

ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ 2014.

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Τίτλος:

Αποτίμηση της συμπεριφοράς τοιχίων από οπλισμένο
σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ.

Σπουδαστές:

Βάκρινος Σταμάτης.

Ντόστι Μάριος.

Χασανκόλι Δημήτρης.

Επιβλέπον καθηγητής:

Κωτσοβός Δημήτρης.

Συνεπιβλέπον καθηγητής:

Ρεπαλής Κωνσταντίνος.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Πρόλογος

Α)Θεωρητικό μέρος

1.Εισαγωγή

1.1Γενικά για σκυρόδεμα-χάλυβα

1.2.Χαρακτηρίστηκα Σκυροδέματος

1.3 Χαρακτηριστικά Χάλυβα

2. Τοιχία από οπλισμένο σκυρόδεμα

2.1 Γενικά για τοιχία

2.2 Συμπεριφορά τοιχίων από οπλισμένο σκυρόδεμα

2.2.1 Γενικά

2.2.2. Αρχή ρηγμάτωσης

2.2.3. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

2.2.3.1.Καμπτική επιπόνηση

2.2.4. Οριακή κατάσταση αστοχίας

2.2.4.1. Καμπτική επιπόνηση

2.2.4.2. Διατμητική επιπόνηση

2.2.4.2.1.Γενικά

2.2.4.2.2.Θεωρία δικτυώματος

2.2.4.2.3.Στοιχεία με οπλισμό διάτμησης

2.2.4.2.4.Αντοχή διατομής σκυροδέματος σε διάτμηση

2.3.Περίσφυξη

2.3.1.Γενικά

2.3.2.Περίσφιξη άκρων τοιχίου-επίτευξη πλαστιμότητας

2.4.Κρίσιμες περιοχές τοιχίων

2.5.Γενικές αρχές σχεδιασμού τοιχίων

3.Βλάβες σε τοιχία από οπλισμένο σκυρόδεμα

3.1.Γενικά

3.2.Βλάβες λόγω διάσπασης από συνάφεια

3.3.Αστοχία αγκύρωσης διαμήκων οπλισμών

3.4.Διατμητικές αστοχίες

3.5.Αστοχίες κόμβων

3.6.Άλλοι λόγοι-τρόποι αστοχίας τοιχίου

3.7.Συμπεράσματα

Β)Υπολογιστικό μέρος

1.Επεξήγηση υπολογιστικού μέρους

2.Αποτελέσματα

3.Υποσημειώσεις

Παράρτημα 2

Παράρτημα 3

Παράρτημα 1

Βιβλιογραφία

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Αρχικά σκοπός της παρούσας εργασίας είναι να γίνει επιλογή ενός αριθμού τοιχίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, η μη γραμμική συμπεριφορά των οποίων έχει διερευνηθεί πειραματικά κατά το παρελθόν υπό στατική μονοτονικά επιβαλλόμενη αλλά και σεισμική δράση. Στη συνέχεια θα γίνει προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας των φορέων αυτών σύμφωνα με τους υφιστάμενους κανονισμούς. Κάνοντας χρήση απλοποιητικών παραδοχών θα γίνει προσδιορισμός της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης που περιγράφει τη μη γραμμική συμπεριφορά του φορέα μέχρι αστοχίας του. Οι τιμές που θα προκύψουν από τους παραπάνω υπολογισμούς θα συγκριθούν με τις αντίστοιχες τιμές που προκύπτουν από τις διατάξεις του ΚΑΝΕΠΕ και οι οποίες χρησιμοποιούνται για την περιγραφή της μη γραμμικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα στις πλαστικές αρθρώσεις κατά την εκτέλεση μη γραμμικών αναλύσεων (push-over analysis).

Ενδεχομένως να προκύψουν διαφοροποιήσεις κατά την σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων, των αποτελεσμάτων των υπολογισμών και των προβλέψεων του ΚΑΝΕΠΕ για την μη γραμμική συμπεριφορά τοιχίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι ενδεχόμενες διαφοροποιήσεις θα πρέπει να αιτιολογηθούν.

Α)ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΜΕΡΟΣ

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1Γενικά για σκυρόδεμα-χάλυβα

Το σκυρόδεμα ως τεχνητός λίθος παρουσιάζει υψηλή θλιπτική αντοχή και πολύ μικρή εφελκυστική αντοχή (περίπου 10% της θλιπτικής). Για το λόγο αυτό το απλό σκυρόδεμα χρησιμοποιείται στα δομικά στοιχεία τα οποία καταπονούνται μόνο σε θλίψη και καθόλου ή ελάχιστα σε εφελκυσμό.

Το οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ενισχυμένο – οπλισμένο με χαλύβδινες ράβδους. Άρα αποτελεί ένα σύμμεικτο υλικό στο οποίο τις θλιπτικές δυνάμεις τις αναλαμβάνουν το σκυρόδεμα και ο χάλυβας ενώ τις εφελκυστικές αποκλειστικά ο χάλυβας.

Το οπλισμένο σκυρόδεμα, δομικό υλικό μόλις 150 ετών, έχει κατακτήσει την μεγαλύτερη περιοχή της δομικής δραστηριότητας λόγω του ότι αποτελεί πρώτη ύλη στην Ελλάδα (άμμος, σκύρα, τσιμέντο). Ο χάλυβας που χρησιμοποιείτε ως οπλισμός παράγεται και αυτός από την εγχώρια βιομηχανία. Τα δύο υλικά που συνδυάζονται με αυτόν τον τρόπο συμπληρώνοντας το ένα το άλλο παρέχουν ένα ιδιαίτερα οικονομικό σύμμεικτο υλικό.

1.2.Χαρακτηρίστηκα Σκυροδέματος

A. Φαινόμενο Βάρος

Το φαινόμενο βάρος του άοπλου σκυροδέματος λαμβάνεται στους υπολογισμούς ίσο με 24 kN/m^3 (2,4 τόνους/ m^3). Ενώ για το οπλισμένο σκυρόδεμα λαμβάνεται ίσο με 25 kN/m^3 .

B. Χαρακτηριστική Θλιπτική Αντοχή

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος (Κ.Τ.Σ.), η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υπολογίζεται με την θραύση υπό αξονικό φορτίο κυλινδρικών δοκιμών ακμής 150 mm, τα οποία λαμβάνονται μετά το πέρας 28 ημερών.

Fck: χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου

Fck, cube: χαρακτηριστική αντοχή κυβικού δοκιμίου

Γ. Κατηγορίες Σκυροδέματος

Η διαστασιολόγηση βασίζεται σε κατηγορία σκυροδέματος που αντιστοιχεί σε καθορισμένη τιμή, χαρακτηριστικής αντοχής.

Οι κατηγορίες σκυροδέματος είναι οι ακόλουθες

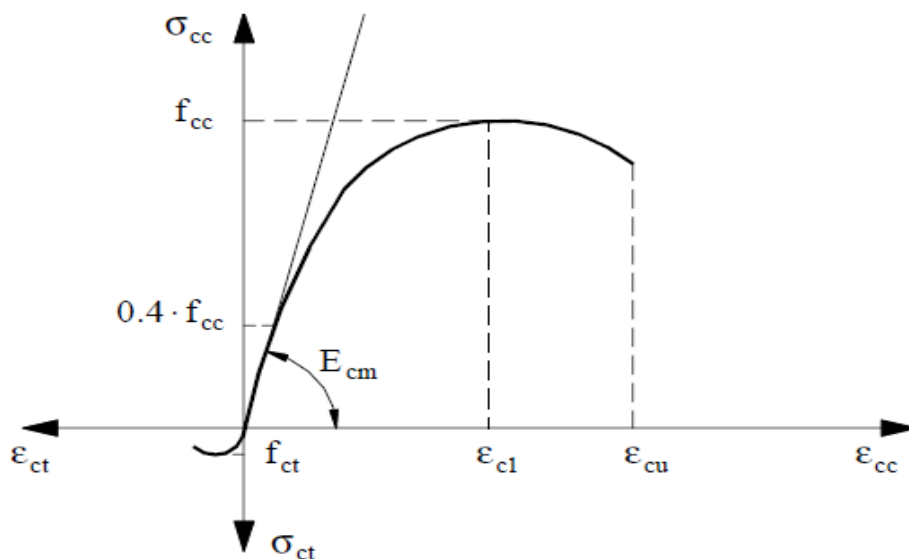
C12/45	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
--------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

Ο πρώτος αριθμός κάθε κατηγορίας ορίζει την χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου σε θλίψη (fck). Ενώ ο δεύτερος ορίζει την χαρακτηριστική αντοχή κυβικού δοκιμίου σε θλίψη (fck, cube) σε MPa στις 28 ημέρες.

Σε κριτήρια χωρίς αυξημένες απαιτήσεις –πλαστιμότητας--, μπορεί να χρησιμοποιηθούν κατηγορίες C 12/15 και C 16/20. Σε συνήθη κτήρια με αυξημένες απαιτήσεις –πλαστιμότητας--, χρησιμοποιείται κυρίως σκυρόδεμα κατηγορίας C 20/25. Για προεντεταμένο σκυρόδεμα δεν επιτρέπονται οι κατηγορίες C 12/15, C 16/20, C 20/25.

Ε. Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων

Μέσω του διαγράμματος τάσεων – παραμορφώσεων, γίνεται καλύτερα αντιληπτή η συμπεριφορά του σκυροδέματος, με αποτέλεσμα ο μελετητής να μπορεί να χρησιμοποιεί αιτιολογημένως διάφορες μορφές του διαγράμματος, ανάλογα με τη φύση του έργου και με τις ειδικές απαιτήσεις της μελέτης. Για οικοδομικά έργα, κατάλληλα ιδεατά διαγράμματα περιέχονται στον ΕΚΩΣ.



Σχήμα 1.1

Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων σκυροδέματος

Ζ. Μέτρο Ελαστικότητας

Το μέτρο ελαστικότητας E_{cm} είναι η κλίση της ευθείας του διαγράμματος τάσεων – παραμορφώσεων (σ - ϵ) που οδηγεί περίπου στο 40% της αντοχής του σκυροδέματος (σχ.1.1). Οι τιμές του πίνακα 1.2 έχουν προκύψει βάση της σχέσης :

$$E_{cm} = 9.5(f_{ck} + 8)^{1/3}$$

E_{cm} σε GPa

f_{ck} σε Mpa

Ο πίνακας δίνει μέσες τιμές του μέτρου ελαστικότητας σε 28

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
E_{cm}	26	27.5	29	30.5	32	33.5	35	36	37

ημέρες:

H. Λόγος Poisson

Στην ελαστική περιοχή ο λόγος Poisson λαμβάνεται ίσος με 0.2, ενώ όταν επιτρέπεται η ρηγμάτωση του εφελκυσμένου σκυροδέματος λαμβάνεται ίσος με 0.

1.3 Χαρακτηριστικά Χάλυβα

Γενικά

Οι χάλυβες μπορούν να διακριθούν ως εξής:

A) Σύμφωνα με τη μέθοδο παραγωγής:

- Θερμή έλαση, δίχως καμία περαιτέρω επεξεργασία
- Θερμή έλαση, η οποία ακολουθείται ακόμα άμεση εν σειρά θερμική κατεργασία
- Ψυχρή κατεργασία σε στρέψη ή με όλκηση (συρματοποίηση) του αρχικού προϊόντος που προέρχεται από θερμή έλαση.

B) Σύμφωνα με τη μορφή της επιφάνειας σε:

- Λείες κυλινδρικές ράβδους ή σύρματα (και συγκολλητά δομικά πλέγματα)
- Ράβδους ή σύρματα υψηλής σύναψης (και συγκολλητά δομικά πλέγματα), με νευρώσεις (νευροχάλυβες)

Γ) Σύμφωνα με τη συγκολλησιμότητα σε:

- Χάλυβες συγκολλησίμους υπό προϋποθέσεις
- Χάλυβες συγκολλησίμους

A. Χαρακτηριστική αντοχή

Χαρακτηριστική αντοχή F_{yk} , θεωρείται εκείνη η τιμή του ορίου διαρροής F_y ή του συμβατικού ορίου διαρροής $F_{0.2}$ (που αντιστοιχεί σε παραμένουσα παραμόρφωση 0.2%).

Τα πρότυπα ΕΛΟΤ 959 και 971 ορίζουν τις εξής κατηγορίες χάλυβα:

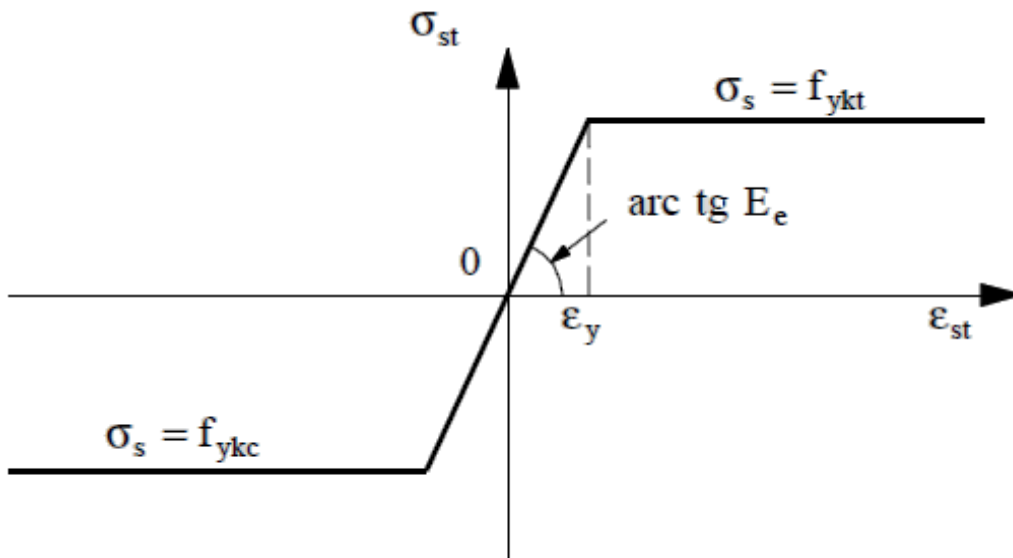
S220	S400	S500	S400s	S500s
------	------	------	-------	-------

Όπου οι αριθμοί αντιστοιχούν στη χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής μετρούμενη σε Mp_a .

Η ποιότητα S220 περιλαμβάνει λείες ράβδους θερμής έλασης, ενώ οι ποιότητες S400, S400s, S500 και S500s περιλαμβάνουν ράβδους υψηλής συνάφειας (νευροχάλυβας). Πλέον στις κατασκευές χρησιμοποιείται αποκλειστικά S500 ή S500s για κύριους σπλισμούς. Ενώ η ποιότητα S220 δεν χρησιμοποιείται πια σε κατασκευές.

B. Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων

Σε περίπτωση έλλειψης ακριβέστερων στοιχείων μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τους χάλυβες θερμής έλασης ή τους χάλυβες ψυχρής κατεργασίας με όλκηση το ακόλουθο διγραμμικό διάγραμμα.



Σχήμα 1.2 Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων χάλυβα

Τα πραγματικά διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων μπορούν να αντικατασταθούν με διγραμμικά ή τριγραμμικά διαγράμματα, διαλεγμένα έτσι ώστε η απλοποίηση αυτή να δίνει προσεγγίσεις υπέρ της ασφάλειας.

Γ. Μέτρο ελαστικότητας E_s

Για όλους τους χάλυβες οπλισμένου σκυροδέματος το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να ληφθεί ίσο με 200GPa.

2. ΤΟΙΧΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Στο κεφάλαιο αυτό θα ασχοληθούμε με τη συμπεριφορά των τοιχίων αναλύοντας τις τρεις εντατικές τους καταστάσεις, αρχή ρηγμάτωσης οριακή κατάσταση λειτουργίας και οριακή κατάσταση αστοχίας. Θα δούμε την αντοχή τους σε κάμψη και διάτμηση στις τρεις αυτές καταστάσεις. Θα αναφερθούμε επίσης στην περίσφιξη με την μέθοδο των κρυφό-κολώνων, στις κρίσιμες περιοχές των τοιχίων και στις βασικές αρχές σχεδιασμού τους.

2.1 Γενικά για τοιχία

- Τοιχίο θεωρείται το κατακόρυφο στοιχείο εκείνο που το μήκος του (l_m) είναι τουλάχιστον τετραπλάσιο του πλάτους (b)
- Για τοιχία με ή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας το πλάτος (b) χρήζει να είναι τουλάχιστον 250mm ή 200mm, στην περίπτωση που τα τοιχία καταλήγουν σε υποστυλώματα πρέπει να έχουν πλάτος (b) τουλάχιστον 150mm. Επίσης το πλάτος (b) του τοιχίου δεν μπορεί να είναι μικρότερο από $1/20$ του ύψους ορόφου, εκτός αν γίνεται έλεγχος πλευρικής ευσταθείας
- Τα τοιχώματα σχεδιάζονται έτσι ώστε να αναπτύσσονται πλαστική άρθρωση μόνο στη βάση τους. Για να εξασφαλιστεί η προϋπόθεση αυτή χωρίς ιδιαίτερους ελέγχους απαιτείται:

$l_w \geq 1,50m$ για πλήθος υπέργειων ορόφων ≤ 4

$l_w \geq 2,00m$ για πλήθος υπέργειων ορόφων ≥ 5

Το τοιχίο καταπονείται από μια δύναμη V_{sd} η οποία με την σειρά της προκαλεί μια μέγιστη ροπή M_{sd} στη βάση του τοιχίου, καθώς και από μια αξονική δύναμη N_{sd} .

2.2 Συμπεριφορά τοιχίων από οπλισμένο σκυρόδεμα

2.2.1 Γενικά

Λόγω της πολύ μικρής τιμής της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος, οι καμπτικές ρωγμές εμφανίζονται για πολύ μικρή στάθμη του φορτίου (Αρχή ρηγμάτωσης). Η κατάσταση της δοκού στη στάθμη 50% - 60% της φέρουσα ικανότητα που αντιστοιχεί στο φορτίο λειτουργίας της δοκού περιγράφεται ως οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και χαρακτηρίζεται από ελεγχόμενη ρηγμάτωση. Η κατάσταση της δοκού λίγο πριν αστοχήσει περιγράφεται ως οριακή κατάσταση αστοχίας και συνήθως χαρακτηρίζεται από την ύπαρξη κεκλιμένων και καμπτικών ρωγμών, το εύρος των οποίων έχει μέγεθος της τάξης χιλιοστών, ενώ το μήκος τους εκτείνεται σχεδόν μέχρι το θλιβόμενο πέλμα.

2.2.2. Αρχή ρηγμάτωσης

- Στη κατάσταση αυτή λαμβάνεται υπόψη η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.
- Λόγο του ότι βρισκόμαστε στην ελαστική περιοχή, οι παραμορφώσεις του τοιχίου δεν είναι μόνιμες και ισχύει ο νόμος του Hooke (η αντοχή

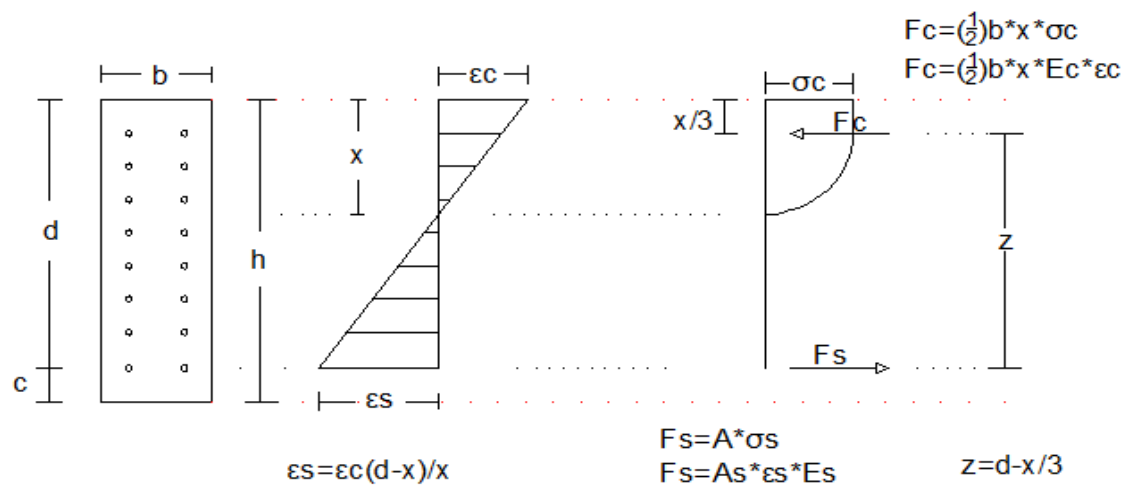
του σκυροδέματος είναι ίση με την μέση ανηγμένη παραμόρφωση επί το μέτρο ελαστικότητας του).

2.2.3. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

2.2.3.1. Καμπτική επιπόνηση

Ο υπολογισμός της αντοχής βασίζεται στις παρακάτω παραδοχές:

- Η διατομή παραμένει επίπεδη και κάθετη στο παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου.
- Ο οπλισμός υφίσταται τις ίδιες μεταβολές παραμορφώσεων με το περιβάλλον σκυρόδεμα.
- Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος αμελείτε.
- Ο ακραίος εφελκυσόμενος οπλισμός του τοιχίου έχει φτάσει στο όριο διαρροής του το οποίο ισούται με ($=0,0025$ ή $2,5\%$).



Σχήμα 2.1 Τοιχίο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας .

Το βάθος της θλιβόμενης ζώνης του τοιχίου ορίζεται από τις σχέσεις ισοδυναμίας εσωτερικής και εξωτερικής αξονικής δύναμης. Για μηδενική εξωτερική αξονική δύναμη ισχύει:

$$F_c = F_s$$

Χρησιμοποιώντας τις αναλυτικές σχέσεις του σχήματος Σχήμα 2.1, προκύπτει : $(\frac{1}{2} b \cdot x \cdot \epsilon_c \cdot E_c = A_s \cdot \epsilon_s \cdot E_s)$, όπου οι παράμετροι $F_c, F_s, b, d, \epsilon_c, \epsilon_s$, ορίζονται στο σχήμα Σχήμα 2.1, ενώ E_c και E_s είναι τα μέτρα ελαστικότητας σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα.

Γνωρίζοντας το βάθος της θλιβόμενης ζώνης x , ο μοχλοβραχίονας z του ζεύγους δυνάμεων $F_c = F_s$ προκύπτει από την σχέση $z = d - x/3$ και οι τιμές των δυνάμεων F_c και F_s από την σχέση: $F_c = F_s = M/z$

Οι τιμές αυτές μπορούν να χρησιμοποιηθούν στις σχέσεις που περιέχονται στο (σχήμα τάδε) για να υπολογιστούν οι τάσεις και οι αντίστοιχες ανοιγμένες παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στη διατομή για δεδομένη τιμή του εξωτερικού φορτίου (και συνεπώς της καμπτικής ροπής M)

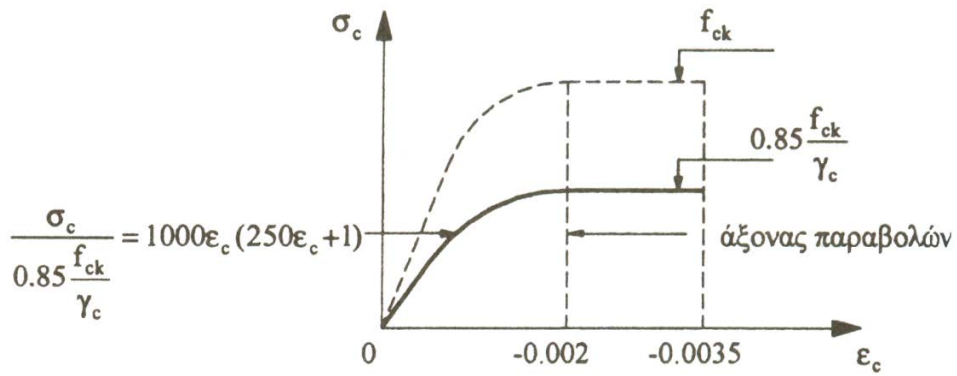
2.2.4. Οριακή κατάσταση αστοχίας

2.2.4.1. Καμπτική επιπόνηση

Ο υπολογισμός της αντοχής βασίζεται στις παρακάτω παραδοχές;

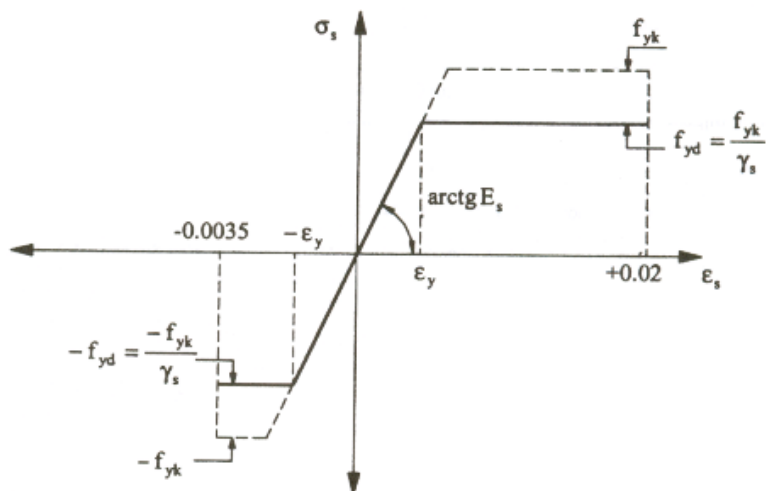
1. Η διατομή παραμένει επίπεδη και κάθετη στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου.
2. Ο οπλισμός υφίσταται τις ίδιες μεταβολές παραμορφώσεων με το περιβάλλον σκυρόδεμα
3. Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος αμελείτε
4. Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με:
 - 0,0035 σε καμπή
 - 0,002 σε κεντρική θλίψη
5. Η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του οπλισμού λαμβάνεται ίση με 0,02

Για τον υπολογισμό των διατομών του σκυροδέματος χρησιμοποιείται το παρακάτω ιδεατό παραβολικό – ορθογωνικό διάγραμμα.



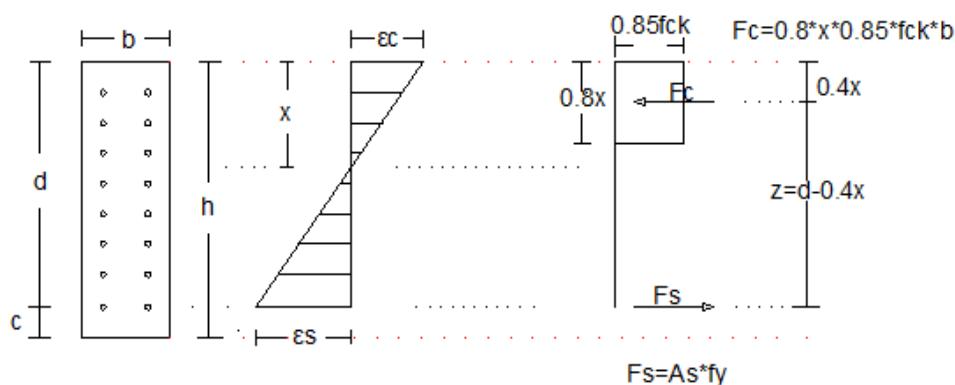
Σχήμα 2.2 Παραβολικό – ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος

Για τον υπολογισμό των διατομών του χάλυβα προτείνεται το παρακάτω διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων:



Σχήμα 2.3 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χαλύβα

Το βασικότερο κριτήριο για την αστοχία της διατομής του τοιχίου, αποτελεί η σχέση $\epsilon_c = \epsilon_{cn} = 0,0035$. Δηλαδή, η διατομή θεωρούμε ότι αστοχεί όταν η ακραία θλιβόμενη ίνα της διατομής του σκυροδέματος, λαμβάνει την τιμή $\epsilon_{cn} = 0.0035$.



Σχήμα 2.4 Τοιχίο στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Παρά την απλά γραμμική κατανομή των παραμορφώσεων, η εντατική κατάσταση στη θλιβόμενη ζώνη, προκύπτει πολύπλοκη. Από πειραματικά αποτελέσματα προκύπτει ότι η θλιπτική δύναμη που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση $\epsilon_c = \epsilon_{cn} = 0,0035$, είναι ίση με το γινόμενο $0,85 \cdot f_c$ (όπου f_c , η αντοχή του σκυροδέματος σε μονοαξονική θλίψη) και του εμβαδού του τμήματος της θλιβόμενης ζώνης που εκτείνεται σε βάθος ίσο με $0,8x$ από την ακραία θλιβόμενη ίνα, όπου x , το μήκος της θλιβόμενης ζώνης. Η θλιπτική αυτή δύναμη, ασκείται σε απόσταση ίση με $0,4x$ από την ακραία θλιβόμενη ίνα. Η εφελκυστική – θλιπτική δύναμη που αναλαμβάνει ο χάλυβας, αν έχει διαρρεύσει είναι ίση με $F_{si} = A_s \cdot f_y$ (όπου f_y είναι η τάση διαρροή του χάλυβα), αν δεν έχει διαρρεύσει είναι ίση με $F_s = A_s \cdot E \cdot \epsilon_s$.

Λόγω της μηδενικής εξωτερικής αξονικής δύναμης, ισχύει ότι $F_c = F_s$. Αντικαθιστώντας τα μεγέθη F_c , F_s προκύπτει η σχέση :

$$x = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot 0.8 \cdot x \cdot b}$$

Έχοντας υπολογίσει το βάθος της θλιβόμενης ζώνης x , ο μοχλοβραχίονας z του ζεύγους των δυνάμεων $F_c = \Sigma F_s$, προκύπτει από την σχέση $z = d - 0.4x$ και συνεπώς η καμπτική αντοχή της διατομής είναι :

$$M = F_s \cdot z = A_s \cdot f_y (d - 0.4x)$$

2.2.4.2. Διατμητική επιπόνηση

2.2.4.2.1. Γενικά

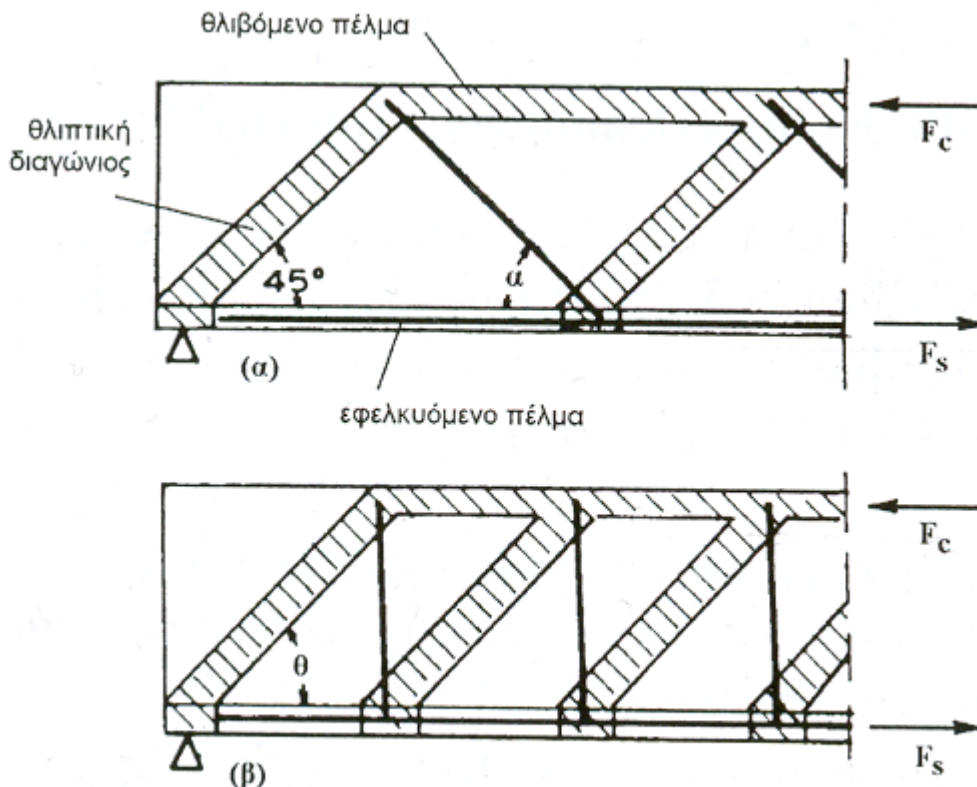
Η ανάληψη του μεγαλύτερου μέρους της κάμψης και της αξονικής δύναμης, καθώς και οι απαιτήσεις πλαστιμότητας επιτυγχάνονται με την ύπαρξη των διαμήκων οπλισμών και των αντίστοιχων συνδετήρων στα άκρα των τοιχωμάτων, δηλαδή με τη μόρφωση των κρυφό-υποστυλωμάτων.

Αντίθετα ο κορμός του τοιχίου είναι αυτός που αναλαμβάνει την παραλαβή της τέμνουσας δύναμης μέσω κατάλληλων ποσοστών οριζόντιου και κατακόρυφου οπλισμού. Βεβαίως ο κατακόρυφος οπλισμός λαμβάνεται υπόψιν,

μαζί με τον κατακόρυφο οπλισμό των άκρων, κατά τον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής M_{PD} του τοιχίου.

2.2.4.2.2.Θεωρία δικτύωματος

Για την καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς του οπλισμένου σκυροδέματος στις διατμητικές καταπονήσεις, χρησιμοποιούμε την θεωρία του δικτύωματος τόσο για τις δοκούς όσο και για τα τοιχία όπου ισχύουν τα αντίστοιχα. Σύμφωνα με αυτή η δοκός ή το τοιχίο εξιδανικεύεται με δικτύωμα, με άνω πέλμα τη θλιβόμενη περιοχή του σκυροδέματος και με κάτω πέλμα το διαμήκη οπλισμό (εφελκυστική περιοχή). Ράβδοι πληρώσεως του δικτύωματος είναι οι λοξές διαγώνιες του σκυροδέματος ως θλιπτήρες και οι συνδετήρες ως ελκυστήρες.



α) Ιδεατό δικτύωμα μορφής V

β) Ιδεατό δικτύωμα μορφής N

Σχήμα 2.5 Υπολογιστικό προσομοίωμα διάτμησης.

Υπό την επίδραση φορτίων βαρύτητας η φορά της τέμνουσας είναι σταθερή. Αντίθετα υπό την επίδραση των σεισμικών φορτίων η εναλλαγή της τέμνουσας είναι πολύ σημαντική. Σε αντίθεση με την απόκριση του οπλισμού του κορμού που δεν γνωρίζει μεγάλη αποδιοργάνωση, το σκυρόδεμα του κορμού που υποβάλλεται σε διαγώνια θλίψη μπορεί να επηρεαστεί σοβαρά από τις σεισμικές δράσεις. Σε κάθε αλλαγή φοράς της τέμνουσας δύναμης η διεύθυνση των διαγώνιων θλιπτήρων του σκυροδέματος στο δικτύωμα αλλάζει διεύθυνση περίπου 90° , ενώ παρόμοιες αλλαγές στις διευθύνσεις των κύριων εφελκυστικών παραμορφώσεων θα οδηγήσουν σε διαγώνιες ρωγμές που θα διασταυρώνονται σε γωνία περίπου 90° .

Επίσης μετά το σχηματισμό των ρωγμών οι συνδετήρες που αποτελούν του εγκάρσιους ελκυστήρες, προβάλλοντας αντίσταση στο άνοιγμα των ρωγμών, επιμηκύνονται και επομένως υπόκεινται σε εφελκυστική δράση.

Έτσι η οριακή κατάσταση αστοχίας μπορεί απλοποιητικά να θεωρηθεί ότι χαρακτηρίζεται :

- είτε από διαγώνια θλίψη του σκυροδέματος, η οποία προκαλεί θραύση του κορμού.
- είτε από εφελκυσμό του οπλισμού διάτμησης, ο οποίος φτάνει την αντοχή σχεδιασμού του.

Γενικά ο έλεγχος της διάτμησης πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο $V_{sd} < V_{Rd}$ δηλαδή η δρώσα τέμνουσα σχεδιασμού που επενεργεί σε μια διατομή να είναι μικρότερη από τη δύναμη αντοχής που μπορεί να παραλάβει η διατομή. Η τέμνουσα δύναμη μπορεί να πάρει τις τιμές

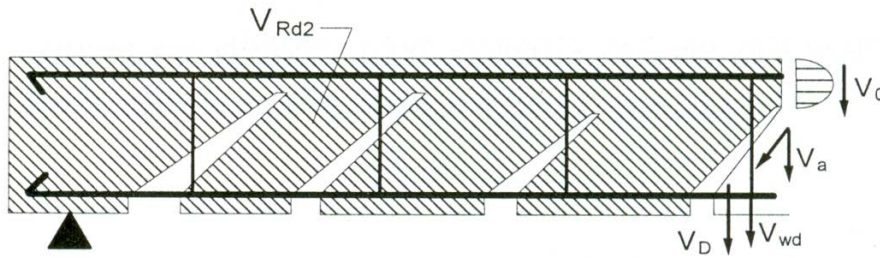
V_{Rd1} = η αντίσταση της διατομής, η παραλαβόμενη από την άοπλη διατομή τέμνουσα δύναμη αντοχής, χωρίς να τεθεί οπλισμός διατμήσεως .

V_{Rd2} = η τέμνουσα δύναμη αντοχής της διατομής, που εξαρτάται από την αντοχή της θλιπτικής αντοχής των διαγώνιων του σκυροδέματος, η παραλαβόμενη τέμνουσα δύναμη χωρίς θραύση του κορμού(αντοχή λοξού θλιπτήρα).

V_{Rd3} = τέμνουσα δύναμη αντοχής της διατομής με την ύπαρξη διατμητικού οπλισμού.

Εκτός από τους διατμητικούς οπλισμούς στην παραλαβή της τέμνουσας συμβάλλουν και οι ακόλουθοι επικουρικοί μηχανισμοί :

- α) Διατμητική δύναμη (V_o) που είναι η κατακόρυφη συνιστώσα του θλιβόμενου καμπτικού άνω πέλματος, από τη θλιβόμενη ζώνη που είναι η ρυγμάτωση
- β) Διατμητική δύναμη (V_α) από την αλληλεπίδραση των αδρανών του σκυροδέματος, δηλαδή δυνάμεις συνάφειας τριβής μεταξύ των αδρανών κατά μήκος της ρωγμής
- γ) Δράση βλήτρου V_D από την ύπαρξη του διαμήκη οπλισμού που συμβάλλει :
 - στη μείωση του εύρους της διατμητικής ρωγμής, διότι παρεμποδίζει τη σχετική μετακίνηση των παρειών της ρωγμής
 - εξασφαλίζει καλύτερη εμπλοκή των αδρανών



Σχήμα 2.6 Επικουρικοί μηχανισμοί ανάληψης τέμνουσας.

2.2.4.2.3. Στοιχεία με σπλισμό διάτμησης

Η διαδικασία ελέγχου κατά τον Ε.Κ.Ω.Σ συνοψίζεται με τον έλεγχο περιορισμού λοξής θλίψης σκυροδέματος κορμού ($V_{sd} < V_{Rd2}$) και με τον έλεγχο σπλισμού έναντι τεμνουσών ($V_{sd} < V_{Rd3}$).

Ανεξάρτητα με το αν ο συνδυασμός δράσεων περιλαμβάνει σεισμό ή όχι ο Ε.Κ.Ω.Σ στην §11.2.3.1 ορίζει την τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω λοξής θλίψης κορμού τόσο για γραμμικά όσο και για τοιχώματα ως :

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$$

Όπου: $v = 0.70 - f_{ck}/200 \geq 0.50$

z : μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων ίσος με $0.90d$ συνύθως.

Αν υπάρχουν ορθές θλιπτικές δυνάμεις η τιμή του V_{Rd2} που λαμβάνεται από την προηγούμενη εξίσωση μειώνεται σε $V_{Rd2,red}$ ως

$$V_{Rd2,red} = 1.67 \cdot V_{Rd2} \cdot (1.00 - \sigma_{cp,eff}) < V_{Rd2}$$

Όπου:

$$\sigma_{cp,eff} = (V_{sd} - f_{yk} \cdot A_{s2}/\gamma_s)/A_c$$

όπου:

A_{s2} η διατομή του οπλισμού στη θλιβόμενη ζώνη

f_{yk} η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του θλιβόμενου οπλισμού.

2.2.4.2.4.Αντοχή διατομής σκυροδέματος σε διάτμηση

Η δύναμη που μπορεί να αναλάβει η διατομή με την ύπαρξη διατμητικών οπλισμών είναι ίση με

$$V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$$

Όπου:

V_{wd} η τέμνουσα δύναμη που παραλαμβάνουν οι συνδετήρες.

V_{cd} η τέμνουσα δύναμη που παραλαμβάνουν οι επικουρικοί μηχανισμοί.

Ο Ε.Κ.Ω.Σ ορίζει την τέμνουσα που μπορεί να αναλάβει ο οπλισμός για συνδυασμούς που δεν περιλαμβάνουν σεισμό ως

$$V_{wd} = A_{sw}/s \cdot 0.90 d f_{ywd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

Όπου:

A_{sw} η διατομή οπλισμού διάτμησης

S απόσταση μεταξύ ράβδων οπλισμού διάτμησης

A γωνία κλίσης οπλισμού διάτμησης

Για μη σεισμικές δράσεις ισχύει $V_{Rd1} = V_{cd}$.

2.3.Περίσφυξη

2.3.1.Γενικά

Όταν σε ένα στοιχείο ασκείται αξονική θλίψη (π.χ τοιχίο) τότε αυτό τείνει να διογκωθεί εγκάρσια (κατά Poisson). Οι εγκάρσιοι συνδετήρες που περιβάλλουν τη διατομή αντιστεκόμενοι σε αυτή την εγκάρσια διόγκωση του θλιβόμενου σκυροδέματος στις περιοχές των γωνιών τους, θέτουν μέρος της θλιβόμενης διατομής του σκυροδέματος σε εγκάρσια θλιπτική ένταση. Οι δυνάμεις στις γωνίες των συνδετήρων σε συνδυασμό με τη θλιπτική δύναμη θέτουν το στοιχείο σε τριαξονική καταπόνηση.

Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος(f_c),την αύξηση της μέσης ανοιγμένης παραμόρφωσης και τέλος την μείωση της κλίσεως του διαγράμματος τάσης και μέσης ανοιγμένης παραμόρφωσης($\sigma-\epsilon$).

Έτσι με αυτόν τον τρόπο οι συνδετήρες λειτουργούν παρεμποδίζοντας το άνοιγμα των ρωγμών λόγω θλιπτικής επιπόνησης.

2.3.2.Περίσφιξη άκρων τοιχίου-επίτευξη πλαστιμότητας

Δύο βασικοί παράγοντες που αυξάνουν την πλαστιμότητα καμπυλοτήτων των τοιχίων είναι οι εξής:

- Η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος(f_c)η οποία επιτυγχάνεται με την περίσφιξη της διατομής.

- Ο περιορισμός του ύψους της θλιβόμενης ζώνης. Το ύψος του ουδέτερου άξονα χ σε σχέση με το μήκος της διατομής του τοιχίου I είναι κρίσιμο μέγεθος. Ο λόγος χ/I πρέπει να περιοριστεί, εκτός αν περισφιχθούν οι κρίσιμα θλιβόμενες περιοχές της διατομής του τοιχίου.

Βέβαια στα τοιχία συνυπάρχουν η αξονική δύναμη με την κάμψη με αποτέλεσμα η θλιβόμενη ζώνη να αποτελεί ένα μικρό ποσοστό του μήκους της διατομής. Η υλοποίηση λοιπόν μιας περίσφιξης που περιβάλλουν όλη την διατομή είναι ανέφικτη.

Για τους λόγους αυτούς ο Ε.Κ.Ω.Σ επιβάλλει τη διαμόρφωση ακραίων υποστυλωμάτων με μήκος τουλάχιστον $1.5 b$ ή $0.15 l_w$ ή όπου η ανοιγμένη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος E_c είναι μεγαλύτερη από 2‰. Ο υπολογισμός των συνδετήρων περίσφιξης υπολογίζεται με αξονικό φορτίο : $N_{eff} = 2/3 (N_{sd}/2 + M_{sd}/z)$ όπου z η απόσταση κέντρων περισφιγμένων άκρων. Έτσι σπλίζονται τα άκρα του τοιχίου ως υποστύλωμα καταπονημένα από κεντρική θλίψη N_{eff} .

Ο υπολογισμός του σπλισμού περίσφιξης γίνεται σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ω.Σ:

$$\omega_{wd} = \text{όγκος κλειστών συνδετήρων} / \text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα} \cdot f_{yd}/f_{cd}$$

Η σχέση αυτή οφείλει να ικανοποιεί την παρακάτω :

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,85 \cdot v_d \cdot (0.35 A_c/A_o + 0.15) - 0.035, \text{ με } \omega_{wd} \geq 0,10$$

όπου:

- α συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης εξαρτώμενος από τη διάταξη των συνδετήρων

A_c το εμβαδόν ολόκληρης της διατομής σκυροδέματος του υποστυλώματος

A_o το εμβαδόν της διατομής του περισφιγμένου σκυροδέματος

$v_d = N_{sd} / A_c f_{cd}$ ανοιγμένο αξονικό φορτίο το οποίο σε κάθε περίπτωση οφείλει να πληροί τη συνθήκη $v_d \leq 0,65$

N_{sd} : η τιμή σχεδιασμού του μεγίστου θλιπτικού φορτίου υπό τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων

Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περισφιγξης εκτιμάται ως εξής :

Αναλόγως της διάταξης των συνδετήρων :

$$\alpha_n = 1 - \sum b_i^2 / 6 \cdot A_o = 1 - 8/3n, \text{ για } b_i = 4 b_o/n$$

όπου:

n ο αριθμός «κορυφών» συνδετήρων ή «κόμβων» με εγκάρσιους συνδέσμους που συγκρατούν διαμήκεις ράβδους

b_i απόσταση μεταξύ διαδοχικών «κορυφών» ή «κόμβων», όχι μικρότερη από 250 mm ή από 300 mm.

Για κυκλικά υποστυλώματα $\alpha_n = 1$

Αναλόγως της απόστασης των συνδετήρων :

$$\alpha_s = (1 - s' / (2b_o))^2$$

όπου:

s' η καθαρή ελεύθερη απόσταση μεταξύ συνδετήρων ($s' < b_o/2$)

b_o το πλάτος της διατομής του πυρήνα

Για τα σπειροειδώς οπλισμένα υποστυλώματα ο συντελεστής α_s είναι μεγαλύτερος, ίσος με

$$\alpha_s = (1 - s'/2 \cdot b_o)$$

Η επιτυγχανόμενη μέση εγκάρσια πίεση στον πυρήνα λόγω περισφίξεως είναι περίπου:

$$\sigma^2 / f_{cd} = \frac{1}{2} \alpha \omega_{wd}, \alpha = \alpha_n = \alpha_s$$

$$f_{cd}^* = f_{cd} \cdot (1 + 5 \cdot (\sigma_2 / f_{cd})) \text{ για } \sigma_2 \leq 0,05 \cdot f_{cd}$$

$$f_{cd}^* = f_{cd} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot (\sigma_2 / f_{cd})) \text{ για } \sigma_2 > 0,05 \cdot f_{cd}$$

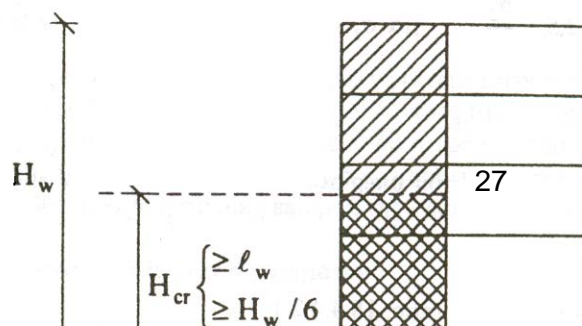
όπου f_{cd}^* η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος.

2.4. Κρίσιμες περιοχές τοιχίων

Ως κρίσιμη περιοχή H_{cr} θεωρείται το τμήμα του τοιχίου μέχρις ύψους τουλάχιστον ίσο με το μέγιστο των l_w (μήκος της διατομής) και $H/6$, όπου H το ύψος του τοιχίου.

Ως βάση τοιχίου θεωρείται η στάθμη πακτώσεως στη θεμελίωση ή η στάθμη οροφής πρακτικά απαραμόρφωτων υπογείων.

Σε κάθε περίπτωση η κρίσιμη περιοχή καλύπτει ολόκληρο το ύψος του κάτω ορόφου, ενώ οι λεπτομέρειες οπλίσεως της συνεχίζονται και σε έναν τουλάχιστον υποκείμενο όροφο αν υπάρχει.



Σχήμα 2.6 Κρίσιμη περιοχή τοιχώματος.

2.5.Γενικές αρχές σχεδιασμού τοιχίων

Ο σχεδιασμός ενός δομικού στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα αποβλέπει στον προσδιορισμό των γεωμετρικών χαρακτηριστικών που εξασφαλίζουν για το στοιχείο: (α) δεδομένη φέρουσα ικανότητα, (β) επαρκή προειδοποίηση στην περίπτωση επικείμενης αστοχίας και (γ) συμπεριφορά που δεν επηρεάζει δυσμενώς τη λειτουργία για την οποία προορίζεται η κατασκευή.

Οι δύο πρώτες απαιτήσεις αντιστοιχούν στην οριακή κατάσταση αστοχίας και αφορούν την ασφάλεια της κατασκευής, ενώ η τρίτη αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και αφορά την καλή λειτουργία της κατασκευής.

Η ικανοποίηση των απαιτήσεων (β) και (γ) ποικίλλει ανάλογα με τον τύπο του δομικού στοιχείου και τη χρήση για την οποία προορίζεται η κατασκευή. Ο συνήθης τρόπος ικανοποίησής τους στην περίπτωση δοκών είναι η εξασφάλιση ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς, ώστε να εξασφαλίζεται επαρκής προειδοποίηση σε περίπτωση επικείμενης αστοχίας, μέσω μιας απότομης και σημαντικής αύξησης του βέλους κάμψης όταν η τιμή του φορτίου πλησιάσει τη φέρουσα

ικανότητα. Αντίθετα, υπό συνθήκες λειτουργίας, το βέλος κάμψης περιορίζεται ώστε να μη επηρεάζεται δυσμενώς η λειτουργία της κατασκευής.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των τοιχίων έχουν οριστεί παραπάνω , ο τρόπος όμως με τον οποίο οπλίζονται τα τοιχία ορίζεται από τον ΕΚΟΣ, και είναι ο εξής:

-Κατακόρυφοι οπλισμοί τοιχίων

Δεν επιτρέπεται η χρήση λείων χαλύβων ως κατακόρυφος οπλισμός τοιχωμάτων.

α) Κορμός

Η ελάχιστη διάμετρος του κατακόρυφου οπλισμού τοιχώματος είναι 10mm. Η μέγιστη διάμετρος των κατακόρυφων ράβδων δεν μπορεί να υπερβαίνει το 1/10 του πάχους του τοιχώματος. Στον κορμό του τοιχώματος, μεταξύ των ακραίων περιοχών, το συνολικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού δεν μπορεί να είναι μικρότερο από 0,0025 στις κρίσιμες περιοχές τοιχωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας και από 0,0015 εκτός των κρίσιμων περιοχών ή σε τοιχώματα χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Ο οπλισμός αυτός πρέπει να σχηματίζει με τις οριζόντιες ράβδους 2 εσχάρες, μια κοντά σε κάθε όψη του τοιχώματος, οι οποίες να συνδέονται με εγκάρσιο σιγμοειδή οπλισμό $4\Phi 8/m^2$ (S220). Σε κάθε εσχάρα η απόσταση 2 γειτονικών κατακόρυφων ράβδων θα είναι γενικώς $s \leq 300mm$, πλην των κρίσιμων περιοχών στη βάση τοιχωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας όπου πρέπει $s \leq 200mm$.

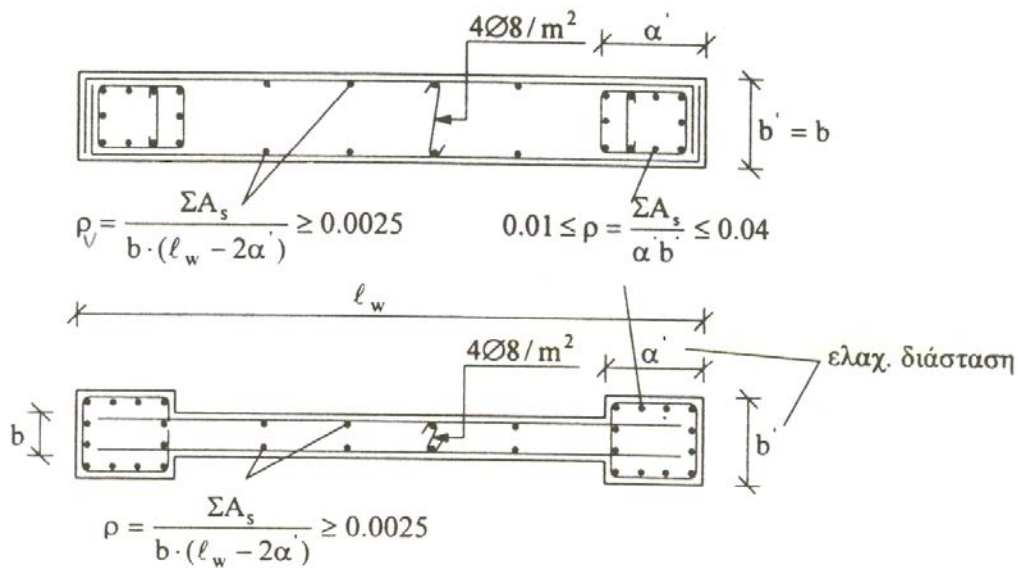
Β) Άκρα

Στις ακραίες περιοχές ο κατακόρυφος οπλισμός πρέπει να είναι μεταξύ 0,01 και 0,04 της αντίστοιχης διατομής σκυροδέματος του υποτιθέμενου υποστυλώματος.

-Οριζόντιοι οπλισμοί τοιχίων

Οι οριζόντιοι οπλισμοί κορμού θα τοποθετούνται προς την εξωτερική πλευρά του τοιχώματος και θα αγκυρώνονται κατάλληλα. Η ελάχιστη διάμετρος του οριζόντιου οπλισμού τοιχώματος είναι 8 mm. Οι απαιτήσεις για το ελάχιστο ποσοστό τους, τη μέγιστη διάμετρό τους και τις μέγιστες αποστάσεις τους είναι ίδιες με τις αντίστοιχες του κατακόρυφου οπλισμού κορμού του τοιχώματος μεταξύ των ακραίων περιοχών. Δεν επιτρέπεται η χρήση λείων χαλύβων ως οριζόντιων οπλισμών τοιχωμάτων.

Όλα τα παραπάνω φαίνονται συνοπτικά στο σχήμα 2.7 που παρατίθεται στη συνέχεια:



3.ΒΛΑΒΕΣ ΣΕ ΤΟΙΧΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.

Στο κεφάλαιο αυτό θα ασχοληθούμε με τις βλάβες που μπορεί να εμφανισθούν σε ένα τοίχιο από οπλισμένο σκυρόδεμα ύστερα από ένα σεισμό. Συγκεκριμένα θα εξετάσουμε τα σημεία στα οποία εμφανίζονται οι βλάβες και ποιες είναι οι αιτίες που τις προκαλούν.

3.1.Γενικά.

Η παρατήρηση της συμπεριφοράς των κατασκευών κατά την διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού είναι πρωταρχικής σημασίας για την εκπαίδευση των μηχανικών στη μόρφωση δόκιμων αντισεισμικών δομικών συστημάτων. Καλές και χρήσιμες όλες οι θεωρίες και τα πειράματα στα εργαστήρια αλλά η μητέρα όλων των πειραμάτων είναι η ίδια η φύση.

Σήμερα, οι μηχανικοί έχουν ως εργαλείο στη διάθεσή τους μια ευρεία βάση δεδομένων με παρατηρήσεις βλαβών κτιρίων που έχουν καταγραφεί συστηματικά μετά από πρόσφατους ισχυρούς σεισμούς. Από τέτοιες παρατηρήσεις εξάγονται πολύ χρήσιμα συμπεράσματα στο τι πρέπει να αποφεύγεται κατά τον σχεδιασμό και την κατασκευή των κτιρίων. Παρατηρήσεις επί της καλής συμπεριφοράς κτιρίων είναι επίσης χρήσιμες αφού υποδεικνύουν σωστές μορφές δομημάτων.

Σήμερα, είναι γενικά αποδεκτό, ότι είναι αντισοικονομικός ο σχεδιασμός μιας συνήθους κατασκευής για να αντέξει τον μεγαλύτερο πιθανό σεισμό (σεισμό σχεδιασμού) χωρίς βλάβες, δηλαδή να συμπεριφερθεί γραμμικά ελαστικά. Ο ΕΑΚ 2000, όπως όλοι οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί, υιοθετεί την φιλοσοφία ότι βλάβες στον φέροντα οργανισμό είναι αποδεκτές κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, αλλά ότι η πιθανότητα κατάρρευσης πρέπει να είναι επαρκώς μικρή.

Έχει παρατηρηθεί επανειλημμένα ότι είναι πρωταρχικής σημασίας για την καλή συμπεριφορά ενός κτιρίου υπό οποιαδήποτε δράση η σωστή επιλογή του φέροντος οργανισμού. Ένας σωστά επιλεγμένος φέροντας οργανισμός τείνει εν γένει να καλύπτει σχετικές ανακρίβειες στην ανάλυση, στη διαστασιολόγηση, στη διαμόρφωση λεπτομερειών και στην κατασκευή. Αντιθέτως, μεγάλη ακρίβεια στην ανάλυση και στην διαμόρφωση λεπτομερειών δεν βελτιώνουν εν γένει σημαντικά την συμπεριφορά ενός φέροντος οργανισμού με κακή εξαρχής μόρφωση. Πολύπλοκοι φέροντες οργανισμοί που εισάγουν αβεβαιότητες στην ανάλυση και τη διαστασιολόγηση ή που δεν επιτρέπουν ανακατανομές της εντάσεως μπορεί να οδηγήσουν σε απρόβλεπτη και μη επιθυμητή συμπεριφορά.

Εκτός όμως από τη γενικότερη συμπεριφορά του κτιρίου έχει παρατηρηθεί ότι ο σωστό σχεδιασμός αντισεισμικών κατασκευών βασίζεται στην πλαστιμότητα των επιμέρους μελών του φορέα τα οποία πρέπει να επιτρέπουν την ανακατανομή της εντάσεως και κατά συνέπεια την μείωση των εσωτερικών εντάσεων και την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Παρατηρήσεις έχουν αποδείξει την σημασία που έχουν αφενός μεν η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής ώστε να εξασφαλίζεται ανελαστική συμπεριφορά σε ορισμένες επιθυμητές θέσεις της κατασκευής, αφ' ετέρου δε οι λεπτομέρειες όπλισης των μελών ώστε να εξασφαλίζεται επαρκώς η πλαστιμότητα στις θέσεις αυτές όπου δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις.

3.2.ΒΛΑΒΕΣ ΛΟΓΩ ΔΙΑΣΠΑΣΗΣ ΑΠΟ ΣΥΝΑΦΕΙΑ.

Οι τάσεις συνάφειας που δρουν κατά μήκος των νευροχαλύβων δημιουργούν περιμετρικές εφελκυστικές τάσεις στο γύρω σκυρόδεμα. Σε μέλη με έντονες μεταβολές ροπών κατά το μήκος τους λόγω σεισμικών δράσεων μπορούν να υπάρχουν υψηλές τάσεις συνάφειας. Εάν οι διαμήκεις οπλισμοί μιας δοκού ή ενός τοιχίου δεν περιβάλλονται από πυκνούς συνδετήρες ή εγκάρσιους συνδέσμους, μπορούν να δημιουργηθούν ρωγμές διάσπασης κατά μήκος των ράβδων, κυρίως όταν χρησιμοποιούνται νευροχάλυβες μεγάλης διαμέτρου, ή όταν το πάχος της επικάλυψης είναι μικρό. Αυτές οι ρωγμές διάσπασης μπορεί να οδηγήσουν σε αποφλοίωση του σκυροδέματος επικάλυψης και σε μείωση της συνάφειας, των διαμήκων και εγκάρσιων οπλισμών. Εάν στη ζώνη αποφλοίωσης βρίσκονται τα άκρα συνδετήρων τότε υπάρχει κίνδυνος να ανοίξει ο συνδετήρας και να χαθεί η περίσφιγξη, όπως περιγράφεται αναλυτικότερα παρακάτω. Επομένως έχουμε εξασθένηση του τοιχίου και αυξημένες πιθανότητες δημιουργίας περαιτέρω αστοχιών κατά τη διάρκεια του σεισμού. Τα παραπάνω

φαινόμενα επιδεινώνονται στην περίπτωση που προϋπάρχει διάβρωση του οπλισμού.



Φωτογραφία 3.1. Διάσπαση επικάλυψης σκυροδέματος.

3.3. ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ ΔΙΑΜΗΚΩΝ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

Ο διαμήκης οπλισμός ακραίων δοκών πρέπει να αγκυρωθεί μέσα στον κόμβο δοκού – τοιχίου. Σε πολλές περιπτώσεις το πλάτος του τοιχίου δεν επαρκεί για αυτή την αγκύρωση ακόμα και εάν χρησιμοποιηθεί άγκιστρο στο άκρο της ράβδου. Συνήθης περίπτωση ανεπαρκούς αγκύρωσης είναι οι κάτω ράβδοι δοκών που αγκυρώνονται σε μικρό βάθος μέσα στον κόμβο. Όταν το μήκος αγκύρωσης δεν επαρκεί οι ράβδοι ολισθαίνουν και δημιουργείται ρωγμή κάθετα προς τη διεύθυνση ολίσθησης.

Σε ακραίους κόμβους τοιχίων οι διαμήκεις οπλισμοί αγκυρώνονται μέσα στον κόμβο. Σε παλαιότερες κατασκευές δεν τοποθετούνταν συνδετήρες μέσα στον κόμβο, οπότε οι οπλισμοί του τοιχίου αγκυρώνονταν σε ουσιαστικά άοπλο σκυρόδεμα. Υπό τη δράση κυκλικών ανελαστικών φορτο-αποφορτίσεων αναπτύσσονται τάσεις διαρρήξεως στις ζώνες αγκύρωσης οι οποίες μπορούν να

δημιουργήσουν διάρρηξη του απερίσφιγκτου σκυροδέματος του κόμβου. Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί απαιτούν την τοποθέτηση εγκάρσιων οπλισμών στις περιοχές των αγκυρώσεων και στους κόμβους συνήθως επαρκεί ο εγκάρσιος οπλισμός που πρέπει να υπάρχει και εξυπηρετεί άλλο σκοπό (π.χ. οπλισμός διάτμησης).



Φωτογραφία 3.2.Ανεπαρκείς αγκύρωση ράβδων τοιχίου-δοκαριού.



Φωτογραφία 3.3.Ανεπαρκείς αγκύρωση.

3.4. ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΑΣΤΟΧΙΕΣ

Η πιο ψαθυρή μορφή αστοχίας μελών είναι από διάτμηση και συμβαίνει στις θέσεις μέγιστης διάτμησης, δηλαδή στα άκρα των στοιχείων. Ένα ψαθυρό μέλος αστοχεί απότομα μόλις αναλάβει τη μέγιστη έντασή του, δηλαδή χωρίς προειδοποίηση της επικείμενης αστοχίας. Ειδικά για τα τοιχία μια ψαθυρή αστοχία μπορεί να οδηγήσει σε τοπική απώλεια ευστάθειας και στη συνέχεια σε πλήρη κατάρρευση ενός κτιρίου χωρίς να δοθεί ο χρόνος για την εκκένωσή του. Επομένως υπάρχει αυξημένος κίνδυνος απώλειας ζωής και αυξημένο οικονομικό κόστος.

Οι διατμητικές αστοχίες οφείλονται σε ανεπάρκεια των συνδετήρων / εγκάρσιων συνδέσμων σε μέγεθος διαμέτρου, πυκνότητα και αντοχή. Το σκυρόδεμα και οι συνδετήρες σε αυτές τις περιπτώσεις δεν επαρκούν για να αναλάβουν τις μεγάλες διατμητικές δυνάμεις από το σεισμό στα άκρα των τοιχίων και αυτό οδηγεί σε διαγώνια εφελκυστική αστοχία του σκυροδέματος. Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις έχουμε και θραύση συνδετήρων.

Για να αποφευχθεί ο λυγισμός των κατακόρυφων οπλισμών λόγω θλίψης από την εναλλασσόμενη ένταση του σεισμού απαιτείται από τους σημερινούς κανονισμούς οι οπλισμοί αυτοί να συγκρατούνται από πυκνούς συνδετήρες ή εγκάρσιους συνδέσμους κατάλληλης διαμέτρου και να διατάσσονται κατά μήκος της περιμέτρου της διατομής έτσι ώστε η απόστασή τους να μην ξεπερνά τα 200 mm.

Τα άκρα των συνδετήρων πρέπει να αγκυρώνονται στον πυρήνα της διατομής καμπτόμενα κατά 135ο τουλάχιστον ή να συγκολλούνται μεταξύ τους. Στις παλαιότερες κατασκευές η κάμψη των άκρων γινόταν κατά 90ο, δηλαδή μέσα στην επικάλυψη των οπλισμών, οπότε κατά την αποφλοιώση αυτής, που είναι

σύνηθες φαινόμενο στα αρχικά στάδια του σεισμού, μειώνεται δραστικά η περίσφιξη των συνδετήρων.

Η σωστή κατασκευή και τοποθέτηση πυκνών συνδετήρων, κατάλληλης διαμέτρου και αντοχής, συνεισφέρει στην εξασφάλιση επαρκούς διατμητικής αντοχής, στην περίσφιξη του σκυροδέματος για να εξασφαλισθεί ικανοποιητική πλαστιμότητα, στην αποτροπή λυγισμού των διαμήκων ράβδων και στη βελτίωση της αγκύρωσής τους.

Τα τοιχώματα είναι πιο ευάλωτα σε διατμητική αστοχία από τα υποστυλώματα, διότι αναλαμβάνουν ανάλογα με την ακαμψία τους αυξημένο ποσοστό της συνολικής τέμνουσας ορόφου. Στους παλαιότερους κανονισμούς δεν προβλεπόταν ουσιαστικά ιδιαίτερη όπλιση των τοιχωμάτων σε σχέση με τα υποστυλώματα και για το λόγο αυτό τοιχώματα παλαιότερων κατασκευών αστοχούν σε διάτμηση με μεγάλες παραμορφώσεις. Στους σύγχρονους κανονισμούς προβλέπονται, εκτός των συνήθων οπλισμών κορμού, κρίσιμες περιοχές στο πάνω και κάτω άκρο με πολλούς και πυκνούς συνδετήρες, και στο δεξιό και αριστερό άκρο διαμόρφωση και όπλιση σαν περισφιγμένα υποστυλώματα.



Φωτογραφία 3.4. Διατμητική αστοχία τοιχίου.



Φωτογραφία 3.5. Διατμητική αστοχία τοιχίου.



Φωτογραφία 3.6.Διατμητική αστοχία τοιχίου.

3.5. ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΚΟΜΒΩΝ

Οι κόμβοι δοκών – τοιχίων δεν προβλεπόταν κατά τους παλαιότερους κανονισμούς να ελέγχονται για διατμητικές τάσεις και δεν τοποθετούνταν συνδετήρες μέσα σε αυτούς. Για το λόγο αυτό σε εξωτερικούς κόμβους, όπου η δοκός και τα τοιχία που συντρέχουν σε αυτούς δεν παρουσιάζουν αστοχία, μπορεί να εμφανιστεί διαγώνια εφελκυστική αστοχία. Αυτή η διαγώνια ρηγμάτωση, λόγω της απουσίας συνδετήρων, είναι ψαθυρής μορφής και μειώνει την ακαμψία της κατασκευής. Το εύρος της ρηγμάτωσης και οι επιπτώσεις της βλάβης του κόμβου εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες και σε μερικές περιπτώσεις μειώνεται πολύ η ακαμψία του κόμβου ή χάνεται η στήριξη της δοκού στο τοιχίο και ακολουθεί κατάρρευση της κατασκευής. Σε όλους τους σύγχρονους κανονισμούς απαιτείται οι συνδετήρες που τοποθετούνται στις κρίσιμες περιοχές των τοιχίων πάνω και κάτω από τον κόμβο να συνεχίζονται και μέσα σε αυτόν.



Φωτογραφία 3.7.Αστοχία κόμβου, τοιχίου-δοκαριού.

3.6.ΑΛΛΟΙ ΛΟΓΟΙ-ΤΡΟΠΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΝΟΣ ΤΟΙΧΙΟΥ.

Ένα τοιχίο αστοχεί και σε περιπτώσεις όπου υπήρχαν κατασκευαστικά λάθη, π.χ τοποθέτηση υδρορροών εντός του(φωτογραφία 3.8).



Φωτογραφία 3.8.

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να αναφέρουμε πως μετά από έρευνα που έγινε στις βλάβες που δημιουργήθηκαν στα τοιχία των κτιρίων από το σεισμό το 1999 στην Αθήνα με επίκεντρο την Πάρνηθα, παρατηρήθηκαν διατμητικές αστοχίες στο κέντρο των τοιχίων και όχι στα άκρα, τα οποία οι νέοι κανονισμοί ορίζουν ως κρίσιμες περιοχές.





Φωτογραφίες 3.9,3.10.Διατμητική αστοχία στο κέντρο τοιχίου.

3.7.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.

Από τις παρατηρήσεις βλαβών σε κτίρια επιβεβαιώθηκε η σημασία που έχει η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής και οι λεπτομέρειες όπλισης ώστε σε μεγάλο σεισμό τα μέλη και οι συνδέσεις τους να μπορούν να αναλάβουν μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής τους, οι ψαθυρές αστοχίες (από διάτμηση, αγκύρωση) να μην προηγούνται των πλαστικων αστοχιών (από κάμψη) και να αποφεύγονται βλάβες στα κατακόρυφα στοιχεία και στους κόμβους.

Επίσης σύμφωνα με το 3.6, εκτιμούμε ότι επιβάλλεται να σχεδιάζουμε τα κατακόρυφα στοιχεία με μια ισχυρή μέση και όχι μόνο ισχυρά άκρα, όπως ορίζουν οι νέοι κανονισμοί ,ώστε η αστοχία όταν συμβαίνει σε αυτά να οφείλεται στην εξάντληση της καμπτικής αντοχής των άκρων και να είναι πλαστική.

Β)ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΜΕΡΟΣ

1.ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟΥ ΜΕΡΟΥΣ.

Αρχικά μας δόθηκαν δύο τοιχία ίδιων διαστάσεων τα οποία ήταν οπλισμένα με διαφορετικούς τρόπους. Το ένα ήταν οπλισμένο με βάση τους ευρωκώδικες 2 και 8 (EC-10-M), ενώ το άλλο ήταν οπλισμένο σύμφωνα με τις διατάξεις της μεθόδου της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης (CFP-10-M). Οι διαστάσεις και ο τρόπος σχεδιασμού των τοιχιών ορίζονται στο παράρτημα 2.

Στην συνέχεια πήραμε τις χαρακτηριστικές αντοχές του σκυροδέματος και των χαλύβων των τοιχίων από το παράρτημα 2. Συγκεκριμένα λάβαμε το μέσο όρο από τους πίνακες των δοκιμών για το κάθε ένα τοίχιο. Με τον τρόπο αυτό βρήκαμε την χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος (f_c) και χάλυβα (f_y) σε MPa τα οποία φαίνονται στο παράρτημα 1 στα κελιά C6 και D7 αντίστοιχα.

Το παράρτημα 1, αποτελεί το υπολογιστικό μέρος της εργασίας, εξηγώντας το λοιπόν, αρχικά φαίνονται οι μηχανικές ιδιότητες του σκυροδέματος και του χάλυβα καθώς και οι διαστάσεις του τοιχίου (στο κελί L7 φαίνεται το μισό μήκος της διατομής ($h/2$) σε χιλιοστά). Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος υπολογίζεται από τον τύπο : $E_{ct} = 43 * (f_c^{0.5}) * (2400^{1.5}) / 1000$. Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος (f_{ct}) ισούται με το 10% της χαρακτηριστικής αντοχής του. Η ροπή αδράνειας του σκυροδέματος είναι ίση με: $I = (b * h^3) / 12$, η ροπή αδράνειας των διαμήκων χαλύβων του τοιχίου ισούνται με: $I_s = (8 * \pi * 10^4) / 64$, (το 10 είναι η διατομή του διαμήκους χάλυβα σε χιλιοστά), η ροπή αδράνειας της αρηγμάτωσης περιοχής ισούται με $(b * x^3) / 12$ όπου x η θλιβόμενη ζώνη στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Ακολουθεί η ανάλυση στην οριακή κατάσταση αστοχίας του τοιχίου λόγω κάμψης και διάτμησης. Προσδιορίζονται οι αποστάσεις των οπλισμών σε κάθε ύψος της διατομής από το παράρτημα 3 ($\gamma_1 \dots \dots \gamma_8$), καθώς και το εμβαδόν αυτών ($A_{s1} \dots \dots A_{s8}$). Όπως αναφέραμε και στο θεωρητικό μέρος της εργασίας, στην κάμψη το τοίχιο θεωρούμε ότι αστοχεί όταν η ακραία θλιβόμενη ίνα του έχει μέση ανηγμένη παραμόρφωση ίση με $\epsilon_{cu} = 0,0035$. Με τον τρόπο αυτό ορίζονται οι μέσες ανηγμένες παραμορφώσεις των χαλύβων σε κάθε επίπεδο της διατομής, από τον τύπο: $\epsilon_{si} = \epsilon_{cu} * (x - \gamma_i) / x$, (όμοια τρίγωνα). Στο επόμενο βήμα ελέγχουμε σε ποιο επίπεδο της διατομής οι χάλυβες έχουν διαρρεύσει στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ώστε να υπολογίσουμε τις αντοχές τους. Αν ο χάλυβας δεν έχει

διαρρεύσει τότε ισχύει ο νόμος του hooke και η αντοχή του χάλυβα ορίζεται από τον τύπο $f_{si} = A_{si} \cdot \epsilon_{si} \cdot E_s$. Ενώ αν ο χάλυβας έχει διαρρεύσει ισχύει ότι $f_{si} = A_{si} \cdot f_y$. Για να δούμε τι ισχύει από τα δυο στην κατάσταση που βρίσκεται το τοιχίο κάνουμε τον συγκεκριμένο έλεγχο, ελέγχουμε ποια από τις δυο τιμές είναι μικρότερη διότι αυτή θα είναι η τιμή που συνέβη πρώτη και είναι η σωστή τιμή που ισχύει. Η αντοχή του σκυροδέματος είναι ίση με $F_c = 0.85 \cdot f_c \cdot 0.8 \cdot x \cdot b$. Έπειτα βρήκαμε την αντοχή του τοιχίου σε ροπή κάμψης, αθροίζοντας τις ροπές αντοχής κάθε επιπέδου χάλυβα της διατομής καθώς και του σκυροδέματος από το κέντρο της διατομής. Ο τύπος που ισχύει είναι $M_{rd} = F_c \cdot (h/2 - 0.4 \cdot x) + f_{s1} \cdot (h/2 - y_1) + \dots + f_{s8} \cdot (h/2 - y_8)$. Επίσης θεωρούμε πως το τοιχίο ισορροπεί οπότε η συνισταμένη δύναμη των χαλύβων και της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος είναι ίση με μηδέν. Η θλιβόμενη ζώνη (χ) υπολογίζεται βάζοντας τιμές μέχρις ότου η συνισταμένη να γίνει μηδέν. Για να υπολογίσουμε το φορτίο που αντέχει η διατομή στην κατάσταση αυτή διαιρούμε την αντοχή σε κάμψη με το ύψος του τοιχίου οπότε μας μένει το φορτίο αντοχής. Για την μετατόπιση που υφίσταται το πάνω μέρος του τοιχίου όπου και ασκείται το φορτίο, σε σχέση με το κάτω στην κατάσταση αυτή, βρίσκουμε το ημίτονο της γωνίας ϕ και το πολλαπλασιάζουμε με το ύψος του τοιχίου.

Έπειτα για τον υπολογισμό της αντοχής του τοιχίου σε διάτμηση βρήκαμε αρχικά την αντοχή του λοξού θλιπτήρα από τον τύπο: $V_{rd2} = 0.5 \cdot v \cdot f_c \cdot b \cdot z$, όπου $v = 0.7 - f_c/200$ και $z = 0.9 \cdot d$. Στην συνέχεια υπολογίζεται η αντοχή μόνο του σκυροδέματος σε διάτμηση από τον τύπο $V_{cd} = (trd \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma) \cdot b \cdot d$, όπου trd είναι η διατμητική τάση, η οποία λαμβάνεται από πίνακα, το $k = 1,6 - d$, το ρ_l είναι το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού που εφελκύεται και ισούται με το άθροισμα αυτών διά το $b \cdot d$ (οι εφελκυσμένοι οπλισμοί είναι αυτοί των οποίων οι μέσες ανηγμένες παραμορφώσεις έχουν αρνητικό πρόσημο) και σ είναι η τάση λόγω αξονικού φορτίου η οποία στην περίπτωση μας που δεν έχουμε αξονικό

φορτίο είναι ίση με μηδέν. Έπειτα βρίσκουμε την αντοχή σε διάτμηση μόνο των συνδετήρων της διατομής από τον τύπο $V_{wd} = f_y \cdot A_{sw} / s \cdot 0.9 \cdot d$, όπου A_{sw} είναι το εμβαδόν του εγκάρσιου οπλισμού και το s είναι η απόσταση μεταξύ του εγκάρσιου οπλισμού. Τέλος η αντοχή του τοιχίου σε θλίψη ορίζεται ως το άθροισμα των V_{cd} και V_{wd} , για τις μη κρίσιμες περιοχές του τοιχίου, ενώ στις κρίσιμες περιοχές η αντοχή είναι ίση με $V_{wd} + 0.3 \cdot V_{cd}$ (ως κρίσιμες περιοχές θεωρούνται οι ακραίες περιοχές του τοιχίου σε απόσταση από τις άκρες ίσες με δυο φορές το μήκος της διατομής).

Στην συνέχεια βρήκαμε το φορτίο αντοχής και την μετατόπιση στην αρχή ρηγμάτωσης του τοιχίου. Οι πρώτες ρωγμές εμφανίζονται στην περιοχή της διατομής που εφελκύεται, οπότε σε αντίθεση με την προηγούμενη κατάσταση που εξετάσαμε, τώρα λάβαμε υπόψη μας την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος. Ακολουθήσαμε την ίδια μεθοδολογία όπως παραπάνω με την διαφορά ότι βρήκαμε την μέση ανηγμένη παραμόρφωση της ακραίας εφελκυστικής ίνας από τον τύπο: $\epsilon_{ct} = f_{ct} / E_{ct}$. Με βάση αυτή την μέση ανηγμένη παραμόρφωση υπολογίστηκαν οι αντίστοιχες των επιπέδων χάλυβα του τοιχίου, με την μέθοδο των όμοιων τριγώνων από το σχήμα στο excel. Για τον υπολογισμό των δυνάμεων των χαλύβων ακολουθήθηκε η διαδικασία που αναφέραμε παραπάνω. Η αντοχή του σκυροδέματος είναι ίση με $F_c = 0.5 \cdot \chi \cdot f_{ct} \cdot b$. Ενώ η αντοχή του τοιχίου σε κάμψη στην κατάσταση αυτή ισούται με $M_{rd} = f_{s1} \cdot (h/2 - \gamma_1) + \dots + f_{s8} \cdot (h/2 - \gamma_8) + 2 \cdot F_c \cdot 2/3 \cdot \chi$. Για τα υπόλοιπα ισχύει ότι και παραπάνω, με εξαίρεση τον υπολογισμό της μετατόπισης που έγινε με την μέθοδο της ισοδύναμης διατομής. Η μέθοδος αυτή έχει ως εξής: αρχικά βρίσκουμε ένα συντελεστή $n = E_s / E_{ct}$, στην συνέχεια υπολογίζουμε το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος A_{ce} και το εμβαδόν των διατομών των διαμήκων χαλύβων το οποίο το πολλαπλασιάζω με τον συντελεστή n . Έπειτα αθροίζω τα εμβαδά και βρίσκω το εμβαδόν της ισοδύναμης διατομής A_e . Επιπρόσθετα βρίσκουμε τις στάθμες των

διατομών των χαλύβων (Z_s) και του σκυροδέματος (Z_c) ξεχωριστά από το πάνω μέρος της διατομής. Στην συνέχεια υπολογίσαμε το κέντρο βάρους της ισοδύναμης διατομής Z_e και την ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής $I_e = I + A_c e^2 + I_s + A_s (Z_s - Z_e)^2$. Τελειώνοντας βρίσκουμε την δυσκαμψία του τοιχίου $K = 3 \cdot E_c t \cdot I_e / l^3$ και την μετατόπιση δ που ισούται με το φορτίο (P) που ασκείται την στιγμή αυτή στην διατομή διά την δυσκαμψία του τοιχίου (K).

Επίσης βρήκαμε το φορτίο αντοχής και την μετατόπιση του τοιχίου στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Στην κατάσταση αυτή θεωρούμε ότι φτάνει το τοιχίο όταν το ακραίο εφελκόμενο επίπεδο χάλυβα φτάνει στο όριο διαρροής του, δηλαδή η μέση ανηγμένη παραμόρφωση του είναι 0.0025. Με βάση αυτό βρήκαμε τις υπόλοιπες ανηγμένες παραμορφώσεις των χαλύβων από όμοια τρίγωνα στο σχήμα του excel. Επίσης βρήκαμε την ανηγμένη παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας του σκυροδέματος με όμοια τρίγωνα και έτσι υπολογίσαμε την θλιπτική τάση του σκυροδέματος (f_c) στην κατάσταση αυτή (νόμος του Hooke). Η αντοχή του σκυροδέματος ισούται με $F_c = 0.5 \cdot x \cdot f_c \cdot b$, ενώ η αντοχή σε κάμψη ισούται με $M_{rd} = F_c \cdot (h/2 - 2/3 \cdot x) + f_{s1} \cdot (h/2 - y_1) + \dots + f_{s8} \cdot (h/2 - y_8)$. Για τα υπόλοιπα ισχύουν τα ίδια με παραπάνω με διαφορά ότι στην μέθοδο ισοδύναμης διατομής υπολογίσαμε για εμβαδόν σκυροδέματος την αρηγμάτωση περιοχή του τοιχίου, δηλαδή αυτή που ορίζεται από την θλιβόμενη ζώνη επί το πλάτος του τοιχίου το ίδιο κάναμε και για τον υπολογισμό της ροπής αδράνειας του, λάβαμε υπόψη μας μόνο την αρηγμάτωση περιοχή του σκυροδέματος.

Επιπρόσθετα επειδή στο πείραμα που εξετάζουμε τα τοιχία διαθέτουν ένα βαθμό περισφιξης, υπολογίσαμε και εμείς αντίστοιχα την περισφιξη ώστε να συγκρίνουμε τις τιμές μας με αυτές του πειράματος. Με βάση λοιπόν τον Ε.Κ.Ο.Σ και τα όσα αναφέρουμε στο θεωρητικό μέρος στην ενότητα 2.3.2 βρήκαμε το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό περισφιξης (ω_{wd}) και τον συντελεστή

αποδοτικότητας της περίσφιξης (α). Με τον τρόπο αυτό υπολογίσαμε την νέα χαρακτηριστική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος (f_{cd}^*) και την νέα μέση ανηγμένη παραμόρφωση στην οριακή κατάσταση αστοχίας ($\epsilon_{cu}^* = \epsilon_{cu} + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}$). Τις νέες αυτές τιμές τις βάλαμε στο υπολογιστικό πρόγραμμα που φτιάξαμε στο παράρτημα 1 και αναλύουμε παραπάνω, και πήραμε τα θεωρητικά αποτελέσματα των τοιχίων για την κάθε εντατική κατάσταση.

Τέλος μας δόθηκαν άλλα δύο τοιχία ίδιων διαστάσεων με τα παραπάνω με την διαφορά ότι είχαν διαμήκη οπλισμό $\phi 12$ (EC-12-M, CFP-12-M). Οι διαστάσεις, οι οπλισμοί και οι χαρακτηριστικές αντοχές σκυροδέματος και χάλυβα ορίζονται στο παράρτημα 2. Στη συνέχεια ακολουθήσαμε ακριβώς την ίδια διαδικασία που ακολουθήσαμε για τα τοιχία EC-10-M, CFP-10-M και περιγράφεται παραπάνω.

2.ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ:

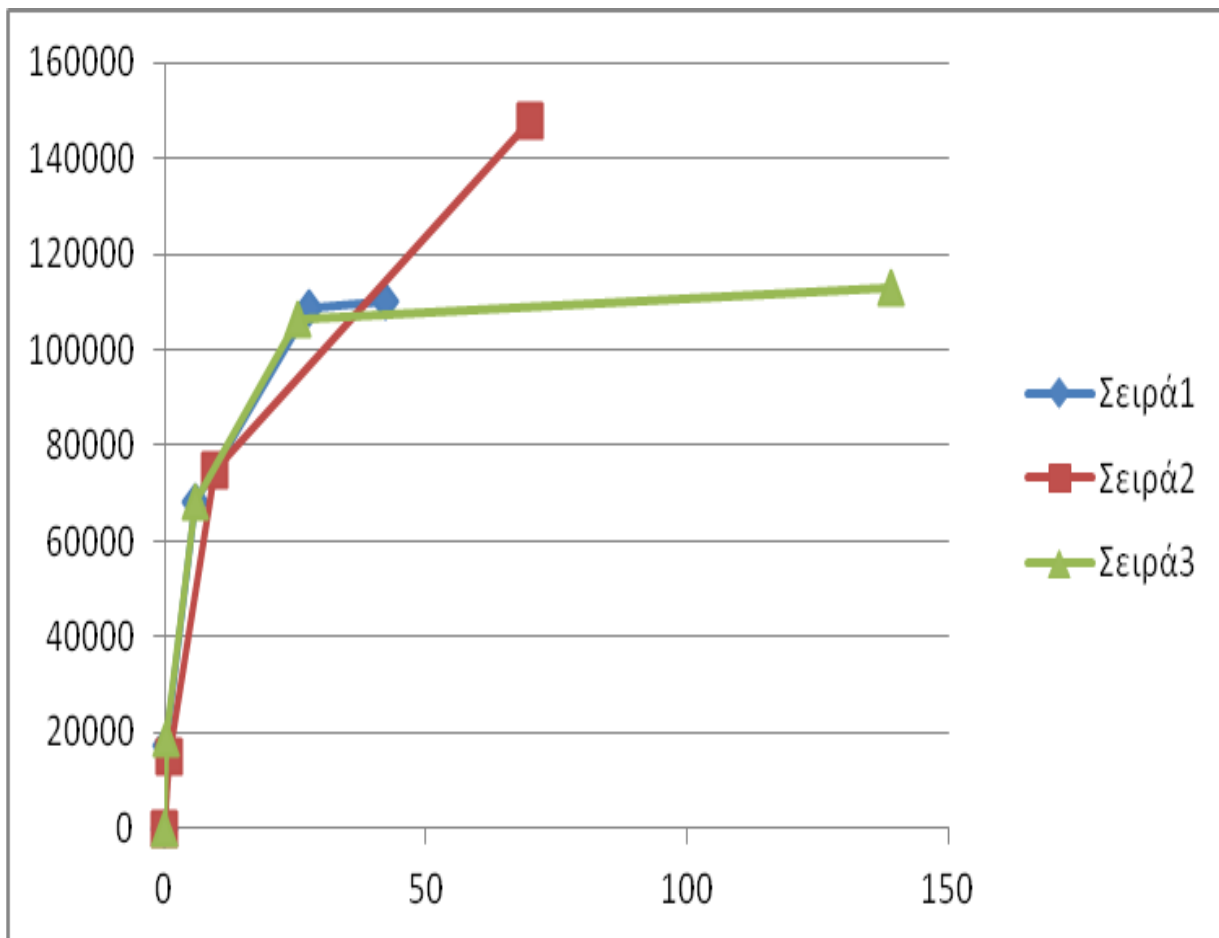
Από το παράρτημα 3 σχήματα 6.11 και 6.12, φαίνεται το διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης των δυο τοιχίων. Από αυτά πήραμε τις πειραματικές τιμές και τις συγκρίναμε με τις θεωρητικές τιμές που βρήκαμε στο παράρτημα 1. Παρακάτω φαίνονται οι πίνακες και τα διαγράμματα (φορτίου-μετατόπισης) με τα τελικά αποτελέσματα.



ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΙΧΙΩΝ EC-10-M,CFP-10-M.		
ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ δ ΣΕ (ΜΜ) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ	ΦΟΡΤΙΟ Ρ ΣΕ (Ν) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ
ΣΗΜΕΙΟ (0,0)	0	0
ΑΡΧΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗΣ	1	14800
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	9,5	75000
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΧΩΡΙΣ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ		
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ	70	148000
ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΙΧΙΟΥ EC-10-M.		
ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ δ ΣΕ (ΜΜ) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ	ΦΟΡΤΙΟ Ρ ΣΕ (Ν) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ
ΣΗΜΕΙΟ (0,0)	0	0
ΑΡΧΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗΣ	0,343615	18734,67
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	5,706256	68333,46

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΧΩΡΙΣ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ	25,48678	106487,868
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ	139,0119	112790,3

ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΙΧΙΟΥ CFP-10-M.		
ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ Δ ΣΕ (ΜΜ) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ	ΦΟΡΤΙΟ Ρ ΣΕ (N) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ
ΣΗΜΕΙΟ (0,0)	0	0
ΑΡΧΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗΣ	0,33117	17431,49
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	5,734623	68024,73
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΧΩΡΙΣ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ	27,4526	108556
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ	42,22225	110209,9



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 1.ΦΟΡΤΙΟ(P)-ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ(δ).

ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΙΧΙΩΝ EC-12-M,CFP-12-M.		
ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ δ ΣΕ (ΜΜ) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ	ΦΟΡΤΙΟ Ρ ΣΕ (Ν) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ
ΣΗΜΕΙΟ (0,0)	0	0

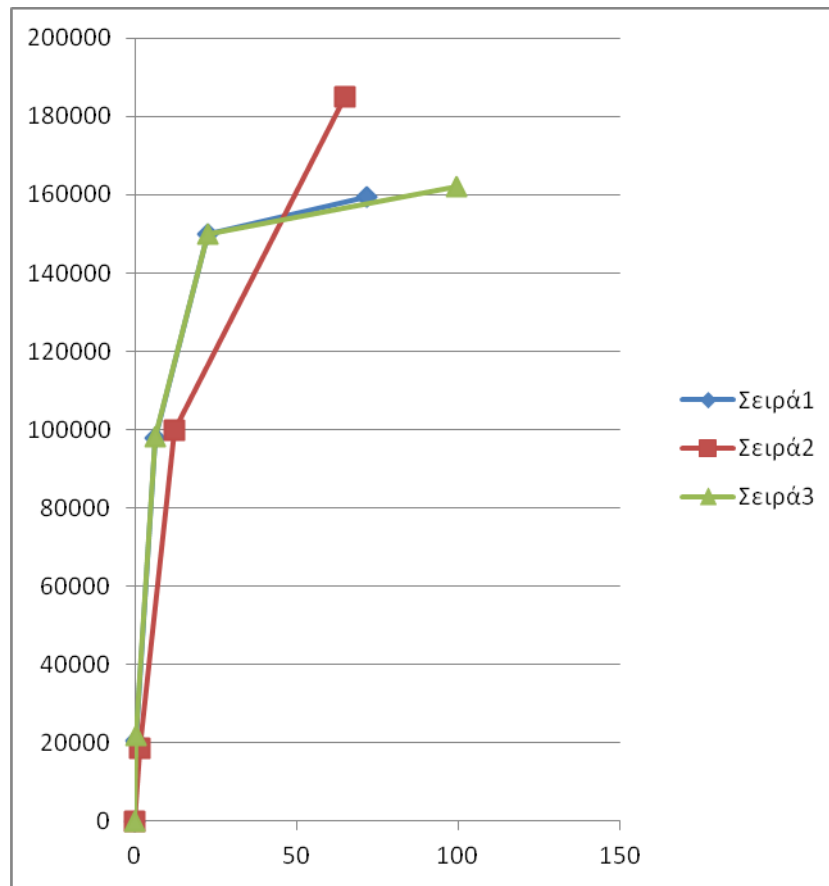
ΑΡΧΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗΣ	1,5	18500
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	12	100000
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΧΩΡΙΣ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ		
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ	65	185000

ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΙΧΙΟΥ EC-12-M.

ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ δ ΣΕ (ΜΜ) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ	ΦΟΡΤΙΟ Ρ ΣΕ (N) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ
ΣΗΜΕΙΟ (0,0)	0	0
ΑΡΧΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗΣ	0,36888	21928,8
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	6,16781	98333,5
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΧΩΡΙΣ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ	22,6656	149955

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ	99,5712	161947
--	---------	--------

ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΙΧΙΟΥ CFP-12-M.		
ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ δ ΣΕ (ΜΜ) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ	ΦΟΡΤΙΟ Ρ ΣΕ (N) ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ
ΣΗΜΕΙΟ (0,0)	0	0
ΑΡΧΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗΣ	0,35628	20501
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	6,20201	97923,7
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΧΩΡΙΣ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ	22,6656	149955
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ	71,7627	159387



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 2.ΦΟΡΤΙΟ(P)-ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ(δ).

Από τα αποτελέσματα παρατηρούνται διαφορές μεταξύ των τιμών που προέκυψαν στο πείραμα και σε αυτές που υπολογίσαμε με βάση τους κανονισμούς. Οι διαφορές αυτές οφείλονται κατά κύριο λόγο στην διαφορά των μηχανικών ιδιοτήτων (αντοχών) που είχαν στην πραγματικότητα τα υλικά των τοιχιών με αυτή που λάβαμε εμείς στους υπολογισμούς. Βασικός λόγος της διαφοράς αυτής επίσης είναι το γεγονός ότι, στους υπολογισμούς δεν λάβαμε υπόψη μας την κράτυνση του χάλυβα, όπου και θα παίρναμε μεγαλύτερες τιμές.

Επίσης παρατηρείτε ότι εάν συγκρίνουμε τα διαγράμματα που προέκυψαν από τους υπολογισμούς (θεωρητικές τιμές) μεταξύ τους, διαπιστώνετε πως οι πρώτες τρεις τιμές, δηλαδή πριν ληφθεί υπόψη η δράση της περίσφιξης, παρουσιάζουν πολύ μικρές διαφορές. Μεγάλες διαφορές φαίνονται στις παραμορφώσεις που προκύπτουν στην οριακή κατάσταση αστοχίας λαμβάνοντας

υπόψη την δράση της περίσφιξης στην θλιβόμενη περιοχή του σκυροδέματος (κρυφό-κολώνες). Ωστόσο συγκρίνοντας τα διαγράμματα του πειράματος (πειραματικές τιμές), διαπιστώνονται ελάχιστες διαφορές. Συνεπώς το γεγονός αυτό δείχνει πως οι ελληνικοί κανονισμοί (ΚΑΝΕΠΕ) για την περίσφιξη χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης.

3.Υποσημειώσεις.

Το συγκεκριμένο μοντέλο (παράρτημα 1) το οποίο αναλύθηκε παραπάνω κατόπιν επεξεργασίας, μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε push over αναλύσεις για την μη γραμμική συμπεριφορά των τοιχίων.

Σημειώνεται ότι χρησιμοποιήσαμε οπλισμό φ6 για την περίσφιξη των τοιχίων ec-10-m και ec-12-m σε αντίθεση με το παράρτημα 2 που έλεγε φ8. Αυτό το κάναμε διότι η περίσφιξη αυτή ήταν υπερβολική και δεν έδινε λογικά αποτελέσματα στους υπολογισμούς.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 2.

ΦΟΡΕΙΣ ΤΩΝ ΟΠΟΙΩΝ Η ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΙΕΡΕΥΝΗΘΗΚΕ

4.1 Λεπτομέρειες σχεδιασμού

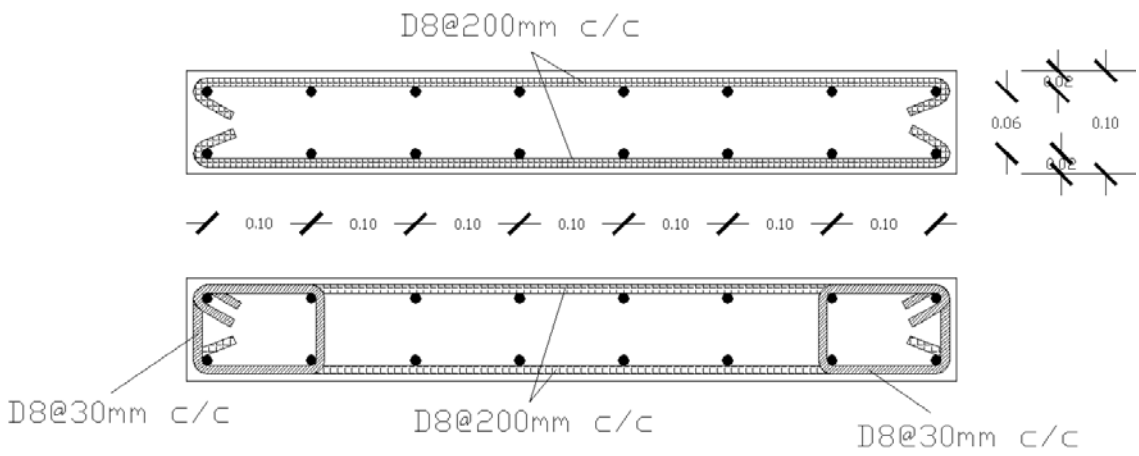
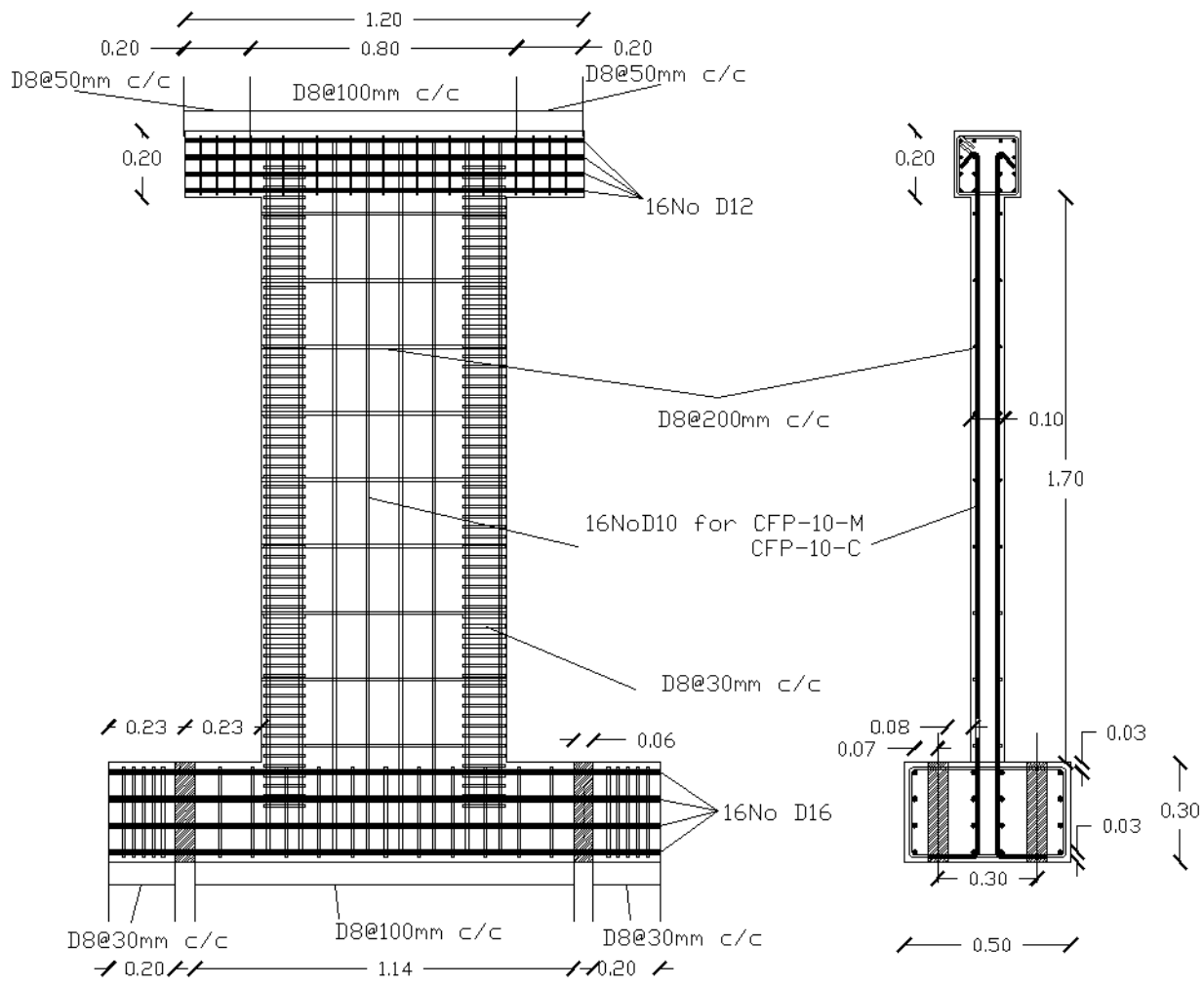
Οι φορείς ΩΣ των οποίων η συμπεριφορά διερευνάται αριθμητικά με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων είναι 4 τοιχία ΩΣ σε κλίμακα 1:2 που κατασκευάστηκαν στα πλαίσια της Α φάσης του παρόντος ερευνητικού προγράμματος. Από τα 4 τοιχία τα δύο πρώτα τοιχία (δοκίμια EC-10-M και EC-12-M) σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του *Ευρωκώδικα 2* (Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα) και του *Ευρωκώδικα 8* (Σχεδιασμός Κατασκευών Έναντι Σεισμικής Δράσης). Κύριο χαρακτηριστικό το δοκιμίων αυτών είναι οι πυκνή διάταξη συνδετήρων στις άκρες των τοιχίων όπου σχηματίζονται οι κρυφο-κολώνες. Τα υπόλοιπα δύο δοκίμια (δοκίμια CFP-10-M και CFP-12-M) σχεδιάστηκαν σύμφωνα με μία εναλλακτική μεθοδολογία σχεδιασμού την *Τροχιά Θλιπτικής Δύναμης* (ΤΘΔ) στην περίπτωση αυτή οι πυκνοί συνδετήρες στην περιοχή των κρυφο-κολώνων αντικαθίστανται από πολύ λιγότερους συνδετήρες οι οποίοι περιορίζονται μόνο στο κάτω μέρος του τοιχίου.

Όλα τα δοκίμια έχουν κοινά γεωμετρικά χαρακτηριστικά και σχεδιάστηκαν ως πρόβολοι πακτωμένοι στην βάση τους με το φορτίο να ασκείται μέσω υδραυλικού γρύλου στο άνω μέρος τους. Η επιβαλλόμενη φόρτιση στη περίπτωση των δοκιμίων EC-10-M και CFP-10-M είναι μονοτονική, ώστε να διερευνηθεί λεπτομερώς η διαδοχή των φάσεων καταπόνησης.

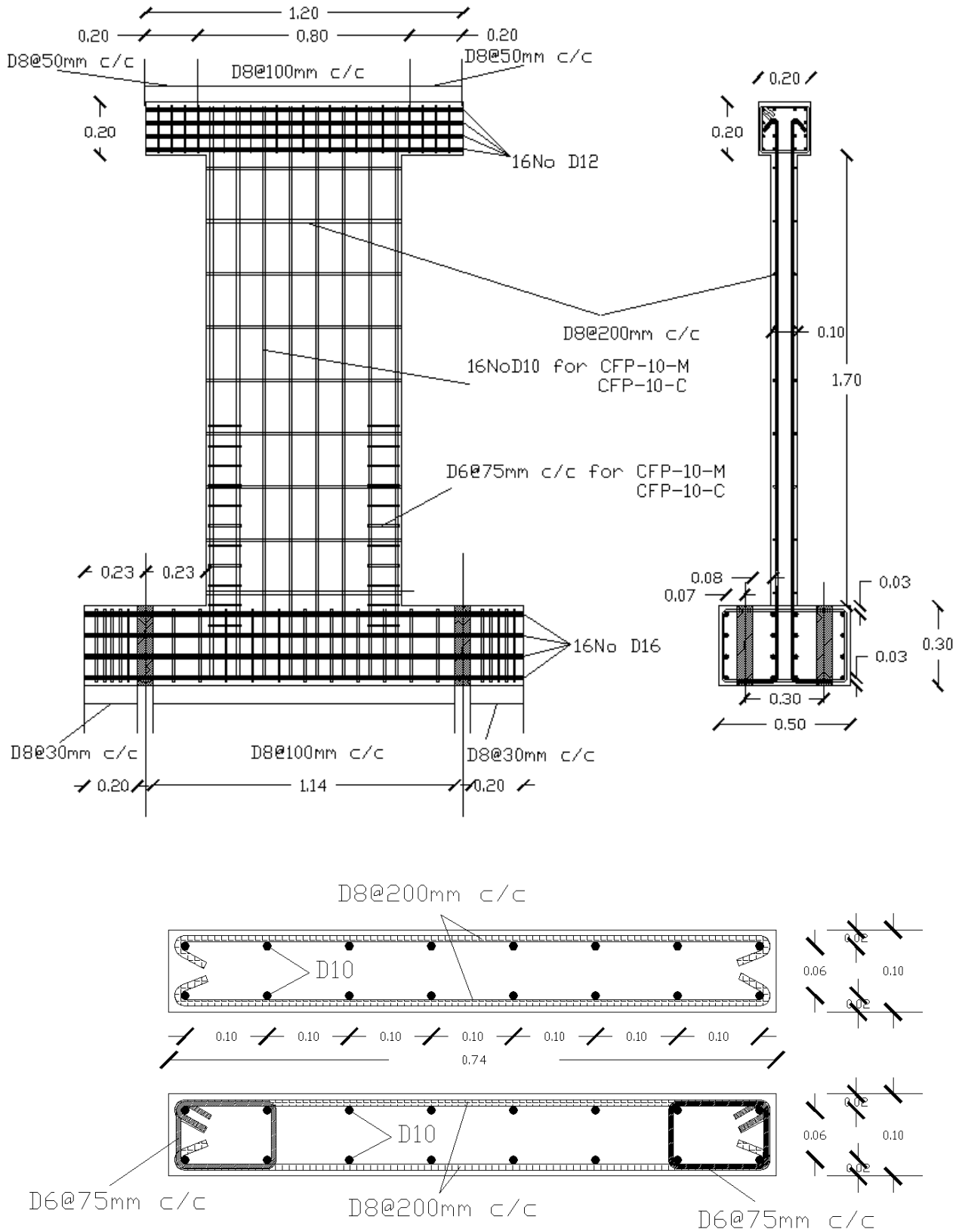
Για την επιβολή του πλευρικού φορτίου κατασκευάστηκε ένα δύσκαμπτο μεταλλικό πλαίσιο πάνω στο οποίο στηρίζεται ένας υδραυλικός γρύλος μέσω του οποίου επιβάλλεται η οριζόντια/πλευρική φόρτιση (μονοτονική ή ανακυκλιζόμενη) στο άνω μέρος του τοιχίου. Το μεταλλικό πλαίσιο μελετήθηκε ώστε η δυσκαμψία του και η φέρουσα ικανότητά του να υπερβαίνει κατά πολύ την αντίστοιχη δυσκαμψία και φέρουσα ικανότητα του κάθε εξεταζόμενου δοκιμίου προκειμένου να συμπεριφέρεται πάντα ελαστικά, με αμελητέα παραμόρφωση κατά την επιβολή πλευρικού φορτίου. Οι μετρήσεις που

ελήφθησαν κατά την διάρκεια των δοκιμών περιγράφουν την παραμόρφωση του φορέα καθώς και τις παραμορφώσεις της πειραματικής διάταξης και συγκεκριμένα του σημείου σύνδεσης του γρύλου στο μεταλλικό πλαίσιο και της μετακίνησης (λόγο ανατροπής ή ολίσθησης) του δοκιμίου ως στερεού. Με βάση τις μετρήσεις αυτές γίνεται ένας ακριβής προσδιορισμός των όποιων σφαλμάτων που περιέχονται στις αρχικές μετρήσεις αυτές προκειμένου να γίνουν οι απαραίτητες διορθώσεις ενώ επίσης διερευνάται η αποτελεσματικότητα της πειραματικής διάταξης. Κάνοντας χρήση των διορθωμένων τιμών των μετρήσεων εξάγονται συμπεράσματα σχετικά με την συμπεριφορά του κάθε δοκιμίου, του τρόπο αστοχίας και την εγκυρότητα των προβλέψεων των κανονιστικών διατάξεων αλλά και της ΤΘΔ.

Εις τα επόμενα σχήματα φαίνεται η διάταξη του εγκάρσιου και διαμήκη οπλισμού, όπως αυτή προκύπτει από τον σχεδιασμό, σύμφωνα με τις διατάξεις του κανονισμού και της θεωρίας της τροχιάς της θλιπτικής δύναμης



Σχήμα 4.1



Σχήμα 4.2

4.2 Μηχανικές ιδιοότητες σκυροδέματος και χάλυβα

Οι μηχανικές ιδιότητες του σκυροδέματος αλλά και των ράβδων χάλυβα που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή των υπό εξέταση δοκιμίων προσδιορίστηκαν από εργαστηριακές δοκιμές τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται συνοπτικά στο παρόν κεφαλαίο

4.2.1 Προσδιορισμός αντοχής σκυροδέματος

Ο πειραματικός προσδιορισμός της αντοχής των κυλίνδρων έναντι μονοαξονικής θλίψης έγινε με την χρήση θλιπτικής μηχανής. Κάνοντας χρήση των τιμών της αντοχής που προκύπτουν από τις εργαστηριακές δοκιμές και δεδομένου ότι οι κύλινδροι διατηρήθηκαν στις ίδιες περιβαλλοντικές συνθήκες με τα αντίστοιχα δοκίμια τους είναι δυνατός ένας ακριβής προσδιορισμός της μέσης αντοχής του σκυροδέματος που αντιστοιχεί σε κάθε τοιχίο ξεχωριστά.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, το βάρος καθώς και το πειραματικά προσδιοριζόμενο φορτίο θραύσεως έναντι μονο-αξονικής θλίψης του κάθε κυλίνδρου παρατίθενται στους πίνακες 5.1 έως 5.5. Με βάση τα παραπάνω γίνεται ο προσδιορισμός της μέσης αντοχής του σκυροδέματος έναντι θλίψης για κάθε δοκίμιο.

Δοκίμιο	f_c
EC-10-M	25.46 MPa
CFP-10-M	28.86 MPa

EC-12-M	29.00 MPa
CFP-12-M	29.00 MPa

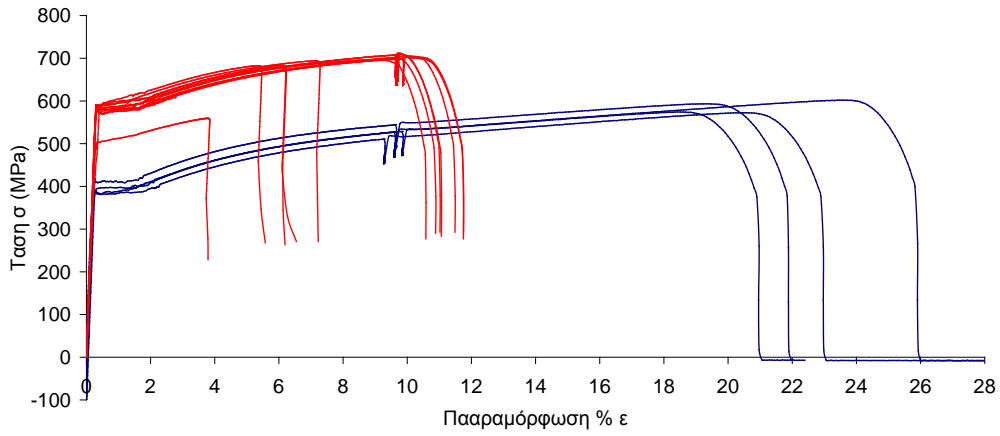
Πίνακας 4.1

4.2.2 Προσδιορισμός μηχανικών ιδιοτήτων ράβδων χάλυβα

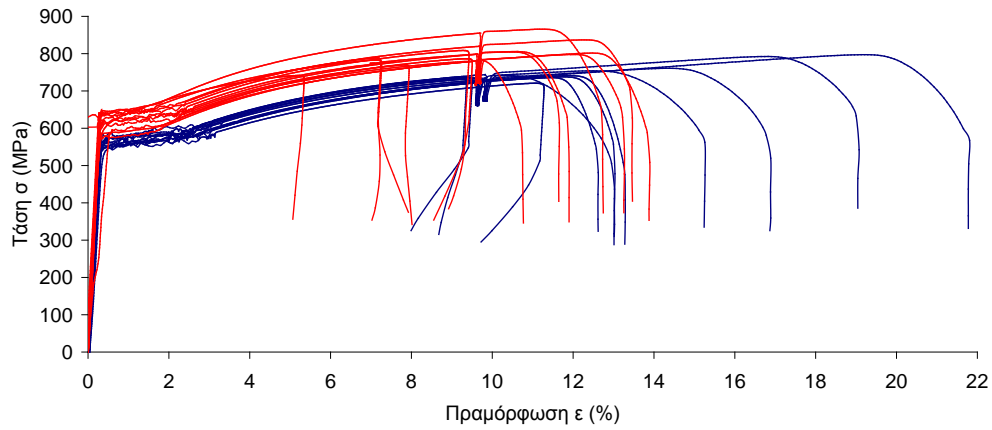
Ο προσδιορισμός των μηχανικών ιδιοτήτων των ράβδων χάλυβα επιτυγχάνεται πειραματικά. Κάθε δοκίμιο χάλυβα (ράβδοι μήκους 800 με 900mm) υπόκειται σε μοναξονικό εφελκυσμό. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κάθε διατομής, το βάρος καθώς και το πειραματικά προσδιοριζόμενες τιμές της τάση διαρροής, της εφελκυστικής αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας κάθε τύπου ράβδου που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή των υπό εξέταση τοιχίων παρατίθενται στους πίνακες 5.5 έως 5.10. Με βάση τις παραπάνω γίνεται υπολογίζεται η μέση τιμή των παραπάνω τιμών. Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα τάσης-παραμόρφωσης που προσδιορίστηκαν πειραματικά στα σχήματα 5.5 έως 5.8.

	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_u (%)
D6 που χρησιμοποιήθηκαν στο δοκίμιο CFP-10-M	390.3 4	483.5 1	10.4 8
D8 που χρησιμοποιήθηκαν στο δοκίμιο EC-10-M, CFP-10-M.	561.8 7	667.2 3	10.0 5

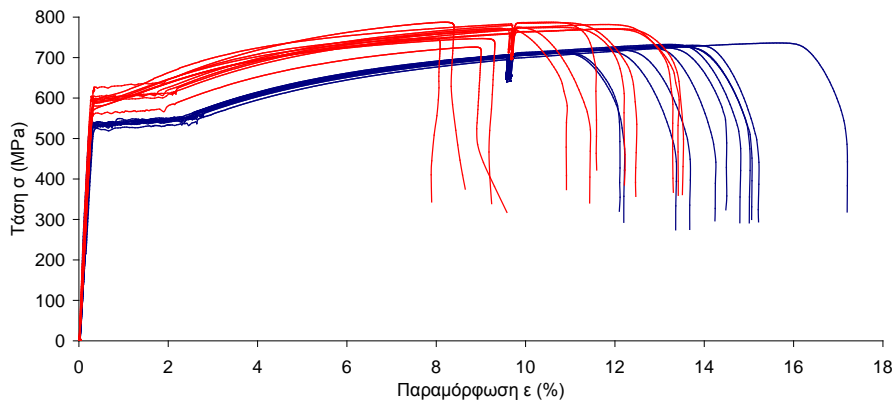
D10 που χρησιμοποιήθηκαν στο δοκίμιο EC-10-M, CFP-10-M.	529.8 6	640.8	11.1 4
D12 που χρησιμοποιήθηκαν στα δοκίμια EC-12-M, CFP-12-M.	548,9 2	661,0	9,70



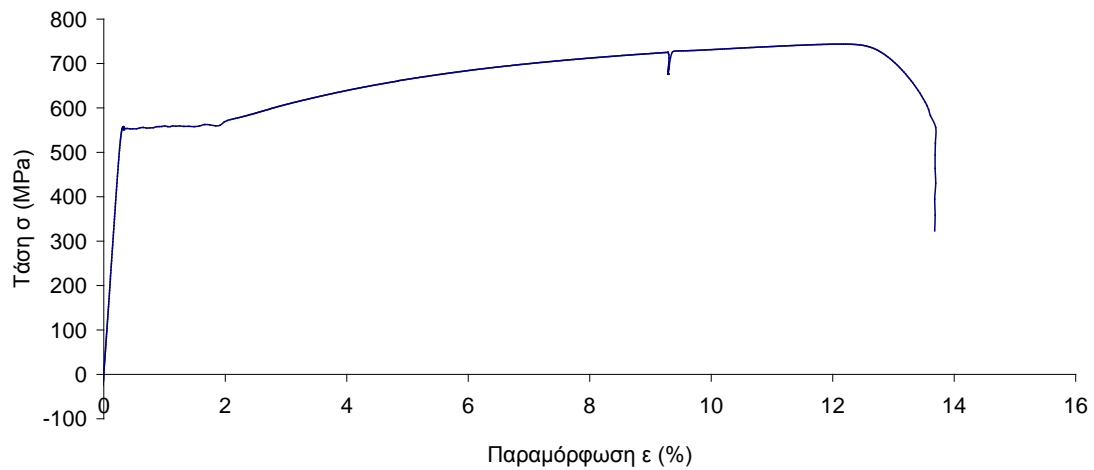
Σχήμα 4.3 Πειραματικά διαγράμματα τάσης-ανηγμένης παραμόρφωσης των ράβδων D6



Σχήμα 4.3 Πειραματικά διαγράμματα τάσης-ανηγμένης παραμόρφωσης των ράβδων D8



Σχήμα 4.4 Πειραματικά διαγράμματα τάσης-ανηγμένης παραμόρφωσης των ράβδων D10



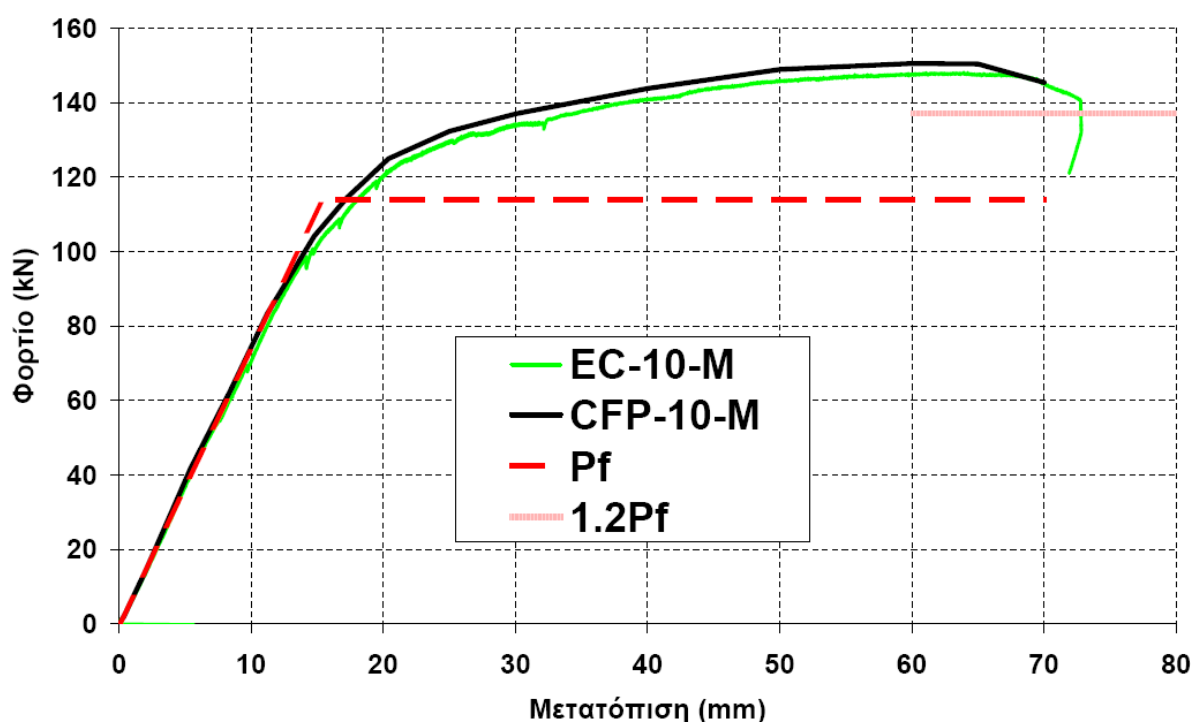
Σχήμα 4.5 Πειραματικά διαγράμματα τάσης-ανηγμένης παραμόρφωσης των ράβδων D12

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 3

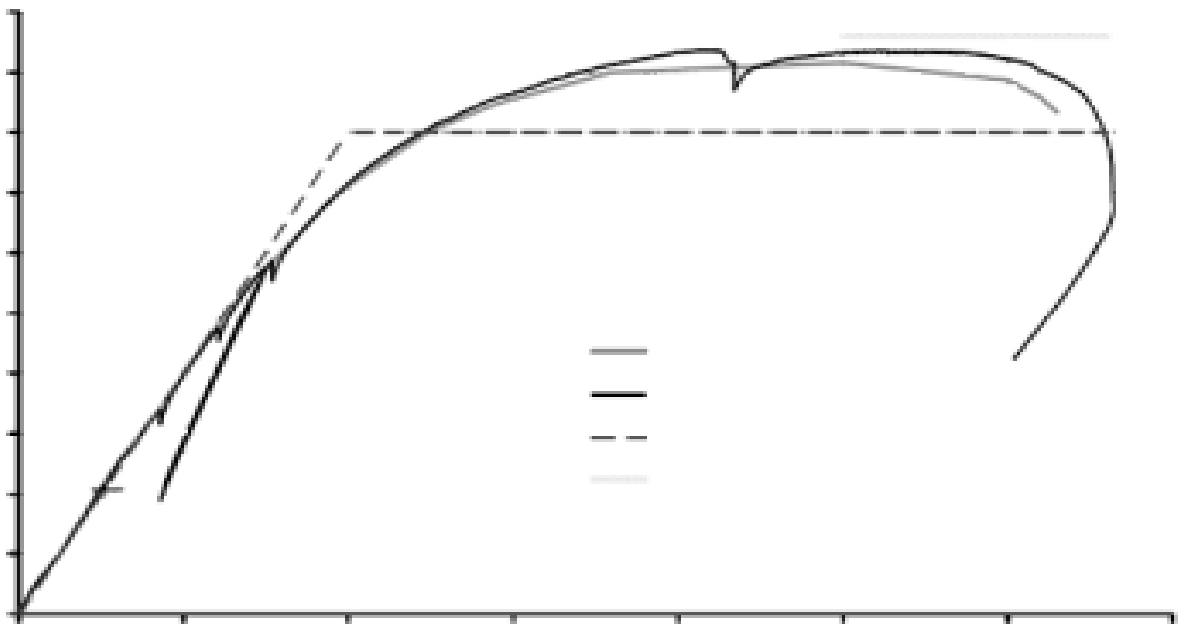
ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΟΙΧΙΩΝ ΥΠΟ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ

Σύγκριση:

Στα Σχήματα 6.11 και 6.12 παρουσιάζεται η σύγκριση των αποκρίσεων των στοιχείων EC-10-M,CFP-10-M και EC-12-M,CFP-12-M αντίστοιχα. η απόκριση εκφράζεται με την μορφή καμπύλων που περιγράφουν την σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου φορτίου και της μετατόπισης στην θέση επιβολής του φορτίου. Από την σύγκριση της απόκρισης των δύο δοκιμών διαπιστώνεται πως παρά τις όποιες διαφορές στον σχεδιασμό των δύο δοκιμών οι συμπεριφορά που επιδεικνύουν υπό την δράση μονότονου στατικού φορτίου είναι παρόμοια. Συγκεκριμένα εμφανίζουν σχεδόν την ίδια φέρουσα ικανότητα και σχεδόν την ίδια απόκριση καθώς και την ίδια πλαστικότητα.



Σχήμα 6.11 Σύγκριση διαγραμμάτων φορτίου μετατόπισης των δοκιμών EC-10-M και CFP-10-M.



Σχήμα 6.12 Σύγκριση διαγραμμάτων φορτίου μετατόπισης των δοκιμίων EC-12-M και CFP-12-M.

6.4 Εξέλιξη της ρηγμάτωσης

Κατά τη επιβολή στατικής μονότονης φόρτισης καμπτικές ρωγμές αρχίζουν και αναπτύσσονται στην περιοχή της βάσης του τοιχίου όπου οι καμπτικές ροπές (και κατά συνέπεια οι εφελκύστηκες τάσεις που αναπτύσσονται) λαμβάνουν την μεγαλύτερη τιμή τους. Καθώς η τιμή

του επιβαλλόμενου φορτίου αυξάνει οι ρωγμές επεκτείνονται σταδιακά σε όλο του ύψος του κορμού του τοιχία εισχωρώντας ταυτόχρονα όλο και βαθύτερα στην θλιβόμενη ζώνη. Η αστοχία συμβαίνει όταν τελικά αστοχεί η θλιβόμενη ζώνη του σκυροδέματος στην βάση του κορμού του τοιχίου (όπου και η καμπτική ροπή λαμβάνει την μέγιστη τιμή της) όπως φαίνεται και στο σχήμα 6.16.





60kN

Σχήμα 6.12 Εξέλιξη της ρηγμάτωσης κατά την επιβολή φορτίου ίσου με 40% της φέρουσας ικανότητας (60kN, 8mm) του δοκιμίου.





70kN

Σχήμα 6.13 Εξέλιξη της ρηγμάτωσης κατά την επιβολή φορτίου ίσου με 47% της φέρουσας ικανότητας (70kN, 9mm) του δοκιμίου.





Σχήμα 6.14 Εξέλιξη της ρηγμάτωσης κατά την επιβολή φορτίου ίσου με 67% της φέρουσας ικανότητας (100kN, 14mm) του δοκιμίου.





Σχήμα 6.15 Εξέλιξη της ρηγματώσης κατά την επιβολή φορτίου ίσου με 87% της φέρουσας ικανότητας (130kN, 25mm) του δοκιμίου.





Σχήμα 6.16 Εξέλιξη της ρηγάτωσης κατά την επιβολή φορτίου ίσου με 100% της φέρουσας ικανότητας του δοκιμίου.

6.1 Σχολιασμός αποτελεσμάτων - Συμπεράσματα

Από την ανάλυση των πειραματικών αποτελεσμάτων που προέκυψαν κατά την πειραματική διερεύνηση της συμπεριφοράς των τοιχίων υπό

την δράση στατικού μονότονα επιβαλλόμενου φορτίου στο άνω μέρος τους προέκυψαν τα παρακάτω συμπεράσματα:

Η πειραματική διάταξη είναι αξιόπιστη και τα αποτελέσματα που προκύπτουν για την συμπεριφορά των δοκιμίων είναι έγκυρα δεδομένου ότι είναι δυνατός ο ακριβής προσδιορισμός των σφαλμάτων και η απαλοιφή τους από τις μετρήσεις

Παρά τις διαφορές στον σχεδιασμό τους τα δύο υπό εξέταση δοκίμια παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά-απόκριση.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΕΚΟΣ.

ΕΑΚ.

ΚΑΝΕΠΕ.

Έκθεση για την ακαδημία Αθηνών 2012.