

# Ιδιότητες και Αναλυτική Προσομοίωση Απερίσφικτου και Περισφιγμένου Σκυροδέματος Υψηλής Επιτελεστικότητας

ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΙΔΗΣ

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός, M.Sc, Ph.D, DIC, EUR ING

## Περίληψη

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται οι μηχανικές ιδιότητες του απερίσφικτου σκυροδέματος υψηλής επιτελεστικότητας, ενώ γίνεται κριτική επισκόπηση της επίδρασης στις ιδιότητες του περισφιγμένου παραμέτρων, όπως η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, το ποσοστό και το όριο διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού, η απόσταση και η διάταξη των συνδετήρων, η κατανομή του διαμήκους οπλισμού, η ταχύτητα επιβολής της φόρτισης και η εκκεντρότητα στη φόρτιση. Παρουσιάζονται τα αναλυτικά προσομοίωσης, ενώ αξιολογείται η αβεβαιότητα στις προβλέψεις των  $\varepsilon_{cr}$ ,  $\varepsilon_{0.50fc}$  του προτεινόμενου μοντέλου.

## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα σκυροδέματα υψηλής επιτελεστικότητας (ΣΥΕ), σύμφωνα με την ελληνική και διεθνή πρακτική, τις περισσότερες φορές βρίσκουν εφαρμογή σε κατασκευές ιδιαίτερων απαιτήσεων. Η μεγαλύτερη, κατά το δυνατό, επίτευξη οικονομικότητας στις κατασκευές, σε συνδυασμό με την παροχή υψηλότερων δεικτών ασφαλείας, ποιότητας, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας σε διάρκεια απετέλεσαν τους κυριότερους λόγους για την αυξανόμενη χρήση τους στις σύγχρονες κοινωνίες. Δεν είναι, όμως, μόνο οι εξαιρετικές μηχανικές ιδιότητες των ΣΥΕ που οδήγησαν τη διεθνή, κυρίως, πρακτική στην εφαρμογή τους, αλλά και οι διαμορφωμένες κοινωνικές συνθήκες, όπως η αύξηση του κόστους χρήσης γης με συνακόλουθο την καθ' ύψος επέκταση των κτιρίων. Μέσα σε αυτό το περιβάλλον θα πρέπει να προστεθεί και η αναζήτηση ανταγωνιστικού πλεονεκτήματος κυρίως μεγάλων εταιρειών διά μέσω κατασκευής τεχνικών έργων-συμβόλων, που να αντικατοπτρίζουν την κουλτούρα και τη φιλοσοφία, που τις διέπουν (π.χ. οι Δίδυμοι Πύργοι Petronas στη Μαλαισία).

Η αλματώδης πρόοδος της τεχνολογίας του σκυροδέματος καθιστά τον ορισμό των ΣΥΕ έναν κινούμενο στόχο. Ενδεικτικό της δυσκολίας υιοθέτησης ενός δόκιμου ορισμού είναι η απόφαση της σχετικής επιτροπής του American Concrete Institute (ACI) για επανεξέταση του ορισμού κάθε

Υποβλήθηκε: 14.6.2004 Έγινε δεκτή: 12.10.2004

τρία χρόνια, ώστε να αντικατοπτρίζονται κάθε φορά η αποκτηθείσα τεχνολογία και τεχνογνωσία. Ο ορισμός του ACI, που υιοθετήθηκε από το 1998 (Russell [34]) και επαναβεβαιώθηκε το 2001 (Hoff [21]), είναι: Σκυροδέμα Υψηλής Επιτελεστικότητας είναι το σκυροδέμα που εκπληροί ειδικές απαιτήσεις συνδυασμού βελτιωμένων και ομοιόμορφων ιδιοτήτων, που δεν είναι δυνατόν να επιτευχθούν με τις συνήθεις πρακτικές όσον αφορά στη σύνθεση, ανάμιξη, σκυροδέτηση και συντήρηση. Καθ' όμοιο περίπου περιγραφικό τρόπο η Ομάδα Εργασίας της CEB/FIP για τα ΣΥΕ/σκυροδέματα υψηλής αντοχής (ΣΥΑ) [11] ορίζει: Σκυροδέματα Υψηλής Επιτελεστικότητας είναι όλα τα σκυροδέματα με θλιπτική αντοχή πέραν των υφιστάμενων ορίων που υπάρχουν στους εθνικούς κανονισμούς, περίπου 60 MPa και μέχρι 120 MPa, το οποίο είναι και το πρακτικά άνω όριο παραγωγής σκυροδέματος με συνήθη αδρανή υλικά. Λόγω της ευκολίας, που προσδίδει η κατηγοριοποίηση των σκυροδεμάτων βάσει της θλιπτικής αντοχής, η τελευταία είναι και το υιοθετούμενο κριτήριο για τη διακριτοποίηση των ΣΥΕ στην παρούσα εργασία. Έτσι, σκυροδέματα με αντοχή σε θλίψη υψηλότερη από 50 MPa, υψηλή εργασιμότητα και υψηλή διάρκεια στο χρόνο θεωρούνται ΣΥΕ.

Παρ' όλη τη δυσκολία ορισμού των ΣΥΕ είναι σαφής η τάση ενσωμάτωσής τους στις διατάξεις των διεθνών κανονισμών, συμπεριλαμβανομένου και του υπό αναθεώρηση Ευρωκώδικα 2 [12]. Είναι αξιοπρόσεκτο ότι από όλους τους διεθνείς αντισεισμικούς κανονισμούς (ισχύοντες) ο πρώτος που ενσωμάτωσε διατάξεις για ΣΥΕ, είναι ο νεοζηλανδικός (NZS 3101 [31]). Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται συνοπτικά οι κυριότεροι κανονισμοί δίνοντας τη μέγιστη επιτρεπόμενη θλιπτική αντοχή και σχόλια ως προς τις περαιτέρω αναθεωρήσεις.

Όπως συνοψίζεται στις εκθέσεις του ACI και της Ομάδας Εργασίας της CEB/FIP για τα ΣΥΕ/ΣΥΑ [10], τα ΣΥΕ έχουν χρησιμοποιηθεί σε όλο το φάσμα των κατασκευών. Παρ' όλη τη διαδεδομένη χρήση τους σε μη σεισμογενείς περιοχές η εφαρμογή τους σε σεισμογενείς περιοχές υστέρησε σημαντικά, γεγονός που αποδίδεται κυρίως στις επιφυλάξεις

Πίνακας 1: Περίληψη Κανονισμών.

Table 1: Summary of Code of Practice.

Κανονισμός	Έτος Έκδοσης	Χώρα	Μέγιστη Επιτρεπόμενη Θλιπτική Αντοχή $f_c$ (MPa)
ΕΚΩΣ [1]	2000	Ελλάδα	60 (κυβική) / 50 (κυλινδρική)
Eurocode 2 [12]	1992	Ευρώπη	60 (κυβική) / 50 (κυλινδρική) Στην αναθεώρηση [EC 2 (2002)] προτείνεται 90/105
CEB/FIP [11]	1995	Διεθνής	80 (κυλινδρική)
DIN 1045 [20]	2001	Γερμανία	115 (κυβική) / 100 (κυλινδρική)
ACI 318 [2]	2002	Η.Π.Α	Δεν καθορίζεται. Περιορισμός $f_c$ μέχρι 70 MPa σε συγκεκριμένες διατάξεις που διέπουν την συνάφεια.
NZS 3101 [31]	1995	Νέα Ζηλανδία	100 (κυλινδρική)*
AS 3600 [4]	2001	Αυστραλία	65 (κυλινδρική)
BS 8110 [7]	1997	Ηνωμένο Βασίλειο	60 (κυβική) / 50 (κυλινδρική)
NS 3473 [30]	1992	Νορβηγία	105 (κυβική) / 94 (κυλινδρική)

\*Για στοιχεία με απαιτήσεις αντισεισμικότητας επιτρέπεται μέχρι 70 MPa.

για τη μειωμένη πλαστιμότητά τους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, αλλά και λόγω της περιορισμένης πληροφόρησης, απόρροια της μικρής έως τότε έρευνας.

Στον ελλαδικό χώρο η πιο χαρακτηριστική εφαρμογή τους είναι στη Γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου όπου χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα θλιπτικής αντοχής μέχρι και 70 MPa. Παρακάτω παρουσιάζονται επιγραμματικά μερικά από τα πλεονεκτήματα, για τα οποία θα έβλεπε κανείς τη χρήση των ΣΥΕ σκόπιμη έναντι των κοινών σκυροδεμάτων, αλλά και τα μειονεκτήματα, τα οποία θα πρέπει να γνωρίζει και να αντιμετωπίζει.

#### Πλεονεκτήματα

- Υψηλότερη αντοχή ανηγμένη στο κόστος.
- Υψηλότερη αντοχή ανηγμένη στο βάρος.
- Υψηλότερη δυσκαμψία ανηγμένη στο κόστος.
- Υψηλότερο μέτρο ελαστικότητας.
- Χαμηλότερος ερπυσμός.
- Μικρότερη διαπερατότητα.
- Μεγαλύτερη αντοχή στο χρόνο.
- Μεγαλύτερη ανθεκτικότητα σε φυσική και χημική φθορά.
- Ανάπτυξη αντοχής σε συντομότερο χρόνο.
- Μείωση του χρόνου κατασκευής του τεχνικού έργου.
- Αισθητικές λύσεις.
- Οικονομία στην κατασκευή.
- Μεγαλύτερα ανοίγματα και εκμεταλλεύσιμος χώρος.
- Μείωση των διαστάσεων των κατακόρυφων στοιχείων.
- Μείωση του ύψους των διατομών.
- Μείωση των μόνιμων φορτίων.
- Μείωση της απαιτούμενης ποσότητας ξυλοτύπου.
- Μείωση του μήκους αγκύρωσης των οπλισμών.
- Μείωση κόστους συντήρησης λόγω φυσικής φθοράς.
- Έμμεση εξασφάλιση της φιλοσοφίας σχεδιασμού “ισχυρών υποσυλωμάτων – ασθενών δοκών”.
- Μείωση των σεισμικών δυνάμεων που εφαρμόζονται στην κατασκευή (↔μείωση μάζας).

#### Μειονεκτήματα

- Ψαθυρή συμπεριφορά (απερίσφικτου).
- Απαίτηση για μεγαλύτερη περίσφιξη.
- Δεν προδιαγράφεται από κανονισμούς (αλλάζει σταδιακά η κατάσταση).
- Αυστηρότερες απαιτήσεις διασφάλισης ποιότητας τόσο στην παραγωγή όσο και στην κατασκευή.
- Μεγαλύτερο κόστος ανηγμένο στον όγκο.
- Μειωμένη εργασιμότητα (↔χρήση superplasticizers).
- Μεγαλύτερο διάστημα των 28 ημερών για την ανάπτυξη της πλήρους αντοχής.
- Μεγαλύτερες απαιτήσεις συντήρησης μετά τη σκυροδέτηση.
- Χρήση υψηλής διαρροής χάλυβα για την αποφυγή υπερβολικού οπλισμού στη διατομή.
- Η δυσκαμψία δεν αυξάνει ανάλογα με την αντοχή.
- Σχετικά άγνωστο στην Ελλάδα.

## 2. ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

- $b_i$  Απόσταση (από κέντρο σε κέντρο) μεταξύ πλευρικών συγκρατούμενων διαμήκων ράβδων.
- $b_c, d_c$  Διαστάσεις πυρήνα οριζόμενες από το κέντρο του εξωτερικού συνδετήρα.
- $d_c$  Ισοδύναμη διάμετρος ίση με το μήκος της μίας πλευράς του περισφιγμένου πυρήνα (μοντέλο Fafitis et al).
- $E_c$  Εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας.
- $f_c$  Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος.
- $f_{cc}$  Μέγιστη θλιπτική αντοχή σκυροδέματος.
- $f_{yw}$  Όριο διαρροής εγκάρσιου οπλισμού.
- $s$  Απόσταση μεταξύ συνδετήρων.
- $s'$  Καθαρή απόσταση μεταξύ συνδετήρων.
- $t$  Παράμετρος που χρησιμοποιείται στο μοντέλο για το απερίσφικτο σκυρόδεμα από την ομάδα εργασίας της

CEB/FIP για τα σκυροδέματα υψηλής αντοχής/υψηλής επιτελεστικότητας (1995).

- α Τροποποιημένος συντελεστής των Sheikh και Uzumeri για τον υπολογισμό της αποτελεσματικότητας της περισφιζής.
- $\epsilon_c$  Ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος.
- $\epsilon_{c1}$  Παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη τάση του απερίσφικτου σκυροδέματος.
- $\epsilon_{cc1}$  Παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη τάση του περισφιγμένου σκυροδέματος.
- $\epsilon_{sw}$  Παραμόρφωση εγκάρσιου οπλισμού.
- $\epsilon_{cu}$  Οριακή παραμόρφωση σκυροδέματος.
- $\epsilon_{0.30f_c}$  Ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος, όταν η τάση του απερίσφικτου σκυροδέματος μειώνεται στο 30%.
- $\epsilon_{0.50f_c}$  Ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος, όταν η τάση του απερίσφικτου σκυροδέματος μειώνεται στο 50%.
- $\epsilon_{0.50f_{cc}}$  Ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος, όταν η τάση του περισφιγμένου σκυροδέματος μειώνεται στο 50%.
- $\lambda_1, \lambda_2$  Συντελεστές που χρησιμοποιούνται στο μοντέλο Fafitis et al και Diniz et al.
- $\rho_w$  Ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού.
- $\rho_w'$  Ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού υπολογιζόμενο στην εξωτερική περίμετρο των συνδετήρων.
- $\sigma_c$  Τάση σκυροδέματος.
- $\sigma_{sw}$  Τάση εγκάρσιου οπλισμού.
- $\sigma_l$  Πλευρική πίεση.
- $\omega_w$  Μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού.

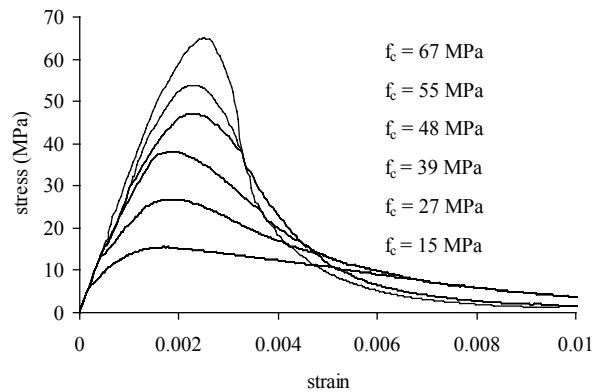
### 3. ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ

Πριν από την έναρξη οποιασδήποτε ανάλυσης είναι απαραίτητη η κατανόηση του μηχανισμού ανάπτυξης της αντοχής και παραμορφωσιμότητας του απερίσφικτου σκυροδέματος, ώστε να γίνουν κατανοητοί οι μηχανισμοί αστοχίας που διαφοροποιούν τα ΣΥΕ από τα κοινά σκυροδέματα. Αξίζει να σημειωθεί ότι στα πρώτα στάδια έρευνας των ΣΥΕ έλειπαν οι πειραματικές αποτιμήσεις σε δοκίμια μεγάλης κλίμακας, γιατί οι υφιστάμενες πειραματικές διατάξεις δεν κάλυπταν τα νέα όρια αντοχών.

#### 3.1. Συμπεριφορά απερίσφικτου σκυροδέματος

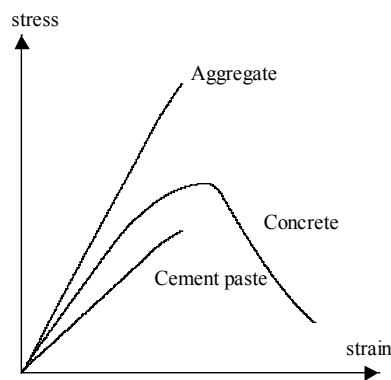
Στο Σχήμα 1 παρουσιάζονται τα διαγράμματα τάσεων – (ανηγμένων) παραμορφώσεων σκυροδεμάτων διαφόρων κατηγοριών υπό μονοαξονική σύνθλιψη. Από τα διαγράμματα είναι έκδηλη η διαφοροποίηση που υφίσταται και στα τρία τμήματα της καμπύλης  $\sigma_c - \epsilon_c$  με την αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος. Ο ανιών κλάδος των σκυροδεμάτων υψηλής αντοχής είναι χαρακτηριστικά πιο ευθύγραμμος και απότομος για μεγαλύτερο ποσοστό της μέγιστης αντοχής, γεγονός που αποδίδεται στη μειωμένη τους μικρορηγματώση (Carrasquillo et al. [8]), λόγω της μικρής διαφοράς στη δυ-

σκαμνία τσιμεντοπολτού και αδρανών (Σχήματα 2-3). Έτσι το γραμμικό τμήμα του ανιόντα κλάδου εκτείνεται έως το 85% της μέγιστης τάσης για τα υψηλής αντοχής σκυροδέματα, σε σύγκριση με το 70% για τα συνήθη σκυροδέματα.



Σχήμα 1: Διαγράμματα τάσεων – παραμορφώσεων απερίσφικτου σκυροδέματος υπό μονοαξονική σύνθλιψη Penelis και Karpos [32]).

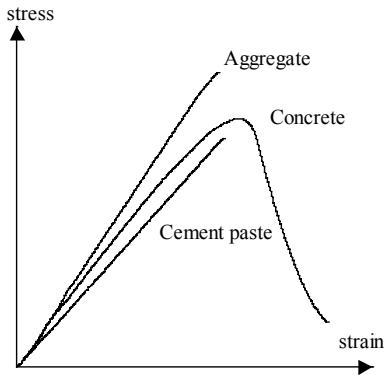
Figure 1: Stress-strain curves for unconfined concrete under uniaxial compression (adopted from Penelis and Karpos [32]).



Σχήμα 2: Διάγραμμα τάσεων–παραμορφώσεων τριμεντοπολτού, αδρανών υλικών και σκυροδέματος συνήθους αντοχής.

Figure 2: Stress - strain curves for cement paste, aggregate and concrete for normal strength concrete.

Ο μικρός αριθμός και το μικρό μήκος των ρηγματώσεων επηρεάζουν και το δεύτερο τμήμα της καμπύλης, το οποίο χαρακτηρίζεται από την απόκλιση του υλικού από την ελαστική συμπεριφορά. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1, η ταχύτητα απομείωσης του εφαπτομενικού μέτρου ελαστικότητας είναι μεγαλύτερη για τα υψηλής αντοχής σκυροδέματα, ενώ η ανηγμένη παραμόρφωση,  $\epsilon_{c1}$ , που αντιστοιχεί στη μέγιστη τάση  $f_c$  αυξάνει με την αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος. Ο φθίνων κλάδος του διαγράμματος  $\sigma_c - \epsilon_c$  του απερίσφικτου σκυροδέματος χαρακτηρίζεται από απότομη κλίση, λόγω της μικρής ανακατανομής τάσεων ανάμεσα στον τσιμεντοπολτό και τα αδρανή προκαλούμενης από τη μικρή διαφορά του μέτρου ελαστικότητας μεταξύ των δύο συστατικών υλικών (βλ. Σχήμα 3).



Σχήμα 3: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων τριμεντοπολτού, αδρανών υλικών και σκυροδέματος υψηλής επιτελεστικότητας.

Figure 3: Stress - strain curves for cement paste, aggregate and concrete for HPC.

Τελικώς η αστοχία επέρχεται απότομα και με εκρηκτικό τρόπο καταδεικνύοντας την ψαθυρή φύση των υλικών υψηλής αντοχής, ενώ η επιφάνεια αστοχίας διέρχεται μέσω των αδρανών και του κονιάματος έχοντας μικρότερη τραχύτητα εν συγκρίσει με κοινά σκυροδέματα, των οποίων οι επιφάνειες αστοχίας διέρχονται από τη διεπιφάνεια αδρανών - κονιάματος.

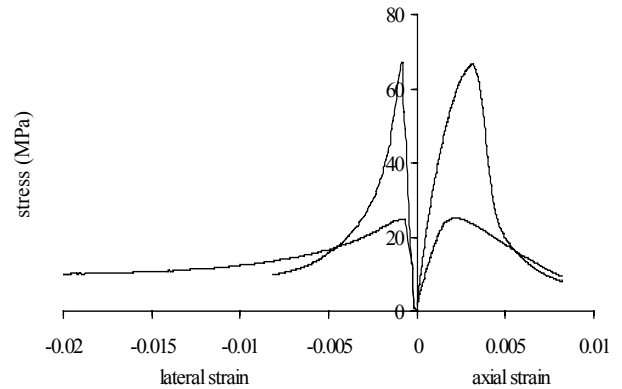
**3.2. Συμπεριφορά περισφιγμένου σκυροδέματος**

Η έννοια της περίσφιξης και η συνεισφορά της στην αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας του σκυροδέματος έχουν επιβεβαιωθεί τόσο πειραματικά όσο και αναλυτικά, και όλοι οι αντισεισμικοί κανονισμοί ενσωματώνουν διατάξεις για την τοποθέτηση οπλισμού περίσφιξης (Eurocode 8 [13]).

Στα σκυροδέματα υψηλής αντοχής, όμως, λόγω της μικρότερης εγκάρσιας διόγκωσης (Σχήμα 4) έχει διαπιστωθεί πειραματικά ότι η διαρροή του εγκάρσιου οπλισμού δεν επέρχεται ταυτόχρονα με την ανάπτυξη της μέγιστης τάσης του σκυροδέματος, παρά μόνο σε πολύ καλά περισφιγμένα στοιχεία (Nagashima et al. [29], Cusson και Paultre [15], Bing et al. [6], Shin et al. [39]). Έτσι τα ΣΥΕ απαιτούν πολύ καλή περίσφιξη με εφαρμογή κατάλληλων διατάξεων πολλαπλών συνδετήρων.

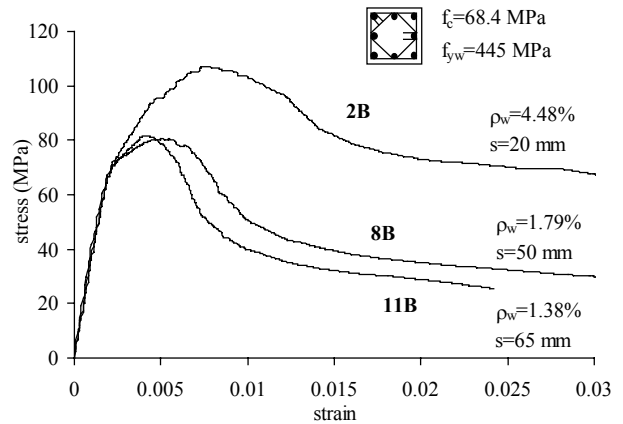
Η εφαρμογή μονού συνδετήρα έχει αποδειχθεί πειραματικά ότι δεν βοηθάει στην ενίσχυση της πλαστιμότητας των ΣΥΕ (Yong et al. [44], Cusson και Paultre [15], Bing et al. [6], Saatcioglu και Razvi [35]).

Η αύξηση του ποσοστού του εγκάρσιου οπλισμού, όπως και στα κοινά σκυροδέματα, αυξάνει την αντοχή και την πλαστιμότητα του περισφιγμένου σκυροδέματος (βλ. Σχήμα 5) αλλά σε μικρότερο βαθμό στην περίπτωση των ΣΥΕ (ACI Committee 441 [3]), γεγονός που αποδίδεται στη μειωμένη εγκάρσια διόγκωση λόγω του μεγαλύτερου μέτρου ελαστικότητας, μικρότερου λόγου Poisson, και μειωμένη μικρορηγμάτωση (Cusson και Paultre [15]).

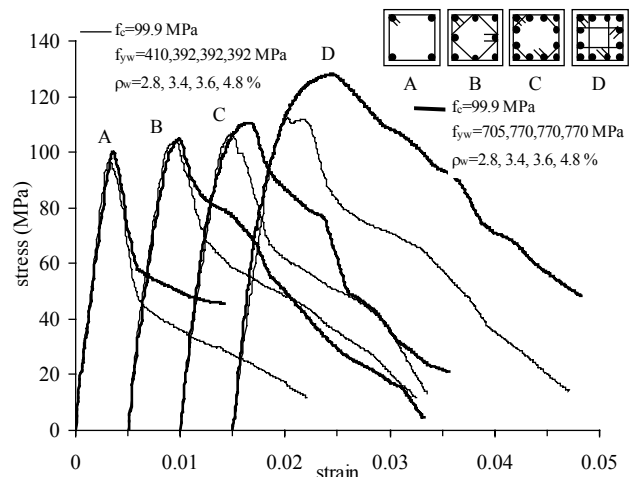


Σχήμα 4: Αξονική τάση - αξονική παραμόρφωση και εγκάρσια παραμόρφωση ΣΥΕ (Shah [37]).

Figure 4: Axial stress vs. axial strain and lateral strain for normal and HPC concrete (adopted from Shah [37]).



Σχήμα 5: Επιρροή του ποσοστού του εγκάρσιου οπλισμού. Figure 5: Effect of the amount of transverse reinforcement (Bing et al. [6]).

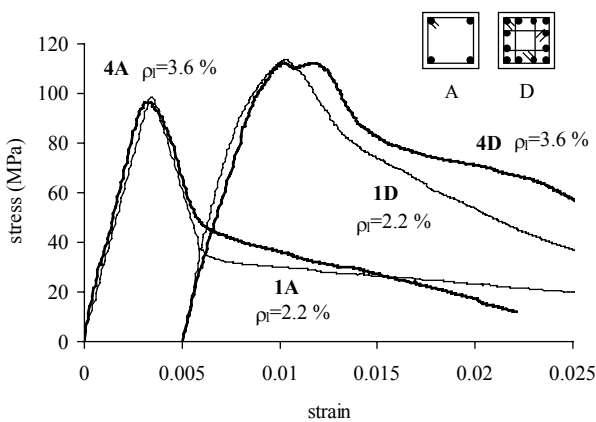


Σχήμα 6: Επιρροή της ποσότητας και του ορίου διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού (Cusson και Paultre [15]).

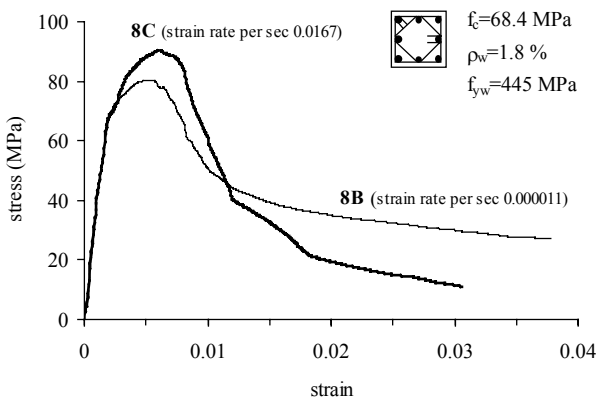
Figure 6: Effect of the amount and yield strength of transverse reinforcement (Cusson και Paultre [15]).

Αύξηση, επίσης, των δυνάμεων περισφίξεως, προκαλούμενη είτε με αύξηση του ορίου διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού (Σχήμα 6) είτε με μείωση της απόστασης των συνδετήρων είτε με καλή κατανομή του διαμήκου οπλισμού (Σχήμα 7), οδηγεί, όπως και στα κοινά σκυροδέματα, σε αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας. Η χρήση χάλυβα υψηλής διαρροής είναι πιθανόν και η μόνη διέξοδος για την αποφυγή πυκνών διατάξεων οπλισμού και των επακόλουθων προβλημάτων που επιφέρει αυτό στην κατασκευή.

Η επιρροή της ταχύτητας επιβολής της φόρτισης, παρ' όλο που πειραματικά δεν έχει εκτενώς διερευνηθεί για τα ΣΥΕ, φαίνεται να έχει ευμενή αποτελέσματα αναφορικά με την πλαστιμότητα (Bing et al. [6]), ενώ δεν προκαλεί αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος, όπως στα κοινά σκυροδέματα, που δύναται να αιτιολογηθεί από τη μη διαρροή του οπλισμού περισφίξης τη χρονική στιγμή ανάπτυξης της μέγιστης τάσης του σκυροδέματος, όπως προαναφέρθηκε (Σχήμα 8).



Σχήμα 7: Επιρροή διαμήκου οπλισμού.  
Figure 7: Effect of the longitudinal reinforcement (Cusson και Paultre [15]).



Σχήμα 8: Επιρροή της ταχύτητας επιβολής της φόρτισης.  
Figure 8: Effect of the rate of loading (Bing et al. [6]).

Τέλος, η εκκεντρότητα της φόρτισης, περίπτωση τυπική στα υποστυλώματα, δεν επηρεάζει την αντοχή, αλλά βελτιώνει την πλαστιμότητα (Ibrahim και MacGregor [22]), εντούτοις σε μικρότερο βαθμό απ' ό,τι στα κοινά σκυροδέματα (Foster και Attard [19]).

## 4. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

### 4.1. Απερίσφικτο σκυρόδεμα

Από τις πιο εύχρηστες αναλυτικές εκφράσεις για την περιγραφή του διαγράμματος τάσης-παραμόρφωσης του απερίσφικτου σκυροδέματος είναι η πρόταση που υιοθετήθηκε από τον CEB Model Code 1990 [9]. Η καμπύλη, που περιγράφει τόσο τον ανιόντα όσο και το φθίνοντα κλάδο μέχρι την τιμή που αντιστοιχεί στο  $0.50 f_c$ , είναι η εξίσωση του Sargin [36] που δίνεται στην εξίσωση 1:

$$0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{0.50f_c} \quad \sigma = \frac{\frac{E_c}{E_{c1}} \epsilon_c - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{c1}} - 2\right) \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}} f_c \text{ (MPa)} \quad (4.1)$$

Για σκυροδέματα έως C80 (κυλινδρική αντοχή 80 MPa) η τιμή της ανηγμένης παραμόρφωσης, που αντιστοιχεί στη μέγιστη τάση,  $\epsilon_{c1}$ , λαμβάνεται σταθερή και ίση με 0.0022. Η «χρήσιμη» παραμόρφωση ή η παραμόρφωση αστοχίας δίνεται στην εξίσωση 2 και αντιστοιχεί σε τάση 50% της μέγιστης:

$$\epsilon_{0.50f_c} = \frac{\epsilon_{c1}}{2} \left[ \left( \frac{E_c}{2E_{c1}} + 1 \right) + \sqrt{\left( \frac{E_c}{2E_{c1}} + 1 \right)^2 - 2} \right] \quad (4.2)$$

Η ομάδα εργασίας της CEB/FIP για τα σκυροδέματα υψηλής αντοχής / υψηλής επιτελεστικότητας [11] υιοθέτησε την πρόταση των Van Gysel και Taerwe [43], η οποία συνδυάζει δύο σχέσεις για την περιγραφή της καμπύλης τάσης-παραμόρφωσης του απερίσφικτου σκυροδέματος. Για τον ανιόντα κλάδο της καμπύλης και μέχρι την παραμόρφωση  $\epsilon_{c1}$  η εξίσωση 4.1 συνεχίζει να ισχύει, ενώ για το φθίνοντα προτείνεται η εξίσωση 3, όπου η τιμή  $t$  δίνεται για σκυροδέματα έως C100 (κυλινδρική αντοχή 100 MPa).

$$\epsilon_c > \epsilon_{c1} \quad \sigma = \frac{\frac{E_c}{E_{c1}}}{1 + \frac{\epsilon_c}{t} \frac{E_{c1}}{E_c}} f_c \text{ (MPa)} \quad (4.3)$$

Η τιμή της ανηγμένης παραμόρφωσης, που αντιστοιχεί στη μέγιστη τάση,  $\epsilon_{c1}$ , δεν είναι πλέον σταθερή, αλλά τρο-

ποποιήθηκε για τα σκυροδέματα υψηλής επιτελεστικότητας σύμφωνα με την πρόταση των Thorenfeldt et al. [41] ως ακολούθως:

$$\varepsilon_{c1} = \frac{0.70f_c^{0.31}}{1000} \quad (4.4)$$

Για το αρχικό εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας,  $E_c$ , η ομάδα εργασίας της CEB/FIP για τα σκυροδέματα υψηλής αντοχής / υψηλής επιτελεστικότητας [11] προτείνει την ακόλουθη σχέση:

$$E_c = 22000 \left( \frac{f_c}{10} \right)^{0.3} \quad (\text{MPa}) \quad (4.5)$$

Αντιθέτως, οι Thorenfeldt et al. [41] χρησιμοποίησαν την εξίσωση του Popovic [33] (εξίσωση 4.6) για να περιγράψουν το διάγραμμα  $\sigma_c - \varepsilon_c$  για το απερίσφικτο σκυροδέμα. Προκειμένου να καταστεί πιο απότομη η κλίση του φθίνοντα κλάδου, εισήχθη ο συντελεστής  $k$ , ο οποίος λαμβάνει την τιμή

της μονάδος για τον ανιόντα κλάδο και την τιμή  $\frac{f_c}{20}$  για το φθίνοντα.

$$\sigma_c = \frac{\eta \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}}{\eta - 1 + \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k\eta}} f_c \quad (\text{MPa}) \quad (4.6)$$

όπου:

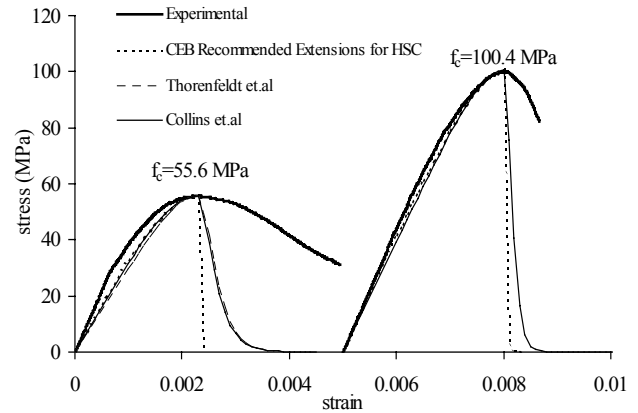
$$\eta = \frac{8.32}{8.32 - f_c^{0.475}} \quad (4.7)$$

Οι Collins et al. [14] πρότειναν την τιμή  $0.70 + \frac{f_c}{20}$  για το συντελεστή  $k$  και την εξίσωση 4.8 για το συντελεστή  $\eta$ :

$$\eta = 0.8 + \frac{f_c}{17} \quad (4.8)$$

Στο Σχήμα 9 δίνονται επιλεκτικά τα συγκριτικά διαγράμματα  $\sigma_c - \varepsilon_c$  των προαναφερόμενων μοντέλων χρησιμοποιώντας τα πειραματικά αποτελέσματα των Cusson και Paultre [15] επί κυλινδρικών δοκιμίων  $150 \times 300$  mm με αντοχή σκυροδέματος 55.6 MPa και 100.4 MPa. Οι τιμές των  $E_c$ ,  $f_c$ ,  $\varepsilon_{c1}$  λήφθηκαν απευθείας από τα πειραματικά αποτελέσματα. Όπως παρουσιάζεται, και οι τρεις αναλυτικές εκφράσεις δίνουν συντηρητικές προβλέψεις, με το μοντέλο της CEB να είναι το πλέον συντηρητικό. Τα μοντέλα των Thorenfeldt et al. [41] και Collins et al. [14] έδωσαν παρόμοια αποτελέσματα για το δοκίμιο με αντοχή σκυροδέματος 55 MPa, ενώ η καμπύλη  $\sigma_c - \varepsilon_c$  δεν ήταν δυνατόν να παραχθεί με το μοντέλο

του Thorenfeldt, γιατί ο παρονομαστής της εξίσωσης 6 μηδενίζεται για σκυροδέματα με αντοχή 85 MPa και άνω.



Σχήμα 9: Σύγκριση αναλυτικών σχέσεων  $\sigma_c - \varepsilon_c$  απερίσφικτου σκυροδέματος υψηλής επιτελεστικότητας.

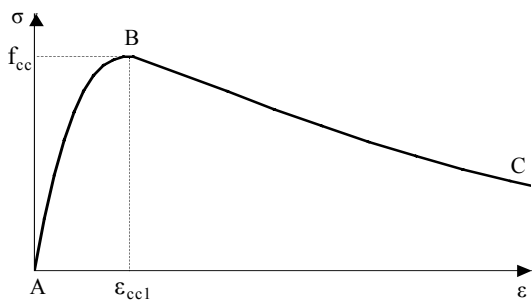
Figure 9: Comparison of analytical stress-strain curves for unconfined HPC.

#### 4.2. Περισιγμένο σκυροδέμα

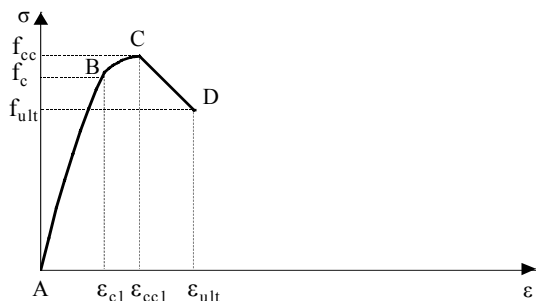
Το θέμα της περίσφιξης του σκυροδέματος έχει ερευνηθεί τόσο πειραματικά όσο και αναλυτικά στο παρελθόν (Vallenas et al. [42], Mander et al. [27], Saatcioglu και Razvi [35]) και έχουν προταθεί αρκετά αναλυτικά μοντέλα που να προβλέπουν τη σχέση τάσης-παραμόρφωσης του περισιγμένου σκυροδέματος τόσο κανονικής όσο και υψηλής αντοχής. Τα περισσότερα δε από αυτά βασίζονται σε πειραματικές εργασίες, όπου αρκετές παράμετροι έχουν εξαχθεί από τη στατιστική επεξεργασία των πειραματικών αποτελεσμάτων.

Αναλόγως του βαθμού πολυπλοκότητας του μοντέλου λαμβάνονται υπόψη μεταβλητές, όπως η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, το ποσοστό και το όριο διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού, η απόσταση και η διάταξη των συνδετήρων, η κατανομή του διαμήκους οπλισμού, καθώς ακόμα παράμετροι, που επηρεάζουν την περίσφιξη έμμεσα, όπως η ταχύτητα επιβολής της φόρτισης και η εκκεντρότητα στη φόρτιση.

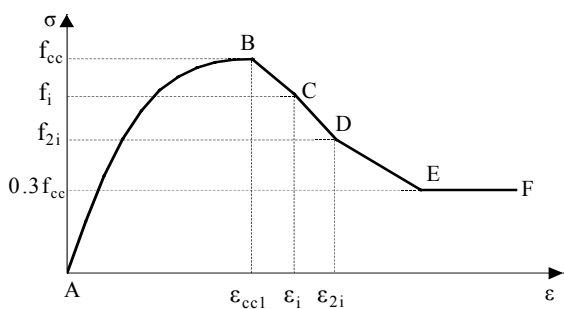
Παρακάτω εξετάζονται τα αναλυτικά μοντέλα, που προτάθηκαν για τη σχέση τάσης-παραμόρφωσης του περισιγμένου σκυροδέματος υψηλής επιτελεστικότητας από τους Fafitis και Shah [18], Yong, Nour και Nawy [44], Bjerkeli, Tomaszewicz και Jensen [5], Nagashima, Sugano, Kimura και Ichikawa [29], Muguruma, Nishiyama και Watanabe [28], Cusson και Paultre [16], Sun και Sakino [40], Bing, Park και Tanaka [6], Ibrahim και MacGregor [23], Diniz και Frangopol [17]. Τα διαγράμματα των αναλυτικών μοντέλων παρουσιάζονται στο Σχήμα 10, ενώ οι κύριες εξισώσεις τους δίνονται στον Πίνακα 2. Όλα τα μοντέλα χρησιμοποιούν παραβολικής μορφής καμπύλη για την περιγραφή του ανιόντα κλάδου. Σύμφωνα με τους Fafitis και Shah [18] η



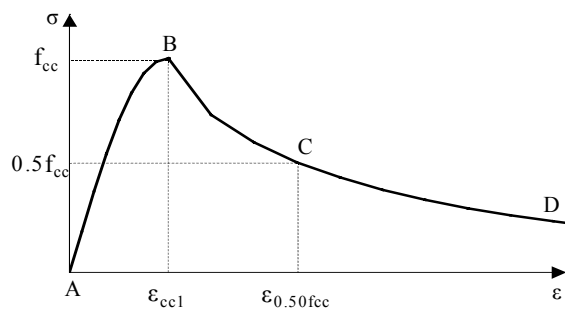
a) Fafitis et al. Model [18]  
Diniz et al. Model [17]



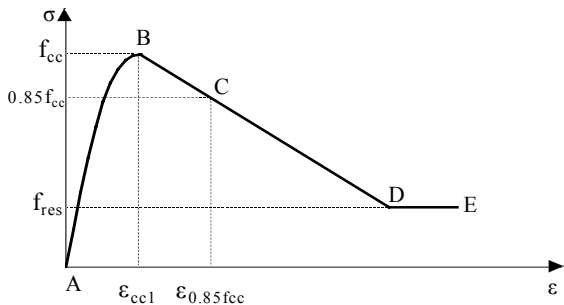
e) Muguruma et al. Model [28]



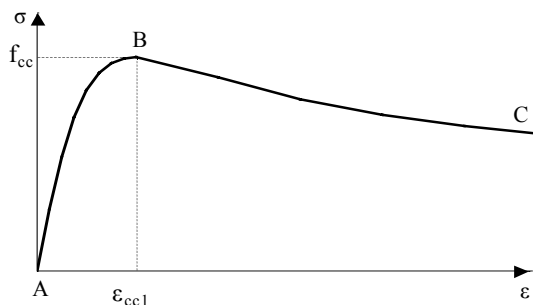
b) Yong et al. Model [44]



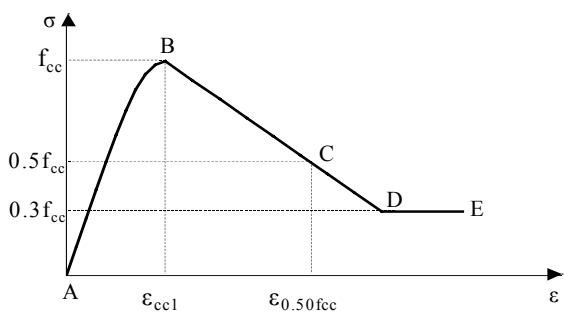
f) Cusson et al. Model [16]



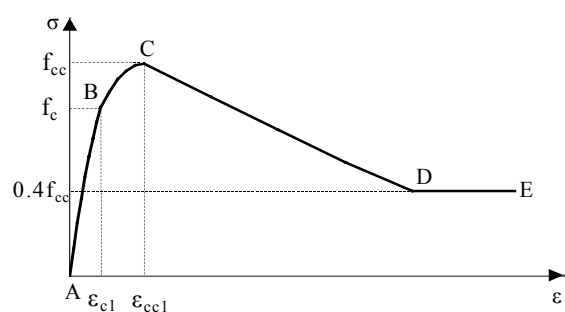
c) Bjerkeli et al. Model [5]  
Ibrahim et al. Model [23]



g) Sun et al. Model [40]



d) Nagashima et al. Model [29]



h) Bing et al. Model [6]

Σχήμα 10: Αναλυτικά διαγράμματα τάσης-παραμόρφωσης σκυροδεμάτων υψηλής επιτελεστικότητας.  
Figure 10: Analytical stress-strain curves for confined HPC.

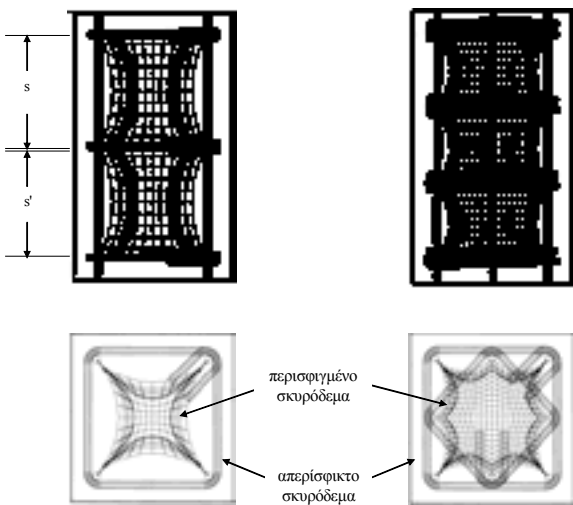
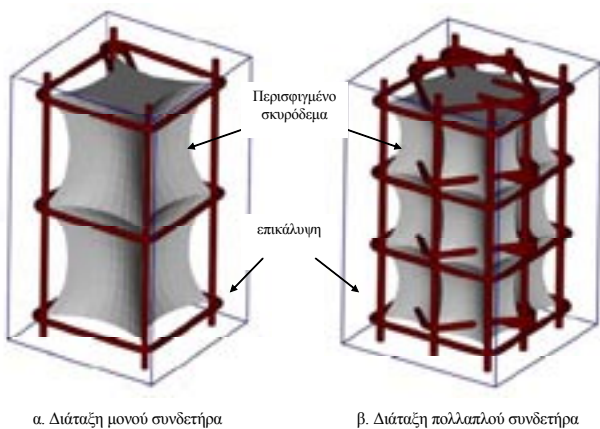
Model	Equations	Comments
Fafitis & Shah (1985)	$f_{cc} = \lambda_2 \left[ f_c + \left( 1.15 + \frac{21.02}{f_c} \right) \sigma_l \right]$ $\lambda_2 = 1 + 15 \left( \frac{\sigma_l}{f_c} \right)^3$ $\varepsilon_{0.50fcc} = \varepsilon_{cc1} - \left( \frac{\ln 0.5}{k} \right)^{1.15}$ $\sigma_l = \left( \frac{A_{sw}^{tot} f_{yw}}{s d_e} \right)$ $\lambda_1 = 1 + 25 \frac{\sigma_l}{f_c} \left[ 1 - e^{-(0.0223 f_c)^9} \right]$	$f_{cc}, \varepsilon_{cc1}$ derived from statistical analysis of experimental data on 76x152mm cylinders with $26 \leq f_c \leq 66$ MPa $k = 24.65 f_c e^{\left( -1.45 \frac{\sigma_l}{\lambda_1} \right)}$
Yong et al. (1988)	$f_{cc} = f_c (1 + 0.11 \sigma_l)$ $\varepsilon_{0.50fcc} = \varepsilon_{cc1} \left[ -(C+2) \pm \sqrt{(C+2)^2 + 4(D-1)} \right] / [2(D-1)]$ $\sigma_l = \left( 1 - \frac{0.245s}{d_c} \right) \left( \rho_w'' + \frac{n \Phi_w \rho_l}{8s \Phi_l} \right) \frac{f_{yw}}{\sqrt{f_c}}$ $C = \left( \frac{\varepsilon_{2i} - \varepsilon_i}{\varepsilon_{cc1}} \right) \left\{ \frac{\varepsilon_{2i} E_i}{f_{cc} - f_i} - \frac{4 \varepsilon_i E_{2i}}{f_{cc} - f_{2i}} \right\}$ $D = (\varepsilon_i - \varepsilon_{2i}) \left\{ \frac{E_i}{f_{cc} - f_i} - \frac{4 E_{2i}}{f_{cc} - f_{2i}} \right\}$	$\rho_w'' = \frac{\text{Volume of Ties}}{(b_c d_c - A_{sl}^{tot}) s}$ $f_{cc}, \varepsilon_{cc1}$ derived from linear regression of test results on 152x152x457 and 133x133x457 mm lightly confined specimens with $84 \leq f_c \leq 94$ MPa
Bjerkeli et al. (1990)	$f_{cc} = f_c + 4 \alpha \sigma_l \quad 45 < f_c \leq 80 \text{ MPa}$ $f_{cc} = f_c + 3 \alpha \sigma_l \quad 80 < f_c \leq 90 \text{ MPa}$ $\varepsilon_{0.50fcc} = \varepsilon_{cc1} + \frac{f_{cc}}{2Z}$ $\sigma_l = \frac{\rho_w' f_{yw}}{2}$ $Z = \frac{0.15 f_{cc}}{\varepsilon_{0.85fcc} - \varepsilon_{cc1}}$ $\alpha_n = \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{5.5 b_c d_c} \right)$ $\alpha_s = \left( 1 - \frac{s}{d_{so}} \right)$ $F = \frac{1}{1 + (1/\alpha \sigma_l)^{0.25}}$	$\varepsilon_{0.85fcc} = \varepsilon'_{cc85} + \frac{0.05 \alpha \sigma_l}{f_c (1-F)}$ Tests on small and large-scale specimens were used; $\alpha$ is the largest of $\alpha_n, \alpha_s$
Nagashima et al. (1992)	$f_{cc} = 0.85 f_c + 9.83 \sqrt{\alpha \rho_w f_{yw}} \quad f_c \leq 118 \text{ MPa}$ $\varepsilon_{0.50fcc} = \varepsilon_{cc1} + 0.193 \left( \frac{\alpha \rho_w f_{yw}}{0.85 f_c} \right)$ $\alpha = \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s}{2 b_c} \right) \left( 1 - \frac{s}{2 d_c} \right)$	$f_{cc}, \varepsilon_{cc1}$ and $\varepsilon_{0.50fcc}$ derived from linear regression analysis of test results on 225x225x716mm specimens confined with high yield steel columns with $60 \leq f_c \leq 118$
Muguruma et al. (1993)	$f_{cc} = (1 + 49 \sigma_l) f_c \quad 20 \leq f_c \leq 160 \text{ MPa}$ $\sigma_l = 0.313 \rho_w \sqrt{\frac{f_{yw}}{f_c}} \left( 1 - \frac{s}{d_{so}} \right)$ $\varepsilon_{ult} = (1 + 611 \sigma_l) \varepsilon_{ult}$	$f_{cc}, \varepsilon_{cc1}$ derived from regression analysis on 147x147x400mm specimens confined by high yield steel without longitudinal reinforcement
Cusson & Paultre (1993b)	$f_{cc} = f_c \left[ 1 + 2.1 \left( \frac{\sigma_l}{0.85 f_c} \right)^{0.7} \right]$ $\varepsilon_{0.50fcc} = \varepsilon_{0.50fc} + 0.15 \left( \frac{\sigma_l}{0.85 f_c} \right)^{1.1}$ $\sigma_l = \alpha \rho_w \sigma_{sw}$ $\alpha = \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 d_c} \right) / (1 - \rho_l)$	$f_{cc}, \varepsilon_{cc1}, \varepsilon_{0.50fcc}$ derived from linear regression analysis of test results on large-scale specimens with $52 \leq f_c \leq 118$ MPa;
Sun & Sakino (1993a)	$f_{cc} = f_c + 11.5 \sigma_l$ $\varepsilon_{0.50fcc} = \varepsilon_{cc1} \left[ -(A+2) \pm \sqrt{(A+2)^2 + 4A + 4(D-1)} \right] / [2(D-2)]$ $\sigma_l = \rho_w f_{yw} \frac{\Phi_w}{b_l} \left( 1 - \frac{s}{2 d_c} \right)$ $D = 1.5 - 0.017 f_c + 1.6 \sqrt{\frac{(f_{cc} - f_c)}{23}}$ $A = \frac{E_c}{E_{c1}}$	$f_{yw}$ not greater than 687 MPa
Bing et al. (1994)	$f_{cc} = f_c \left[ -0.413 + 1.413 \sqrt{1 + 11.4 \frac{\sigma_l}{f_c} - \frac{2 \sigma_l}{f_c}} \right]$ for $f_{yw} \leq 550$ MPa $f_{cc} = f_c \left[ -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 a_s \frac{\sigma_l}{f_c} - 2 a_1 \frac{\sigma_l}{f_c}} \right]$ for $f_{yw} > 1200$ MPa $\varepsilon_{ult} = \varepsilon_{c1} \left[ 2 + (c_1 - c_2 f_c) \sqrt{\sigma_l / f_c} \right]$ $\sigma_l = \frac{1}{2} \alpha \rho_w f_{yw}$ $a_1 = 1.56 \left( \frac{\sigma_l}{f_c} \right)$ $\alpha = \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 d_c} \right) / (1 - \rho_l)$	-for $f_{yw} \leq 550$ MPa & $f_c < 80$ MPa $c_1 = 122.5, c_2 = -0.92$ -for $f_{yw} \leq 550$ MPa & $f_c < 80$ MPa $c_1 = 82.75, c_2 = -0.37$ -for $f_{yw} > 1200$ MPa & $f_c \leq 52$ MPa $c_1 = 69.85, c_2 = -0.6$ -for $f_{yw} > 1200$ MPa & $f_c > 52$ MPa $c_1 = 49.0, c_2 = -0.2$
Ibrahim & MacGregor (1996)	$f_{cc} = f_c + 4 \alpha \sigma_l \quad 45 < f_c \leq 80 \text{ MPa}$ $f_{cc} = f_c + 3 \alpha \sigma_l \quad 80 < f_c \leq 90 \text{ MPa}$ $f_{cc} = f_c + 2 \alpha \sigma_l \quad f_c \geq 90 \text{ MPa}$ $\varepsilon_{0.50fcc} = \varepsilon_{cc1} + \frac{f_{cc}}{2Z}$ $\sigma_l = \frac{\rho_w' f_{yw}}{2}$ $Z = \frac{0.15 f_{cc}}{\varepsilon_{0.85fcc} - \varepsilon_{cc1}}$ $\alpha = \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{5.5 b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s}{2 b_c} \right) \left( 1 - \frac{s}{2 d_c} \right)$ $F = \frac{1}{1 + (1/\alpha \sigma_l)^{0.25}}$	$\varepsilon_{0.85fcc} = \varepsilon'_{cc85} + \frac{0.04 \alpha \sigma_l}{f_c (1-F)}$ Modification of the Bjerkeli et al. model
Diniz & Frangopol (1997)	Modification of the Fafitis et al. model $\sigma_l = \left( \frac{\rho_w f_{yw}}{2} \right) \left( 1 - \frac{s}{d_e} \right)$	$f_{yw}$ not greater than 482.7 MPa for $f_c \leq 89.6$ MPa or 413.7 MPa for $f_c > 89.6$ MPa

Πίνακας 2: Περίληψη εξισώσεων αναλυτικών μοντέλων για αντοχή και πλαστικότητα.  
Table 2: Summary of models for strength and ductility of rectilinearly confined HPC.



αύξηση της αντοχής λόγω περίσφιξης δίνεται ως συνάρτηση της πλευρικής πίεσης ( $\sigma_l$ ). Για την εκτίμηση της πλευρικής πίεσης γίνεται η υπόθεση ότι ένα υποστυλώμα τετραγωνικής διατομής είναι ισοδύναμο με ένα κυκλικής διατομής με διάμετρο ίση με το μήκος της μίας πλευράς του περισφιγμένου πυρήνα του τετραγωνικού υποστυλώματος ( $d_c$ ). Η τελευταία υπόθεση υπονοεί ότι η κατανομή του διαμήκους οπλισμού γύρω από τον πυρήνα, η απόσταση των συνδετήρων μεταξύ τους καθώς και η διάταξή τους δεν επηρεάζουν την πλευρική πίεση. Οι Diniz και Frangopol [17] τροποποίησαν το μοντέλο των Fafitis και Shah [18] λαμβάνοντας υπόψη την απόσταση των συνδετήρων στον υπολογισμό της πλευρικής πίεσης κατά μήκος του φθίνοντα κλάδου.

Η ύπαρξη μη επαρκώς περισφιγμένων περιοχών μεταξύ των συνδετήρων αναγνωρίζεται από τα αναλυτικά μοντέλα των Yong et al. [44], Sun et al. [40], Bjerkeli et al. [5]. Εν αντιθέσει, οι Nagashima et al. [29], Cusson et al. [16], Bing et al. [6], και Ibrahim et al. [23] συνέδεσαν την αύξηση της αντοχής με το τμήμα του πυρήνα που είναι ενεργώς περισφιγμένο, χρησιμοποιώντας την πρόταση των Sheikh και Uzumeri [38] (βλ. Σχήμα 11).



Σχήμα 11: Ενεργώς περισφιγμένο εμβαδόν σκυροδέματος.  
Figure 11: Effectively confined concrete area.

Οι Cusson και Paultre, με βάση την παρατήρηση ότι ο εγκάρσιος οπλισμός διαρρέει τη στιγμή της μέγιστης αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος μόνο σε δοκίμια με πολύ καλή περίσφιξη, πρότειναν μία επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό της παραμόρφωσης ( $\epsilon_{sw}$ ) και της τάσης ( $\sigma_{sw}$ ) του εγκάρσιου οπλισμού τη στιγμή της μέγιστης αντοχής, η οποία με τη σειρά της επηρεάζει ολόκληρη την καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης.

Οι Sun και Sakino περιορίζουν τη συνεισφορά του εγκάρσιου οπλισμού στην πλευρική πίεση στα 687 MPa, ενώ οι Diniz και Frangopol προτείνουν χαμηλότερες τιμές ανάλογα με την αντοχή του σκυροδέματος. Τέλος, οι Bing et al. προτείνουν διαφορετικές εξισώσεις για περίσφιξη με χάλυβα ορίου διαρροής  $f_{yw} \leq 550$  MPa και για χάλυβα με όριο διαρροής  $f_{yw} > 1200$  MPa, αλλά καμία πρόταση δεν έγινε για το ενδιάμεσο εύρος.

Στο αναλυτικό μοντέλο των Bing et al. η οριακή παραμόρφωση του σκυροδέματος,  $\epsilon_{cu}$ , ορίζεται τη στιγμή της θραύσης του πρώτου σκέλους συνδετήρα, δίνοντας διαφορετικές εξισώσεις για κάθε περίπτωση.

Η τιμή του Πίνακα 2, που προτείνεται από τους Muguruma et al. για το  $\epsilon_{cu}$ , προέκυψε από πειραματικά αποτελέσματα από οκτώ βαριά οπλισμένων υποστυλωμάτων διαστάσεων 200 x 200 x 1500 mm και αντοχής από 86 MPa έως 116 MPa.

Τέλος, οι Cusson και Paultre επεσήμαναν ότι η οριακή παραμόρφωση μπορεί γενικώς να οριστεί για τάση του σκυροδέματος 50% της μέγιστης αντοχής του περισφιγμένου κατά μήκος του φθίνοντα κλάδου, καθώς σε αυτό το στάδιο παρατηρείται να λαμβάνει χώρα θραύση του πρώτου σκέλους συνδετήρα.

#### 4.2.1. Προτεινόμενο μοντέλο για το περισφιγμένο σκυροδέμα

Για την αναλυτική περιγραφή του διαγράμματος τάσης-παραμόρφωσης των σκυροδεμάτων υψηλής επιτελεστικότητας οι Karros και Konstantinidis [24] πρότειναν τις παρακάτω εξισώσεις (βλ. Σχήμα 12):

Ανιών Κλάδος

$$0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{cc1} \quad \sigma_c = \frac{f_{cc} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc1}} \frac{E_c}{E_c - E_{c1}}}{\frac{E_c}{E_c - E_{c1}} - 1 + \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc1}} \right)^{\frac{E_c}{E_c - E_{c1}}}} \quad (4.9)$$

## Φθίνων Κλάδος

$$\varepsilon_c > \varepsilon_{cc1} \quad \sigma_c = f_{cc} \left[ 1 - 0.5 \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cc1}}{\varepsilon_{0.50fcc} - \varepsilon_{cc1}} \right] \geq 0.3f_{cc} \quad 4.10$$

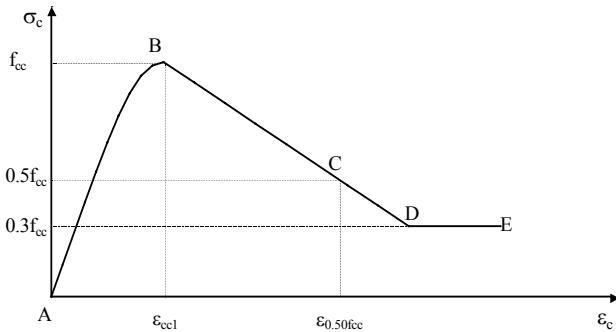
Με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα από 108 υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής με αντοχή σκυροδέματος 50 MPa έως 125 MPa και ορίου διαρροής εγκάρσιου οπλισμού από 340 έως 1390 MPa, προτάθηκαν οι εξισώσεις 4.11 και 4.12 για τη μέγιστη αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος και την παραμόρφωση, όταν η τάση μειωθεί στο 50% κατά μήκος του φθίνοντος κλάδου.

$$f_{cc} = 0.85f_c + 10.3 (\alpha \rho_w f_{yw})^{0.4} \quad (\text{MPa}) \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_{0.50fcc} = \varepsilon_{c1} + 0.0911 (\alpha \omega_w)^{0.8} \quad (4.12)$$

όπου:

$$\alpha = \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s}{2d_c} \right) \quad (4.13)$$



Σχήμα 12: Προτεινόμενο διάγραμμα τάσης-παραμόρφωσης για μονοαξονική φόρτιση.

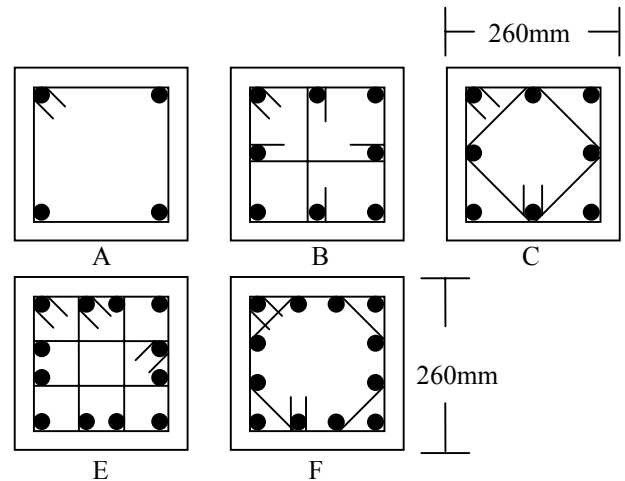
Figure 12: Stress-strain curve of proposed model under uniaxial loading.

Η αξιολόγηση της αβεβαιότητας των προβλέψεων του προτεινόμενου μοντέλου έχει εξεταστεί [24, 25, 26] με χρήση 125 πειραμάτων. Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η αβεβαιότητα του προτεινόμενου μοντέλου συσχετιζόμενη με τις προβλέψεις των παραμορφώσεων  $\varepsilon_{cc1}$  και  $\varepsilon_{0.50fcc}$ . Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται τα πειραματικά αποτελέσματα από 21 δοκίμια διαστάσεων 260x260x1200mm υπό μονοαξονική θλίψη (Shin et al. [39]). Η αντοχή σκυροδέματος των δοκιμών κυμαινόταν από 44.5 MPa έως 87.5 MPa. Οι λεπτομέρειες των δοκιμών δίνεται περιληπτικά στον Πίνακα 3 και η διάταξη του οπλισμού στο Σχήμα 13.

Πίνακας 3: Περίληψη πειραματικών Shin et al. [39].

Table 3: Summary of the Shin et al. [39] experimental data.

No	Ονομασία Δοκιμίου	$f_c$ MPa	$\rho_w$ %	s mm	$f_{yw}$ MPa	Διάταξη
1	HSC-A-08	44.5	1.90	50	500	A
2	HSC-E-08	49.5	1.92	115	500	E
3	USC-B-08	87.5	3.45	65	440	B
4	USC-C-08	87.0	3.40	75	440	C
5	USC-E-08	86.7	2.53	75	500	E
6	USC-F-08	86.5	4.02	55	500	F
7	HSC-A-10	44.5	2.37	40	500	A
8	HSC-E-10	45.0	2.46	90	500	E
9	USC-B-10	86.0	4.49	50	440	B
10	USC-B-10	86.9	4.04	50	330	B
11	USC-C-10	87.5	4.25	60	440	C
12	USC-C-10	86.3	3.83	60	330	C
13	USC-E-10	86.8	3.74	80	440	E
14	USC-E-10	86.5	3.16	60	500	E
15	USC-F-10	85.9	5.82	60	440	F
16	HSC-A-12	47.0	3.32	45	440	A
17	HSC-E-12	50.0	2.53	75	500	E
18	USC-B-12	86.3	4.99	45	440	B
19	USC-C-12	85.9	5.10	50	440	C
20	USC-E-12	86.0	4.60	65	440	E
21	USC-F-12	86.7	6.98	50	440	F



Σχήμα 13: Διάταξη συνδετήρων.

Figure 13: Tie configuration of specimens.

Πίνακας 4: Στατιστικά αποτελέσματα με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα των Shin et al. [39].

Table 4: Statistics of the ratio of experimental to analytical values for ductility based on Shin et al. [39] tests.

Στατιστικά	$\varepsilon_{cc1}$	$\varepsilon_{0.50fcc}$
Μέσος Όρος	0.81	0.96
Τυπική Απόκλιση	0.26	0.34
COV* (%)	32.4	35.0

\* Coefficient Of Variation

Όπως φαίνεται και στον Πίνακα 4, γίνεται υπερεκτίμηση της παραμέτρου  $\varepsilon_{cc1}$  κατά 19%, ενώ της  $\varepsilon_{0.50fcc}$  μόνο κατά 4%. Μέτρια διασπορά των προβλεπόμενων τιμών των  $\varepsilon_{cc1}$  και  $\varepsilon_{0.50fcc}$  προέκυψε, 32.4% και 35%, αντίστοιχα, οι οποίες είναι

πολύ χαμηλότερες από αυτές που προέκυψαν σε προηγούμενες συγκρίσεις. Σημειώνεται, όμως, ότι η παραμόρφωση είναι δύσκολο να μετρηθεί πειραματικά, γιατί συνδυάζεται με πολλές αβεβαιότητες, όπως π.χ. η θέση των LVDT καθ' ύψος του δοκιμίου.

## 5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Βάσει των πειραματικών αποτελεσμάτων υπό μονοαξονική φόρτιση τα ΣΥΕ χαρακτηρίζονται από ψαθυρή συμπεριφορά. Ειδικά για το απεριόριστο σκυρόδεμα η αστοχία επέρχεται απότομα και με εκρηκτικό τρόπο, ενώ η επιφάνεια αστοχίας διέρχεται μέσω των αδρανών και του κονιάματος έχοντας μικρότερη τραχύτητα εν συγκρίσει με τα κοινά σκυροδέματα. Η συμπεριφορά τους δύναται να βελτιωθεί, αλλά σημαντικά μεγαλύτερες δυνάμεις περίσφιξης απαιτούνται, ενώ η χρήση χάλυβα υψηλής διαρροής ίσως είναι αναπόφευκτη για την αποφυγή υπερβολικού οπλισμού στη διατομή.

Μέτρια διασπορά των τιμών των παραμορφώσεων  $\epsilon_{cc1}$  και  $\epsilon_{0,50fcc}$  του προτεινόμενου μοντέλου προέκυψε από την αξιολόγηση της συσχετιζόμενης αβεβαιότητας.

Προκειμένου να καταστεί δυνατή η ευρεία χρήση των σκυροδεμάτων υψηλής επιτελεστικότητας σε αντισεισμικές κατασκευές, απαιτείται η περαιτέρω τεκμηρίωση της καταλληλότητάς τους με μελέτες αλλά και με αντίστοιχη πειραματική έρευνα.

## 6. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η χρηματοδότηση της παρούσης έρευνας από την Ευρωπαϊκή Ένωση στο πλαίσιο του Προγράμματος «Περιβάλλον και Κλίμα» (αρ. σύμβ. ENV4-CT96-5027) αναγνωρίζεται ιδιαίτερα.

## 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΕΚΩΣ 2000, Έκδοση ΟΑΣΠ, Απρίλιος, 2001.
2. ACI 318., **Building code requirements for structural concrete and commentary**, American Concrete Institute, 2002.
3. ACI Committee 441, "State of the art report on high strength concrete", **Structural Journal of the ACI**, 94(3), 1997, 323-335.
4. AS3600, **Concrete structures code**, Standard Association of Australia, 1988.
5. Bjerkeli, L., Tomaszewicz, A. and Jensen, J. J., "Deformation properties and ductility of high strength concrete", **Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Utilisation of high strength concrete**, Berkley, 1990, 215-238.
6. Bing, L., Park, R. and Tanaka, H., "Strength and ductility of reinforced concrete members and frames constructed using high strength concrete", **Research Report 94-5**, University of Canterbury, 1994.
7. BS8110, **Structural use of concrete, Part I – Code of practice for design and construction**, British Standard Institution, 1997.
8. Carrasquillo, R. L., Nilson, A. H. and Slate, F. O., "Microcracking and behaviour of high strength concrete subject to short term loading", **Journal of the ACI**, 78(3), 1981, 179-186.
9. CEB/FIP Model Code 1990, **Bulletin d' Information CEB**, 213/214, Lausanne, 1993.
10. CEB Working Group on HSC/HPC, "Application of high performance concrete", **Bulletin d' Information CEB**, 1994, 222.
11. CEB Working Group on HSC/HPC, "High performance concrete, Recommended Extensions to the MC 90 Research Needs", **Bulletin d' Information CEB**, 1995, 228.
12. CEN Technical Committee. 250/SC2., **Eurocode 2: Design of Concrete Structures-Part 1: General Rules and Rules for Buildings (prEN 1992-1, revised final draft)**, CEN, Brussels, 2002.
13. CEN Technical Committee. 250/SC8., **Eurocode 8: Earthquake Resistant Design of Structures-Part 1: General Rules and Rules for Buildings (ENV 1998-1-1/2/3)**, CEN, Berlin, 1995.
14. Collins, M. P., Mitchell, D. and MacGregor, J. G., "Structural design considerations for high strength concrete", **ACI Concrete International**, 15(5), 1993, 27-34.
15. Cusson, D. and Paultre, P., "Behaviour of high strength concrete columns confined by rectangular ties under concentric loading", **Report No SMS-9202**, University of Sherbrooke, Canada, 1993.
16. Cusson, D. and Paultre, P., "Confinement model for high strength concrete tied columns", **Report No SMS-9302**, Department of Civil Engineering, University of Sherbrooke, Quebec, Canada, 1993.
17. Diniz, S. M. C. and Frangopol, D. M., "Strength and ductility simulation of high strength concrete columns", **Journal of Structural Engineering, ASCE**, 123(10), 1997, 1365-1374.
18. Fafitis, A. and Shah, P. S., "Lateral reinforcement for high strength concrete columns", **High strength concrete**, ACI, SP-87, Detroit, 1985, 213-232.
19. Foster, S. J. and Attard, M. M., "Experimental tests on eccentrically loaded high strength concrete columns", **Structural Journal of the ACI**, 94(3), 1997, 295-303.
20. German Code., **DIN 1045-4: Concrete, reinforced and prestressed concrete structures, Part I**, 2001.
21. Hoff, G. C., "HPC/HSC – A North American Perspective", **Proceedings of the 6th International Symposium on Utilization of High Performance/High Strength Concrete**, Leipzig, Germany, 2002, 63-76.
22. Ibrahim, H. H. H., and MacGregor, J. G., "Tests of eccentrically loaded high strength concrete columns", **Structural Journal of the ACI**, 93(5), 1996, 585-594.
23. Ibrahim, H. H. H., and MacGregor, J. G., "Flexural behaviour of laterally reinforced high strength concrete structures", **Structural Journal of the ACI**, 93(6), 1996, 674-684.
24. Kappos, A. J. and Konstantinidis, D., "Statistical analysis of confined High Strength Concrete", **Materials and Structures**, 32, 1999, 734-748.
25. Konstantinidis D., "Seismic design and performance assessment of RC buildings made of high strength materials", Ph.D. thesis, Imperial College, London, 2002.
26. Konstantinidis, D. and Kappos, A. J., "Analytical modelling of confined high strength concrete under flexure and axial loads", **Magazine of Concrete Research**, 55(4), 2003, 395-403.
27. Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", **Journal of Structural Engineering, ASCE**, 114(8), 1988, 1804-1826.
28. Muguruma, H., Nishiyama, M. and Watanabe, F., "Stress-strain curve model for concrete with a wide range of compressive strength", **Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Utilisation of high strength concrete**, Lillehammer, Norway, 1993, 314-321.
29. Nagashima, T., Sugano, S., Kimura, H. and Ichikawa, A., "Monotonic axial compression test on ultra high strength concrete tied columns", **CD-ROM Proceedings of the 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering**, Madrid, Spain, 1992, 2983-2988.
30. NS 3473E., **Concrete structures: Design rules. Norwegian council for building standardisation**, 1992.
31. NZS 3101. **Code of practice for the Design of concrete structures Part 1: New Zealand**, 1995.
32. Penelis, G. G. and Kappos, A. J., **Earthquake resistant concrete**

structures, SPON, London, 1997.

33. Popovic, S., "A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete", **Cement and Concrete Research**, 3(5), 1973, 583-599.

34. Russell, H. G., "ACI Defines High-Performance concrete", **Concrete International**, 21(2), 1999, 56-57.

35. Saatcioglu, M. and Razvi, S. R., "High strength concrete columns with square sections under concentric compression", **Journal of Structural Engineering**, ASCE, 124(12), 1998, 1438-1447.

36. Sargin, M., "Stress-strain relationships for concrete and the analysis of structural concrete sections", **Study No 4**, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, 1971, Ontario, Canada.

37. Shah, S. P., "Fracture toughness for high strength concrete", **Materials Journal of the ACI**, 87(3), 1990, 260-265.

38. Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M., "Analytical model for concrete confinement in tied columns", **Journal of Structural Division**, ASCE, 108(ST12), 1982, 2703-2722.

39. Shin, S-W., Han, B-S., Lee, H-S., Wang, S-K., "Confined effects of high-strength reinforced concrete tied columns", **Proceedings of the 6th International Symposium on Utilization of High Performance/High**

**Strength Concrete**, Leipzig, Germany, 2002, 579-594.

40. Sun, Y. P. and Sakino, K., "Ductility improvement of reinforced concrete columns with high strength materials", **Transactions of the JCI**, 15, 1993, 455-462.

41. Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A. and Jensen, J. J., "Mechanical Properties of high strength concrete and application in design", **Proceedings of the Symposium Utilisation of High Strength Concrete**, Tapir, Trondheim, 1987, pp. 149-159.

42. Vallenat, J., Bertero, V. and Popov, E. P., "Concrete confined by rectangular hoops and subjected to axial loads", **Report No UCB/ERC-77/13**, Earthquake Engineering search Centre, University of California, Berkeley, California, USA, 1977.

43. Van Gysel, A. and Taerwe, L., "Analytical formulation of the complete stress-strain curve for high strength concrete", **Materials and Structures**, 29, 1996, 529-533.

44. Yong, Y. K., Nour, M.G. and Nawy, E. G., "Behaviour of laterally confined high strength concrete under axial loads", **Journal of Structural Engineering**, ASCE, 114(2), 1988, 332-351.

---

#### Δημήτριος Κωνσταντινίδης

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός, MSc, PhD, DIC, EUR ING, Διεύθυνση Μελετών, Τμήμα Γεφυρών, Εργατία Οδός Α.Ε., 6<sup>ο</sup> χλμ Θεσσαλονίκης-Θέρμης, Τ.Θ. 30, 57001 Θέρμη-Θεσσαλονίκη.

Extended summary

# Properties and Analytical Modelling of Unconfined and Confined High Performance Concrete

**DIMITRIOS KONSTANTINIDIS**

Civil Engineer Dipl (Eng), MSc, PhD, DIC, EUR ING

## Abstract

*In this study the mechanical properties of unconfined high performance concrete are presented. In addition, a critical review is given of the influence of parameters such as the amount of transverse reinforcement, the yield strength of transverse reinforcement, the spacing of the ties, the tie pattern, the distribution of longitudinal reinforcement, the rate of loading and the strain gradient. The analytical models are presented, while the uncertainty associated with  $\varepsilon_{cc1}$ ,  $\varepsilon_{0.50f_{cc}}$  is evaluated.*

## 1. INTRODUCTION

According to national and international practice HPCs have been employed in reinforced concrete projects with particular requirements.

The rapid progress of concrete technology renders the definition of HPC a moving target. The fact that the American Concrete Institute (ACI) re-examines the definition of HPC every three years is indicative of the difficulty in adopting a fixed definition. Along the same lines, the CEB/FIP Working Group on HSC/HPC [11] defined HPCs as “all concretes with compressive cylinder strength above the present existing limit in national codes, i.e. about 60 MPa and up to 120 MPa, the practical upper limit for concretes with ordinary aggregates.” On the other hand, the ACI Technical Activities Committee adopted a less restrictive definition for HPC, defining it as “concrete meeting special combinations of performance and uniformity requirements that cannot always be achieved routinely using conventional constituents and normal mixing, placing, and curing practices” (Russell [34], Hoff [21]). Although compressive strength is not sufficient for the purpose of distinguishing various attributes of concrete, it is the criterion most commonly used as a measure of concrete quality since it is straightforwardly defined. Therefore, concrete with strengths higher than 50 MPa will be considered as HPCs.

The most significant application of HPC in Greece is the Rion-Antirion Bridge, where concrete with compressive

Submitted: June 14, 2004 Accepted: Oct. 12, 2004

strength of 70 MPa was utilised.

## 2. MECHANICAL PROPERTIES

Prior to any structural analysis it is essential to understand the strength and deformation characteristics of unconfined HPC, in order to better understand the failure mechanisms that distinguish HPC from normal strength concrete (NSC). In the early phase of HPC investigation the size of the specimens was an important factor, because it was related to the capacity of the testing machines.

### 2.1. Behaviour of unconfined concrete

Figure 1 gives the stress-strain diagrams for various concrete grades in uniaxial compression. From the curves it is evident that as concrete strength increases, significant differences appear in all three parts of the stress-strain diagram. The ascending elastic part of the curve is characteristically more straight and steeper up to a higher percentage of the maximum stress in the case of HPC. This is attributed to the reduced internal microcracking of high strength concretes (Carrasquillo et al. [8]), which is due to the small difference in rigidity between the cement paste and the aggregates (Figures 2 and 3). Therefore, the linear ascending branch of the curve extends up to 85% of the peak stress for HPCs compared to stresses equal to 70% of the peak stress for NSCs. The small number and length of the cracks consequently affect the second part of the ascending branch, where the material deviates from linear behaviour. As can be seen again from Figure 1, the rate of reduction of the tangent modulus close to the peak stress is more pronounced for HPC than for NSC. On the other hand, strains at maximum stress are slightly higher as concrete grade increases. A steeper slope of the descending branch

characterizes the post-peak behaviour of unconfined HPC. This is due to the smaller amount of stress redistribution among aggregates and cement paste, caused by the smaller difference in the elastic modulus of the two constituents (see Figure 3). Ultimate failure comes suddenly and in an explosive way indicating the brittle nature of HPC, while the failure planes pass through the aggregate and the mortar.

## 2.2. Behaviour of unconfined concrete

The notion of confinement with regard to increasing the strength and in particular the ductility of reinforced concrete members has been well established both experimentally and analytically in the past, and all modern seismic codes (Eurocode 8 [13]) provide detailed provisions for confinement reinforcement. Due to the reduced lateral expansion of HPC (Figure 4), yielding of the transverse reinforcement does not always occur concurrently with the concrete reaching its maximum compressive strength (Nagashima et al. [29], Cusson and Paultre [15], Bing et al. [6], Shin et al. [39]). Therefore, HPC requires much more confinement with the use of a multiple tie pattern.

The use of a single hoop pattern was found to be insufficient to enhance the behaviour of HPC members (Yong et al. [44], Cusson and Paultre [15], Bing et al. [6], Saatcioglu and Razvi [35]).

An increase in the amount of lateral confining reinforcement improves both the strength and the ductility of confined concrete (see Figure 5), to a lesser degree, however, in the case of HPC (ACI Committee 441 [3]). This is attributed to the reduced lateral expansion of HPC due to its higher modulus of elasticity, lower Poisson's ratio, and its reduced internal microcracking (Cusson and Paultre [15]).

Increase of the confining pressure, resulting from either the increase of the yield strength of the transverse reinforcement (Figure 6), the reduction of the spacing of the ties, or a good distribution of longitudinal reinforcing bars (Figure 7), leads, as in NSC, to an increase in strength and ductility. The use of high yield steel may be the only solution for overcoming dense reinforcement arrangement situations.

The effect of high strain rates is less pronounced in concrete with higher compressive strengths (Bing et al. [6]). Particularly when high yield steel is used, an increase in the rate of strain does not result in any significant increase in strength (Figure 8). This is due to the fact that when the peak strength of concrete is reached, the yield strength of the transverse reinforcement has not fully developed. On the other hand, during an increase in the strain rate, even though the slope of the descending branch increases, ductility increases.

The presence of a gradient in the strain profile, which is the typical case in columns, does not increase the strength. Nevertheless ductility is improved (Ibrahim and MacGregor [22]), since part of the section is under a more favourable

state of deformation, though to a lesser degree than in NSC (Foster and Attard [19]).

## 3. ANALYTICAL MODELLING

### 3.1. Unconfined concrete

One of the convenient formulations is the stress-strain analytical expression adopted by the CEB Model Code 1990 [9]. For both the ascending branch and the descending branch up to the value of  $0.50 f_c$  the curve is described by the simplified Sargin's equation [36] written in 1.

A constant value of 0.0022 was assumed for the strain at peak stress  $\epsilon_{c1}$  for concrete strengths up to C80 (concrete cylinder strength of 80 MPa). The failure strain or the so called "usable" strain is given in equation 2 and corresponds to a stress of  $0.50 f_c$ .

The CEB/FIP Working Group on HSC/HPC in the "Recommended Extensions to the Model Code 90" [11] adopted the proposal of Van Gysel and Taerwe [43], which combines two relationships to represent the stress-strain curve. For the ascending part of the curve and up to  $\epsilon_{c1}$ , equation 1 is still valid. For the descending branch a new equation 3 is suggested, where the value of  $t$  is given for concrete strengths up to C100 (cylinder concrete strength of 100 MPa).

The value of strain at peak stress of unconfined concrete  $\epsilon_{c1}$  is modified for HPC and is given by equation 4, proposed by Thorenfeldt et al. [41], instead of taking a constant value. For the tangent modulus at the origin ( $E_c$ ) equation 5 was suggested by the CEB Working Group on HSC/HPC [11].

On the other hand, Thorenfeldt et al. [41] used the Popovic [33] relationship (equation 6) to describe the complete stress-strain curve of unconfined concrete. To steepen the slope of the descending branch a  $k$  factor was introduced taking values of unity for the ascending branch

and a number given by the fraction of  $\frac{f_c}{20}$  for the descending

branch. Collins et al. [14] suggested equation 8 for  $k$  to fit the experimental data.

Figure 9 gives selected comparisons of the stress-strain predictions of the aforementioned models using the results obtained by Cusson and Paultre [15] on 150 x 300 mm cylinders with concrete strength of 55.6 MPa and 100.4 MPa. The values of  $E_c$ ,  $f_c$ ,  $\epsilon_{c1}$  were taken directly from the tests. As can be seen, all three analytical formulations provide conservative predictions, with the CEB model being the most conservative. The Thorenfeldt et al. [41] and Collins et al. [14] models yielded very similar results for concrete strength of 55 MPa, while stress-strain curves using Thorenfeldt's model could not be deduced, because the denominator of equation 2.7 becomes zero for concrete strengths equal to 85 MPa.

### 3.2. Confined concrete

Problems of confined concrete have long been recognised and investigated both experimentally and analytically in the past (Vallenas et al. [42], Mander et al. [27], Saatcioglu and Razvi [35]). Several confinement models have been developed to predict the stress-strain behaviour of normal, as well as high strength concrete. All the proposed models are based on previous experimental work where several parameters have been derived from the statistical processing of the results.

Depending on the model's sophistication, variables such as the compressive strength of concrete, the amount of transverse reinforcement, the yield strength of transverse reinforcement, the spacing of the ties, the tie pattern, the distribution of longitudinal reinforcement, and even factors influencing confinement indirectly, such as the rate of loading and the strain gradient, have been accounted for.

The analytical models proposed for HPC by Fafitis and Shah [18], Yong, Nour and Nawy [44], Bjerkeli, Tomaszewicz and Jensen [5], Nagashima, Sugano, Kimura and Ichikawa [29], Muguruma, Nishiyama and Watanabe [28], Cusson and Paultre [16], Sun and Sakino [40], Bing, Park and Tanaka [6], Ibrahim and MacGregor [23], Diniz and Frangopol [17] were studied. The stress-strain curves of the reviewed analytical models are illustrated in Figure 10, while the principal equations of each model are listed in Table 2. All models use a parabolic form for the ascending branch. According to Fafitis and Shah [18] the increase in strength of confined concrete is given as a function of the confining pressure ( $\sigma_c$ ). To obtain the confining pressure it was assumed that the reinforced square column is equivalent to a circular column having an equivalent diameter equal to the length of the side of the confined square core ( $d_c$ ). The latter assumption implies that the distribution of longitudinal reinforcement around the core, the tie spacing and the resulting tie configuration do not affect the confining pressure. Diniz and Frangopol [17] modified the Fafitis and Shah model [18] by taking into account the tie spacing in the calculation of the confining pressure along the descending branch of the stress-strain curve.

The existence of effectively unconfined regions between the ties is recognised in the models by Yong et al. [44], Sun et al. [40], Bjerkeli et al. [5]. On the other hand, Nagashima et al. [29], Cusson et al. [16], Bing et al. [6], and Ibrahim et al. [23] expressed the strength increase in terms of the portion of the core which is effectively confined, using an identical or similar approach to that suggested by Sheikh and Uzumeri [38].

Furthermore, Cusson and Paultre, starting from the observation that the yield strength of the transverse reinforcement was developed at the peak strength of confined concrete only for well-confined concrete specimens, proposed an iterative procedure to compute

the strain ( $\varepsilon_{sw}$ ) and the stress ( $\sigma_{sw}$ ) in the transverse reinforcement at the peak strength of confined concrete, which in turn affect the entire stress-strain curve. Sun and Sakino [40] limit the contribution of transverse reinforcement to the confining pressure to 687 MPa, as a result of the observed behaviour of specimens laterally reinforced with high yield steel, while Diniz and Frangopol suggested lower limiting values depending on concrete strength. In the model proposed by Bing et al. different set of equations were proposed for confinement with normal yield steel ( $f_{yw} \leq 550$  MPa) and confinement with high yield steel ( $f_{yw} > 1200$  MPa), but no suggestions were made for the intermediate range.

The "ultimate" concrete strain ( $\varepsilon_{cu}$ ), is defined in the Bing et al. model as the strain at first hoop fracture, and different relationships are proposed, derived from linear regression analysis on large-scale heavily confined columns, for confinement with normal and high yield steel. Muguruma et al. specified  $\varepsilon_{cu}$  based on regression analysis of the results of eight 200 x 200 x 1500 mm heavily reinforced columns subjected to reversed cyclic loading and concrete cylinder strength ranging from 86 to 116 MPa. Cusson and Paultre noted that the ultimate strain could be generally defined as that corresponding to a stress equal to 50 percent of the maximum confined concrete strength along the descending branch of the stress-strain curve, since at this stage failure was observed to occur due to first hoop fracture.

#### 3.2.1. Proposed model for confined concrete

For the analytical description of the stress-strain of HPC, Kappos and Konstantinidis [24] proposed the equations 9 and 10 (see Figure 12). Using the experimental results of 108 square column specimens with concrete strength ranging from about 50 to 125 MPa, and yield strength of transverse steel ( $f_{yw}$ ) ranging from about 340 to 1390 MPa, equations 11 and 12 are proposed for the maximum confined compressive strength and the strain when the maximum stress of confined concrete drops by 50 percent. The uncertainty of the proposed model has been examined [24, 25, 26] using 125 tests. In the present study the uncertainty associated with  $\varepsilon_{cc1}$  and  $\varepsilon_{0.50fcc}$  was evaluated. To this end, the results of 21 test specimens under uniaxial compression with dimensions 260x260x1200mm are used (Shin et al. [39]). The details of the specimens were given in Table 3 and the reinforcement arrangement in Figure 13.

As shown in Table 4, the parameter  $\varepsilon_{cc1}$  is overestimated by 19%, while the other parameter  $\varepsilon_{0.50fcc}$  is overestimated only by 4%. Moderate scatter was found for both  $\varepsilon_{cc1}$  and  $\varepsilon_{0.50fcc}$ , 32.4% and 35%, respectively, lower values than those found in previous studies. It should be noted that measurement of strain is quite a difficult task as it is subject to a number of ambiguities, such as the location of the LVDT along the specimen.

#### 4. CONCLUSIONS

Based on experimental results under uniaxial loading, the behaviour of HPC is characterized as brittle. For unconfined concrete in particular, failure comes suddenly and in an explosive way, while the failure planes pass through the aggregate and the mortar. The behaviour can be improved, but significant higher confining pressure is required, while

the use of high yield steel may be unavoidable. A moderate scatter of the predicted strain values  $\varepsilon_{cc1}$  and  $\varepsilon_{0.50f_{cc}}$  resulted from the evaluation of the associated uncertainties.

In order for HPC to be used widely in earthquake resistant structures it is necessary to carry out more studies and experimental investigations.

---

**Dimitrios Konstantinidis**

Civil Engineer, Dipl (Eng), MSc, PhD, DIC, EUR ING, Design Department, Bridge Section, Egnatia Odos A.E., 6<sup>th</sup> km Thessaloniki-Thermi, P.O. Box 30, 57001 Thermi-Thessaloniki.