



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΤΡΙΤΟ  
ΤΗΣ ΕΠΙΣΗΜΗΣ ΕΦΗΜΕΡΙΔΑΣ ΤΗΣ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑΣ  
Αρ. 2750 της 20ής ΝΟΕΜΒΡΙΟΥ 1992  
ΔΙΟΙΚΗΤΙΚΕΣ ΠΡΑΞΕΙΣ

ΜΕΡΟΣ Ι

Κανονιστικές Διοικητικές Πράξεις

Αριθμός 277

Οι περί Οδών και Οικοδομών (Τροποποιητικοί) (Αρ. 2) Κανονισμοί του 1992, οι οποίοι εκδόθηκαν από το Υπουργικό Συμβούλιο με βάση το άρθρο 19 του περί Ρυθμίσεως Οδών και Οικοδομών Νόμου, Κεφ. 96 και Νόμων του 1959 έως 1990, κατατεθέντες στη Βουλή των Αντιπροσώπων εγκρίθηκαν από αυτή και δημοσιεύονται στην Επίσημη Εφημερίδα της Δημοκρατίας σύμφωνα με το άρθρο 3 του περί Καταθέσεως στη Βουλή των Αντιπροσώπων των Κανονισμών που Εκδίδονται με Εξουσιοδότηση Νόμου, Νόμος Αρ. 99 του 1989 όπως τροποποιήθηκε με το Νόμο Αρ. 227 του 1990.

Ο ΠΕΡΙ ΡΥΘΜΙΣΕΩΣ ΟΔΩΝ ΚΑΙ ΟΙΚΟΔΟΜΩΝ ΝΟΜΟΣ

Κανονισμοί δυνάμει του άρθρου 19

Το Υπουργικό Συμβούλιο, ασκώντας τις εξουσίες που του παρέχει το άρθρο 19 του περί Ρυθμίσεως Οδών και Οικοδομών Νόμου, εκδίδει τους ακόλουθους Κανονισμούς.

Κεφ. 96.  
14 του 1959  
67 του 1963  
6 του 1964  
65 του 1964  
12 του 1969  
38 του 1969  
13 του 1974  
28 του 1974  
24 του 1978  
25 του 1979  
80 του 1982  
15 του 1983  
9 του 1986  
115 του 1986  
199 του 1986  
53 του 1987  
87 του 1987  
316 του 1987  
108 του 1988  
243 του 1988  
122 του 1990.

Συνοπτικός  
τίτλος.

Δ.Ν.

Τομ. Ι, 307.

Εφημερίδα

Κυβερνήσεως,

Παράρτημα

Τρίτο:

14.10.1954

20. 1.1955

23. 6.1955

2. 8.1956

7. 2.1957

Επίσημη

Εφημερίδα,

Παράρτημα

Τρίτο:

14. 3.1963

23.10.1964

11. 2.1965

25. 5.1967

11. 7.1969

12.10.1970.

Παράρτημα

Τρίτο (Ι):

7. 1.1972

13. 2.1976

27.10.1978

21.12.1979

25. 7.1980

14.11.1980

26.11.1982

22. 2.1985

30. 1.1987

10. 4.1987.

Τροποποίηση  
του Κανονισμού 2  
των βασικών  
κανονισμών.

1. Οι Κανονισμοί αυτοί θα αναφέρονται ως οι περί Οδών και Οικοδομών (Τροποποιητικοί) Κανονισμοί του 1992 και θα διαβάζονται μαζί με τους περί Οδών και Οικοδομών Κανονισμούς του 1954 έως (Αρ. 2) του 1987 (που στο εξής θα αναφέρονται ως «οι βασικοί κανονισμοί») και οι βασικοί κανονισμοί και οι Κανονισμοί αυτοί θα αναφέρονται μαζί ως οι περί Οδών και Οικοδομών Κανονισμοί του 1954 έως 1992.

2. Ο Κανονισμός 2 των βασικών κανονισμών τροποποιείται με την προσθήκη του ακόλουθου νέου ορισμού, αμέσως μετά τον ορισμό του όρου «πυρίμαχο υλικό»:

«σεισμικός κώδικας' για σκοπούς αντισεισμικής μελέτης οικοδομών, σημαίνει το σεισμικό κώδικα για οικοδομές με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, που περιλαμβάνεται στο Παράρτημα των παρόντων Κανονισμών.».

Τροποποίηση  
των βασικών  
κανονισμών  
με την  
προσθήκη  
νέου Μέρους  
και νέου  
Κανονισμού.

3. Οι βασικοί κανονισμοί τροποποιούνται με την προσθήκη του ακόλουθου νέου Μέρους και του ακόλουθου νέου Κανονισμού, αμέσως μετά τον Κανονισμό 61Ε:

#### «ΜΕΡΟΣ ΧΙΙΒ — ΑΣΦΑΛΕΙΑ ΟΙΚΟΔΟΜΩΝ

Υποβολή  
αντισεισμικής  
μελέτης  
για οικοδομές  
από οπλισμένο  
σκυρόδεμα.

61ΣΤ. Σε σχέση με οικοδομές με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα θα πρέπει να υποβάλλεται στην αρμόδια αρχή αντισεισμική μελέτη με βάση το Σεισμικό Κώδικα:

Νοείται ότι δε θα απαιτείται υποβολή αντισεισμικής μελέτης δυνάμει του Κανονισμού αυτού στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- (α) Οικοδομές με κυβική χωριτικότητα μικρότερη των 200 κυβικών μέτρων.
- (β) Βοηθητικές οικοδομές.
- (γ) Γεωργικές και κτηνοτροφικές οικοδομές.
- (δ) Προσθήκες και μετατροπές, οριζόντιες ή κατακόρυφες, σε υφιστάμενα κτίρια, εξαιρουμένων των δημόσιων οικοδομών.».

4. Οι παρόντες Κανονισμοί τίθενται σε ισχύ σε ημερομηνία που θα καθορίσει με διάταγμά του το Υπουργικό Συμβούλιο.

5. Οι βασικοί κανονισμοί τροποποιούνται με την προσθήκη στο τέλος αυτών του ακόλουθου νέου Παραρτήματος Ι, αφού το υφιστάμενο Παράρτημα αναριθμηθεί ως Παράρτημα ΙΙ:

Έναρξη ισχύος των παρόντων Κανονισμών.  
Τροποποίηση των βασικών κανονισμών με την προσθήκη νέου Παραρτήματος.

**«ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι  
(ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 61ΣΤ)**

**ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΩΔΙΚΑΣ ΓΙΑ ΟΙΚΟΔΟΜΕΣ ΜΕ ΦΕΡΟΝΤΑ  
ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

**1. ΕΠΙΔΙΩΞΕΙΣ ΚΑΙ ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ**

Αυτός ο κώδικος ορίζει τις ελάχιστες υπολογιστικές απαιτήσεις που πρέπει να ικανοποιηθούν για την αντιμετώπιση σεισμικών συνθηκών, δηλαδή συνθηκών όπου η σεισμική δράση θεωρείται κρίσιμη σε συνδυασμό με άλλες μόνιμες ή μεταβλητές δράσεις.

Ισχύος των αντισεισμικών υπολογισμών είναι:

- Να αφεθούν ανθρώπινες ζωές.
- Να εξασφαλιστεί η συνέχιση ζωτικών υπηρεσιών.
- Να ελαττωθούν οι ζημιές σε περιουσίες.

Ο κώδικος αναφέρεται σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα για συνηθισμένες χρήσεις, που έχουν στατικά συστήματα που ανήκουν σε μια από τις τρεις κατηγορίες που ορίζονται πιο κάτω:

Πλαίσιακό Σύστημα Ένα σύστημα όπου τα κατακόρυφα φορτία και οι οριζόντιες δυνάμεις αντιμετωπίζονται από πλαίσια στο χώρο.

Σύστημα Τοιχωμάτων Ένα σύστημα όπου τόσο τα κατακόρυφα φορτία, όσο και οι οριζόντιες δυνάμεις αντιμετωπίζονται από κατακόρυφα τοιχώματα, απλά ή συζευγμένα. Ένα συζευγμένο τοίχωμα, αποτελείται από δύο ή περισσότερα απλά τοιχώματα που συνδέονται με ικανοποιητικά οπλισμένες πλάστιγγες δοκούς σε κανονική διάταξη.

Μικτό Σύστημα Ένα σύστημα όπου τα κατακόρυφα φορτία στηρίζονται κύρια σε πλαίσια στο χώρο. Η αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις προσφέρεται τόσο από το πλαίσιακό σύστημα όσο και από τα τοιχώματα, απλά ή συζευγμένα.

Άλλα στατικά συστήματα που δεν περιλαμβάνονται στις πιο πάνω κατηγορίες (για παράδειγμα αντεστραμμένα εκκρεμή, πλάκες χωρίς δοκούς κτλ.), μπορούν να υπολογιστούν με την προϋπόθεση ότι θα δοθεί τεκμηριωμένη απόδειξη ότι ικανοποιούν όλες τις απαιτήσεις αυτού του Κώδικα.

Κτίρια με ιδιαίτερα χαρακτηριστικό ή κτίρια με μεγάλη επικινδυνότητα (χημικές ή πυρηνικές εγκαταστάσεις κτλ.), βρίσκονται πέρα από το πεδίο εφαρμογής του Κώδικα.

**2. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ**

**2.1 Στατική Ασφάλεια**

Όλη η κατασκευή και όλα της τα στοιχεία πρέπει να διατηρήσουν την ακεραιότητά τους και κάποιο υπόλοιπο αντοχής μετά το τέλος της σεισμικής δράσης. Αυτό συμπεριλαμβάνει το κύριο στατικό σύστημα που υπολογίζεται να αντιμετωπίσει ολόκληρη τη σεισμική δράση, αλλά και οποιοδήποτε συνδεόμενο σύστημα που δε διαθέτει δική του σεισμική αντίσταση.

## 2.2 Λειτουργικότητα

Το κτίριο ως σύνολο, τόσο τα δομικά, όσο και τα μη δομικά στοιχεία, πρέπει να προστατεύεται με αρκετή ασφάλεια από ζημιές και περιορισμούς στη λειτουργία του, σαν αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης.

## 3. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

### 3.1. Ορισμός

Τα κριτήρια υπολογισμού αποτελούνται από ένα σύνολο διαδικασιών που πρέπει να ακολουθηθούν για να ικανοποιηθούν οι γενικές απαιτήσεις στο Κεφ. 2. Αυτές οι διαδικασίες περιλαμβάνουν:

- Μελέτη των οριακών καταστάσεων αντοχής και λειτουργικότητας και τον έλεγχο τους με αναλυτικές διαδικασίες' βασισμένες σε κατάλληλα μοντέλα και τιμές για τις δράσεις και αντιστάσεις.
- Σχεδιασμό των δομικών στοιχείων σύμφωνα με τις πρόνοιες που περιέχονται σ' αυτό τον Κώδικα.
- Την υιοθέτηση διαδικασιών εξασφάλισης της ποιότητας της κατασκευής.

### 3.1.1 Ευστόθεια

Πρέπει απαραίτητα να γίνεται έλεγχος της συνολικής ισορροπίας της κατασκευής (ολίσθηση και ανατροπή), καθώς και έλεγχος της ευστόθειας των θεμελίων. Οι διαστάσεις των θεμελίων πρέπει να είναι τέτοιες που να προκαλούν παραμορφώσεις εδάφους βασικά ελαστικές, δηλ. χωρίς σημαντικές μόνιμες παραμορφώσεις.

### 3.1.2 Μηχανισμός Αστοχίας

Οι πρόνοιες αυτού του Κώδικα έγιναν με την υπόθεση ότι οι κατασκευές θα αντιμετωπίσουν τις σεισμικές δράσεις με ένα σταθερό, μη γραμμικό μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας. Αυτή η υπόθεση υλοποιείται ακολουθώντας τους κανόνες διαστασιολόγησης που δίνονται στο Κεφ. 4.

### 3.1.3 Αντογή και Πλαστιμότητα

Κατάλληλη αναλογία αντοχής και πλαστιμότητας πρέπει να πετυγχάνεται σε κρίσιμες περιοχές, δηλ. σε περιοχές όπου αναμένεται μεγάλη απορρόφηση ενέργειας, ώστε να διατηρείται η ασφάλεια και η λειτουργικότητα της κατασκευής. Συγκεκριμένες αναλυτικές πρόνοιες, που παίρνουν υπόψη την επίδραση της συσσώρευσης της ζημιάς και του υποβιβασμού των μηχανικών ιδιοτήτων, δίνονται στα Κεφ. 4 και 5.

### 3.1.4 Περιορισμός των παραμορφώσεων

Οι παραμορφώσεις των κατασκευών υπό την επίδραση των σεισμικών δυνάμεων, θα περιορίζονται σύμφωνα με το Άρθρο 4.5.4.

### 3.1.5 Συνολική Πλαστιμότητα

Η χρήση κατάλληλων υλικών (Κεφ.4.1) και κατασκευαστικών λεπτομερειών (Κεφ. 5), συμβάλλουν στον ίδιο βαθμό με τις μέθοδοι ανάλυσης για πλαστική συμπεριφορά.

3.1.6 Έλεγχος Μελέτης και Φασματικής

Πρέπει να δίνεται σημασία στον έλεγχο της αντιστοιχίας ανάμεσα στο στατικό μοντέλο ανάλυσης και την ίδια την κατασκευή, παίρνοντας υπόψη όλα τα στοιχεία, δομικά και μη, που δυνατό να αλλοιώσουν την επιδιωκόμενη συμπεριφορά.

Πρέπει επίσης να γίνεται έλεγχος ομοτής εκτέλεσης στις λεπτομέρειες, ιδιαίτερα στις περιοχές που σημειώνονται σαν κρίσιμες από το μελετητή (όκρα δοκών και κολωνών, βάσεις τειχών, ανώγλια κτλ).

3.2 Διορθοποίηση Ασφάλειας

Η επιδιωκόμενη ασφάλεια θα καθορίζεται με βάση τις επιπτώσεις της αστοχίας, μελετώντας, τόσο το θέμα της ασφάλειας, όσο και το θέμα της λειτουργικότητας.

Οι επιπτώσεις της αστοχίας, στις οποίες συμπεριλαμβάνονται χρηματικές και μη χρηματικές ζημιές, εξαρτώνται κυρία από τη χρήση των κτιρίων, το περιεχόμενο και τη σπουδαιότητα των λειτουργιών τους.

Οι κατασκευές χωρίζονται σε πέντε διαφορετικά επίπεδα ασφάλειας. Ανάλογα με την προστασία που απαιτείται θα κατατάσσονται όπως πιο κάτω:

Τάξη I Κτίρια που η καταστροφή τους μπορεί να έχει καταστροφικές συνέπειες - όπως πυρηνικοί σταθμοί, σπασθήκες εύφλεκτων ή τοξικών ουσιών, φράγματα - ή κτίρια πάνω από 15 ορόφους ή πολύ σημαντικά κτίρια.

Τάξη II Κτίρια ή χώροι όπου συγκεντρώνεται πολύς κόσμος - σινεμα, θέατρα, μεγάλες αίθουσες δεξιώσεων κτλ. - ή κτίρια μεγάλης σημασίας για την κοινότητα - σχολεία, νοσοκομεία, αεροδρόμια, πυροσβεστικοί σταθμοί κτλ., - βιομηχανικά κτίρια με ιδιαίτερα μεγάλη αξία εγκαταστάσεις.

Τάξη III Κατοικίες, πολυκατοικίες, εστιατόρια, ξενοδοχεία, βιομηχανικές εγκαταστάσεις και άλλα μόνιμα κτίρια που δεν κατατάσσονται στις τάξεις I και II.

Τάξη IV Βοηθητικά κτίρια και αγροτικές εγκαταστάσεις.

Τάξη V Προσωρινές κατασκευές που η τυχόν καταστροφή τους δε βέπει σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Τα διαφορετικά επίπεδα ασφάλειας που είναι κατάλληλα για κάθε τάξη πειραχίνονται ενισχύοντας την όραση σχεδιασμού με τη χρήση ενός συντελεστή I, που ονομάζεται "συντελεστής σπουδαιότητας" και δίνεται στο Πίνακα 3.2.

Τάξη	I
I	- (δεν καλύπτεται από τον κώδικα)
II	1.5
III	1.0
IV	0.5
V	- (δε χρειάζεται σεισμική ανάλυση)

Πίνακας 3.2

Πρόσθετα, ή σε αντικατάσταση της χρήσης του συντελεστή I, μπορεί για μερικά είδη κτιρίων να χρειαστεί ο έλεγχος ειδικών οριακών καταστάσεων που σχετίζονται με τις ζημιές ή την οπώλεια λειτουργίας.

Επίπεδο Πλαστιμότητας

Τα στατικά συστήματα που καλύπτονται από αυτό τον Κώδικα, μπορούν να υπολογιστούν για διαφορετικά 'επίπεδα πλαστιμότητας', σύμφωνα με την πιο κάτω κατ'ελάχιστη:

Επίπεδο Πλαστιμότητας I (ΕΠ I) Αυτό το επίπεδο περιλαμβάνει τις κατασκευές που διαστασιολογούνται σύμφωνα με τον συνηθισμένο κώδικα σκυροδέματος με λίγες πρόσθετες πρόνοιες που περιέχονται στο Κεφ. 5.

Επίπεδο Πλαστιμότητας II (ΕΠ II) Γι' αυτό το επίπεδο πρέπει να υιοθετηθούν ειδικές αντισεισμικές πρόνοιες, που να κόβνουν την κατασκευή ικανή να φτάσει σε μη ελαστικό όριο απόκρισης κάτω από τη δράση επαναλαμβανόμενης αντιστρεφόμενης φόρτισης, σπασεύγοντας πρόωρα, ψαθυρού τύπου, ευτεχίες.

Επίπεδο Πλαστιμότητας III (ΕΠ III) Γι' αυτό το επίπεδο πρέπει να υιοθετηθούν ειδικές διαδικασίες για την εκτίμηση των όρσεων σχεδισμού και τη διαστασιολόγηση και τις λεπτομέρειες των στοιχείων για να εξασφαλιστεί η απόλυτη επιλεγμένων σταθερών μηχανισμών με μεγάλη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας.

Όσο μεγαλύτερο είναι το επίπεδο πλαστιμότητας που δίνεται σε μια κατασκευή, τόσο μικρότερη είναι η σεισμική δράση που θα υπολογιστεί για την ανάλυση, όπως δίνεται ποσοτικά από την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς K (Κεφ.4.1.3).

## 4. ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

4.1 Βασικά Δεδομένα4.1.1. Χαρακτηριστικά Υλικών4.1.1.1 Σκυροδέμας

Οι ποιότητες του συνηθισμένου σκυροδέματος θα είναι σύμφωνα με τις πρόνοιες του Κώδικα για Σκυρόδεμα και θα ικανοποιούν τις ακόλουθες ελάχιστες απαιτήσεις:

Επίπεδο Πλαστιμότητας	ΕΠ I	ΕΠ II	ΕΠ III
Ελάχιστη Ποιότητα	C15/20	C20/25	C25/30

Πίνακας 4.1.1.1

4.1.1.2 ΟπλισμόςΚατασκευές με ΕΠ I και ΕΠ II

Οι ιδιότητες του οπλισμού θα είναι σύμφωνα με τις πρόνοιες του Κώδικα για Οπλισμένο Σκυρόδεμα.

Κατασκευές με ΕΠ III

Οι ακόλουθες πρόσθετες απαιτήσεις πρέπει να ικανοποιούνται:

- Ο οπλισμός πρέπει να διαθέτει ικανοποιητική πλαστιμότητα σε συνθήκες επαναληπτικών αντιστρεφόμενων παραμορφώσεων.
- Ποιότητες οπλισμού ψηλότερες από S400 δε θα χρησιμοποιούνται, εκτός αν αποδειχнется πως η χρησιμοποίηση ψηλότερης ποιότητας σε ειδικές διατάξεις διατομής, δεν επηρεάζει αρνητικά την πλαστιμότητα.

γ) Το πραγματικό όριο διαρροής δεν ξεπερνά την ονομαστική του τιμή περισσότερο από 15%.

δ) Ο λόγος της μέσης τιμής της τελικής αντοχής προς το πραγματικό όριο διαρροής θα είναι μικρότερος από 1.25 για S220 και 1.15 για S400.

ε) Μόνο σπλισμός υψηλής συνάφειας θα χρησιμοποιείται σε κόμψη, εκτός αν παίρνονται ικανοποιητικά μέτρα για εξασφάλιση της συνάφειας και αγκύρωσης.

#### 4.1.2 Συντελεστές ασφάλειας ολικών

Υπολογιστικές τιμές αντοχής για το σκυρόδεμα και τον σπλισμό θα παίρνονται από τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τους τιμές.

χρησιμοποιώντας του συντελεστές:

Σκυρόδεμα  $\gamma_c = 1.5$   
 Σπλισμός  $\gamma_s = 1.15$

#### 4.1.3 Συντελεστές συμπεριφοράς κατασκευάς

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $K$ , που καθορίζει το μέγεθος της όρασης σχεδιασμού (κεφ. 6.4.4) ως συνάρτηση του στατικού τύπου και του επιλεγμένου επιπέδου πλαστιμότητας, δίνονται στον Πίνακα 4.1.3.

ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	ΕΠΙΠΕΔΟ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ		
	ΕΠ I	ΕΠ II	ΕΠ III
Πλαίσιο	2	3.5	5
Τοίχωμα ή Μικτό	2	3	4

Πίνακας 4.1.3 - Συντελεστές Συμπεριφοράς Σχεδιασμού

Οι τιμές του  $K$  στον Πίνακα 4.1.3 για κατασκευές με τοιχώματα ή μικτές, ισχύουν αν τουλάχιστον 50% της οριζόντιας δύναμης και στις δύο κατευθύνσεις παίρνεται από συζευγμένα τοιχώματα. Αν δεν ικανοποιείται αυτός ο όρος, οι τιμές του  $K$  θα μειώνονται με το συντελεστή 0.7.

Επίπεδο Πλαστιμότητας I επιτρέπεται μόνο για κατασκευές τάξης III, IV και V.

Κατασκευές Τάξης II σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας προτιμότερα να υπολογίζονται για Επίπεδο Πλαστιμότητας III. - Αν χρειάζεται, για περισσότερη ασφάλεια, τιμές του  $K$  σε σχέση με Επίπεδο Πλαστιμότητας II μπορούν επιπρόσθετα να χρησιμοποιηθούν σ' αυτή την περίπτωση.

#### 4.1.4 Υπολογιστικός συνδυασμός φόρτισης

Ο βασικός συνδυασμός φόρτισης που θα χρησιμοποιείται για όλες τις επαληθεύσεις οριακών καταστάσεων είναι συνάρτηση των φορτίων:

$$S_d = S (G+E+\psi Q) \quad 4.1.4$$

όπου:

G: συμπεριλαμβάνει όλα τα μόνιμα φορτία στην ονομαστική τους τιμή.

E: η σεισμική δράση σχεδιασμού όπως ορίζεται στο Κεφ. 6.4.4.

Q: συμπεριλαμβάνει στην ονομαστική τους τιμή, όλα τα κινητά φορτία που η διάρκεια-εξαρμωγής τους είναι αρκετά μεγάλη, ώστε η πιθανότητα της ύπαρξής τους ταυτόχρονα με την σεισμική δράση να μην είναι αμελητέα.

Ψ: συντελεστής που καθορίζει το ποσοστό των κινητών φορτίων που θα υπολογίζονται στη σεισμική ανάλυση. Τιμές του συντελεστή  $\psi$  δίνονται στον Πίνακα 4.1.4.

<u>Είδος Κατασκευής</u>	<u>Συντελεστής <math>\psi</math></u>
- Δώματα και στέγες	0.00
- Κατοικίες, Πολυκατοικίες, Γραφεία, Ξενοδοχεία κτλ.	0.25
- Δημόσιες αίθουσες, Νοσοκομεία, Σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κτλ.	0.50
- Αποθήκες, ψυγεία, εργοστάσια	0.75
- Ηλεκζίτα, υδατόπυργοι, κτλ.	1.00

Πίνακας 4.1.4

Η εκτίμηση της σεισμικής δράσης θα βασίζεται σε όλα τα φορτία βαρύτητας που εμφανίζονται στη συνάρτηση 4.1.4.

## 4.2 Μέθοδος Ανάλυσης

### 4.2.1 Μορφολογία Κτιρίου

Οι μέθοδοι ανάλυσης που προτείνονται είναι διαφορετικές για τα κτίρια που σύμφωνα με τον ορισμό αυτού του κεφαλαίου κατατάσσονται σαν "κανονικά" ή "μη κανονικά".

Κανονικά κτίρια μπορούν να υπολογιστούν με βάση την απλοποιημένη μέθοδο ανάλυσης που αναφέρεται σαν ισοδύναμη στατική ανάλυση και περιγράφεται στο Κεφ. 4.2.4 με τον περιορισμό ότι το ύψος τους δεν θα είναι μεγαλύτερο από 50m και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδός του είναι μικρότερη από 2s.

Αν αυτοί οι όροι δεν ικανοποιούνται ή αν το κτίριο είναι μη-κανονικού τύπου, πρέπει να εφαρμόζεται η δυναμική μέθοδος που περιγράφεται στο Κεφ. 4.2.5.

Σε κτίρια που δεν είναι κανονικά επιτρέπεται κατ' εξαίρεση η εφαρμογή της στατικής μεθόδου στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Σε κτίρια σπουδαιότητας τάξης III και IV μέχρι και τρεις ορόφους.
- Σε κτίρια σπουδαιότητας τάξης III άνω των τριών ορόφων, νομένου ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς K που δίνεται από τον πίνακα 4.1.3 ελαττώνεται κατά 25%.

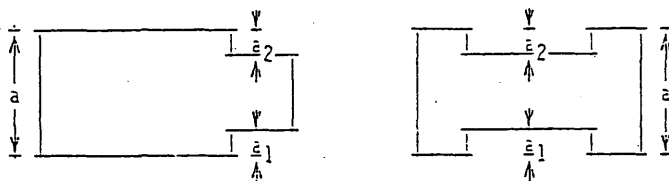
Σε μη-κανονικά κτίρια σπουδαιότητας τάξης II επιβάλλεται η ανάλυση να γίνεται με τη δυναμική μέθοδο.

Ένα κτίριο θα κατατάσσεται σαν κανονικό όταν ικανοποιούνται οι πιο κάτω συνθήκες στη μορφολογία, τόσο στη κάτοψη, όσο και κατακόρυφα.



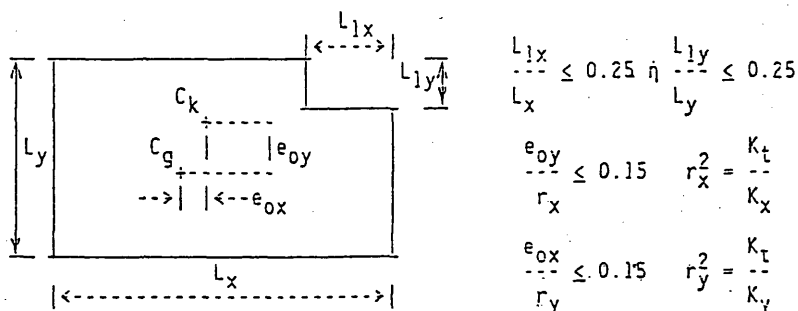
4.2.1.1 Μορφολογία κάτοψης

Το κτίριο πρέπει να έχει συμμετρική περίπου μορφή σε σχέση με δύο τεταγμένους κάθετες μεταξύ τους κατεύθυνσεις στις οποίες είναι προσανατολισμένα τα στοιχεία αντίστασης στο σεισμό. Όταν υπάρχουν επανοισθύουσες γωνίες δεν πρέπει να ξεπερνούν το 25% των εξωτερικών διαστάσεων του κτιρίου.



$$a_1 + a_2 < a/4$$

Σε κάθε όροφο η απόσταση (σε κατεύθυνση κάθετη από την κατεύθυνση της σεισμικής δράσης) από το κέντρο της μάζας και το κέντρο ακαμψίας, δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 15% της "ακτίνας αντίστασης" που ορίζεται σαν η τετραγωνική ρίζα του λόγου της ακαμψίας στρωφής, προς την ακαμψία μετατόπισης του ορόφου.



$$K_x = \sum K_{xi} \quad K_y = \sum K_{yi} \quad K_t = \sum (K_{xi} \bar{y}_i^2 + K_{yi} \bar{x}_i^2 + T_i)$$

όπου

$K_{ix}$ : ακαμψία στοιχείου στην κατεύθυνση x  
 $K_{iy}$ : ακαμψία στοιχείου στην κατεύθυνση y  
 $\bar{x}_i$ : απόσταση στοιχείου στη κατεύθυνση x από το κέντρο ακαμψίας  
 $\bar{y}_i$ : απόσταση στοιχείου στη κατεύθυνση y από το κέντρο ακαμψίας  
 $T_i$ : ακαμψία στρωφής στοιχείου γύρω από τον άξονά του

4.2.1.2 Μορφολογία στο ύψος

Η ακαμψία και η μάζα είναι περίπου ομοιόμορφη στο ύψος του κτιρίου. Αλλαγή ακαμψίας κατά 50% σε δύο συνεχόμενους ορόφους, κατατάσσεται ως μη κανονική διάταξη.

Σε πλαίσιωτες κατασκευές, ο λόγος της πραγματικής αντοχής σε τέμνουσα (το άθροισμα των τεμνουσών που μπορούν να αντέξουν τα κατακόρυφα στοιχεία στην υπολογιστική αντοχή τους) και της υπολογιστικής τέμνουσας δε διαφέρει περισσότερο από 20% για δύο συνεχόμενους ορόφους.

Σε περίπτωση ομαλής μείωσης των διαστάσεων των ορόφων, η μείωση σε οποιοδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από 15% της διάστασης της κάτοψης στη κατεύθυνση της μείωσης. Αυτό δεν ισχύει αν η μείωση γίνεται στο χαμηλότερο 20% του ολικού ύψους του κτιρίου ή στα πρώτα έξι πάνω από το έδαφος ή στον τελευταίο όροφο.

#### 4.2.1.3 Σημασία κανονικότητας

Η κανονικότητα (στη γενική έννοια σαν στιβαρού, συμμετρικού σχήματος σε κάτοψη και ομοιόμορφης κατανομής μαζών και στοιχείων ακαμψίας) είναι από μόνη της πολύ επιθυμητή ιδιότητα, γιατί οδηγεί φυσιολογικά σε αποτελεσματική, οικονομική και πιο προβλεπτή αντισεισμική συμπεριφορά.

Ακόμα, επειδή υπάρχουν πολλές αβεβαιότητες, η πραγματική συμπεριφορά ενός μη-κανονικού κτιρίου, είναι δύσκολο να προβλεφτεί, ακόμα και με τη χρήση πολύπλοκων μαθηματικών μοντέλων. Για παράδειγμα μη συμμετρικές διαρρυθμίσεις οδηγούν σε αυξημένα φαινόμενα στροφής, με αποτέλεσμα τη συγκέντρωση πλαστικών παραμορφώσεων σε μερικά στοιχεία που μπορεί να μετατραπούν έτσι σε κρίσιμο σημεία για την συνολική σταθερότητα του κτιρίου.

Το ίδιο επικίνδυνες συγκεντρώσεις πλαστικών παραμορφώσεων μπορούν να προκληθούν από ασυνέχειες ακαμψίας ή/και αντοχής του στατικού συστήματος καθ ύψος, όπως προκαλείται για παράδειγμα από ένα πιο εύκαμπτο ενδιάμεσο όροφο ή από απότομη αλλαγή στις διαστάσεις της κάτοψης του κτιρίου.

#### 4.2.2 Εξασμική της σεισμικής δράσης

##### Οριζόντια δράση

Η σεισμική δράση θα εφαρμόζεται στο κτίριο στις κατευθύνσεις που προκαλούν στο κάθε στοιχείο την πιο δυσμενή φόρτιση.

Σε κτίρια με ένα άξονα συμμετρίας, η σεισμική δράση μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα ξεχωριστά στην κατεύθυνση του άξονα και σε κατεύθυνση κάθετη προς τον άξονα.

##### Κατακόρυφη δράση

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης θα παίρνεται υπόψη στον υπολογισμό των προβόλων και σε περιπτώσεις μεγάλων σημειακών φορτίων.

#### 4.2.3 Αναλυτικό μοντέλο

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών στην κατασκευή από τις σεισμικές δράσεις θα βασίζεται σε ένα εξιδανικευμένο μαθηματικό μοντέλο που αναπαριστά ικανοποιητικά την πραγματική συμπεριφορά. Το μοντέλο θα παίρνει υπόψη και όλα τα μη δομικά στοιχεία που επηρεάζουν σημαντικά την απόκριση του κύριου στατικού συστήματος.

Η αλληλεπίδραση μεταξύ δομικών και μη δομικών στοιχείων, θεωρείται γενικά ανεπιθύμητη και πρέπει, όπου είναι δυνατόν, να ελαττώνεται ή να αποφεύγεται.

Για τους σκοπούς αυτού του κώδικα, ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών που προέρχονται από τις δράσεις σχεδιασμού, μπορεί να βασιστεί σε γραμμικό ελαστικό μοντέλο του στατικού συστήματος.

#### 4.2.4 Ισοδύναμη στατική ανάλυση

Η "ισοδύναμη στατική ανάλυση" μπορεί να υιοθετηθεί για κτίρια που κατατάσσονται σαν "κανονικά", σύμφωνα με το 4.2.1, με τον όρο ότι το ύψος τους δεν ξεπερνά τα 50m. και η θεμελιώδης τους ιδιοπερίοδος δεν είναι μεγαλύτερη από 2s. Αυτά τα όρια δίνονται γιατί σε κτίρια με μεγάλη ιδιοπερίοδο (γενικά ψηλότερα κτίρια), η επίδραση των ανώτερων μορφών ταλάντωσης αυξάνεται.

4.2.4.1 Οριζόντιες δυνάμεις σχεδισμού

Η οριζόντια δύναμη σχεδισμού που θα εφαρμόζεται σε κάθε όροφο στην κατεύθυνση ανάλυσης θα είναι:

$$F = C_d \cdot \gamma_i \cdot W_i \quad 4.2.4.1.1$$

όπου

$C_d$  σεισμικός συντελεστής σχεδισμού που έχει την ίδια τιμή με το υπολογιστικό φάσμα απόκρισης όπως δίνεται στο Κεφ. 6.4.4.

$\gamma_i$  συντελεστής κατανομής που εξαρτάται από το ύψος του ορόφου από τη βάση του κτιρίου.

$W_i$  το συνολικό φορτίο βαρύτητας στον όροφο.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου, που χρειάζεται για την εκτίμηση του  $C_d$ , θα υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τις ελαστικές ιδιότητες της κατασκευής με τις συνηθισμένες μέθοδες της μηχανικής, παίρνοντας υπόψη όλα τα στοιχεία που συνεισφέρουν στην ακαμψία του κτιρίου.

Για πλοισιωτές κατασκευές, μια κατά προσέγγιση τιμή για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, βασισμένη σε αναλυτικά και πειραματικά αποτελέσματα, είναι:

$$T = N/12$$

όπου  $N$  είναι ο αριθμός των ορόφων.

Σε πολλές περιπτώσεις, μια αρκετά ακριβής εκτίμηση της περιόδου μπορεί να γίνει βασισμένη στον "ισοδύναμο" ομοιόμορφο πρόβολο του οποίου η περίοδος δίνεται από τον τύπο:

$$T = 1.8 \left( \frac{m \cdot h}{EI} \right)^{\frac{1}{2}}$$

όπου:

- $m$  είναι η μάζα του κτιρίου ανά μονάδα ύψους.
- $h$  είναι το ύψος του κτιρίου από το επίπεδο θεμελίωσης
- $EI$  είναι η ακαμψία του "ισοδύναμου" πρόβολου.

Σε περίπτωση που δεν υπολογίζεται η περίοδος, το  $C_d$  θα υπολογίζεται από τον τύπο:

$$C_d = I \cdot A \cdot S \cdot \alpha \cdot \frac{1}{K}$$

όπου

- $I$  Συντελεστής σπουδαιότητας, Αρ. 3.2
- $A$  Μέγιστη επιτάχυνση εδάφους, Αρ. 6.2
- $S$  Συντελεστής εδάφους, Αρ. 6.4.2.2
- $\alpha$  Φασματικός συντελεστής, Αρ. 6.4.1
- $K$  Συντελεστής συμπεριφοράς, Αρ. 4.1.3

Ο συντελεστής κατανομής δίνεται από τον τύπο:

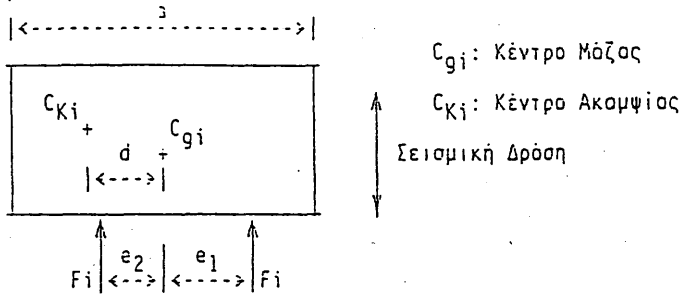
$$\gamma_i = h_i \frac{\sum W_j}{\sum W_j \cdot h_j}$$

όπου  $h_i$  είναι το ύψος του ορόφου  $i$  από το επίπεδο θεμελίωσης.

4.2.4.2 Φαινόμενα Στροφής

Σε κάθε πάτωμα του κτιρίου η οριζόντια δύναμη σχεδιασμού θα θεωρείται ότι μετατοπίζεται από την ονομαστική της θέση σε αποστάσεις  $e_1$  και  $e_2$  όπως δείχνεται στο πιο κάτω σχήμα, εφαρμόζοντας την πιο δυσμενή περίπτωση για κάθε μέλος που ελέγχεται. Οι τύποι για το  $e_1$  και  $e_2$  είναι:

$$e_1 = 0.5d + 0.05a \quad e_2 = 0.05a$$



Το σύνολο της τέμνουσας και της ροπής στρέψης στον όροφο που εξετάζεται, θα κατανέμεται στα διάφορα στοιχεία αντίστασης κάτω από τον όροφο, παίρνοντας υπόψη τη σχετική τους ακαμψία και την ακαμψία του διαφράγματος.

Συμμετρικές περιπτώσεις

Όταν υπάρχει απόλυτη συμμετρία μάζας και ακαμψίας σε σχέση με ένα άξονα παράλληλο με την κατεύθυνση της σεισμικής δράσης, τα φαινόμενα στρόφης μπορούν να παρτούν υπόψη με την πιο κάτω απλοποιημένη διαδικασία:

- Η οριζόντια δύναμη σχεδιασμού εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους του ορόφου και κατανέμεται όπως πιο πάνω.
- Οι καταπονήσεις πάνω στο κάθε στοιχείο θα πολλαπλασιάζονται με ένα συντελεστή  $\xi$  που ορίζεται:

$$\xi = 1 + 0.6 \frac{x}{a}$$

όπου  $x$  είναι η απόσταση του στοιχείου από το κέντρο βάρους του ορόφου, μετρημένη σε κατεύθυνση κάθετη προς την κατεύθυνση της σεισμικής δράσης.

4.2.4.3 Φαινόμενα δευτέρας τάξης

Τα φαινόμενα δευτέρας τάξης πάνω στη τέμνουσα και τις ροπές, μπορούν να αγνοηθούν αν ικανοποιείται η πιο κάτω συνθήκη σε κάθε όροφο.

$$\theta = \frac{W \cdot \Delta \epsilon \lambda \cdot K}{V \cdot h} \leq 0.10$$

όπου

$\theta$  = Δείκτης παραμορφωσιμότητας, δηλ. ο λόγος της ροπής δευτέρας τάξης προς την ροπή λόγω της τέμνουσας στον όροφο.

$V$  = Σεισμική τέμνουσα σχεδιασμού που δρα στον όροφο.

$\Delta \epsilon \lambda$  = Ελαστική μετατόπιση ανάμεσα στους ορόφους λόγω των δράσεων σχεδιασμού.

$K$  = Συντελεστής συμπεριφοράς (Κεφ. 4.1.3)

$h$  = Ύψος ορόφου

$W$  = Συνολικό φορτίο βαρύτητας πάνω από τον όροφο.

Υπενθυμίζεται ότι στη περίπτωση κρίσιμου σεισμού, οι κατασκευές αναμένεται να υποστούν μεγάλες μη ελαστικές δυναμικές μετατοπίσεις. Μπορεί να φτάσουν σε σημείο κατάρρευσης αν οι παραμορφώσεις αυξηθούν υπερβολικά με την επίδραση των φαινομένων δεύτερης τάξης.

Μια και αυτά τα φαινόμενα προκαλούνται κύρια από το μη ελαστικό μέρος των παραμορφώσεων, ο καλύτερος τρόπος για να αποφευχθεί η κατάρρευση από αστάθεια είναι να δυναμώσει η κατασκευή, έτσι που να μειωθεί η μη ελαστική μετατόπιση.

Ο δείκτης παραμορφωσιμότητας  $\theta$  δεν θα είναι σε καμιά περίπτωση μεγαλύτερος από 0.15.

Για  $0.10 \leq \theta \leq 0.15$  τα φαινόμενα δεύτερης τάξης θα παίρνονται υπόψη με μια από τις στατικές μεθόδους του Κώδικα για Ίκυρόδεμα, Κεφ. 14. Σ' αυτά τα όρια θεωρείται ότι μια ελαστική στατική προσέγγιση, όνκαι εννοιολογικά ακατάλληλη, μπορεί παρόλ' αυτά να εξυπηρετήσει τον σκοπό του να προσφέρει επιπλέον αντοχή.

#### 4.2.5 Δυναμική Μέθοδος Ανάλυσης

##### 4.2.5.1 Μοντέλα

Αν το κτίριο μπορεί να ταλαντεύεται σε δύο ορθογωνικές κατεύθυνσεις χωρίς οβσάρη αλληλεπίδραση, μπορεί να αναλυθεί με δύο ξεχωριστά επίπεδα μοντέλα, ένα για την κάθε ορθογωνική κατεύθυνση.

Το κτίριο ικανοποιεί τον πιο πάνω όρο, αν ικανοποιεί την τελευταία παράγραφο του Αρθρου 4.2.1.1.

Όταν αυτός ο όρος δεν ικανοποιείται, το μοντέλο θα συμπεριλαμβάνει την εκτός επιπέδου κίνηση της κατασκευής.

Για σκοπούς υπολογισμού των συνολικών δυνάμεων οδρόνειας σε κάθε όροφο το κτίριο μπορεί να θεωρηθεί σαν ένα σύστημα από μάζες συγκεντρωμένες στα επίπεδα των ορόφων, με κάθε μάζα να έχει τρεις βαθμούς ελευθερίας, δύο μετακινήσεις και μία στροφή, στην περίπτωση του τρισδιάστατου μοντέλου.

Ο αριθμός των συγκεντρωμένων μαζών πρέπει να συνάδει με τον αριθμό των ταλαντώσεων που θα εξεταστούν. Ίαν γενικός κανόνας, ο αριθμός των βαθμών ελευθερίας πρέπει να είναι τουλάχιστον διπλάσιος από τον αριθμό των ταλαντώσεων που μπορούν να υπολογιστούν με ακρίβεια.

Όταν βρεθούν οι συνολικές δυνάμεις, θα κατανεμηθούν στα διάφορα κατεκόρυφα στοιχεία αντίστασης (πλαίσια, τοιχώματα κτλ.) παίρνοντας υπόψη τη σχετική ακαμψία των κατακόρυφων στοιχείων και του διαφράγματος.

##### 4.2.5.2 Ταλαντώσεις

Στην περίπτωση επιπέδων μοντέλων, η ανάλυση θα συμπεριλαμβάνει, για τον καθένα από τους δύο ορθογωνικούς άξονες, τουλάχιστον τις τρεις πρώτες μορφές ταλάντωσης ή όλες τις μορφές ταλάντωσης με περίοδο μεγαλύτερη από 0.4s αν είναι περισσότερες από τρεις.

Για τα μη-επίπεδα μοντέλα, η ανάλυση θα συμπεριλαμβάνει, για κάθε κατεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δύναμης, τουλάχιστον τέσσερις μορφές, δύο απ' αυτές με κυρίαρχο στοιχείο τη μετακίνηση, και δύο την στροφή, ή όλες τις μορφές ταλάντωσης, με περίοδο μεγαλύτερη από 0.4s αν είναι περισσότερες από τέσσερις.

Οι μορφές που θα εξετάζονται θα είναι αυτές με τους μεγαλύτερους συντελεστές συμμετοχής για την κατεύθυνση που εξετάζεται.

#### 4.2.5.3 Συνδυασμός των μορφών ταλάντωσης

Τα μεγέθη απόκρισης της κατασκευής (δυνάμεις, μετατοπίσεις κτλ.) που βρίσκονται χωριστά για κάθε μορφή ταλάντωσης θα συνδυάζονται για τον υπολογισμό των αντίστοιχων τιμών σχεδιασμού παίρνοντας την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των τιμών για κάθε μορφή.

#### 4.2.5.4 Φαινόμενο Στροφής

Σε κάθε όροφο του κτιρίου, η μάζα που συμβάλλει στις δυνάμεις αδρόνειος θα θεωρείται ότι μετατοπίζεται από το ονομαστικό σημείο εφαρμογής της κατά  $\pm 0.05a$ , όπου είναι δυσμενέστερο για το στοιχείο που εξετάζεται, όπου  $a$  είναι η διάσταση του κτιρίου σε κατεύθυνση κάθετη προς την σεισμική δύναμη.

Όταν το κτίριο αναλύεται με επίπεδα μοντέλα (Αρ. 4.2.5.1) τα φαινόμενα στροφής θα παίρνονται υπόψη με την αύξηση των μεγεθών από τις ταλαντώσεις μετατόπισης του κτιρίου με τον συντελεστή

$$\xi = 1 + 0.6 \frac{x}{a}$$

όπου  $x$  είναι η απόσταση του επιπέδου στοιχείου που εξετάζεται από το κέντρο βόρους του ορόφου σε κατεύθυνση κάθετη προς τη σεισμική δύναμη.

#### 4.2.5.5 Φαινόμενα Δεύτερης Τόξης

Ισχύει το Άρθρο 4.2.4.3.

#### 4.3 Δρόσεις Σχεδιασμού

Τα δομικά στοιχεία θα διαστασιολογούνται και θα επαληθεύονται (βλ. Κεφ. 4.4) για τις δρόσεις σχεδιασμού που ορίζονται σ' αυτά το κεφάλαιο.

Οι δρόσεις σχεδιασμού προέρχονται από τις δρόσεις που παίρνονται από την ανάλυση στο Κεφ. 4.2, τροποποιημένες κατάλληλα και σαν συνάρτηση του επιλεγμένου επιπέδου πλαστιμότητας.

Κατασκευές με ΕΠ Ι θα διαστασιολογούνται απ' ευθείας με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης, με πιθανή ανακατανομή των μεγεθών, όπως επιτρέπεται στον Κώδικα για Σκυρόδεμα.

Η διαφορά στις διαδικασίες υπολογισμού για ΕΠ ΙΙ και ΕΠ ΙΙΙ βρίσκεται κύρια στη χρήση για τη δεύτερη περίπτωση πρόσθετων επί μέρους συντελεστών  $\gamma_n$ . Αυτοί οι συντελεστές έχουν σκοπό να εξασφαλίσουν, όπως υπονοείται στον ορισμό του ΕΠ ΙΙΙ (Κεφ. 3.3), την ανάπτυξη σταθερών μηχανισμών με μεγάλη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας.

Οι συντελεστές  $\gamma_n$  χρησιμοποιούνται για να αυξηθούν τις καταπονήσεις, ονομαστικά τις ροπές κόμψης, όταν αυτές γίνονται, μέσα από τους νόμους της στατικής ισορροπίας δρόσεις από τις οποίες άλλα μεγέθη θα υπολογιστούν. Αυτά τα στατικά μεγέθη περιλαμβάνουν:

- Τέννουσες στις δοκούς
- Τέννουσες στις κολώνες
- Τέννουσες στα τοιχώματα
- Ροπές κόμψης κολωνών σε διατομές δίπλα σε κόμβους
- Τέννουσες και τάσεις συνάφειας σε πυρήνες κόμβων.

4.3.1 Επίπεδο Πλαστιμότητας II και III4.3.1.1 Στοιχείο σε κάμψη ( $N_d \leq 0.1A_g \cdot f_{cd}$ )Ροπές Κόμψης

Οι ροπές σχεδιασμού θα είναι αυτές που προέρχονται από τη γραμμική ανάλυση της κατασκευής για τον συνδυασμό φορτίων που δίνεται από τον τύπο 4.1.4.1. Ανακατανομή σύμφωνα με τον Κώδικα για Σκυρόδεμα, Κεφ.Β.3 επιτρέπεται.

Κολώνες που δεν φέρουν σημαντικά κατακόρυφα φορτία, συμπεριφέρονται παρόμοια με τις δοκούς. Για αξονικά φορτία μικρότερα από το γενικό αποδεκτό όριο,  $N_d < 0.1A_g \cdot f_{cd}$  οι πρόνοιες για τις δοκούς ισχύουν και για τις κολώνες.

$N_d$  είναι η αξονική δύναμη του στοιχείου στον πιο δυσμενή συνδυασμό φορτίων, μαζί με την σεισμική δράση.

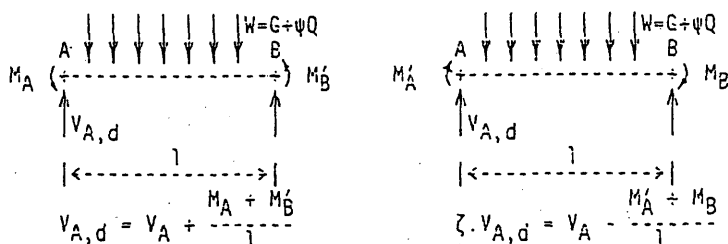
Τέμνουσες

Οι τέμνουσες σχεδιασμού καθορίζονται από την κατάσταση στατικής ισορροπίας του στοιχείου, φορτιζόμενο με το σχετικό εγκόριο φορτίο, αν υπάρχει και από ένα λογικό συνδυασμό των ακροίων ροπών. Αυτές θα αντιστοιχούν στις αντοχές σχεδιασμού σε κάμψη των ακροίων διατομών, υπολογισμένες με βάση τον πραγματικό σπλισμό στις διατομές. Για κατασκευές με ΕΠ III, αυτές οι τιμές θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή  $\gamma_n = 1.25$ .

Σε κάθε διατομή θα υπολογίζονται δύο τιμές, δηλ. μέγιστη και ελάχιστη, που θα αντιστοιχούν στη θετική και αρνητική ροπή διαρροής στους πλαστικούς κόμβους.

Ο ολγεβρικός λόγος ανάμεσα στην μέγιστη και την ελάχιστη τιμή της τέμνουσας θα συμβολίζεται με το  $\zeta$ . Για τους σκεπούς που ακολουθούν, η τιμή του  $\zeta$  δεν θα παίρνεται μικρότερη από πλην ένα.

Με τα σύμβολα και τα πρόσημα που φαίνονται στο πιο κάτω σχήμα, η μέγιστη και ελάχιστη τέμνουσα στο σημείο A θα είναι:



Με τις ακραίες ροπές στις οριακές τιμές σχεδιασμού.

Για κατασκευές με ΕΠ III, αυτές οι τιμές θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή  $\gamma_n = 1.25$ .

4.3.1.2 Στοιχείο σε κόμψη και αξονική δύναμη ( $N_d > 0.1A_g \cdot f_{cd}$ )Αξονικές δυνάμεις και κομπτικές ροπές

Οι αξονικές δυνάμεις και οι κομπτικές ροπές που θα χρησιμοποιούνται στον υπολογισμό των κολωνών καθορίζονται παίρνοντας όλους τους πιθανούς δυσμενείς συνδυασμούς από την

γρομμική ανάλυση της κατασκευής για τον συνδυασμό φόρτισης που δίνεται από τον τύπο 4.1.4.1 με ανακατανομή σύμφωνα με τον Κώδικα για Σκυρόδεμα, Κεφ. 8.3.

Οι ροπές θα τροποποιούνται στη συνέχεια όπως απαιτείται πιο κάτω.

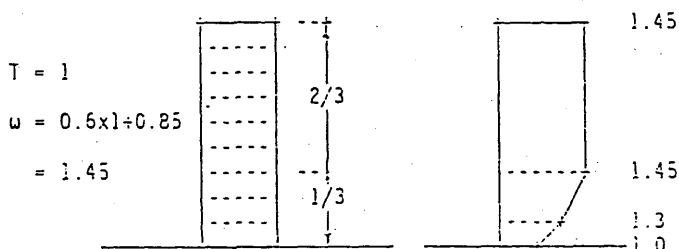
Για κανονικές κατασκευές από τρεις ορόφους και άνω, στις οποίες εφαρμόστηκε η ισοδύναμη στατική ανάλυση, η ροπή της κολώνας που προέρχεται από τις οριζόντιες δυνάμεις, θα πολλαπλασιάζεται με τον δυναμικό συντελεστή  $\omega$  που δίνεται από τους πιο κάτω τύπους.

Για επίπεδο πλαίσιο :  $\omega = 0.6T + 0.85$  ( $1.3 \leq \omega \leq 1.8$ )

Για πλαίσια στο χώρο :  $\omega = 0.5T + 1.10$  ( $1.5 \leq \omega \leq 1.9$ )

όπου  $T$  είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου.

Οι τιμές του δυναμικού συντελεστή  $\omega$ , όπως δίνονται από τους πιο πάνω τύπους, ισχύουν για το ανώτερο δύο τρίτα του ύψους του κτιρίου. Πιο κάτω, η αλλαγή του συντελεστή θα παίρνεται γραμμική με τιμές στο επίπεδο του 1ου ορόφου, 1.3 ή 1.5, ανάλογα με το αν είναι επίπεδο ή χωρικό πλαίσιο και 1.0 στο επίπεδο του ισόγειου.



Επιπρόσθετα, οι ροπές των κολώνων θα ικανοποιούν τον όρο για την σχετική αντοχή κολώνων και δοκών ενός κόμβου που δίνεται στην παράγραφο 4.4.1.3.

#### Τέμνουσες

Για την εκτίμηση των τέμνουσών σχεδιασμού από την κατάσταση στατικής ισορροπίας, οι ακραίες ροπές σχεδιασμού θα είναι οι πιο δυσμενείς (δηλ. αυτές που προκαλούν την μεγαλύτερη διατμητική δύναμη) που προέρχονται από την ανάλυση της κατασκευής με τον συνδυασμό φόρτισης του Κώδικα (τύπος 4.1.4.1), τροποποιημένες αν χρειάζεται, με τους δυναμικούς συντελεστές. Για κατασκευές με ΕΠ ΙΙΙ θα πολλαπλασιάζονται και με τον συντελεστή  $\gamma_n = 1.10$ .

#### 4.2.1.3 Κόμβοι

Δεν χρειάζεται υπολογισμός των εσωτερικών τάσεων στους κόμβους για κατασκευές ΕΠ ΙΙ.

#### Κατασκευές με ΕΠ ΙΙΙ

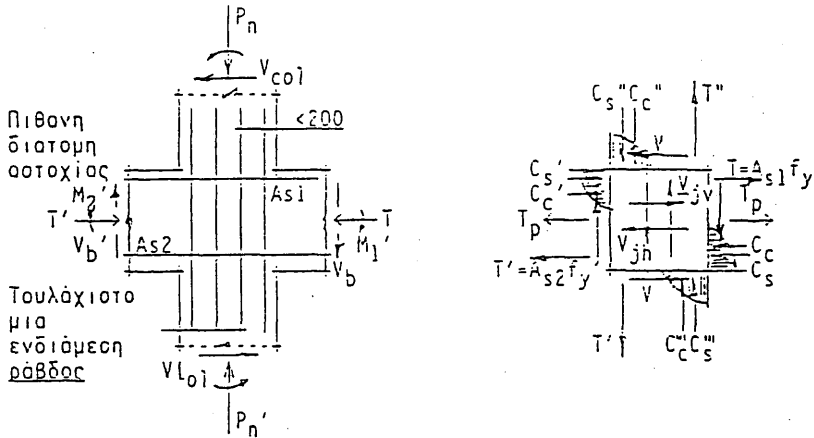
Οι δράσεις σχεδιασμού θα είναι αυτές που προκαλούνται όταν αναπτύσσονται οι οριακές αντοχές των δοκών πολλαπλασιασμένες με το συντελεστή  $\gamma_n = 1.25$ , εκτός όπου επιτρέπονται πλαστικές αρθρώσεις στις κολώνες (Αρ. 4.4.1.3). Η αξονική δύναμη στην κολώνα θα είναι η ελάχιστη που αντιστοιχεί με τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού.

Αποτελέσματα των δράσεων, - ροπή και τέμνουσα στις κολώνες, οριζόντιες και κατακόρυφες τέμνουσες στον πυρήνα του κόμβου - θα



υπολογίζονται από μια λογική ανάλυση που συμπεριλαμβάνει το αποτέλεσμα όλων των δυνάμεων που έχουν στην ισορροπία του κόμβου.

Όταν δύο πλαίσια που δεν βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο έχουν κοινούς κόμβους, η επαλήθευση αυτών των κόμβων μπορεί να γίνει σε κάθε κατεύθυνση ξεχωριστά.



Ο απλοποιημένος τύπος

$$V_{jh} = V_n (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} \left(1 - \frac{2h_b}{l_c + l_c'}\right) \quad (4.2.1.3)$$

όπου  $l_c$ ,  $l_c'$  τα ύψη όνω και κάτω κολώνας, δίνει συντηρητική προσέγγιση της οριζόντιας τέμνουσας στον κόμβο, όταν

$$\frac{h_c}{l_1} \geq 0.08, \quad \frac{l_2}{l_1} \geq 0.7$$

όπου  $l_1$ ,  $l_2$  τα ανοίγματα των δοκών. Η κατακόρυφη τέμνουσα δίνεται κατά προσέγγιση από τον τύπο

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{b_b}{h_c}$$

#### 4.3.1.4 Τοιχώματα

Οι δόσεις σχεδιασμού θα προέρχονται από τη γραμμική ανάλυση του κτιρίου με τον συνδυασμό φέρτισης του κώδικα (τύπος 4.1.4.1), τροποποιημένες όπως απαιτείται από τις παραγράφους 4.3.1.4.1/2/3/4/5 πιο κάτω.

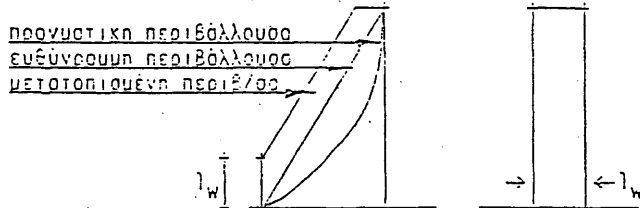
##### 4.3.1.4.1 Ανακατανομή

Η κατανομή της ολικής δύναμης στα τοιχώματα, όπως βγαίνει από την ελαστική ανάλυση, μπορεί να τροποποιηθεί, αν το συνολικό ισοζύγιο διατηρείται και η δόση σε οποιοδήποτε τοίχωμα δεν ελαττώνεται περισσότερο από 30%.

Στο συζευγμένο τοιχώμα, η ελαστική τέμνουσα στις συζευκτικές δοκούς, μπορεί επίσης να τροποποιηθεί, με μέγιστη μείωση 20%, αν γίνουν οι ανάλογες αυξήσεις στις διατμητικές αντοχές σε άλλους ορόφους.

#### 4.3.1.4.2 Περιβάλλουσα καμπτικών ροπών σχεδιασμού.

Οι ροπές σχεδιασμού στα τοιχώματα θα είναι αυτές που δίνονται από την ευθύγραμμη περιβάλλουσα του υπολογισμένου διαγράμματος ροπών, που προκύπτει από την ανάλυση μετατοπισμένο κατακόρυφα προς τα πάνω σε απόσταση ίση με το οριζόντιο μήκος του τοιχώματος.



σχ. 4.3.1.2 Περιβάλλουσα καμπτικών ροπών σχεδιασμού.

#### 4.3.1.4.3 Σεισμική αξονική δύναμη σε συζευγμένα τοιχώματα

Η σεισμική αξονική δύναμη σχεδιασμού στα τοιχώματα, θα υπολογίζεται χρησιμοποιώντας την αντοχή σε τέμνουσα των συζευκτριών δοκών πάνω από την διατομή, που εξετάζεται. Η αντοχή σε τέμνουσα θα υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχής για το σκυρόδεμα και τον οπλισμό.

Η αντοχή σε τέμνουσα που υπολογίζεται με αυτό τον τρόπο, θα πολλαπλασιάζεται επιπρόσθετα, με συντελεστή 1.25, για να καλυφτεί πιθανή αύξηση της αντοχής της δοκού σε σχέση με την υπολογιστική τιμή.

#### 4.3.1.4.4 Δυναμικοί συντελεστές

Στην περίπτωση που υιοθετείται η ισοδύναμη στατική ανάλυση, οι τέμνουσες στα τοιχώματα θα πολλαπλασιάζονται με τους δυναμικούς συντελεστές που δίνονται από τον πιο κάτω τύπο για κτίρια μέχρι 5 ορόφων.

$$\omega = 0.1N + 0.9$$

όπου N ο αριθμός των ορόφων. Για τοιχώματα ψηλότερα από 5 ορόφους, το  $\omega$  θα αυξάνεται γραμμικά μέχρι την τιμή  $\omega=1.5$  για  $N=15$ .

#### 4.3.1.4.5 Τέμνουσες (κατοσκευές με ΕΠ III μόνο)

α) Οι τέμνουσες σχεδιασμού στα τοιχώματα θα συνάδουν με την πραγματική καμπτική αντοχή που είναι δυνατόν να αναπτυχθεί στη βάση του τοιχώματος. Αυτή θα υπολογίζεται πολλαπλασιάζοντας τις διατμητικές δυνάμεις από τη φόρτιση σύμφωνα με τον κώδικα με τον συντελεστή

$$\gamma_n = M_{u,d}^+ / M_d$$

όπου:

$M_d$  είναι η ροπή σχεδιασμού που βγαίνει από την ανάλυση και

$M_{u,d}^+$  είναι η αντοχή σε κάμψη της διατομής υπολογισμένη με βάση τον πραγματικό οπλισμό που υπάρχει, χρησιμοποιώντας τις χαρακτηριστικές αντοχές για το σκυρόδεμα και τον οπλισμό.

Στον υπολογισμό της αντοχής σε κάμψη στη διατομή της βάσης, θα παίρνεται υπόψη και το ανάλογο αξονικό φορτίο.

β) Ο συντελεστής  $\gamma_n$  δεν χρειάζεται να παίρνεται μεγαλύτερος από 4.

4.4 Διαστασιολόγηση και Εφαρμογή4.4.1 Γρομμικό στοιχείο4.4.1.1 Γενικό

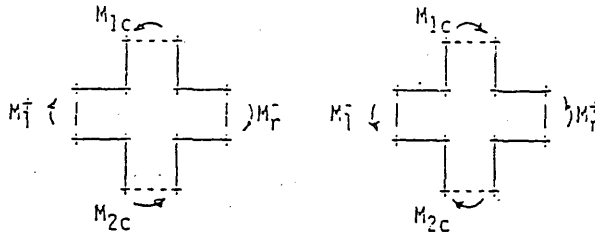
Οι αντοχές σχεδιασμού των δομικών στοιχείων σε κάμψη, κάμψη με αξονικό φορτίο, τέμνουσα και στρέψη, θα υπολογίζονται σύμφωνα με τον Κώδικα για σκυρόδεμα εκτός όπου τροποποιείται με τις πρόνοιες αυτού του Κεφ. 4.4.1.

4.4.1.2 Περιορισμός αξονικού φορτίου

Για σκοπούς πλαστιμότητας το αξονικό ελπιπτικό φορτίο σχεδιασμού στον πιο δυσμενή συνδυασμό φόρτισης, μαζί με τη σεισμική δράση, δεν θα είναι μεγαλύτερο από  $0.5A_g \cdot f_{ck}$

4.4.1.3 Λόγος αντοχών δοκών-κολωνών

Με εξαίρεση όπου επιτρέπεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις κολώνες (βλέπε πιο κάτω), σε οποιοδήποτε κόμβο κολώνες-δοκού, το άθροισμα των απολύτων τιμών των ροπών αντοχής των κολωνών (με το πιο δυσμενές αξονικό φορτίο), δεν θα είναι μικρότερο από το άθροισμα των απολύτων τιμών των ροπών αντοχής των δοκών.



$$\Sigma |M_{1c}| > |M_{1r}| + |M_{2r}| \quad \Sigma |M_{2c}| > |M_{1r}| + |M_{2r}|$$

## Σχ. 4.4.1.3 Λόγος αντοχών δοκών-κολωνών

Η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων σε κολώνες πρέπει να αποφεύγεται γιατί η εστία απορρόφησης ενέργειας πρέπει να βρίσκεται στις δοκούς και όχι στις κολώνες. Η περίπτωση του αποκαλούμενου "εύκαμπτου ορόφου", όνκαι υιοθετείται συχνά, μπορεί να αποδειχτεί επικίνδυνη. Η συμπεριφορά τέτοιων κτιρίων είναι δύσκολο να ελεγχθεί, γιατί είναι ευαίσθητη, τόσο στα στατικά χαρακτηριστικά, όσο και στα χαρακτηριστικά της κίνησης του εδάφους.

Για τους πιο πάνω λόγους, αυτή η λύση, που δεν συμπεριλαμβάνεται στους στατικούς τύπους που καλύπτονται από αυτόν τον κώδικα, μπορεί να γίνει δεκτή αν αυξηθούν οι δυνάμεις σχεδιασμού κατά 50% και παρτούν ειδικές πρόνοιες για τις λεπτομέρειες των κολωνών του εύκαμπτου ορόφου που να ικανοποιούν τις απαιτήσεις για ΕΠ III.

Κατασκευές με ΕΠ III

Για κολώνες σε κατασκευές με ΕΠ III, οι ροπές σχεδιασμού σε κάμψη θα είναι αρκετές και για πιθανή αύξηση των αντοχών των δοκών που ενώνονται στον κόμβο. Εκτός όπου δικαιολογείται κάτι διαφορετικό, η γενική αύξηση αντοχής μπορεί να θεωρηθεί σαν  $\gamma_n = 1.15$  και ισχύει για όλους τους ορόφους, συμπεριλαμβανομένων και των βάσεων των κολωνών στο ισόγειο.

Η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων σε κολώνες και μηχανισμών πλαστικών αρθρώσεων σε κολώνες (δηλ. σπαλλογή από τις απαιτήσεις

για τον λόγο αντοχής δοκού/κολώνας) επιτρέπεται στις πιο κάτω περιπτώσεις:

- Για πλαίσιο με τέσσερις ή περισσότερες κολώνες, η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων επιτρέπεται σε μια κολώνα για κάθε τρεις που παραμένουν στο ελαστικό όριο.
- Μηχανισμοί πλαστικών αρθρώσεων επιτρέπονται σε μονόροφα και διόροφα κτίρια και στον τελευταίο όροφο πολυορόφων κτιρίων.

#### 4.4.1.4 Αντοχή σε τέμνουσα

##### 4.4.1.4.1 Συνεισφορά από το σκυρόδεμα

Το μέγεθος του όρου  $V_{cd}$  που εκφράζει την αντοχή σχεδιασμού που συνεισφέρει το σκυρόδεμα (Κώδικας για Σκυρόδεμα, αρ. 11.2.2, τύπος 11.8), θα παίρνεται όπως πιο κάτω:

α) Όταν  $N_d \leq 0.1A_g \cdot f_{cd}$  το  $V_{cd}$  θα θεωρείται μηδέν σε όλες τις περιοχές που χρειάζονται συνδετήρες σύμφωνα με το Αρ. 5.1.3 (με εξαίρεση την περίπτωση γ).

β) Όταν  $N_d > 0.1A_g \cdot f_{cd}$  το  $V_{cd}$  θα υπολογίζεται από τον τύπο

$$V_{cd} = 2\tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d \cdot \beta_1 \quad (4.4.1.4.1.1)$$

όπου οι τιμές των  $\tau_{Rd}$  και  $\beta_1$  δίνονται στον Κώδικα για Σκυρόδεμα σαν συνάρτηση της ποιότητας του σκυροδέματος (Πίνακας 11.1 και τύπος 11.3).

##### 4.4.1.4.2 Εγκόρισος οπλισμός

I.  $N_d < 0.1A_g \cdot f_{cd}$  θα εξετάζονται δύο περιπτώσεις, ανάλογα με την τιμή του  $\zeta$ .

α)  $\zeta > 0$  : Η αντοχή σε τέμνουσα  $V_{wd}$  που προσφέρει ο οπλισμός θα εκτιμάται με βάση το μοντέλο του δικτυώματος σύμφωνα με τη μέθοδο του Κώδικα για Σκυρόδεμα, Κεφ. 11.2.

β)  $\zeta < 0$  : Στην περίπτωση αυτή υπάρχει αντιστροφή τέμνουσας.

- Όταν το  $V_{sd}$  δεν ξεπερνά την οριακή τιμή  $V_{Rd1}$  όπου:

$$V_{Rd1} = 3(2+\zeta)\tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$$

ισχύουν οι ίδιες απαιτήσεις όπως στο α.

- Όταν το  $V_{sd}$  ξεπερνά την οριακή τιμή  $V_{Rd2}$  όπου

$$V_{Rd2} = 6(2+\zeta)\tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$$

ολόκληρη η τέμνουσα θα αντιμετωπίζεται με διαγώνιο οπλισμό στο στελεχος, δηλαδή ράβδοι οπλισμού κεκλιμένες σε δύο κατευθύνσεις θα ισορροπούν με τις θλιπτικές και εφελκυστικές συνιστώσες τους τις τέμνουσες αντιθέτων προσημών  $V_{sd}$  και  $\zeta \cdot V_{sd}$  που δρουν στη διατομή.

- Όταν  $V_{Rd1} < V_{sd} < V_{Rd2}$

Το μισό της τέμνουσας θα παίρνεται από διαγώνιες ράβδους και το άλλο μισό από εγκόρισιο οπλισμό.

II.  $N_d > 0.1A_g \cdot f_{cd}$  Η αντοχή σε τέμνουσα θα ελέγχεται όπως στο I.α).

4.4.2 Κόμβοι δοκού-κολώνας (ΕΠ ΙΙΙ μόνο)4.4.2.1 Οριζόντια διατομή κόμβου4.4.2.1.1 Ονομαστική οριζόντια διατομητική τάση

Η ονομαστική οριζόντια διατομητική τάση στον κόμβο που δίνεται από τον τύπο

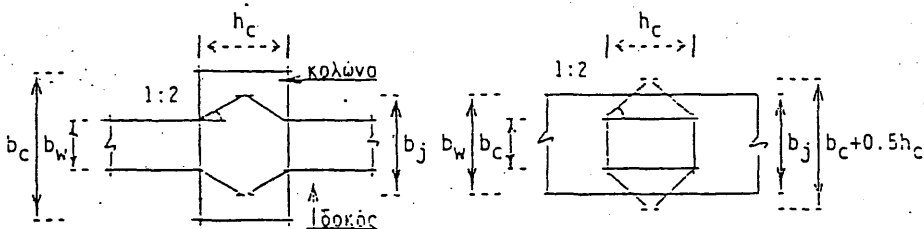
$$\tau_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_j} \quad (4.4.2.1.1.1)$$

δεν θα είναι μεγαλύτερη από  $20\tau_{Rd}$

Το ωφέλιμο πλάτος του κόμβου θα πορίζεται:

α) Όταν το  $b_c > b_w$  το μικρότερο από:  $b_j = b_c$   
 $b_j = b_w + 0.5h_c$

β) Όταν το  $b_c < b_w$  το μικρότερο από:  $b_j = b_w$   
 $b_j = b_c + 0.5h_c$



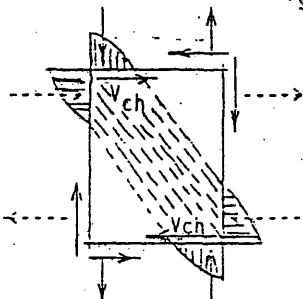
Σχ. 4.4.2.1.1 Οφέλιμο πλάτος κόμβου

4.4.2.1.2 Μηχανισμοί αντοχής σε τέμνουσα του πυρήνα του κόμβου

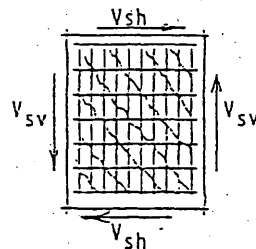
Γενικά είναι δυνατοί δύο μηχανισμοί μετάδοσης της οριζόντιας τέμνουσας δια μέσου του πυρήνα του κόμβου:

- Ενα διαγώνιο μέλος από σκυρόδεμα σε θλίψη που ενώνει τις συμπιεσμένες γωνίες της άρθρωσης και μεταφέρει τέμνουσα  $V_{ch}$ .
- Ενα μηχανισμό ζευκτού που αποτελείται από οριζόντιους συνδετήρες και διαγώνια μέλη από σκυρόδεμα σε θλίψη που μεταφέρει διατομητική δύναμη  $V_{sh}$  όπου:

$$V_{sh} + V_{ch} = V_{jh}$$



α) Σκυρόδεμα σε θλίψη



β) Μηχανισμός ζευκτού

Σχ. 4.4.2.1.2 Μηχανισμοί αντοχής σε τέμνουσα

#### 4.4.2.1.3 Τέμνουσα που φέρει το σκυρόδεμα

Η τιμή της τέμνουσας που φέρει το μέλος από σκυρόδεμα σε θλίψη  $V_{ch}$  θα θεωρείται μηδέν εκτός από τις πιο κάτω περιπτώσεις:

- α) Όταν η ελάχιστη μέση θλιπτική τάση  $\sigma$  στην κολώνα πάνω από τον κόμβο είναι μεγαλύτερη από  $0.1f_{ck}$

$$V_{ch} = 2\tau_{Rd}\sqrt{\sigma_{cm} - 0.1f_{ck}} \cdot b_j \cdot h_c \quad (4.4.2.1.3.1)$$

- β) Όταν ο υπολογισμός αποκλείει σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στον κόμβο, ή όταν οι δοκοί στον κόμβο έχουν τέτοια λεπτομέρεια που η κρίσιμη διατομή της πλαστικής άρθρωσης βρίσκεται σε απόσταση από το πρόσωπο της κολώνας, όχι μικρότερη από  $h_p$  ή για εξωτερικούς κόμβους όπου ο οπλισμός για κόμψη αγκυρώνεται έξω από τον πυρήνα της κολώνας σε προέκταση της δοκού,

$$V_{ch} = \frac{A'_s}{A_s} \frac{V_{jh}}{2} \left( 1 + \frac{N_d}{0.4A_g \cdot f_{ck}} \right) \quad (4.4.2.1.3.3)$$

όπου ο λόγος  $A'_s/A_s$  του οπλισμού σε θλίψη προς τον οπλισμό σε εφελκυσμό της δοκού δεν θα παίρνεται μεγαλύτερος από 1.0.

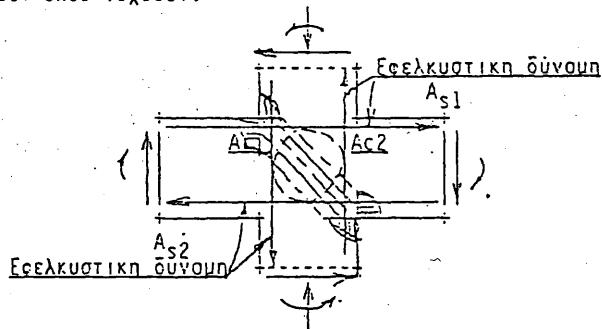
Όταν το αξονικό φορτίο της κολώνας προκαλεί εφελκυστικές τάσεις που ξεπερνούν το  $0.2f_{ck}$ , ολόκληρη η τέμνουσα στον κόμβο θα αντιμετωπίζεται με οπλισμό.

Για αξονική τάση μικρότερη από το όριο αυτό η τιμή του  $V_{ch}$  μπορεί να υπολογιστεί με γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στο μηδέν και τις τιμές της εξίσωσης 4.4.2.1.3.3 με το  $N$  μηδέν.

- γ) Όταν μέρη  $A_{a1}$  και  $A_{a2}$  του οπλισμού σε εφελκυσμό  $A_{s1}$  και  $A_{s2}$  των παραπλήσιων δοκών κόμπτονται και αγκυρώνονται στο πρόσωπο της κολώνας που βρίσκεται σε εφελκυσμό

$$V_{ch} = A_a \frac{f_{yk}}{Y_s} \quad (4.4.2.1.3.4)$$

όπου  $A_a$  είναι το μικρότερο από τα  $A_{a1}$  και  $A_{a2}$ . Οι τιμές του  $V_{ch}$  που βρίσκονται από τις εξισώσεις 4.4.2.1.3.1/4, μπορούν να προστεθούν όπου ισχύουν.



#### 4.4.2.1.4 Οριζόντιος οπλισμός για τέμνουσα

Ο οριζόντιος οπλισμός για τέμνουσα πρέπει να είναι σε θέση να αντέχει την τέμνουσα σχεδιασμού για τον κόμβο

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch}$$

στο πιθανό επίπεδο οστοχίας υπό γωνιά σε γωνιά. Ο συνολικός οριζώντιος οπλισμός που διαπερνά το κρίσιμο διαγώνιο επίπεδο και βρίσκεται μέσα στο υφέλιμο πλάτος του κόμβου  $b_j$  δεν θα είναι λιγότερος από:

$$A_{jh} = \frac{V_{sh}}{f_{yk}/\gamma_s} \quad (4.4.2.1.4.1)$$

Οριζόντιες σειρές συνδετήρων θα κατανοούνται όσον είναι πρακτικό ομοιόμορφα ανάμεσα στις άνω και κάτω στρώσεις οπλισμού της δοκού.

#### 4.4.2.2 Κατακόρυφη διαίτηση κόμβου

##### 4.4.2.2.1 Κατακόρυφος οπλισμός κόμβου

Ο κατακόρυφος οπλισμός του κόμβου για τέμνουσα θα μπορεί να αντέχει κατακόρυφη τέμνουσα

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$$

όπου η τιμή  $V_{cv}$  θα υπολογίζεται από τον τύπο:

$$V_{cv} = \frac{A'_{sc}}{A_{sc}} V_{jv} \left( 0.6 + \frac{N_d}{A_d \cdot f_{ck}} \right) \quad (4.4.2.2.1.1)$$

όπου  $A'_{sc}$  και  $A_{sc}$  είναι ο οπλισμός της κολώνας σε θλίψη και εφέλκυσμό αντίστοιχα, με εξαίρεση:

α) Όπου το αξονικό φορτίο προκαλεί εφέλκυσμό στη διατομή της κολώνας, η τιμή του  $V_{cv}$  θα υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στη τιμή που δίνεται από την εξίσωση 4.4.2.2.1.1 με το  $N_d$  μηδέν και το μηδέν όταν η αξονική τάση είναι  $0.2 f_{ck}$ .

β) Όταν πλαστικές αρθρώσεις αναμένεται να δημιουργηθούν στην κολώνα πάνω ή κάτω από τον κόμβο σαν μέρος του μηχανισμού απορρόφησης ενέργειας, το  $V_{cv}$  θα θεωρείται μηδέν για οποιαδήποτε τιμή του αξονικού φορτίου στην κολώνα.

Ο κατακόρυφος οπλισμός για τέμνουσα που απαιτείται μέσα στο πλάτος του κόμβου θα υπολογίζεται από τον τύπο:

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_{yk}/\gamma_s}$$

Ο κατακόρυφος οπλισμός για τέμνουσα του κόμβου θα αποτελείται από ενδιάμεσες ράβδους στις κολώνας, τοποθετημένες στις πλευρές που είναι παράλληλες με το επίπεδο της κάμψης και ανάμεσα στις γωνιακές ράβδους, ή από κατακόρυφους συνδετήρες ή ειδικές κατακόρυφες ράβδους τοποθετημένες στην κολώνα και ικανοποιητικά αγκυρωμένες για να μεταφέρουν τις απαιτούμενες τάσεις μέσα στον κόμβο.

Η απόσταση ανάμεσα στις ράβδους του κατακόρυφου οπλισμού του κόμβου σε κάθε επίπεδο οποιασδήποτε δοκού που στηρίζεται στον κόμβο δεν θα είναι μεγαλύτερη από 200mm και σε όλες τις περιπτώσεις θα υπάρχει τουλάχιστο μια ενδιάμεση ράβδος σε κάθε πλευρά της κολώνας σ' αυτό το επίπεδο.

#### 4.4.2.3 Εκκεντροί κόμβοι δοκού-κολώνας

Όλες οι πρόνοιες αυτού του κεφαλαίου ισχύουν. Στην περίπτωση όμως που υπάρχει εκκεντρότητα της δοκού σε σχέση με την κολώνα στην

οποία στηρίζεται, με απόσταση  $e$  ανάμεσα στους γεωμετρικούς άξονες των δύο μελών, το ωφέλιμο πλάτος του κόμβου δεν θα θεωρείται μεγαλύτερο από:

$$0.5(b_w + b_c + 0.5h_c) - e$$

#### 4.4.3 Τοιχώματα από σπλισμένο σκυρόδεμα

Στόχος αυτού του κεφαλαίου, όπως και του Κεφ. 5.5 σε σχέση με τις λεπτομέρειες, είναι να εξασφαλίσει στα τοιχώματα ικανοποιητική πλαστιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας από διαρροή σε κόμψη σε καθωρισμένες ζώνες πλαστικών αρθρώσεων.

Παράλληλα η πιθανότητα σστοχίας από τένυουσο ή από μη ικανοποιητική αγκύρωση, ή ακόμα η εμφάνιση σημαντικών διατμητικών μη ελαστικών πορομορφώσεων (που προοδευτικά μειώνουν τη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας από την κατασκευή), μειώνεται στο ελάχιστο.

##### 4.4.3.1 Γενικό

Οι αντοχές σχεδιασμού των τοιχωμάτων και των συνδετήριων δοκών θα βρίσκονται όπως και για τα γραμμικά στοιχεία, Κεφ. 4.4.1, με τις τροποποιήσεις του Κεφ. 4.4.3.

##### 4.4.3.2 Αντογή σε τένυουσο

###### 4.4.3.2.1 Μέγιστη επιτρεπόμενη διατμητική τάση

Η μέγιστη ονομαστική διατμητική τάση σχεδιασμού σε οποιαδήποτε διατομή του τοίχου, υπολογισμένη από τον τύπο

$$\tau_d = V_d / A_g$$

όπου  $V_d$  είναι η τένυουσα σχεδιασμού που βρίσκεται σύμφωνα με τις παρ. 4.3.1.4 ή 4.3.2.4, δεν θα είναι μεγαλύτερη από το όριο

$$\tau_d \leq 10\tau_{Rd}$$

###### 4.4.3.2.2 Συνεισοφορό του σκυροδέματος στην αντογή σε τένυουσο

Στην πιθανή ζώνη πλαστικής άρθρωσης όπως ορίζεται στη παρ. 5.5.3.1 η συνεισοφορό του σκυροδέματος θεωρείται μηδέν, εκτός αν το ελάχιστο αξονικό φορτίο σχεδιασμού δημιουργεί μέση θλιπτική τάση τουλάχιστον ίση με  $0.1f_{cd}$ . Σε τέτοια περίπτωση η διατμητική τάση που συνεισοφέρει το σκυρόδεμα θα υπολογίζεται από τον τύπο

$$\tau_{cd} = 2\tau_{Rd} \cdot \beta_1$$

με τις τιμές των  $\tau_{Rd}$  και  $\beta_1$  που δίνει ο Κώδικας για Σκυρόδεμα, Αρ. 11.1.2, πίνακας 11.1 και τύπος 11.3.

Εξω από την πιθανή ζώνη πλαστικής άρθρωσης και όταν η μέση θλιπτική τάση είναι μικρότερη από  $0.1f_{cd}$ , η διατμητική τάση που συνεισοφέρει το σκυρόδεμα θα υπολογίζεται από τον τύπο

$$\tau_{cd} = 2.0\tau_{Rd}$$

ενώ όταν η μέση τάση είναι μεγαλύτερη από  $0.1f_{cd}$

$$\tau_{cd} = 2.5\tau_{Rd} \cdot \beta_1$$



#### 4.4.3.2.3 Οπλισμός κορυφών

Οριζόντιες ράβδοι, καλά σκυρωμένες στις άκρες της διατομής του τοίχου, θα μπαίνουν σε ποσότητα:

$$\rho_h = \frac{A_h}{b \cdot s_v} = \frac{T_d - T_{cd}}{f_{yd}}$$

ενώ ο κατακόρυφος οπλισμός θα είναι:

$$\rho_v = \frac{A_v}{b \cdot s_h} = \frac{T_d - T_{cd} - N_d/A_g}{f_{yd}}$$

Ο κατακόρυφος οπλισμός για τέμνουσα θα θεωρείται ότι συνεισφέρει πλήρως στην αντοχή σε κάμψη που απαιτείται.

#### 4.4.3.3 Συνδετήριες δοκοί

Συνδετήριες δοκοί ορίζονται τα πλαστικά στοιχεία που απορροούν ενέργεια και συνδέουν, με ομοιόμορφη διάταξη, δύο ή περισσότερα τοιχώματα. Θα χρησιμοποιείται συμμετρικός οπλισμός κάμψης ( $\rho = \rho'$ ) στην περίπτωση της συνηθισμένης διάταξης του οπλισμού.

Υπολογισμός για κάμψη και διάτμηση θα γίνεται όπως και για τις συνηθισμένες δοκούς εκτός αν ξεπερνιούνται τα πιο κάτω όρια:

$$T_d \geq 6 T_{Rd}$$

$$\rho = \frac{1}{4} \frac{1}{h} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (f_{ck}, f_{yk} \text{ σε MPa})$$

( $\rho$  = διαμήκης λόγος οπλισμού, άνω ή κάτω)

οπότε ολόκληρη η ροπή και η τέμνουσα θα αντιμετωπίζεται με διαγώνιο οπλισμό και στις δύο κατευθύνσεις.

#### 4.4.4 Οριζόντια διαφράγματα και πλάκες σκαλών

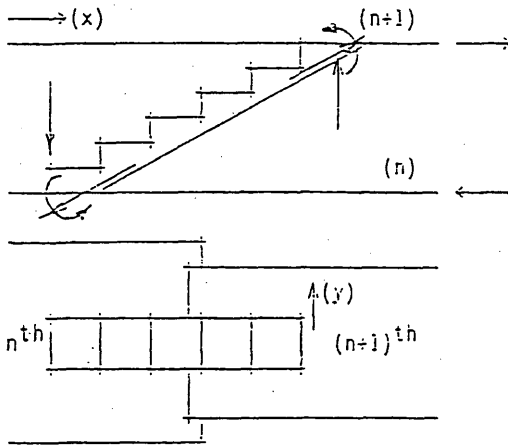
Οριζόντια διαφράγματα όπως συστήματα πατωμάτων που συνδέουν κατακόρυφα στοιχεία που αντιστέκονται στο σεισμό (πλαίσια, τοιχώματα, πυρήνες) θα ελέγχονται για τις δυνάμεις που μεταφέρουν στα σεισμικά στοιχεία, έτσι που τα τελευταία να αναπτύσσουν τις μέγιστες αντοχές τους.

Όταν αποδειχνέται ότι οι δυνάμεις που μεταφέρονται δεν προκαλούν διαρροή στο διάφραγμα, οι πρόνοιες του Κώδικα για Ίκυρόδεμα ισχύουν. Αν η διαρροή στο διάφραγμα δεν μπορεί να αποφευχθεί, θα εφαρμόζονται οι πρόνοιες για πλαστικά τοιχώματα και ιδιαίτερα η Παρ. 5.4.3.1 για οπλισμό εγκιβωτισμού στις οριακές ζώνες.

Τα ανοίγματα σε διαφράγματα θα έχουν τέτοια διάταξη ώστε θεάλητες αστοχίες σε γραμμές δύναμης δεν θα ελαττώνουν την αντοχή τους. Οριακό στοιχείο γύρω από το ανοίγμα θα μπαίνουν όταν χρειάζονται, με μια λογική εκτίμηση της αντοχής που απαιτείται.

Πρέπει να γίνεται πρόνοια για ικανοποιητική σύνδεση ανάμεσα στο διάφραγμα και το κατακόρυφο σεισμικό στοιχείο. Αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό στην περίπτωση σκαλών και ανεγκυστημένων όταν χρησιμοποιούνται σαν σεισμικό στοιχείο, μια και συνήθως σ' αυτά υπάρχει και διακοπή του διαφράγματος.

Οι πλάκες οροφών (κεκλιμένες) θα υπολογίζονται με τέτοιο τρόπο που οι μετακινήσεις των ορόφων που συνδέουν να συνδέουν με την αξονική και κομπτική ολοκλήρωση των πλακών οροφών. Αξονικές δυνάμεις, ροπές κάμψης και διατμητικές δυνάμεις μπορεί να αναπτυχθούν από τις σχετικές μετατοπίσεις στον άξονα X. Κάμψη και διάτμηση μπορεί επίσης να αναπτυχθεί από μετατοπίσεις στον άξονα Y.



#### 4.5 Επαληθεύσεις

##### 4.5 Επαλήθευση σε σχέση με κατάρρευση

Για τους σκοπούς αυτού του Κώδικα, μία κατασκευή θεωρείται ότι ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας σε σχέση με κατάρρευση, αν ικανοποιούνται οι πιο κάτω όροι:

- οι επαληθεύσεις αντοχής και ευστάθειας ικανοποιούνται
- τα στοιχεία διαστασιολογούνται και πληνίζονται σύμφωνα με τους κανόνες που δίνονται στα Κεφ. 4 και 5, σε σχέση με τον ανάλογο στατικό τύπο και το επίπεδο πλαστιμότητας που επιδιώκεται.

##### 4.5.2 Επαλήθευση για αντοχή

Ο πιο κάτω όρος πρέπει να ικανοποιείται για κάθε στοιχείο:

$$S_d \leq R_d \quad 4.5.2.1$$

όπου:

$S_d$  είναι η καταπόνηση σχεδιασμού του στοιχείου που εξετάζεται, υπολογισμένη σύμφωνα με το Κεφ. 4.3.

$R_d$  είναι η αντοχή σχεδιασμού του ίδιου στοιχείου υπολογισμένη σύμφωνα με το Κεφ. 4.4.

##### 4.5.3 Επαλήθευση για ευστάθεια

Η επαλήθευση για ευστάθεια ικανοποιείται αν:

- Ο δείκτης παραμορφωσιμότητας  $\theta$  είναι μικρότερος από 0.1
- Για  $0.1 < \theta < 0.15$  τα φαινόμενα δεύτερης τάξης υπολογίζονται με μια από τις στατικές μεθόδους του Κώδικα για Ίκυρόδεμα, Κεφ. 14, και προσθέτονται στις δυνάμεις σχεδιασμού.

Η επαλήθευση για ευστάθεια δεν μπορεί να ικανοποιηθεί αν  $\theta > 0.15$ .

4.5.4 Επαλήθευση για παραμορφώσεις

Η ελαστική σχετική μετατόπιση ορόφων  $\Delta\epsilon\lambda$ , που προκύπτει από την εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων, που ορίζονται στο 4.2.4, ή από τη δυναμική ανάλυση που ορίζεται στο 4.2.5, πρέπει σε κάθε όροφο να ικανοποιεί τον όρο:

$$\Delta\epsilon\lambda \leq \frac{0.010}{K} \cdot h$$

όπου  $h$  είναι το καθαρό ύψος του ορόφου.

Για κτίρια τάξης III ή IV, αυτά τα όρια μπορούν να αυξηθούν κατά 50% αν μπορεί να δεκτεί ότι τα μη δομικά στοιχεία δεν είναι ψαθυρά και μπορούν να δεχτούν τέτοιες παραμορφώσεις χωρίς σημαντικές ζημιές.

Όταν τα πιο πάνω όρια ξεπερνιούνται, είναι αναγκαίο να διαχωρίζονται τα μη δομικά στοιχεία. Ο διαχωρισμός πρέπει να επιτρέπει χωρίς παρεμπόδιση, σχετική μετακίνηση ορόφου, τουλάχιστον ίση με

$$\bar{\Delta} = 0.35\Delta\epsilon\lambda \cdot K$$

Σε καμιά περίπτωση η σχετική μετατόπιση ορόφου δεν θα ξεπερνά το όριο:

$$\Delta_{\max} = \frac{0.025}{K} \cdot h$$

4.5.5 Μέγιστες μετατοπίσεις που ονομάζονται

Οι μέγιστες μετατοπίσεις που αναμένονται μπορούν να βρεθούν πολλαπλασιάζοντας τις μετατοπίσεις που προκαλούν οι οριζόντιες δυνάμεις που ορίζονται στο Αρ. 4.2.4, ή αυτές που προκύπτουν από τη δυναμική ανάλυση του Αρ. 4.2.5, με τις κατάλληλες τιμές του συντελεστή υπερεισορής  $K$ .

5. ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ, ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΚΑΙ ΧΡΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

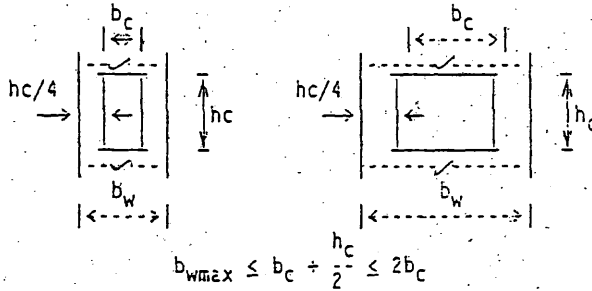
Όπου δεν γίνεται διαχωρισμός, οι πρόνοιες αυτού του κεφαλαίου ισχύουν από κοινού στις κατασκευές με ΕΠ II και ΕΠ III. Πρόνοιες για κατασκευές με ΕΠ I αναφέρονται πάντοτε ονομαστικά.

5.1 Στοιχείο σε κόμψη ( $N_d < 0.1A_g \cdot f_{cd}$ )5.1.1 Γεωμετρικοί ΠεριορισμοίΚατασκευές με ΕΠ II και ΕΠ III

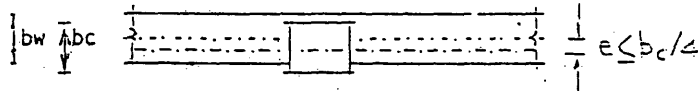
Αν δεν δοθούν ειδικές αποδείξεις πως δεν χρειάζονται, οι πιο κάτω περιορισμοί πρέπει να ικανοποιούνται.

α) Για να εξασφαλιστεί αποτελεσματική μεταφορά ροπής από τη δοκό στην κολώνα, το πλάτος της δοκού δεν θα είναι λιγώτερο από 200mm ή μεγαλύτερο από το πλάτος της κολώνας ούν 1/4 του βόθους της κολώνας στην κάθε πλευρά. Σε καμιά περίπτωση το πλάτος

της δοκού δεν θα είναι μεγαλύτερο από το διπλάσιο του πλάτους της κολώνας.



- β) Για να μην υπάρξει κίνδυνος εγκάρσιου λυγισμού στο μη γραμμικό πεδίο απόκρισης, ο λόγος του πλάτους προς το βάθος της δοκού δεν θα είναι λιγότερος από 0.25.
- γ) Η συμπεριφορά πλαισιακών μελών που έχουν λόγο  $l/h$  μικρότερο από 4, είναι ουσιαστικά διαφορετική από την συνολική συμπεριφορά λεπτών μελών. Γι αυτό ο λόγος  $l/h$  δεν θα είναι μικρότερος από 4. (Αυτή η απαίτηση δεν ισχύει για τις ευζευκτήριες δοκούς σε κατασκευές με τοιχώματα, Κεφ. 4.4.3.3).
- δ) Η εκκεντρότητα μιας δοκού σε σχέση με την κολώνα με την οποία συνδέεται, όπως μετρείται από την απόσταση ανάμεσα στους γεωμετρικούς άξονες των δύο στοιχείων, δεν θα είναι μεγαλύτερη από το  $1/4$  του πλάτους της κολώνας.



### 5.1.2

#### Διαμήκης Οπλισμός

##### Κατασκευές με ΕΠ II και ΕΠ III

- α) Σε κάθε διατομή, για να εξασφαλιστεί ότι η οριακή ροπή θα είναι μεγαλύτερη από την ροπή της μη ρηγματωμένης διατομής, το ποσοστό του οπλισμού σε θλίψη, άνω ή κάτω δεν θα είναι λιγότερο από

$$\rho_{min} = 1.4/f_{yk} \quad (f_{yk} \text{ σε MPa}) \quad 5.1.2.1$$

και για να εξασφαλιστεί ικανοποιητική πλαστιμότητα να μην είναι περισσότερο από

$$\rho_{max} = 7.0/f_{yk} \quad (f_{yk} \text{ σε MPa}) \quad 5.1.2.2$$

όπου το  $\rho_{min}$  και το  $\rho_{max}$  αναφέρονται στο συνολικό εμβαδόν του σκυροδέματος  $A_g$ .

- β) Τουλάχιστον δύο ράβδοι διαμέτρου 12mm θα τοποθετούνται τσος στο άνω μέρος, όσο και στο κάτω, σε όλο το μήκος του στοιχείου.
- γ) Για να εξασφαλιστεί ικανοποιητική πλαστιμότητα και αρκετή αντοχή για την εναλλαγή της δράσης, σε σημεία που πιθανόν να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις, το ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμού δεν θα είναι λιγότερο από το μισό του οπλισμού σε εφελκυσμό στην ίδια διατομή. ( $\rho' \geq 0.5\rho$ )

δ) Τουλάχιστον το ένα τέταρτο του όγκου οπλισμού στο άκρο του στοιχείου θα συνεχίζεται σε όλο το μήκος του.

ε) Σε δοκούς με σχήμα T ή Γ που είναι μονολιθικές με την πλάκα, ο οπλισμός που θα λαμβάνεται υπ' όψη κοντά στις κολώνες, πρόσθετα με τον οπλισμό που είναι μέσα στον συνδετήρα της δοκού, θα είναι όπως πιο κάτω:

I. Σε εσωτερικές κολώνες όπου υπάρχει εγκάρσια δοκός μονολιθική με την κολώνα, όλος ο οπλισμός μέσα στην πλάκα σε απόσταση 4 φορές το πάχος της πλάκας από κάθε πλευρά της κολώνας.

II. Σε εσωτερικές κολώνες όπου δεν υπάρχει εγκάρσια δοκός, όλος ο οπλισμός που βρίσκεται σε απόσταση 2.5 φορές το πάχος της πλάκας από κάθε πλευρά της κολώνας.

III. Σε εξωτερικές κολώνες όπου υπάρχει εγκάρσια δοκός με παρόμοιες διαστάσεις μονολιθική με την κολώνα πάνω στην οποία θα αγκυρωθεί ο οπλισμός της δοκού, όλος ο οπλισμός μέσα στην πλάκα σε απόσταση δύο φορές το πάχος της πλάκας από την κάθε πλευρά της κολώνας.

IV. Σε εξωτερικές κολώνες όπου δεν υπάρχει εγκάρσια δοκός, όλος ο οπλισμός μέσα στα πλάτος της κολώνας.

Σε όλες τις περιπτώσεις, τουλάχιστον 75% του οπλισμού που χρειάζεται σε κάθε πλευρά πρέπει να περνά διαμέσου ή να αγκυρώνεται μέσα στον πυρήνα της κολώνας.

#### Κοιτοσκευές με ΕΠ I

Μόνο το άρθρο 5.1.2. α) απαιτείται:

#### 5.1.3. Ελάχιστος Εγκόρισος Οπλισμός

Θα τοποθετείται εγκόρισος οπλισμός όπως καθορίζεται σ' αυτό το μέρος, εκτός αν χρειάζεται περισσότερο για να αντιμετωπιστεί η τέννουσα (μέρος 4.4.1.4). Στόχος του εγκόρισου οπλισμού είναι:

- να εγκιβωτίζει το ακυρόδεμα για να αυξηθεί η οριακή παραμόρφωση και η αντοχή σε συνάφεια του οπλισμού.
- να δένει τον οπλισμό και να εμποδίζει το λυγισμό του.
- να προσφέρει αντίσταση σε τέννουσα.

Τμήματα δοκών που θεωρούνται "κρίσιμες" περιοχές είναι:

- α) Δύο φορές το βάθος της δοκού μετρώντας από την πλευρά της κολώνας προς το μέσον του ανοίγματος και στα δύο άκρα της δοκού.
- β) Δύο φορές το βάθος της δοκού και στις δύο πλευρές διατομής όπου μπορεί να υπάρξει πλαστική παραμόρφωση.
- γ) Όπου χρειάζεται θλιβόμενος οπλισμός.

#### Κοιτοσκευές με ΕΠ II

Στις κρίσιμες περιοχές, όπως ορίζονται πιο πάνω, πρέπει να μπαίνουν συνδετήρες με διάμετρο όχι λιγότερη από 8mm και σε απόσταση μεταξύ τους όχι μεγαλύτερη από το μικρότερο από το πιο κάτω:

- α)  $h/4$
- β)  $8\phi_1$  ( $\phi_1$  η διάμετρος του διαμήκους οπλισμού)
- γ)  $24\phi_h$  ( $\phi_h$  η διάμετρος του συνδετήρα)
- δ) 200mm

Ο πρώτος συνδετήρας θα τοποθετείται σε απόσταση από το πρόσωπο της κολώνας που δεν θα είναι μεγαλύτερη από 50mm.

Τουλάχιστο μια σε κάθε δύο ξεχωριστές διαμήκειες ράβδους στη δοκό πρέπει να συγκρατείται από γωνιά 90° ενός συνδετήρα.

#### Κατασκευές με ΕΠ ΙΙΙ

Στις κρίσιμες περιοχές, όπως ορίζονται πιο πάνω, πρέπει να μπαίνουν συνδετήρες με διάμετρο όχι λιγότερη από 8mm και σε απόσταση μεταξύ τους όχι λιγότερη από το μικρότερο από το πιο κάτω:

- α)  $h/4$
- β)  $6\phi_1$
- γ) 150mm

Το ελάχιστο εμβαδόν ενός σκέλους του συνδετήρα θα είναι:

$$A_{s,min} = \frac{\Sigma A_b \cdot f_{yk}}{16 f_{ykt}} \cdot \frac{s}{100} \quad 5.1.3.1$$

για να εμποδίζει το λυγισμό των διαμήκων ράβδων σε κατάσταση μεγάλων αντιστρεφόμενων πλαστικών παραμορφώσεων.

$\Sigma A_b$  = Το άθροισμα των εμβαδών των διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από το σκέλος του συνδετήρα  
 $f_{yk}$  = Το όριο διαρροής των διαμήκων ράβδων  
 $f_{ykt}$  = Το όριο διαρροής των συνδετήρων  
 $s_h$  = Η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων

Ο πρώτος συνδετήρας θα τοποθετείται σε απόσταση από το πρόσωπο της κολώνας όχι μεγαλύτερη από 50mm.

Τουλάχιστον μια σε κάθε δύο ξεχωριστές διαμήκειες ράβδους στη δοκό, πρέπει να συγκρατείται από γωνιά 90° ενός συνδετήρα.

## 5.2 Στοιχεία σε κόμψη και αξονική εφάρτιση ( $M_D > 0,1 A_g \cdot f_{cd}$ )

Σκοπός των απαιτήσεων αυτού του άρθρου, είναι να δοθεί αρκετή πλαστιμότητα στις κολώνες που μπορεί να αποδεικτεί απαραίτητη αν υπάρξει κάποια απόκλιση από την στατική συμπεριφορά που αναμένεται από την κατασκευή.

Παρατηρήσεις σχετικές με ζημιές που προκλήθηκαν από σεισμούς, συχνά δείχνουν ότι οι γωνιακές κολώνες είναι πιο ευαίσθητες από τις εσωτερικές, από φαινόμενα στρόφής που δεν είχαν προβλεφτεί.

Προτείνεται λοιπόν να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες των γωνιακών κολωνών ή ακόμα να γίνονται κάπως πιο δυνατές από ότι απαιτεί η ανάλυση.

### 5.2.1 Γεωμετρικοί περιορισμοί

#### Κατασκευές με ΕΠ ΙΙ

Η ελάχιστη διάσταση της διατομής δεν θα είναι μικρότερη από 250mm.

Ο λόγος  $l/b$  δεν θα είναι μεγαλύτερος από 25.

#### Κατασκευές με ΕΠ ΙΙΙ

Η ελάχιστη διάσταση της διατομής δεν θα είναι μικρότερη από 300mm.

Ο λόγος  $l/b$  δεν θα είναι μεγαλύτερος από:

- 16. για κολώνες που έχουν καμπτικές ροπές με αντίθετο πρόσημο στα δύο άκρα.
- 10 για κολώνες-προβόλους.

## 5.2.2

Διαμήκης οπλισμός

Το ποσοστό οπλισμού δεν θα είναι μικρότερο από 1.0% ή μεγαλύτερο από 6.0% ακόμα και στα σημεία ένωσης του οπλισμού.

$$1.0\% < \rho < 6.0\%$$

Για οπλισμό S400 το ποσοστό οπλισμού εκτός από τις ενώσεις δεν θα είναι μεγαλύτερο από 4.0%.

Όταν η διατομή καθορίζεται από αρχιτεκτονικούς λόγους, το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού μπορεί να μειωθεί. Όταν ο οπλισμός από τους υπολογισμούς είναι λιγότερος από 0.5% μπορεί να χρησιμοποιηθεί οπλισμός ίσος με το διπλάσιο του οπλισμού που απαιτείται. Σε κομμίο όμως περίπτωση ο οπλισμός δεν θα είναι λιγότερος 0.5%.

Οι ράβδοι οπλισμού δεν θα απέχουν μεταξύ τους περισσότερο από 250mm για κατοσκευές ΕΠ ΙΙ ή 200mm για κατοσκευές με ΕΠ ΙΙΙ.

Κατοσκευές με ΕΠ Ι

Οι πιο πάνω απαιτήσεις θα ικανοποιούνται και για κατοσκευές με ΕΠ Ι.

## 5.2.3

Εγκόρισος οπλισμός

Ενα ελάχιστο ποσοστό οπλισμού θα μπαίνει σε ολόκληρο το ύψος της κολώνας ενώ ειδικά ποσοστά οπλισμού θα τοποθετούνται στις κρίσιμες περιοχές της κολώνας όπως ορίζονται στη παράγραφο 5.2.3.1.

Το ποσοστό οπλισμού που θα χρησιμοποιείται θα είναι όσο ορίζεται σ' αυτό το άρθρο, εκτός αν απαιτείται περισσότερος οπλισμός για τέμνουσα σύμφωνα με την παρ. 4.4.1.4.

## 5.2.3.1

Κρίσιμες περιοχές κολώνας

α) Για τις συνηθισμένες περιπτώσεις, κρίσιμες θεωρούνται οι περιοχές στο δύο άκρο της κολώνας, πάνω και κάτω από τους κόμβους και για μήκος από το πρόσωπο του κόμβου που δεν θα είναι λιγότερο από το μεγαλύτερο από τα πιο κάτω:

- τη μεγαλύτερη διάσταση της διατομής
- ένα έκτο του καθαρού ύψους της κολώνας
- 450mm

β) Όταν υπάρχει κτιστός τοίχος σε επαφή με τη μια ή και τις δύο πλευρές της κολώνας, σε μέρος του ύψους, ολόκληρη η κολώνα θα θεωρείται κρίσιμη περιοχή.

γ) Σε περίπτωση κολώνας που μέρος της είναι δεμένο με τοίχο από μπετόν, το ελεύθερο μέρος της κολώνας θα θεωρείται κρίσιμη περιοχή.

Οι κρίσιμες περιοχές στις κολώνες χρειάζονται περισσότερους, πιο πυκνούς, καλό αγκυρωμένους συνδετήρες από την υπόλοιπη κολώνα για καλύτερο εγκιβωτισμό του σκυροδέματος (και επομένως ικανοποιητική πλαστικότητα), πλόγιο στήριξη των διαμήκων ραβδών και αντοχή σε τέμνουσα.

5.2.3.2 Κατασκευές με ΕΠ IIΚρίσιμες περιοχές

Θα τοποθετείται ειδικός εγκάρσιος οπλισμός με ελάχιστη διάμετρο  $\Phi_{\min}$  σε μορφή συνδετήρα ή σε σπειροειδή μορφή.

Πρόσθετοι συνδετήρες για να δένουν ράβδους που δεν δένονται άμεσα από τους συνδετήρες, θα τοποθετούνται σύμφωνα με τον κώδικα για σκυρόδεμα.

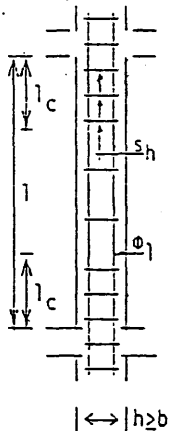
Η απόσταση ανάμεσα στις σπείρες ή τους συνδετήρες δεν θα είναι μεγαλύτερη από το μικρότερο από τα πιο κάτω:

- α) οκτώ φορές την διάμετρο της μικρότερης ράβδου του διαμήκου οπλισμού.
- β) το μισό της μικρότερης διάστασης της διατομής
- γ) 200mm

Ο εγκάρσιος οπλισμός που απαιτείται πιο πάνω θα συνεχίζεται και σε όλο το ύψος του κόμβου με τις δοκούς.

Μη κρίσιμες περιοχές

Ο ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός στις μη-κρίσιμες περιοχές θα είναι σύμφωνα με τον κώδικα για σκυρόδεμα.

ΕΠΙΠΕΔΟ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ II

Κρίσιμη περιοχή  $l_c = \max(h, l/6, 450\text{mm})$

Απόσταση ανάμεσα στους συνδετήρες	Κρίσιμη περ. $s = \min(\Phi_1, b/2, 200\text{mm})$
	Άλλου $s = \min(12\Phi_1, b, 300\text{mm})$

Ειδικός εγκάρσιος οπλισμός

Κρίσιμες περιοχές και  
Αποστάσεις συνδετήρων.

$$|\leftrightarrow| h \geq b$$

5.2.3.3 Κατασκευές με ΕΠ IIIΚρίσιμες Περιοχές

Ο ογκομετρικός λόγος του εγκάρσιου οπλισμού (σπειροειδής ή συνδετήρες), δεν θα είναι λιγότερος από το μεγαλύτερο των πιο κάτω:

$$\rho_s = \lambda_1 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad \text{ή} \quad \rho_s = \lambda_2 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad 5.2.3.3.1$$

όπου  $A_g$  = ολικό εμβαδόν διατομής

$A_c$  = εμβαδόν εγκιβωτισμένου σκυροδέματος



και οι τιμές των  $\lambda_1$  και  $\lambda_2$  δίνονται στον πιο κάτω πίνακα σαν συναρτήσεις του ανηγμένου αξονικού φορτίου

$N_d/A_g \cdot f_{ck}$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
$\lambda_1$	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
$\lambda_2$	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34

Τιμές των  $\lambda_1$  και  $\lambda_2$  στους τύπους 5.2.3.3.1/2

Ο ογκομετρικός λόγος είναι ο λόγος του όγκου του σπειροειδούς οπλισμού ή των συνδετήρων προς τον ολικό όγκο του πυρήνα του σκυροδέματος (μετρώντας από την εξωτερική πλευρά των ράβδων), στην απόσταση ανάμεσα στις σπείρες ή τους συνδετήρες  $s_h$ .

Ο ογκομετρικός λόγος  $\rho_s$  για ορθογωνικές διατομές ορίζεται:

$$\rho_s = A_{sh}/s_h \cdot h' \quad 5.2.3.3.3'$$

όπου  $A_{sh}$  είναι το συνολικό εμβαδόν των συνδετήρων σε κάθε μια από τις κύριες κατευθύνσεις της διατομής,  $S_h$  η απόσταση ανάμεσα στους συνδετήρες και  $h'$  η απόσταση ανάμεσα στα κέντρα των εξωτερικών ράβδων.

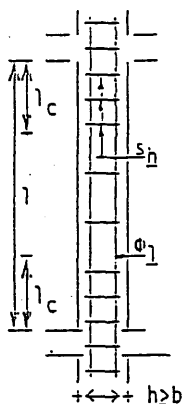
1. Η ελάχιστη διάμετρος των συνδετήρων ή της σπείρας θα είναι 8mm.

2. Η μέγιστη απόσταση ανάμεσα στις σπείρες ή τους συνδετήρες δεν θα είναι μεγαλύτερη από το μικρότερο των πιο κάτω:

α) Έξη φορές την μικρότερη διάμετρο του διαμήκου οπλισμού.

β) Ένα τέταρτο της μικρότερης διάστασης της διατομής.

γ) 150mm.



#### ΕΠΙΠΕΔΟ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ III

Κρίσιμη περιοχή  $l_c = \max(h, l/6, 450\text{mm})$

Απόσταση ανάμεσα στους συνδετήρες	Κρίσιμη περ. $s = \min(6\phi_l, b/4, 150\text{mm})$
	Άλλου $s = \min(8\phi_l, b/2, 200\text{mm})$

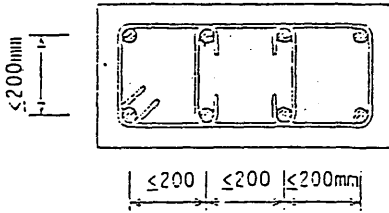
#### Ειδικός ενκόσσιος οπλισμός:

Κρίσιμες περιοχές και αποστάσεις συνδετήρων.

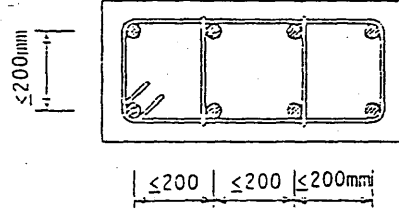
3. Κάθε διαμήκης ράβδος ή δέσμη ράβδων θα δένεται με την γωνία συνδετήρα τουλάχιστο  $135^\circ$  ή από πρόσθετους συνδετήρες, εκτός:

c) ράβδους ή δέσμες ράβδων που βρίσκονται ανάμεσα σε δύο ράβδους που δένονται από τον ίδιο συνδετήρα και η απόσταση μεταξύ τους δεν είναι μεγαλύτερη από 200mm.

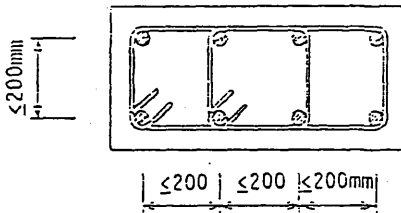
β) εσωτερικές στρώσεις ράβδων μέσα στον πυρήνα του σκυροδέματος με κέντρο 75mm ή περισσότερο από το εσωτερικό των συνδετήρων.



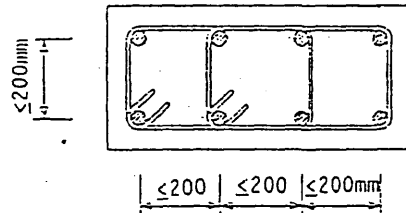
α) Συμπληρωματικά δεσίματα γύρω από τον κύριο οπλισμό



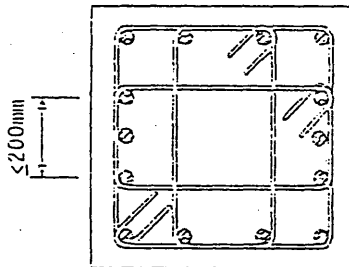
β) Συμπληρωματικά δεσίματα γύρω από τον συνδετήρα



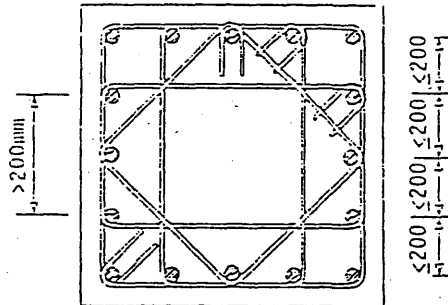
γ) Δύο συνδετήρες - η λεπτομέρεια που προτιμάται



δ) Δύο συνδετήρες - προτιμότερη η λεπτομέρεια γ)



ε) Τρεις συνδετήρες



ζ) Τέσσερις συνδετήρες

4. Η δύναμη διαρροής της ράβδου του συνδετήρα ή του πρόσθετου συνδετήρα, θα είναι τουλάχιστον το 1/16 της δύναμης διαρροής της ράβδου ή ράβδων που δένει, συμπεριλαμβανόντας και τις ράβδους που εξαιρούνται από το 3.α.

5. Το άκρο κάθε πρόσθετου συνδετήρα θα δένει με διαμήκη ράβδο ή περιμετρικό συνδετήρα δίπλα από τη διαμήκη ράβδο με γωνία τουλάχιστον 135° και το ευθύγραμμο τμήμα να επεκτείνεται πέρα από τη γωνία τουλάχιστο 10 φορές τη διάμετρο του πρόσθετου συνδετήρα. Πρόσθετοι συνδετήρες και σκέλη συνδετήρων δεν θα απέχουν μεταξύ τους περισσότερο από 200mm ή 1/4 της διάστασης της κολώνας κάθετα προς την κατεύθυνση του εγκάρσιου οπλισμού.

#### Μη κρίσιμες περιοχές

θα ισχύουν οι απαιτήσεις για τις κρίσιμες περιοχές των κολωνών με **ΕΠ II**.

5.3 Κόμβοι Δοκών - Κολώνων5.3.1 ΕγκιβωτισμόςΚατασκευές με ΕΠ I και ΕΠ II

Ο οριζώντιος εγκάρσιος οπλισμός στους κόμβους δεν θα είναι λιγότερος από όσο χρειάζεται για τις κολώνες.

Κατασκευές με ΕΠ III

Ο οριζώντιος εγκάρσιος οπλισμός στους κόμβους δοκών-κολώνων δεν θα είναι λιγότερος από όσο χρειάζεται για τις κολώνες με την εξαιρέση κόμβου με δοκό και στις τέσσερις πλευρές της κολώνας, σχεδιασμένο σύμφωνα με το άρθρο 4.4.2.1.3/β ή γ, οπότε ο εγκάρσιος οπλισμός του κόμβου μπορεί να μειωθεί στο μισό από όσο χρειάζεται για τις κολώνες, αλλά η απόσταση ανάμεσα στους συνδέηρες σε κομμάτι περίπτωση δεν θα είναι μεγαλύτερη από δέκα φορές τη διάμετρο των ράβδων της κολώνας ή 200mm, όποιο από τα δύο είναι το λιγώτερο.

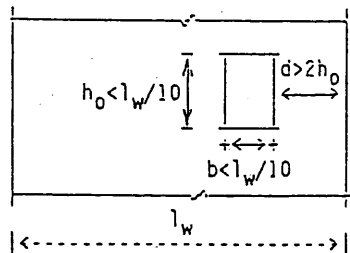
Όταν το πλάτος της κολώνας είναι μεγαλύτερο από το πλάτος του κόμβου, όπως ορίζεται στο Αρ. 4.4.2.1.1, όλος ο οπλισμός κόμψης στη κολώνα που χρειάζεται να δένεται με τη στενή δοκό πρέπει να μπαίνει μέσα στο πλάτος του κόμβου  $b_3 h_c$ . Πρόσθετος διαμήκης οπλισμός κολώνας θα μπαίνει έξω από το πλάτος του κόμβου.

5.4 ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ5.4.1 Γεωμετρικοί περιορισμοί

Το πάχος των τοιχωμάτων δεν πρέπει να είναι λιγώτερο από 150mm.

Ανοίγματα στα τοιχώματα που δεν είναι σε κανονική διάταξη ώστε να δημιουργούν συζευγμένα τοιχώματα πρέπει να αποφεύγονται, εκτός αν η επίδραση στη σεισμική συμπεριφορά του τοιχώματος είναι αμελητέα ή παίρνεται ειδική πρόνοια για τοπική ανάλυση της συμπεριφοράς.

Μπορούν να θεωρηθούν αμελητέα τα ανοίγματα που η μεγαλύτερη τους διάσταση δεν ξεπερνά το 1/10 του πλάτους του τοιχώματος και η απόστασή τους από την άκρη του τοιχώματος ή από άλλο άνοιγμα δεν είναι μικρότερη από το διπλάσιο του ύψους τους. Γύρω σε κάθε άνοιγμα θα μπαίνει ειδικός οπλισμός για να αντικαταστήσει την αντοχή του μέρους που αφαιρείται.



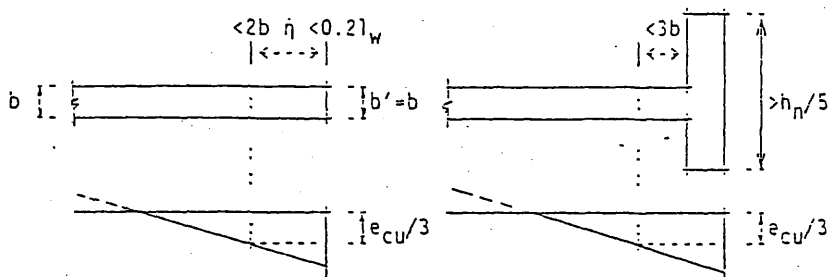
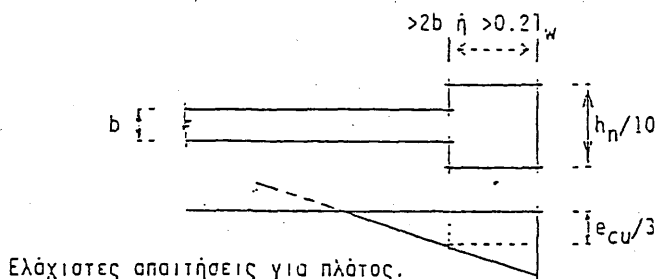
Διαστάσεις ανοιγμάτων σε τοιχώματα που μπορούν να θεωρηθούν αμελητέα.

Κατασκευές με ΕΠ III

Επιπρόσθετα με τις πιο πάνω απαιτήσεις, για κατασκευές με ΕΠ III πρέπει να τηρούνται και τα ακόλουθα:

α) Ο λόγος του ολικού ύψους ( $h_w$ ) προς το μήκος ( $l_w$ ) του τοιχώματος δεν πρέπει να είναι μικρότερος από 2.

β) Το τοπικό πάχος ενός τοιχώματος δεν πρέπει να είναι μικρότερο από το  $h_n/10$ , (όπου  $h_n$  το ύψος του ορόφου) στις περιπτώσεις όπου η μέγιστη ελκυστική παραμόρφωση ξεπερνά την τιμή  $\epsilon_{cu}/3$ . Η τιμή του  $\epsilon_{cu}$  δίνεται από τον κώδικα για Έκτακτο, Αρ. 7.1.2.



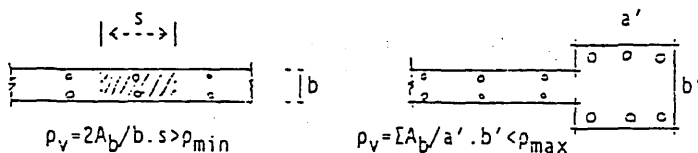
Εξαιρέσεις από τις απαιτήσεις του αρ. 5.5.1 β)

Εξαιρούνται οι περιπτώσεις όπου (1) η απόσταση από την κρίσιμη ίνα, δηλ. όπου το  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}/3$ , από το άκρο του τοιχώματος είναι μικρότερη από  $2b$  ή  $0.21w$  και (2) η απόσταση της κρίσιμης ίνας, από το κάθετο τοίχωμα στο οποίο καταλήγει ο τοίχος, ή από πέλας με πλάτος που δεν είναι μικρότερο από  $h_n/5$ , είναι μικρότερη από  $3b$ .

5.4.2

Κατακόρυφος οπλισμός

Το ποσοστό του ολικού κατακόρυφου οπλισμού δεν θα είναι λιγότερο από 0.25% της διατομής, ή μεγαλύτερο από 4%.



Ορισμός λόγου κατακόρυφου οπλισμού

Θα πρέπει να τοποθετούνται τουλάχιστον 2 σχαρες οπλισμού, μια σε κάθε πλευρά του τοιχώματος.

Η διάμετρος των ράβδων του οπλισμού που θα χρησιμοποιηθεί σε οποιοδήποτε μέρος του τοιχώματος δεν πρέπει να ξεπερνά το  $b/10$ .

Η απόσταση μεταξύ των ράβδων του οπλισμού δεν πρέπει να ξεπερνά τα 300mm. Όπου η διατομή απαιτείται να είναι εγκλιβωτισμένη, η απόσταση μεταξύ των ράβδων δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 200mm.

Διακοπή οπλισμού

Ο κατακόρυφος οπλισμός θα πρέπει να διακόπτεται σύμφωνα με το διάγραμμα των ροπών, προσθέτοντας τα μήκη αγκύρωσης των ράβδων που διακόπτονται.

Ενώσεις οπλισμού

Ενώσεις κατακόρυφου οπλισμού σε περιοχές όπου αναμένεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να αποφεύγονται όπου είναι δυνατόν. Σε καμιά περίπτωση δεν πρέπει να υπάρχουν ενώσεις ράβδων περισσότερες από το 1/3 του οπλισμού σ' αυτές τις περιοχές. Ειδική προσοχή πρέπει να δίνεται για την ένωση του κυρίως (καμπτικού) κατακόρυφου οπλισμού. Οι ενώσεις θα γίνονται εναλλάξ και να απέχουν μεταξύ τους στην κατακόρυφη διεύθυνση, τουλάχιστον το διπλάσιο του απαιτούμενου μήκους ένωσης.

Αμοιβή διακοπής εργασιών

Ο λόγος του κατακόρυφου οπλισμού που περνά διαμέσου αρμού διακοπής εργασιών, πρέπει να είναι τέτοιος ώστε να μπορεί να μεταφέρει ολόκληρη την αντοχή του ακυροδέματος σε τέρμους και δίνεται από τις εξισώσεις:

$$\rho_v = (1.3f_{ctm} - 0.7 \frac{N_d}{A_g}) / f_{yk} > 0.0025 \quad 5.4.2.1$$

όπου

$\rho_v = A_{st}/b_l w$  με  $A_{st}$  τον ολικό κατακόρυφο οπλισμό συμπεριλαμβανομένου και του οπλισμού που βρίσκεται στα ακραία στοιχεία για να αντιστέκεται στην κάμψη.

$A_g$  είναι η ολική διατομή του τοιχώματος συμπεριλαμβανομένων και των ακραίων στοιχείων.

$N_d$  είναι η ελάχιστη ελπιπτική δύναμη στο τοίχωμα. Εάν το τοίχωμα είναι δυνατό να βρεθεί σε τάση, τότε το  $N_d$  θα πρέπει να λαμβάνεται σαν αρνητικό.

5.4.3 Οριζόντιος Οπλισμός Τοιχωμάτων

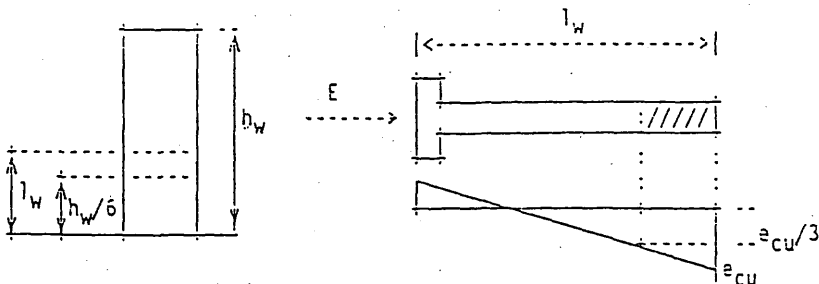
Οι απαιτήσεις για ελάχιστο ποσοστό οπλισμού, μέγιστης διαμέτρου ράβδων και μέγιστης απόστασης ράβδων, πρέπει να είναι οι ίδιες με αυτές για τον κατά μήκος οπλισμό, παραγρ. 5.4.2.

5.4.3.1 Ζώνες με Ειδικό Οριζόντιο Οπλισμό

α) Οι ζώνες των τοιχωμάτων στις οποίες απαιτείται ειδικός οριζόντιος οπλισμός, όπως καθορίζεται στην παρ. (β) πιο κάτω, ορίζονται ως ακολούθως:

Στην κατακόρυφη διεύθυνση πρέπει να επεκτείνονται από την βάση πάνω από το σημείο της πιθανής πλαστικής άρθρωσης που για αυτή την περίπτωση θα πρέπει να θεωρείται ότι είναι το μεγαλύτερο, από το μήκος  $l_w$  ή το 1/6 του ύψους  $h_w$  του τοιχώματος.

Σε κάτση, στις περιπτώσεις όπου η υπολογιζόμενη παραμόρφωση του μπετόν ξεπερνά την τιμή  $\epsilon_{cu}/3$ .



β). Το ποσό του ειδικού εγκάρσιου οπλισμού που πρέπει να τοποθετείται είναι συνάρτηση του υπολογιζομένου βάρους του ουδέτερου άξονα, στην βάση του τοίχου και του επιπέδου πλαστιμότητας, όπως πιο κάτω:

Κατασκευές ΕΠ II: Το βάθος του ουδέτερου άξονα υπολογίζεται για την πιο δυσμενή ροπή  $M_d$  και δίνεται από τον τύπο:

$$\bar{x} = 0.20 \left( \frac{M_{u,d}}{M_d} \right) \cdot l_w \quad 5.4.3.1.1$$

όταν:

- α)  $x \leq \bar{x}$  Ο οριζόντιος οπλισμός θα ικανοποιεί τις απαιτήσεις του 5.4.3. Συνδετήρες για να δένουν τον κατακόρυφο οπλισμό, θα χρησιμοποιούνται σύμφωνα με τον Κώδικα για Ίκυρόδεμα
- β)  $x > \bar{x}$  Ο οριζόντιος οπλισμός θα ικανοποιεί τις απαιτήσεις του 5.2.3.2 (κολώνες με ΕΠ II στις κρίσιμες περιοχές).

Κατασκευές ΕΠ III: Το βάθος του ουδέτερου άξονα υπολογίζεται για την πιο δυσμενή ροπή  $M_d$  και δίνεται από τον τύπο:

$$x = 0.10 \left( \frac{M_{u,d}}{M_d} \right) \cdot l_w \quad 5.4.3.1.2$$

όταν:

- α)  $x \leq \bar{x}$  οριζόντιος οπλισμός πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του 5.2.3.3 (Κολώνες με ΕΠ III σε μη κρίσιμες περιοχές).
- β)  $x > \bar{x}$  ο οριζόντιος οπλισμός πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του 5.2.3.3 (κολώνες με ΕΠ III σε κρίσιμες περιοχές) με τις τιμές των  $\lambda_1$  και  $\lambda_2$  όπως δίνονται στον πιο κάτω πίνακα σαν συνάρτηση του βάρους του ουδέτερου άξονα.

$x/l_w$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70
$\lambda_1$	0.07	0.08	0.09	0.105	0.115	0.125	0.135
$\lambda_2$	0.18	0.205	0.23	0.26	0.285	0.31	0.34

Πίνακας 5.4.3.1. - Τιμές των  $\lambda_1$  &  $\lambda_2$  που θα χρησιμοποιούνται στους τύπους 5.2.3.3.1 και 5.2.3.3.2

#### 5.4.4 Συνδετήριες Δοκοί

Ο διαγώνιος οπλισμός σε κάθε διεύθυνση θα εγκιβωτίζεται με κλειστούς συνδετήρες σύμφωνα με τις απαιτήσεις της Παρ.5.2.3.3 και η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων δεν θα ξεπερνά τα 100mm.

Το ελάχιστο πλάτος των διαγωνίως οπλισμένων δοκών δεν θα είναι λιγότερο από 200mm. Το μήκος αγκύρωσης του διαγώνιου οπλισμού μέσω στα διπλανά τοιχώματα θα αυξάνεται κατά 50% του συνηθισμένου.

#### 5.5 Αγκύρωση και ενώσεις οπλισμού

##### 5.5.1 Γενικό

Πρόσθετα με τους κανόνες του Κώδικα για Ίκυρόδεμα, Κεφ. 17, πρέπει να ικανοποιούνται και οι πιο κάτω απαιτήσεις για να εξασφαλιστεί αξιόπιστη συμπεριφορά σε συνθήκες κυκλικών εναλλαγών φόρτισης που προκαλούνται από τις σεισμικές δράσεις.

Όλες οι ράβδοι οπλισμού πρέπει να είναι σε θέση να αναπτύξουν τη μέγιστη αντοχή τους ( $\gamma_n \cdot f_{ck}$ ) όταν σχηματιστεί πλαστική άρθρωση.

Όλες οι ράβδοι θα θεωρούνται ότι βροκονται σε κατάσταση μη καλής συνόφειας, εκτός όπου η αγκύρωση γίνεται σε περιοχές εγκιβωτισμένες με εγκάρσιο οπλισμό όπου μπορεί να εξασφαλιστεί καλή συνόφεια.

Όταν εφαρμόζεται ο τύπος (Κώδικας για Σκυρόδεμα, Άρθρο 17.4.1.2, τύπος 17.5) σε περιοχές όπου υπάρχει πιθανότητα να σχηματοποιηθούν πλαστικές αρθρώσεις, ο λόγος  $A_{s,csl}/A_{s,eff}$  θα παίρνεται ίσος με 1.

#### 5.5.2 Δοκοί: ανκύρωση διαμήκους οπλισμού

Δοκοί που ενώνονται σε αντίθετες πλευρές μίας κολώνας, θα έχουν τόσο τον άνω όσο και τον κάτω οπλισμό συνεχή μέσα από την κολώνα, όπου είναι δυνατό.

Όταν ο οπλισμός δεν μπορεί να είναι συνεχής μέσα από την κολώνα, λόγω αλλαγής της διατομής της δοκού και στις εξωτερικές κολώνες, ο οπλισμός θα αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο σύμφωνα με το πιο κάτω:

- α) Ο οπλισμός θα επεκτείνεται στο απέναντι πρόσωπο της εγκιβωτισμένης περιοχής και θα αγκυρώνεται ικανοποιητικά για να μπορεί να αναπτύξει την δύναμη διορροής.
- β) Κάθε ράβδος θα καταλήγει σε γωνιά 90° ή ισοδύναμη μέθοδο αγκύρωσης όσο το δυνατό πιο κοντά στο απέναντι πρόσωπο της κολώνας.
- γ) Το μήκος αγκύρωσης θα υπολογίζεται αρχίζοντας από απόσταση 10φ από το πρόσωπο της κολώνας.

Κατασκευές με ΕΠ ΙΙΙ: Όταν οι δοκοί ενώνονται σε απέναντι πλευρές της κολώνας, η μέγιστη διάμετρος των διαμήκων ράβδων που συνεχίζονται μέσα από την κολώνα, δεν πρέπει να ξεπερνά το 1/30 του βήθους της κολώνας (παράλληλα με τη ράβδο).

#### 5.5.3 Κολώνες: Ανκύρωση διαμήκους οπλισμού

Η μέγιστη διάμετρος των διαμήκων ράβδων κολωνών που περνούν μέσα από κόμβο δεν θα ξεπερνά το 1/25 του βήθους της δοκού. Όταν επιτρέπονται πλαστικές αρθρώσεις σε κολώνες μπορεί να φτάσει το 1/30.

Η αγκύρωση των ράβδων της κολώνας στη δοκό θα γίνεται με αγκίστρο 90° ή παρόμοιο τρόπο, όσον είναι δυνατό πιο κοντά στην άνω πλευρά της δοκού. Η κατεύθυνση του οριζώντιου μέρους του αγκίστρου θα είναι προς τον πυρήνα του κόμβου.

Όταν οι κολώνες τελειώνουν στην κορυφή του πλαισίου ή σε κόμβο με θεμέλιο, η αγκύρωση των ράβδων της κολώνας θα θεωρείται ότι αρχίζει σε απόσταση 1/2 του βήθους της δοκού ή 10φ, όποιο είναι μικρότερο, από την είσοδο της ράβδου στον κόμβο.

#### 5.5.4 Ενώσεις διαμήκους οπλισμού

Ενώσεις δεν επιτρέπονται μέσα σε κόμβους κολωνών-δοκών ή σε περιοχές όπου μπορεί να σχηματοποιηθούν πλαστικές αρθρώσεις.

Αν μπορεί να δείχτεί ότι δεν μπορεί να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση, επιτρέπεται η ένωση στα άκρα των κολωνών, αν τοποθετηθούν συνδετήρες με απόσταση μεταξύ τους όχι μεγαλύτερη από 6 διαμέτρους.

Συνδετήρες θα μπαίνουν σε όλο το μήκος που υπάρχουν ενώσεις οπλισμού σε δοκούς και κολώνες. Η απόσταση ανάμεσα στους συνδετήρες δεν θα ξεπερνά τις 10 διαμέτρους της ράβδου που ενώνεται.

Κατασκευές με ΕΠ ΙΙΙ: Πρόσθετα, η απόσταση δεν θα ξεπερνά τα 150mm

Ηλεκτροκολλημένες ενώσεις ή μηχανικές συνδέσεις σύμφωνα με τον Κώδικα για Σκυρόδεμα, Άρθρο 17.4, μπορούν να χρησιμοποιηθούν, αν μόνο μία παρά μία ράβδοι ενώνονται σε κάθε στρώση διαμήκους οπλισμού και η απόσταση ανάμεσα στις ενώσεις διπλών ράβδων είναι 600mm ή περισσότερο, κατά μήκος του άξονα του πλαστικού μέλους.

#### 5.5.5 Αγκύρωση και ενώσεις εγκάρσιου οπλισμού

Ο εγκάρσιος οπλισμός (συνδετήρες) θα αγκυρώνεται με γωνία τουλάχιστο 135° γύρω από μια διαμήκη ράβδο με ελάχιστη επέκταση του ελεύθερου άκρου 10 διαμέτρους. Εναλλακτικά, τα άκρα των συνδετήρων μπορούν να ενώνονται με ηλεκτροκολλήσεις που να μπορούν να αναπτύξουν την πλήρη αντοχή της ράβδου.

Εγκάρσιος οπλισμός δεν θα ενώνεται με απλή παρόθεση σε οκυρόδεμα επικάλυψης, μέσα σε κόμβους ή σε περιοχές που μπορούν να αναπτυχθούν πλαστικές ορθώσεις. Μόνο σε ράβδους με ροβώσεις επιτρέπεται ένωση με απλή παρόθεση.

Όπου η αγκύρωση σπειροειδούς οπλισμού καταλήγει σε γωνία 135° γύρω από διαμήκη ράβδο, η επέκταση πέρα από τη γωνία θα είναι τουλάχιστο 10 διαμέτρους της σπειροειδούς ράβδου.

#### 5.6 Θεμελιώσεις

##### 5.6.1 Επίπεδο θεμελίωσης

Τα θεμέλια μιας κατασκευής πρέπει να βρίσκονται στο ίδιο οριζόντιο επίπεδο. Όπου αυτό δεν είναι πρακτικό, όπως για παράδειγμα σε ιδιαιτέρως δυσμενείς τοπογραφικές ή εδαφολογικές συνθήκες ή συνθήκες διάταξης του κτιρίου, πρέπει να παίρνονται ειδικά μέτρα για να εξασφαλιστεί η ομοιόμορφη συμπεριφορά της κατασκευής στο σεισμό.

##### 5.6.2 Σύνδεση πεδίων

Σε θεμελιώσεις με μεμονωμένα πεδία ή πεδילוδοκούς σε μια κατεύθυνση τα θεμέλια θα ενώνονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς σε δύο κατευθύνσεις για να αποφεύγονται οριζόντιες μετατοπίσεις.

Οι συνδετήριες δοκοί θα συνδέουν τα πεδία ή τις πεδילוδοκούς και όχι τις κολώνες, δηλαδή θα βρίσκονται στο επίπεδο του πεδίου ή της πεδילוδοκού ή θα εφάπτονται με την όνω επιφάνεια των πεδίων.

Οι συνδετήριες δοκοί θα έχουν ελάχιστο πλάτος 250mm και ελάχιστο ύψος 500mm. Σε μονόροφες ή διόροφες κατασκευές επιτρέπεται το ύψος να είναι 400mm.

Κάθε συνδετήρια δοκός πρέπει να είναι σε θέση να παραλάβει εφελκυστική ή θλιπτική αξονική δύναμη τουλάχιστο ίση με το 1/10 του μεγαλύτερου από τα κατακόρυφα φορτία των πεδίων που συνδέει.

Ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός πρέπει να είναι 0.4% άνω και 0.4% κάτω. Ο εγκάρσιος οπλισμός θα είναι συνδετήρες διαμέτρου τουλάχιστον 8mm τοποθετημένων κάθε 20mm. Οι πρόνοιες για αγκύρωση του οπλισμού στις δοκούς θα ισχύουν και για τις συνδετήριες δοκούς.

##### 5.6.3 Αύξηση στις επιτρεπόμενες τόσεις

Κατά τον έλεγχο των θεμελιώσεων επιτρέπεται αύξηση των επιτρεπόμενων τόσεων του εδάφους κατά 30% όταν λαμβάνονται στον υπολογισμό

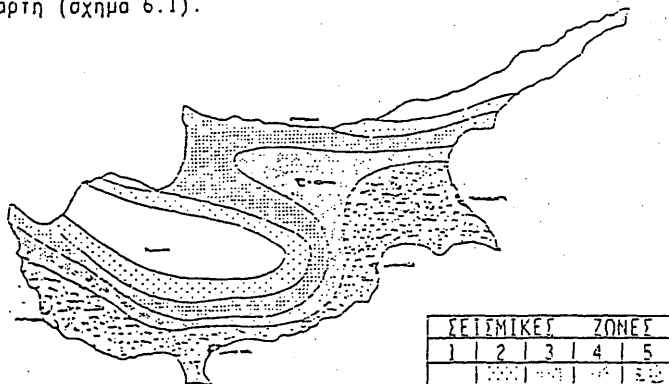


οι δυνάμεις του σεισμού σε συνδυασμό με τα κατακόρυφα φορτία. Σε κομμιό περίπτωση δεν επιτρέπεται μείωση των διαστάσεων των εμελιών που προέκυψαν από υπολογισμό μόνο για κατακόρυφα φορτία.

## 6. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ

### 6.1 Περιφερειακή Σεισμικότητα

Η σεισμική δραστηριότητα στην Κύπρο περιγράφεται από τον πιο κάτω Σεισμικό Χάρτη (σχήμα 6.1).



Σχήμα 6.1

Για σκοπούς υπολογισμού η πιο κατάλληλη παράμετρος είναι η μέγιστη τιμή επιτάχυνσης εδάφους  $A_{max}$ .

### 6.2 Σεισμικές Ζώνες

Για τους σκοπούς αυτού του κώδικα, η Κύπρος χωρίζεται σε πέντε ζώνες με βάση τις σεισμικές εντάσεις που αναμένονται. Για κάθε ζώνη, οι τιμές υπολογισμού για την μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $A_{max}$ , δίνονται στον πίνακα 6.2, σαν ποσοστό του  $g$ .

<u>Ζώνη</u>	<u><math>A_{max}</math></u>
1,2,3	0.075
4	0.10
5	0.15

Πίνακας 6.2: Σεισμικές Ζώνες

### 6.3 Χαρακτηριστικό των σεισμικών δράσεων

Οι σεισμικές δράσεις είναι αποτέλεσμα των ταλαντώσεων του εδάφους που μεταφέρονται στις κατασκευές στη διάρκεια των σεισμών.

Για τους σκοπούς αυτού του κώδικα, η κίνηση του εδάφους περιγράφεται από:

- την μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $A_{max}$  σαν τυχαία μεταβλητή με γνωστή κατανομή.
- το φάσμα απόκρισης για οριζόντια κίνηση για σκληρά εδάφη και ανηγμένο για  $A_{max}=1$ .
- το φάσμα απόκρισης για κατακόρυφη κίνηση μειωμένο στα  $2/3$  του αντίστοιχου φάσματος απόκρισης για οριζόντια κίνηση.

Σε περιοχές όπου η γεωλογική μαρτυρία δείχνει πιθανότητα 'κοντινού τύπου' δονήσεων (για τις οποίες η έννοια του φάσματος απόκρισης δεν είναι ικανοποιητική) ή όπου υπάρχει μεγάλης κλίμακας και βαθειά στρωμάτωση εδάφους (όπου μπορεί να υπάρξει εκλεκτική ενίσχυση), τα αναμενόμενα χαρακτηριστικά της κίνησης του εδάφους θα καθορίζονται με ειδικές μελέτες.

Πιο απλές γεωτεχνικές και μορφολογικές συνθήκες γηπέδου θα παίρνονται υπ όψη-με κατάλληλη τροποποίηση του βασικού φάσματος.

#### 6.4 Σεισμική Δράση Σχεδισμού

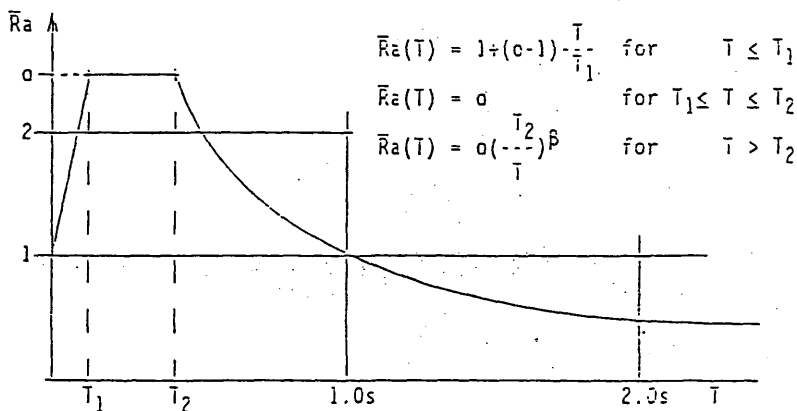
Η σεισμική δράση σχεδισμού είναι από τον ορισμό της, η δράση που όταν χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με άλλα μονίμα και μεταβλητά φορτία για να σχεδιαστούν κατασκευές σύμφωνα με αυτές τις διατάξεις και τις διατάξεις του κώδικα για τις κατασκευές από σκυρόδεμα ικανοποιεί τις γενικές απαιτήσεις που προβάλλονται στο Κεφ. 2, σε σχέση με το καθωρισμένο επίπεδο ασφαλείας.

##### 6.4.1 Ανηγμένο Φάσμα Ελαστικής Απόκρισης

Για τους σκοπούς αυτού του κώδικα, η μορφή του 'πρότυπου' (βραχυδεις συνθήκες ή σταθερό έδαφος) φάσματος απόκρισης ανηγμένο σε μονάδα μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους, δίνεται στο σχ. 6.4.1.

Το φάσμα αναφέρεται σε λόγο απόσβεσης 5 τοις εκατόν.

Σχήματα φασματικής ενίσχυσης, διαφορετικό από αυτό που προτείνεται, μπορούν να υιοθετηθούν σε περιπτώσεις που υπάρχουν ικανοποιητικές ιστορικές ή/και γεωφυσικές μαρτυρίες για το συγκεκριμένο γήπεδο.



Σχ. 6.4.1 Ανηγμένο φάσμα ελαστικής απόκρισης.

Για πιθανότητα μη υπέρβωσης 70-80% :  $a = 2.5$ ,  $\beta = 1.0$   
 Όπου δεν υπάρχουν περισσότερες πληροφορίες:  $T_1 = 0.1s$ ,  $T_2 = 0.4s$

#### 6.4.2 Χαρακτηριστικό Γηπέδου

Όταν δεν υπάρχει περισσότερο λεπτομερειακή γνώση των επιπτώσεων των τοπικών συνθηκών του εδάφους στο χαρακτηριστικά των εδαφικών κινήσεων που φτάνουν στο εργοτάξιο από πιθανές διαφορετικές πηγές, θα ακολουθείται η διαδικασία στα Αρθρα 6.4.2.1/2/3.

##### 6.4.2.1 Κατηγορίες εδαφών

Οι επιπτώσεις των συνθηκών γηπέδου στην απόκριση του κτιρίου θα καθορίζονται με βάση τις κατηγορίες εδαφών που αρίζονται πιο κάτω:

ΕΛΑΦΟΣ S1: βράχος οποιουδήποτε χαρακτήρα, είτε σχιστολιθικός ή κρυσταλλικός (υλικό που μπορεί να χαρακτηρίζεται από ταχύτητα εγκάρσιου κύματος μεγαλύτερη από  $800\text{m/s}$ ) ή συνθήκες σκληρού εδάφους όπου το βάθος του εδάφους είναι λιγότερο από 60μ. και ο τύπος των εδαφών πάνω από τον βράχο είναι σταθερά αποθέματα άμμων, σκύρων ή σκληρών αργίλλων.

ΕΛΑΦΟΣ S2: βαθειά, κοκκώδη ή σκληρά αργιλλικά εδάφη όπου το βάθος του εδάφους ξεπερνά τα 60μ. και τα εδάφη πάνω από το βράχο είναι σταθερά αποθέματα άμμων, σκύρων ή σκληρών αργίλλων.

ΕΛΑΦΟΣ S3: μαλακά ως μέτρια σκληρά αργιλλικά και αμμώδη εδάφη που χαρακτηρίζονται από 10μ. ή περισσότερα μαλακής ως μέτριας σκληρής αργίλλου με ή χωρίς ενδιάμεσα στρώματα άμμων και άλλων μη συνεκτικών εδαφών.

Σε τόπους όπου τα χαρακτηριστικά του εδάφους δεν είναι γνωστά σε αρκετή λεπτομέρεια για να καθοριστεί η κατηγορία εδάφους, ή όπου το έδαφος δεν ταιριάζει με κομμάτι από τις τρεις κατηγορίες, θα χρησιμοποιείται η κατηγορία εδάφους S2.

Ειδικές επιτόπιες και εργαστηριακές μελέτες πρέπει να γίνονται για να εξακριβωθούν οι δυνατότητες και οι συνθήκες για την κατασκευή οικοδομών σε περιπτώσεις όπου μπορεί να υπάρξει:

- α) δυναμική αστάθεια από ρευστοποίηση άμμων ή άλλων εδαφών.
- β) πολύ μεγάλες καθιζήσεις,
- γ) κατολισθήσεις ή πτώσεις βράχων, και
- δ) ρηγματώσεις.

Αν δεν είναι απόλυτα αναγκαίο, δεν πρέπει να κτίζονται κτίρια σε τέτοια εδάφη.

##### 6.4.2.2 Συντελεστής Γηπέδου

Ο συντελεστής γηπέδου S χρησιμοποιείται για να τροποποιεί το πρότυπο φάσμα ελαστικής απόκρισης για να πάρει υπόψη τις συνθήκες γηπέδου. Οι τιμές του δίνονται στον πίνακα 6.4.2.2.

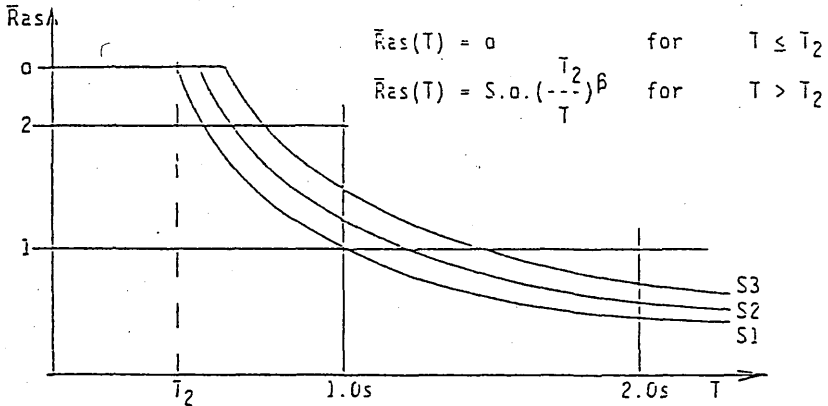
Κατηγορία Εδάφους	S1	S2	S3
Συντελεστής Γηπέδου S	1.00	1.20	1.50

Πίνακας 6.4.2.2

## 6.4.3

Ανηγμένο φάσμα ελαστικής απόκρισης γηπέδου

Τα ανηγμένο φάσμα ελαστικής απόκρισης φαίνονται στο σχήμα 6.4.3, και οι τεταγμένες τους ορίζονται οι μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές:



Σχ. 6.4.3 Ανηγμένο φάσμα απόκρισης γηπέδου

Αν δεν υπάρχουν ειδικές πληροφορίες για το εργατόξιο στις  $T_2$ , ο και  $\beta$ , μπορούν να εσθθούν οι τιμές που προτείνονται στο 6.4.1.

Φάσματα για κατακόρυφες ταλαντώσεις μπορούν να οριστούν με ικανοποιητική ακρίβεια πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες των φασμάτων για οριζόντιες ταλαντώσεις με συντελεστή 2/3.

## 6.4.4

Φάσμα Απόκρισης Στεγνισμού

Οι τεταγμένες του υπολογιστικού φάσματος απόκρισης δίνονται πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του ανηγμένου φάσματος απόκρισης γηπέδου, με τους συντελεστές:

$$R_s = \bar{R}_{es} \cdot I \cdot \frac{A_{max}}{K}$$

όπου:

- I είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας όπως ορίζεται στο Κεφ. 3.2
- K είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που δίνεται στον πίνακα 4.1.3.
- $A_{max}$  είναι η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους για την σχετική σεισμική ζώνη όπως δίνεται στον πίνακα 6.2.

Ποσόρτημα Α - Συμβολισμοί

## ΚΕΦΑΛΑΙΑ ΛΑΤΙΝΙΚΑ

- $A_{max}$  Μέγιστη επιτάχυνση εδάφους. (6.2)  
 $A_c$  Εμβαδόν εγκλιβωτισμένου σκυροδέματος.  
 $A_g$  Ολικό εμβαδόν σκυροδέματος.  
 $A_s$  Οπλισμός δοκού σε εφελκυσμό.  
 $A'_s$  Οπλισμός δοκού σε έλιψη.  
 $A_{s1}$  Εμβαδο διατομής άνω οπλισμού σε κόμβο. (4.3.1.3)  
 $A_{s2}$  Εμβαδο διατομής κάτω οπλισμού σε κόμβο. (4.3.1.3)  
 $C_d$  Σεισμικός Συντελεστής σχεδιασμού. (4.2.4.1)  
 $C_g$  Κέντρο Μάζας. (4.2.1.1)  
 $C_k$  Κέντρο Ακαμψίας. (4.2.1.1)  
 $E$  Σεισμική Δράση. (4.1.4.1)  
 $F_{id}$  Οριζόντια Δύναμη Σχεδιασμού στον όροφο  $i$ . (4.2.4.1)  
 $G$  Μόνιμες Δράσεις. (4.1.4)  
 $I$  Συντελεστής οπουδαιότητας κατασκευής. (3.2)  
 $K$  Συντελεστής συμπεριφοράς κατασκευής. (4.1.3)  
 $M_d$  Καμπτική ροπή σχεδιασμού. (4.3.1.4.5)  
 $M_{u,d}$  Οριακή ροπή αντοχής σε κάμψη υπολογισμένη με χρήση των επί μέρους συντελεστών ασφάλειας για σκυρόδεμα και οπλισμό. (4.3.1.4.5)  
 $M_{u,d}^+$  Οριακή ροπή αντοχής σε κάμψη υπολογισμένη με τις χαρακτηριστικές τιμές οπλισμού και σκυροδέματος. (4.3.1.4.5)  
 $N_d$  Αξονική θλιπτική δύναμη σχεδιασμού.  
 $Q$  Μεταβλητές δράσεις. (4.1.4)  
 $R_d$  Αντοχή σχεδιασμού. (4.5.2)  
 $S$  Συντελεστής εδάφους. (4.2.4.1, 6.4.2.2)  
 $S_d$  Δράση σχεδιασμού. (4.1.4)  
 $S_i$  Δείκτης κατηγορίας εδάφους (6.4.2.1)  
 $T$  Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου. (4.2.4.1)  
 $V_{cd}$  Αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα που συνεισφέρει το σκυρόδεμα σε διατομή δοκού ή κολώνας. (4.3.1.3, 4.4.1.4)  
 $V_d$  Τέμνουσα σχεδιασμού.  
 $V_{jh}$  Οριζόντια τέμνουσα κόμβου. (4.3.1.3)  
 $V_{jv}$  Κατακόρυφη τέμνουσα κόμβου. (4.3.1.4)  
 $V_{Rd}$  Αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. (4.4.1.4)  
 $V_{Sd}$  Δράση τέμνουσα σχεδιασμού. (4.4.1.4)  
 $W_i$  Συνολικό φορτίο βαρύτητας στον όροφο  $i$ . (4.2.4.1)

Άλλα σύμβολα ορίζονται στα σχετικά κεφάλαια.