

ICS 91.120.25

Ελληνική απόδοση

Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός

Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια

Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben

Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments Teil 1 . Grundlagen; Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten

Ο παρών Ευρωκώδικας εγκρίθηκε από τη CEN στις 23 Απριλίου 2004.

Τα μέλη της CEN δεσμεύονται να συμμορφωθούν με τους Εσωτερικούς Κανονισμούς της CEN/ CENELEC οι οποίοι θέτουν τους όρους υπό τους οποίους ο παρών Ευρωκώδικας θα λάβει την υπόσταση ενός εθνικού προτύπου, χωρίς καμία τροποποίηση. Επικαιροποιημένοι κατάλογοι τέτοιων εθνικών προτύπων καθώς και οι σχετικές βιβλιογραφικές παραπομπές μπορούν να αποκτηθούν κατόπιν σχετικής αίτησης στο Κέντρο Διαχείρισης ή σε οποιοδήποτε μέλος της CEN.

Ο παρών Ευρωκώδικας διατίθεται σε τρεις επίσημες εκδοχές (Αγγλική, Γαλλική, Γερμανική). Η απόδοση σε μια άλλη γλώσσα, όταν η μετάφραση γίνεται με ευθύνη μέλους της CEN και κοινοποιείται στο Κέντρο Διαχείρισης, έχει την ίδια υπόσταση με τις επίσημες εκδοχές.

Τα μέλη της CEN είναι οι εθνικοί οργανισμοί τυποποίησης των εξής χωρών: Αυστρία, Βέλγιο, Κύπρος, Δημοκρατία της Τσεχίας, Δανία, Εσθονία, Φιλανδία, Γαλλία, Γερμανία, Ελλάδα, Ουγγαρία, Ισλανδία, Ιρλανδία, Ιταλία, Λεττονία, Λιθουανία, Λουξεμβούργο, Μάλτα, Ολλανδία, Νορβηγία, Πολωνία, Πορτογαλία, Σλοβακία, Σλοβενία, Ισπανία, Σουηδία, Ελβετία και Μεγάλη Βρετανία.



European Committee for Standardisation

Comité Européen de Normalisation

Europäisches Komitee für Normung

Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση

Κεντρική γραμματεία: rue de Stassart 36, B-1050 Brussels

118 εεγ.
+ 3

10^{ος}/'12

1 ΓΕΝΙΚΑ

1.1 Πεδίο Εφαρμογής

P: principle

1.1.1 Πεδίο Εφαρμογής του EN 1998

(1)P Το EN 1998 εφαρμόζεται στην μελέτη και κατασκευή κτιρίων και έργων πολιτικού μηχανικού σε σεισμικές περιοχές. Στόχος του είναι να διασφαλίσει ότι σε περίπτωση σεισμού:

- θα παρέχεται προστασία της ανθρώπινης ζωής,
- οι βλάβες θα είναι περιορισμένες, και
- έργα που είναι σημαντικά για την αστική προστασία θα παραμένουν σε λειτουργία.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τυχαία φύση των σεισμικών γεγονότων και οι περιορισμένοι διαθέσιμοι πόροι για την αντιμετώπιση των αποτελεσμάτων τους καθιστούν την επίτευξη των στόχων αυτών μόνον μερικώς πιθανή και μετρήσιμη μόνον σε πιθανολογικούς όρους. Η έκταση της προστασίας που μπορεί να παρασχεθεί σε διαφορετικές κατηγορίες κτιρίων, η οποία είναι δυνατό να μετρηθεί μόνον σε πιθανολογικούς όρους, είναι θέμα βελτιστοποίησης της κατανομής πόρων και επομένως αναμένεται να διαφέρει από χώρα σε χώρα, ανάλογα με την σπουδαιότητα του σεισμικού κινδύνου σε σχέση με κινδύνους άλλης προέλευσης καθώς και με τους διαθέσιμους γενικούς οικονομικούς πόρους.

(2)P Ειδικά έργα, όπως πυρηνικοί σταθμοί παραγωγής ενέργειας, θαλάσσια έργα και μεγάλα φράγματα δεν περιλαμβάνονται στο πεδίο εφαρμογής του EN 1998.

(3)P Το EN 1998 περιέχει μόνον τις διατάξεις εκείνες οι οποίες πρέπει να εφαρμόζονται στην μελέτη φορέων σε σεισμικές περιοχές, πρόσθετα προς τις διατάξεις των άλλων σχετικών Ευρωκωδίκων. Από την άποψη αυτή, συμπληρώνει τους άλλους Ευρωκώδικες.

(4) Το EN 1998 υποδιαιρείται σε διάφορα ξεχωριστά Μέρη (βλέπε 1.1.2 και 1.1.3).

1.1.2 Πεδίο εφαρμογής του EN 1998-1

(1) Το EN 1998-1 εφαρμόζεται στην μελέτη κτιρίων και έργων πολιτικού μηχανικού σε σεισμικές περιοχές. Υποδιαιρείται σε 10 Κεφάλαια, ορισμένα από τα οποία είναι αφιερωμένα αποκλειστικά στην μελέτη κτιρίων.

(2) Το Κεφάλαιο 2 του EN 1998-1 περιέχει τις βασικές απαιτήσεις συμπεριφοράς και τα κριτήρια συμμόρφωσης που εφαρμόζονται σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού σε σεισμικές περιοχές.

(3) Το Κεφάλαιο 3 του EN 1998-1 περιέχει κανόνες για την προσομοίωση των σεισμικών δράσεων και για τον συνδυασμό τους με άλλες δράσεις. Ορισμένοι τύποι φορέων, που εξετάζονται στα EN 1998-2 έως EN 1998-6, απαιτούν συμπληρωματικούς κανόνες που δίνονται στα Μέρη αυτά.

(4) Το Κεφάλαιο 4 του EN 1998-1 περιέχει γενικούς κανόνες μελέτης ειδικά για κτίρια.

(5) Τα Κεφάλαια 5 έως 9 του EN 1998-1 περιέχουν ειδικούς κανόνες για διάφορα δομικά υλικά και στοιχεία που αφορούν ειδικά κτίρια όπως αναλύονται παρακάτω:

- Κεφάλαιο 5: Ειδικοί κανόνες για κτίρια από σκυρόδεμα.
- Κεφάλαιο 6: Ειδικοί κανόνες για κτίρια από χάλυβα
- Κεφάλαιο 7: Ειδικοί κανόνες για σύμμικτα κτίρια από χάλυβα και σκυρόδεμα.
- Κεφάλαιο 8: Ειδικοί κανόνες για κτίρια από ξύλο.
- Κεφάλαιο 9: Ειδικοί κανόνες για κτίρια από τοιχοποιία.

(6) Το Κεφάλαιο 10 περιέχει τις θεμελιώδεις απαιτήσεις και άλλα σχετικά μελετητικά θέματα και θέματα ασφάλειας που αφορούν σεισμική μόνωση φορέων και ειδικότερα την σεισμική μόνωση κτιρίων.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Ειδικοί κανόνες για την σεισμική μόνωση γεφυρών αναπτύσσονται στο ΕΝ 1998-2.

(7) Το Παράρτημα C περιέχει πρόσθετα στοιχεία που αφορούν την μελέτη οπλισμού πλακών σε σύμμικτες δοκούς από χάλυβα και σκυρόδεμα σε κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων πλαισίων.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Το πληροφοριακό Παράρτημα A και το πληροφοριακό Παράρτημα B περιέχουν πρόσθετα στοιχεία σχετικά με το ελαστικό φάσμα απόκρισης και με την μετακίνηση-στόχο για μη-γραμμική στατική ανάλυση.

1.1.3 Άλλα Μέρη του ΕΝ 1998

(1)P Τα άλλα Μέρη του ΕΝ 1998 περιέχουν, πρόσθετα προς το ΕΝ 1998-1, τα ακόλουθα:

- το ΕΝ 1998-2 περιέχει ειδικές διατάξεις που αφορούν γέφυρες.
- το ΕΝ 1998-3 περιέχει ειδικές διατάξεις για σεισμική αποτίμηση και εκ των υστέρων ενίσχυση υπαρχόντων κτιρίων.
- το ΕΝ 1998-4 περιέχει ειδικές διατάξεις που αφορούν σιλό, δεξαμενές και αγωγούς.
- το ΕΝ 1998-5 περιέχει ειδικές διατάξεις που αφορούν θεμελιώσεις, τοίχους αντιστήριξης και γεωτεχνικά θέματα.
- το ΕΝ 1998-6 περιέχει ειδικές διατάξεις που αφορούν πύργους, ιστούς και καπνοδόχους.

1.2 Κανονιστικές αναφορές

(1)P Το παρόν Ευρωπαϊκό Πρότυπο περιέχει χρονολογημένες ή μη χρονολογημένες αναφορές, σε διατάξεις από άλλες δημοσιεύσεις. Αυτές οι κανονιστικές αναφορές γίνονται σε κατάλληλες θέσεις στο κείμενο και οι δημοσιεύσεις παρατίθενται κατωτέρω. Για τις χρονολογημένες αναφορές, τυχόν περαιτέρω τροποποιήσεις ή αναθεωρήσεις σε οποιεσδήποτε από αυτές τις δημοσιεύσεις ισχύουν για το παρόν Ευρωπαϊκό Πρότυπο μόνο όταν ενσωματωθούν σε αυτό με τροποποίηση ή αναθεώρηση. Για τις μη χρονολογημένες αναφορές ισχύει η τελευταία έκδοση της δημοσίευσης η οποία αναφέρεται (συμπεριλαμβανομένων τυχόν τροποποιήσεων).

1.2.1 Γενικά πρότυπα αναφοράς

- EN 1990 Ευρωκώδικας – Βάσεις στατικής μελέτης
- EN 1992-1-1 Ευρωκώδικας 2 – Μελέτη φορέων από σκυρόδεμα – Μέρος 1-1: Γενικά – Κοινοί κανόνες για κτίριο και έργα πολιτικού μηχανικού
- EN 1993-1-1 Ευρωκώδικας 3 – Μελέτη φορέων από χάλυβα – Μέρος 1-1: Γενικά – Γενικοί κανόνες
- EN 1994-1-1 Ευρωκώδικας 4 – Μελέτη σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα – Μέρος 1-1: Γενικά – Κοινοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
- EN 1995-1-1 Ευρωκώδικας 5 – Μελέτη φορέων από ξύλο – Μέρος 1-1: Γενικά – Κοινοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
- EN 1996-1-1 Ευρωκώδικας 6 – Μελέτη φορέων από τοιχοποιία – Μέρος 1-1: Γενικά – Κανόνες για οπλισμένη ή μη οπλισμένη τοιχοποιία
- EN 1997-1 Ευρωκώδικας 7 – Γεωτεχνικές μελέτες – Μέρος 1: Γενικοί κανόνες

1.2.2 Κώδικες Αναφοράς και Πρότυπα

(1)P Για την εφαρμογή του EN 1998, θα γίνεται αναφορά στο EN 1990, στο EN 1997 και στο EN 1999.

(2) Το EN 1998 περιέχει και άλλες κανονιστικές αναφορές που γίνονται σε κατάλληλα σημεία στο κείμενο. Αυτές παρατίθενται παρακάτω:

- ISO 1000 Το διεθνές σύστημα μονάδων (SI) και η εφαρμογή του.
- EN 1090-1 Κατασκευή φορέων από χάλυβα – Μέρος 1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.
- prEN 12512 Φορείς από ξύλο – Μέθοδοι δοκιμών – Ανακυκλικές δοκιμές αρμών με μηχανικούς συνδεσμούς.

1.3 Υποθέσεις

(1) Η ακόλουθη υπόθεση ισχύει, πρόσθετα προς τις γενικές υποθέσεις του EN 1990:2002, 1.3.

(2)P Υποτίθεται ότι δεν θα λάβει χώρα οποιαδήποτε αλλαγή στον φορέα κατά την φάση κατασκευής ή κατά την διάρκεια της υπόλοιπης ζωής του φορέα, εκτός αν παρέχεται κατάλληλη αιτιολόγηση και έλεγχος. Λόγω της ιδιαιτερης φύσης της σεισμικής απόκρισης αυτό ισχύει ακόμη και σε περίπτωση αλλαγών που οδηγούν σε αυξηση της φέρτοισας ικανότητας. ✓

1.4 Διαφοροποίηση μεταξύ αρχών και κανόνων εφαρμογής

(1) Ισχύουν οι κανόνες του 1990:2002, 1.4.

1.5 Όροι και ορισμοί

1.5.1 Όροι κοινοί για όλους τους Ευρωκώδικες

(1) Ισχύουν οι όροι και ορισμοί που δίνονται στο EN 1990:2002, 1.5.

1.5.2 Επιπλέον όροι που χρησιμοποιούνται στο EN 1998

(1) Οι κατωτέρω όροι χρησιμοποιούνται στο EN 1998 με τις ακόλουθες σημασίες:

συντελεστής συμπεριφοράς

συντελεστής που χρησιμοποιείται για λόγους μελέτης για την μείωση των δυνάμεων που προκύπτουν από γραμμική ανάλυση ώστε να ληφθεί υπόψη η μη-γραμμική απόκριση του φορέα, και ο οποίος εξαρτάται από το υλικό, το στατικό σύστημα και τις μεθόδους ελέγχου. design procedures

μέθοδος ικανοτικού σχεδιασμού

μέθοδος σχεδιασμού κατά την οποίαν επιλέγονται στοιχεία του στατικού συστήματος, τα οποία μελετώνται κατάλληλα και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται κατά τέτοιον τρόπο ώστε να αποδίδουν ενέργεια υπό μεγάλες παραμορφώσεις ενώ σε όλα τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία παρέχεται επαρκής αντοχή ώστε να εξασφαλίζεται ο προβλεπόμενος τρόπος απόδοσης ενέργειας.

φορέας με απόδοση ενέργειας

φορέας που διαθέτει ικανότητα απόδοσης ενέργειας μέσω πλάστιμης υστερητικής συμπεριφοράς και/ή μέσω άλλων μηχανισμών.

ζώνες απόδοσης ενέργειας

προκαθορισμένα τμήματα φορέα με απόδοση ενέργειας όπου εντοπίζονται κυρίως οι ικανότητες απόδοσης

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Τα μέρη αυτά καλούνται επίσης κρίσιμες περιοχές.

;

δυναμικά ανεξάρτητη μονάδα

φορέας ή τμήμα του φορέα που υποβάλλεται άμεσα στην εδαφική κίνηση και η απόκριση του οποίου δεν επηρεάζεται από την απόκριση παρακείμενων μονάδων ή φορέων.

συντελεστής σπουδαιότητας

συντελεστής σχετικός με τις συνέπειες αστοχίας του φορέα.

φορέας χωρίς απόδοση ενέργειας

φορέας που σχεδιάζεται για μία συγκεκριμένη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η μη-γραμμική συμπεριφορά του υλικού.

μη φέρον στοιχείο

αρχιτεκτονικό, μηχανικό ή ηλεκτρικό στοιχείο, σύστημα ή μέρος το οποίο λόγω έλλειψης αντοχής ή τρόπου σύνδεσης με τον φορέα, δεν θεωρείται φέρον στοιχείο στην σεισμική μελέτη.

κατ οι σαιχοδαγρίωνεις

6.5.4.3.6.1(1)/P 5
5.2.3.6(5)

κύρια σεισμικά μέλη

μέλη που θεωρούνται μέρος του φέροντος συστήματος που αναλαμβάνει την σεισμική δράση, τα οποία συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και ελέγχονται και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται ώστε να έχουν αντοχή σε σεισμό σύμφωνα με τους κανόνες του EN 1998.

δευτερεύοντα σεισμικά μέλη

μέλη που δεν θεωρούνται ως μέρος του αντισεισμικού φέροντος συστήματος και των οποίων η αντοχή και η δυσκαμψία σε σεισμικές δράσεις αγνοείται.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Τα στοιχεία αυτά δεν χρειάζεται να συμπορφώνονται με όλους τους κανόνες του EN 1998, αλλά ελέγχονται και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται έτσι ώστε να διατηρούν την ικανότητα ανάληψης φορτίων βαρύτητας υπό τις μετακινήσεις που προκαλούνται από την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

1.6 Σύμβολα

~~↳ 3.3 4.2.2, 5.2.3.6 5.5.7~~

1.6.1 Γενικά

(1) Εφαρμόζονται τα σύμβολα του EN 1990:2002, 1.6. Για σύμβολα που δεν έχουν άμεση σχέση με σεισμούς ισχύουν οι διατάξεις των σχετικών Ευρωκωδίκων.

(2) Επιπλέον σύμβολα που χρησιμοποιούνται σε σχέση με σεισμικές δράσεις ορίζονται στο κείμενο, στις θέσεις που εμφανίζονται, για ευκολία χρήσης. Τα σύμβολα που χρησιμοποιούνται συχνότερα στο EN 1998-1 παρατίθενται και ορίζονται στις 1.6.2 και 1.6.3.

2 ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΥΜΜΟΡΦΩΣΗΣ

2.1 Θεμελιώδεις απαιτήσεις

(1)P Οι φορείς σε σεισμικές περιοχές θα σχεδιάζονται και θα κατασκευάζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να καλύπτονται με ικανοποιητική αξιοπιστία οι ακόλουθες απαιτήσεις.

- Απαίτηση μη-κατάρρευσης.

Ο φορέας θα σχεδιάζεται και θα κατασκευάζεται ώστε να αναλαμβάνει την σεισμική δράση σχεδιασμού που καθορίζεται στο Κεφάλαιο 3 χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένοντα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με: α) την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, P_{NCR} , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς, T_{NCR} , και β) τον συντελεστή σπουδαιότητας η (βλ. EN 1990:2002 και (2)P και (3)P της παρούσας) ώστε να ληφθεί υπόψη διαφοροποίηση αξιοπιστίας.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Η τιμή στις P_{NCR} ή σε T_{NCR} για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενες τιμές είναι $P_{NCR} = 10\%$ και $T_{NCR} = 475$ έτη.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Η τιμή της πιθανότητας υπέρβασης P_R , σε T_L έτη ενός συγκεκριμένου επιπέδου σεισμικής δράσης σχετίζεται με την μέση περίοδο επαναφοράς, T_R αυτού του επιπέδου σεισμικής δράσης με την έκφραση $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$. Επομένως, για δεδομένη T_L , η σεισμική δράση μπορεί να καθορισθεί ισοδύναμα από την μέση περίοδο επαναφοράς της, T_R , ή από την πιθανότητα υπέρβασής της P_R σε T_L έτη.

- Απαίτηση περιορισμού βλαβών.

Ο φορέας θα σχεδιάζεται και θα κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την "απαίτηση περιορισμού βλαβών" έχει πιθανότητα υπέρβασης, P_{DLR} , σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς, T_{DLR} . Ελλείψει ακριβέστερων πληροφοριών, ο συντελεστής μείωσης της σεισμικής δράσης σχεδιασμού που ορίζεται στην 4.4.3.2 (2) για τον έλεγχο της απαίτησης περιορισμού βλαβών μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της σεισμικής δράσης.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3 Οι τιμές που αποδίδονται στις P_{DLR} ή στην T_{DLR} για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενες τιμές είναι $P_{DLR} = 10\%$ και $T_{DLR} = 95$ έτη.

(2)P Η αξιοπιστία-στόχος για την απαίτηση μη-κατάρρευσης και για την απαίτηση περιορισμού βλαβών καθορίζονται από τις Εθνικές Αρχές για τους διαφορετικούς τύπους κτιρίων ή έργων πολιτικού μηχανικού βάσει των συνεπειών της αστοχίας.

(3)P Διαφοροποίηση της αξιοπιστίας εφαρμόζεται μέσω της ταξινόμησης των φορέων σε διαφορετικές κατηγορίες σπουδαιότητας. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας

καθορίζεται ένας συντελεστής σπουδαιότητας η . Όπου είναι εφικτό, αυτός ο συντελεστής πρέπει να λαμβάνει τέτοια τιμή ώστε να αντιστοιχεί σε υψηλότερη ή χαμηλότερη τιμή της περιόδου επαναφοράς του σεισμικού γεγονότος (σε σχέση με την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς) ανάλογα με την περίπτωση για την μελέτη της συγκεκριμένης κατηγορίας φορέων (βλ. 3.2.1(3)).

(4) Τα διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας λαμβάνονται με πολλαπλασιασμό της σεισμικής δράσης αναφοράς ή –εφόσον χρησιμοποιείται γραμμική ανάλυση– των αντίστοιχων εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων, με αυτόν τον συντελεστή σπουδαιότητας. Λεπτομερείς οδηγίες σχετικά με τις κατηγορίες σπουδαιότητας και τους αντίστοιχους συντελεστές σπουδαιότητας παρέχονται στα σχετικά Μέρη του EN 1998.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Στις περισσότερες περιοχές το ετήσιο ποσοστό υπέρβασης $H(a_{gR})$, της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} μπορεί να ληφθεί ότι μεταβάλλεται με την a_{gR} ως εξής: $H(a_{gR}) \sim k_0 a_{gR}^{-k}$. Η τιμή του εκθέτη k εξαρτάται από την σεισμικότητα, αλλά εν γένει είναι της τάξεως του 3. Συνεπώς, εάν η σεισμική δράση καθορίζεται από την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} , η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας η που πολλαπλασιάζει τη σεισμική δράση αναφοράς για να επιτευχθεί η ίδια πιθανότητα υπέρβασης σε T_L έτη όπως στα T_{LR} έτη για τα οποία καθορίζεται η σεισμική δράση αναφοράς, μπορεί να υπολογιστεί ως $\eta \sim (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$. Εναλλακτικά, η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας η που πρέπει να πολλαπλασιάσει τη σεισμική δράση αναφοράς για να επιτευχθεί μια τιμή της πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης, P_L , σε T_L έτη διαφορετική από την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης P_{LR} , κατά τη διάρκεια των ίδιων ετών T_L , μπορεί να υπολογιστεί ως $\eta \sim (P_L/P_{LR})^{-1/k}$.

2.2 Κριτήρια συμμόρφωσης

2.2.1 Γενικά

(1)P Προκειμένου να ικανοποιηθούν οι θεμελιώδεις απαιτήσεις της 2.1, θα ελέγχονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις (βλ. 2.2.2 και 2.2.3):

- οριακές καταστάσεις αστοχίας,
- καταστάσεις περιορισμού βλαβών.

Οριακές καταστάσεις αστοχίας είναι εκείνες που συνδέονται με κατάρρευση ή άλλες μορφές δομικής αστοχίας που ενδέχεται να είναι επικίνδυνες για την ανθρώπινη ασφάλεια.

Καταστάσεις περιορισμού βλαβών είναι εκείνες που συνδέονται με βλάβες πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται πλέον οι προδιαγεγραμμένες απαιτήσεις λειτουργίας.

(2)P Προκειμένου να περιοριστούν οι αβεβαιότητες και για να διευκολυνθεί η καλή συμπεριφορά των φορέων υπό την επίδραση σεισμικών δράσεων ισχυρότερων από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, θα λαμβάνονται επίσης διάφορα κατάλληλα συγκεκριμένα μέτρα (βλ. 2.2.4).

κανονισμένες

(3) Για ξεκάθαρα ορισμένες κατηγορίες φορέων σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας (βλ. 3.2.1 (4)), οι θεμελιώδεις απαιτήσεις μπορούν να ικανοποιηθούν με την εφαρμογή κανόνων απλούστερων από εκείνους που δίνονται στα σχετικά Μέρη του EN 1998.

(4) Σε περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας, δεν χρειάζεται να τηρούνται οι διατάξεις EN 1998 (βλ. 3.2.1(5) και τις σχετικές Σημειώσεις για τον καθορισμό των περιπτώσεων πολύ χαμηλής σεισμικότητας)

(5) Συγκεκριμένοι κανόνες για "απλά κτίρια από τοιχοποιία" δίνονται στο Κεφάλαιο 9. Με την προσαρμογή σε αυτούς τους κανόνες, τέτοια "απλά κτίρια από τοιχοποιία" κρίνονται ότι ικανοποιούν τις θεμελιώδεις απαιτήσεις του EN 1998-1 χωρίς αναλυτικούς ελέγχους ασφαλείας.

2.2.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

(1)P Ο φορέας θα ελέγχεται ώστε να εξασφαλισθεί ότι έχει την αντοχή και την ικανότητα απόδοσης ενέργειας που καθορίζονται στα σχετικά Μέρη του EN 1998.

(2) Η αντοχή και η ικανότητα απόδοσης ενέργειας που θα καθοριστούν για τον φορέα εξαρτώνται από τον βαθμό εκμετάλλευσης της μη γραμμικής απόκρισής του. Σε ποσοτικούς όρους, το ισοζύγιο αυτό μεταξύ αντοχής και ικανότητας απόδοσης ενέργειας χαρακτηρίζεται από τις τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς φ και την κατηγορία πλαστιμότητας, που δίνεται στα σχετικά μέρη του EN 1998. Στην οριακή περίπτωση μελέτης φορέων που κατατάσσονται στην κατηγορία χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας (χωρίς απαιτήσεις απόδοσης ενέργειας), δεν λαμβάνεται υπόψη οποιαδήποτε υστερητική απόδοση ενέργειας, ο δε συντελεστής συμπεριφοράς δεν επιτρέπεται να ληφθεί μεγαλύτερος από την τιμή 1.5, η οποία θεωρείται ότι αντιπροσωπεύει υπεραντοχές. Για χαλύβδινα ή σύμμικτα κτίρια από σκυρόδεμα και χάλυβα, η οριακή αυτή τιμή του συντελεστή φ μπορεί να ληφθεί μεταξύ 1.5 και 2 (βλ. Σημείωση 1 του πίνακα 6.1 ή Σημείωση 1 του πίνακα 7.1, αντίστοιχα). Για φορείς με απαιτήσεις απόδοσης ενέργειας (πλάστιμους) ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται μεγαλύτερος από αυτές τις οριακές τιμές, και αντιπροσωπεύει την υστερητική απόδοση ενέργειας που εμφανίζεται κυρίως σε ζώνες ειδικού σχεδιασμού, που αποκαλούνται ζώνες απόδοσης ενέργειας ή κρίσιμες περιοχές.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς φ πρέπει να περιορίζεται από την οριακή κατάσταση δυναμικής ευστάθειας του φορέα και από τις βλάβες λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης των δομικών λεπτομερειών (ειδικά των συνδέσεων). Κατά τον καθορισμό των τιμών του συντελεστή φ θα εφαρμόζεται ο δυσμενέστερος περιοριστικός όρος. Θεωρείται ότι οι τιμές του συντελεστή φ που δίνονται στα διάφορα μέρη του EN 1998 είναι σύμφωνες με αυτήν την απαίτηση.

(3)P Ο φορέας ως σύνολο θα ελέγχεται για να εξασφαλιστεί ότι είναι ευσταθής υπό την σεισμική δράση σχεδιασμού. Θα εξετάζονται η ευστάθεια σε ανατροπή και σε ολίσθηση. Συγκεκριμένοι κανόνες για τον έλεγχο ανατροπής φορέων δίνονται στα σχετικά μέρη του EN 1998.

(4)P Θα ελέγχεται ότι τόσον το έδαφος θεμελίωσης όσον και τα μέλη της θεμελίωσης είναι ικανά να αναλάβουν τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την απόκριση της ανωδομής χωρίς σημαντικές μόνιμες παραμορφώσεις. Στον καθορισμό των αντιδράσεων θα δίνεται η δέουσα προσοχή στην πραγματική αντοχή που ενδέχεται να αναπτυχθεί από τα φέροντα στοιχεία που μεταφέρουν τις δράσεις.

(5)P Η ενδεχόμενη επιρροή αποτελεσμάτων δευτέρας τάξεως στις τιμές των αποτελεσμάτων δράσεως θα λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση.

(6)P Θα ελέγχεται ότι, υπό την σεισμική δράση σχεδιασμού η συμπεριφορά των μη-φερόντων στοιχείων δεν δημιουργεί κινδύνους για ανθρώπους και δεν έχει δυσμενή επίδραση στην απόκριση των φερόντων στοιχείων. Συγκεκριμένοι κανόνες για κτίρια δίνονται στις 4.3.5 και 4.3.6.

2.2.3 Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών

(1)P Θα εξασφαλίζεται ικανοποιητικός βαθμός αξιοπιστίας έναντι ανεπιθύμητων βλαβών, μέσω της ικανοποίησης ορίων παραμόρφωσης ή άλλων σχετικών ορίων που καθορίζονται στα σχετικά Μέρη του EN 1998.

(2)P Σε φορείς σημαντικούς για την αστική προστασία το φέρον σύστημα θα ελέγχεται για να εξασφαλιστεί ότι έχει ικανοποιητική αντοχή και δυσκαμψία ώστε να διατηρήσει τη λειτουργία υπηρεσιών ζωτικής σημασίας των εγκαταστάσεων υπό σεισμικά γεγονότα που αντιστοιχούν σε κατάλληλη περίοδο επαναφοράς.

2.2.4 Ειδικά μέτρα

2.2.4.1 Σχεδιασμός

(1) Στο μέτρο του δυνατού, οι φορείς πρέπει να έχουν απλές και κανονικές μορφές τόσον σε κάτοψη όσον και σε όψη, (βλ. 4.2.3). Εάν είναι αναγκαίο, αυτό μπορεί να επιτευχθεί με υποδιαιρέση του φορέα με αρμούς σε δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες.

(2)P Προκειμένου να εξασφαλιστεί πλάστιμη συμπεριφορά που προσφέρει απόδοση ενέργειας, θα αποφεύγεται η ψαθυρή αστοχία ή ο πρόωρος σχηματισμός ασταθών μηχανισμών. Για τον σκοπό αυτό, μπορεί να είναι αναγκαίο όπου απαιτείται από τα σχετικά μέρη του EN 1998, να χρησιμοποιείται η διαδικασία ικανοτικού σχεδιασμού, η οποία χρησιμοποιείται για να οδηγήσει στην ιεράρχηση αντοχών των διάφορων φερόντων στοιχείων και μορφών αστοχίας η οποία είναι απαραίτητη για την εξασφάλιση ενός κατάλληλου πλαστικού μηχανισμού και για την αποφυγή μορφών ψαθυρής αστοχίας.

(3)P Δεδομένου ότι η σεισμική συμπεριφορά ενός φορέα εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη συμπεριφορά των κρίσιμων περιοχών ή μελών του, η διαμόρφωση λεπτομερειών του φορέα ως συνόλου και των περιοχών ή μελών αυτών ειδικότερα, θα είναι τέτοια ώστε να διατηρήσει την ικανότητα να μεταφέρει τις αναγκαίες δυνάμεις και να παρουσιάζει απόδοση ενέργειας υπό συνθήκες ανακύκλισης. Για τον σκοπό αυτόν πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην μελέτη διαμόρφωσης λεπτομερειών των συνδέσεων μεταξύ των φερόντων στοιχείων και των περιοχών όπου προβλέπεται μη γραμμική συμπεριφορά.

(4)P Η ανάλυση θα βασίζεται σε επαρκές δομικό προσομοίωμα, το οποίο, όταν είναι αναγκαίο, θα λαμβάνει υπόψη την επιρροή της εδαφικής παραμορφωσιμότητας καθώς και αυτήν των μη-φερόντων στοιχείων και άλλων θεμάτων, όπως η παρουσία παρακείμενων φορέων.

2.2.4.2 Θεμελιώσεις

(1)P Η δυσκαμψία των θεμελιώσεων θα είναι επαρκής για την μεταφορά των δράσεων από την ανωδομή στο έδαφος με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ομοιομορφία.

(2) Με εξαίρεση τις γέφυρες, πρέπει, εν γένει, να χρησιμοποιείται ένας μόνον τύπος θεμελίωσης για κάθε φορέα, εκτός αν ο φορέας αποτελείται από δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες.

✓
φορέας - ~~δόμημα~~ -

2.2.4.3 Σχέδιο συστήματος ποιότητος

(1)P Τα έγγραφα μελέτης θα δείχνουν τις διαστάσεις, τις λεπτομέρειες και τα χαρακτηριστικά υλικών των φερόντων στοιχείων. Εάν χρειάζεται, τα έγγραφα μελέτης θα περιλαμβάνουν επίσης τα χαρακτηριστικά ειδικών συσκευών που χρησιμοποιούνται και τις αποστάσεις μεταξύ των φερόντων και μη-φερόντων στοιχείων. Θα δίνονται επίσης οι απαραίτητες διατάξεις για τον έλεγχο ποιότητος.

(2)P Στοιχεία ιδιαίτερης στατικής σπουδαιότητας που απαιτούν ειδικό έλεγχο κατά τη διάρκεια της κατασκευής θα επισημαίνονται στα σχέδια της μελέτης. Σε αυτήν την περίπτωση θα καθορίζονται επίσης οι μέθοδοι ελέγχου που χρησιμοποιούνται.

(3) Σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας και σε φορείς ιδιαίτερης σπουδαιότητας, πρέπει να χρησιμοποιούνται επίσημα σχέδια συστήματος ποιότητος, που καλύπτουν την μελέτη, την κατασκευή, και τη χρήση, επιπρόσθετα προς τις διαδικασίες ελέγχου που απαιτούνται από άλλους Ευρωκώδικες.

3 ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ

3.1 Εδαφικές συνθήκες

3.1.1 Γενικά

(1)P Θα εκτελούνται κατάλληλες έρευνες προκειμένου να προσδιορισθούν οι εδαφικές συνθήκες σύμφωνα με τις κατηγορίες που δίνονται στην 3.1.2.

(2) Πρόσθιες οδηγίες σχετικά με εδαφικές έρευνες και κατάταξη σε κατηγορίες δίνονται στο EN 1998-5:2004, 4.2.

(3) Η θέση του έργου και η φύση του εδάφους θεμελίωσης πρέπει κανονικά να είναι απαλλαγμένες από κινδύνους εδαφικής αστοχίας, αστάθειας πρανών και μόνιμων καθίζησεων που προκαλούνται από ρευστοκοίηση ή δυναμοκή συμπύκνωση σε περίπτωση σεισμού. Η πιθανότητα εμφάνισης τέτοιων φαινομένων θα ερευνάται σύμφωνα με το EN 1998-5:2004, Κεφάλαιο 4.

(4) Για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης πρέπει να εκτελούνται εδαφικές έρευνες ή/και γεωλογικές μελέτες, ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του φορέα και τις ειδικές συνθήκες του έργου.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι συνθήκες υπό τις οποίες μπορούν να παραληφθούν εδαφικές έρευνες πρόσθιες σε αυτές που είναι απαραίτητες για μη-σεισμικές δράσεις και να χρησιμοποιηθεί συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους μπορούν να καθορισθούν στο Εθνικό Προσάρτημα.

3.1.2 Προσδιορισμός των κατηγοριών εδάφους

(1) Οι κατηγορίες εδάφους A, B, C, D, και E, που καθορίζονται από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται στον πίνακα 3.1 και που περιγράφονται παρακάτω, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επίρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Αυτό μπορεί επίσης να γίνει λαμβάνοντας επιπλέον υπόψη την επίρροή της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων στη σεισμική δράση.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Ο τρόπος εδαφικής ταξινόμησης δύον αφορά την γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων για χρήση σε μια χώρα μπορεί να καθοριστεί στο Εθνικό Προσάρτημα, συμπεριλαμβανομένων των τιμών των παραμέτρων S_s , T_{95} , T_c και T_b και καθορίζοντας τα φάσματα ορίζοντας και κατοκόρυφης ελαστικής απόκρισης σύμφωνα με τις 3.2.2.2 και 3.2.2.3.

Πίνακας 3.1: Κατηγορία Εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κραύσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	—	—
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα λύνος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικιλλεί μεταξύ 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	—	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή όποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

(2) Η θέση του έργου πρέπει να κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους σε συνάρτηση προς την μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$, εφόσον αυτή είναι διαθέσιμη. Διαφορετικά πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή N_{SPT} .

(3) Η μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων $v_{s,30}$ θα υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη έκφραση:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.1)$$

όπου h_i και v_i υποδηλώνουν το πάχος (σε μέτρα) και την ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε τιμή ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης ίση με 10^{-5} ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος, από ~~κατηγορία~~ συνολικά, που συναντώνται στα πρώτα 30 m από την επιφάνεια.

N

(4)P Για περιοχές με εδαφικές συνθήκες που εμπίπτουν σε οιανδήποτε από τις δύο ειδικές εδαφικές κατηγορίες S_1 ή S_2 , απαιτείται ειδική μελέτη για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης. Για τις κατηγορίες αυτές, και ειδικότερα για την S_2 , θα λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα αστοχίας του εδάφους υπό την σεισμική δράση.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Πρέπει να δίνεται ειδική προσοχή εάν η εδαφική απόθεση είναι κατηγορίας S_1 . Αυτά τα εδάφη έχουν πολύ χαμηλές τιμές της v_s , χαμηλή εσωτερική απόσβεση και ένα ασυνήθιστα μεγάλο εύρος γραμμικής συμπεριφοράς και επομένως μπορεί να προκαλέσουν ανώμαλα αποτελέσματα τοπικής σεισμικής ενίσχυσης καθώς και φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-φορέα. (βλέπε EN 1998-5:2004, Κεφάλαιο 6). Στην περίπτωση αυτή πρέπει να εκπονείται ειδική μελέτη, προκειμένου να καθοριστεί η εξάρτηση του φάσματος απόκρισης από το πάχος και την τιμή v_s του στρώματος μαλακής αργιλού/ιλύος καθώς και από την έντονη διαφορά δυσκαμψίας μεταξύ του στρώματος αυτού και των υποκείμενων υλικών.

3.2 Σεισμική δράση

3.2.1 Σεισμικές ζώνες

(1)P Για τους σκοπούς του EN 1998, ~~κατηγορίας~~ εθνικές περιοχές θα υποδιαιρεθούν από τις εθνικές αρχές σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Εξ ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή.

(2) Για τις περισσότερες από τις εφαρμογές του EN 1998, η επικινδυνότητα περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, δηλ. την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A. Πρόσθετες παράμετροι που απαιτούνται για συγκεκριμένους τύπους φορέων δίνονται στα σχετικά μέρη του EN 1998.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A για χοήση σε μια χώρα ή την ίδια μιας χώρας μπορεί να ληφθεί από χάρτες ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα.

(3) Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές για κάθε σεισμική ζώνη, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς T_{NCR} της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή, αντίστοιχα, την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 έτη, P_{NCR}) που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές (βλέπε 2.1(1)P). Γι' αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ ίσος με 1.0. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς (βλέπε κατηγορίες σπουδαιότητας στις 2.1(3)P και (4)), η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε εδαφος τύπου A, a_g , είναι ίση με a_{gR} επί των συντελεστή σπουδαιότητας γ ($a_g = \gamma \cdot a_{gR}$). (Βλέπε Σημείωση στην 2.1(4)).

(4) Σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας, μπορούν να χρησιμοποιηθούν μειωμένες ή απλουστευμένες σεισμικές διαδικασίες σχεδιασμού για ορισμένους τύπους ή κατηγορίες φορέων.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η επιλογή των κατηγοριών φορέων, κατηγοριών εδάφους και σεισμικών ζωνών σε μια χώρα για την οποία ισχύουν οι συνθήκες χαμηλής σεισμικότητας μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστάται να θεωρούνται ως περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας είτε εκείνες όπου η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A, a_g , δεν υπερβαίνει το 0,08 g (0,78 m/s²), ή εκείνες όπου το γινόμενο a_g δεν υπερβαίνει το 0,1 g (0,98 m/s²). Η επιλογή αν θα χρησιμοποιηθεί η τιμή του a_g , ή αυτή του γινομένου a_g για να καθορισθεί το όριο για περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας σε μια χώρα, μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα.

(5)P Σε περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας, δεν απαιτείται συμμόρφωση στις διατάξεις του EN 1998.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η επιλογή των κατηγοριών φορέων, κατηγοριών εδάφους και σεισμικών ζωνών σε μια χώρα για τις οποίες δεν απαιτείται συμμόρφωση στις διατάξεις του EN 1998 (περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας) μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστάται να θεωρούνται ως περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας είτε εκείνες όπου η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A, a_g , δεν υπερβαίνει το 0,04 g (0,39 m/s²), ή εκείνες όπου το γινόμενο a_g δεν υπερβαίνει το 0,05 g (0,49 m/s²). Η επιλογή αν θα χρησιμοποιηθεί η τιμή του a_g , ή αυτή του γινομένου a_g για να καθορισθεί το όριο για περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας σε μια χώρα, μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα.

3.2.2 Βασική προσομοίωση της σεισμικής δράσης

3.2.2.1 Γενικά

(1)P Στο πλαίσιο του EN 1998, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο εφεξής "ελαστικό φάσμα απόκρισης".

(2) Η μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης λαμβάνεται η ίδια για τα δύο επίπεδα σεισμικής δράσης που αναφέρονται στις 2.1 (1)P και 2.2.1 (1)P για την απαίτηση μη-κατάρρευσης (οριακή κατάσταση αστοχίας – σεισμική δράση σχεδιασμού) και για την απαίτηση περιορισμού βλαβών.

(3)P Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

(4) Για τις τρεις συνιστώσες της σεισμικής δράσης, μπορούν να υιοθετηθούν μια ή περισσότερες εναλλακτικές μορφές φασμάτων απόκρισης, ανάλογα με τις σεισμογενείς πηγές και τα σεισμικά μεγέθη.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που χρησιμοποιείται σε μια χώρα ή μέρος της χώρας μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Για την επιλογή της κατάλληλης μορφής του φάσματος, πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στο μέγεθος σεισμών οι οποίοι συμβάλλουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα που έχει ληφθεί με στόχο την πιθανολογική αξιολόγηση του κινδύνου, παρά σε συντηρητικά ανώτερα όρια (π.χ. Μέγιστος Δυνατός Σεισμός) που καθορίζονται με διαφορετικούς στόχους.

(5) Όταν οι σεισμοί που έχουν επιρροή σε μια θέση προέρχονται από πηγές που έχουν σημαντικές διαφορές, πρέπει να εξετάζεται η δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν φάσματα με περισσότερες από μία μορφή με στόχο να καταστήσουν δυνατή επαρκώς αντιπροσωπευτική προσομοίωση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού. Σε τέτοιες περιπτώσεις, απαιτούνται διαφορετικές τιμές του a_g για κάθε τύπο φάσματος και σεισμού.

~~φαύλωμα επιρροής εδαφ. αλαζόνων~~

(6) Για φορείς με μεγάλη σπουδαιότητα ($\eta > 1,0$) πρέπει να λαμβάνονται υπόψη επιδράσεις τοπογραφικής ενίσχυσης.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Το Πληροφοριακό Παράρτημα Α του ΕΝ 1998-5:2004 παρέχει πληροφορίες για τις επιδράσεις τοπογραφικής ενίσχυσης.

(7) Επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν προσομοιώσεις χρονοϊστορίας της σεισμικής κίνησης (βλέπε 3.2.3).

(8) Για ειδικούς τύπους φορέων μπορεί να χρειαστεί να λαμβάνεται υπόψη η χωρική και η χρονική μεταβολή της εδαφικής κίνησης (βλέπε EN 1998-2, EN 1998-4 και EN 1998-6).

3.2.2.2 Οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης

(1)P Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις (βλέπε 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

όπου:

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma \cdot a_{gR}$);

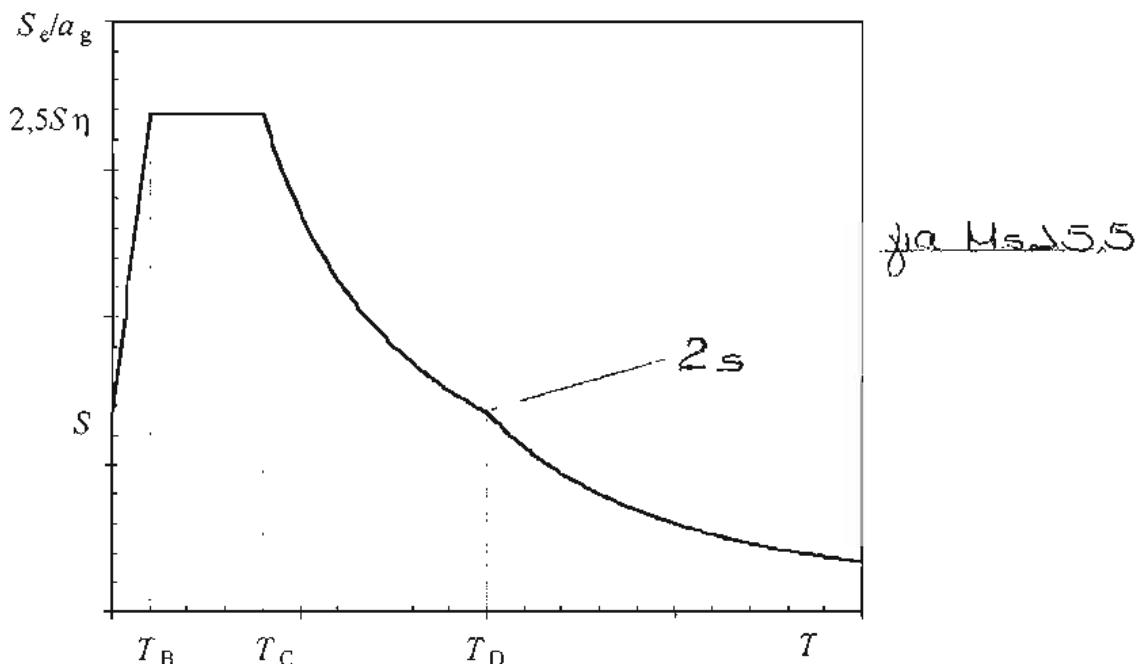
T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τημή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ξέωδη απόσβεση, βλέπε (3) της παρούσας



Σχήμα 3.1: Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης

(2)P Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.

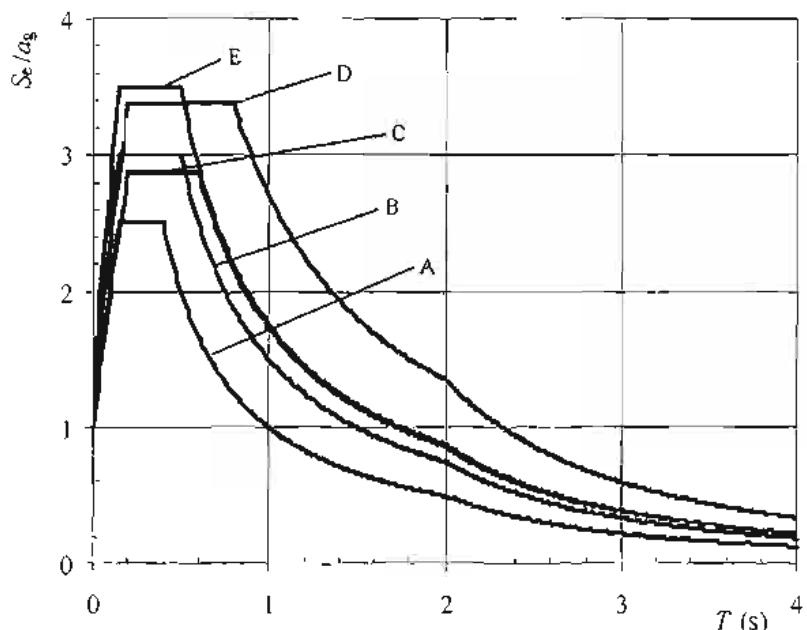
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Οι τιμές που αποδίδονται στις T_B , T_C , T_D και S για κάθε κατηγορία εδάφους και τύπο φάσματος για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Εάν δεν είναι διαθέσιμη η γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων (βλ. 3.1.2 (1)), η συνιστώμενη επιλογή είναι η χρήση δύο τύπων φασμάτων: Τύπος 1 και Τύπος 2. Εάν οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα που καθορίζεται για την περιοχή με σκοπό την πιθανολογική αξιολόγηση της διακινδύνευσης έχουν μέγεθος κύματος επιφανείας, M_s , όχι μεγαλύτερο από 5,5, συνιστάται η υιοθέτηση φάσματος τύπου 2. Για τους πέντε εδαφικούς τύπους A, B, C, D και E οι συνιστώμενες τιμές των παραμέτρων S , T_B , T_C και T_D δίνονται στον Πίνακα 3.2 για τον Τύπο Φάσματος 1 και στον Πίνακα 3.3 για τον Τύπο Φάσματος 2. Το Σχήμα 3.2 και το Σχήμα 3.3 παρουσιάζουν τις μορφές των συνιστώμενου Τύπου Φάσματος 1 και του συνιστώμενου Τύπου Φάσματος 2, αντίστοιχα, ανηγμένες σε a_g για απόσβεση 5%. Διαφορετικά φάσματα μπορούν να καθοριστούν στο Εθνικό Προσάρτημα, εάν απαιτείται από την γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων.

Πίνακας 3.2: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

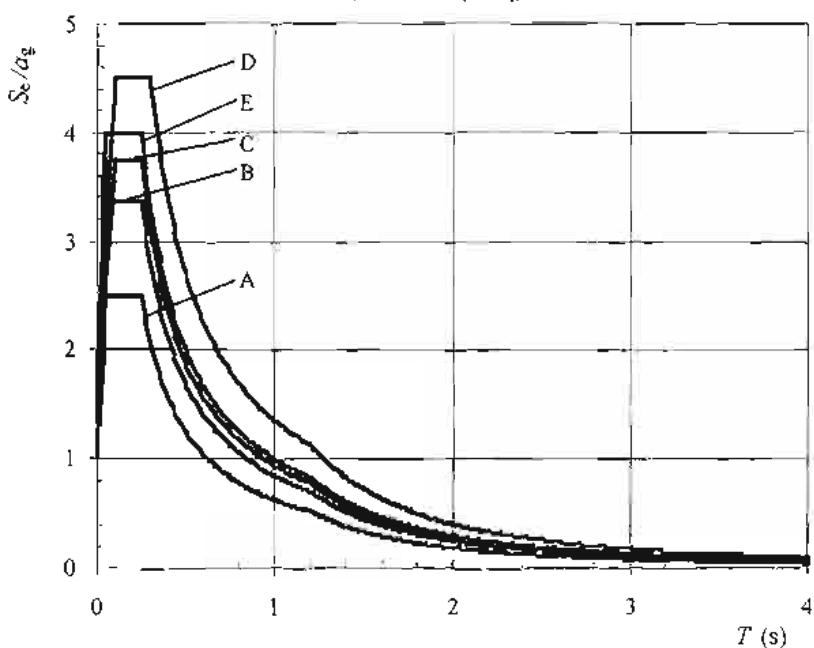
Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Πίνακας 3.3: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2



Σχήμα 3.2: Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε
(5% απόσβεση)



Σχήμα 3.3: Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε
(5% απόσβεση)

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Για τις κατηγορίες εδάφους S_1 και S_2 οι αντίστοιχες τιμές των S_e , T_B , T_C και T_D πρέπει να προέρχονται από ειδική μελέτη.

(3) Η τιμή του διερθωτικού συντελεστή απόσβεσης η μπορεί να ληφθεί από την έκφραση:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55 \quad \text{οπόιοι} \sqrt{2/(2+\xi)} = 0,7 \quad (3.6)$$

όπου ξ είναι ο λόγος ιξώδουν απόσβεσης του φυρέα, εκπυφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό.

(4) Εάν για ειδικούς λόγους πρέπει να χρησιμοποιηθεί λόγος ιξώδουν απόσβεσης διαφορετικός από 5%, η τιμή αυτή δίνεται στο σχετικό Μέρος του EN 1998.

(5)P Το ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακίνησης, $S_{ve}(T)$, θα λαμβάνεται από άμεση μετατροπή του φάσματος ελαστικής απόκρισης επιτάχυνσης, $S_v(T)$, χρησιμοποιώντας την ακόλουθη έκφραση:

$$S_{ve}(T) = S_v(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.7)$$

(6) Η έκφραση (3.7) πρέπει κανονικά να εφαρμόζεται για περιόδους ταλάντωσης που δεν υπερβαίνουν τα 4,0 s. Για φορείς με περιόδους ταλάντωσης μεγαλύτερες από 4,0 s, είναι δυνατός πληρέστερος ορισμός του ελαστικού φάσματος μετακίνησης.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου I, που αναφέρεται στην Σημείωση 1 της 3.2.2.2(2)P, ένας τέτοιος ορισμός παρουσιάζεται στο Πληροφοριακό Πινάρτημα A, σε δρους φάσματος απόκρισης μετακίνησης. Για περιόδους μεγαλύτερες από 4,0 s, το φάσμα ελαστικής απόκρισης επιτάχυνσης μπορεί να ληφθεί από το φάσμα απόκρισης ελαστικής μετακίνησης με αντιστροφή της έκφρασης (3.7).

3.2.2.3 Φάσμα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

(1)P Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης θα προσομοιώνεται από ένα φάσμα ελαστικής απόκρισης $S_{ve}(T)$, που ορίζεται από τις (3.8)-(3.11).

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.11)$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι τιμές που αποδίδονται στις T_B , T_C , T_D και a_{vg} για κάθε τύπο κατακόρυφου φάσματος για χρήση σε μια γέρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστιώμενη επίλογη είναι η χρήση δύο τύπων κατακόρυφων φασμάτων Τύπου 1 και Τύπου 2.

Όπως και για τα φάσματα που καθορίζουν τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, εάν οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στην σεισμική επικινδύνωτη ποινική επιφανείας, M_5 , όχι μεγαλύτερο από 5,5, συνιστάται η υιοθέτηση φάσματος Τύπου 2. Για τις πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E, οι συνιστώμενες τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα κατακόρυφα φάσματα δίνονται στον Πίνακα 3.4. Αυτές οι συνιστώμενες τιμές δεν ισχύουν για τις ειδικές κατηγορίες εδάφους S_1 και S_2 .

Πίνακας 3.4: Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

Φάσμα	a_{ve}/a_R	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Διάταξη Q, Z

3.2.2.4 Εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού

(1) Εκτός αν υπάρχουν διαφορετικές ενδείξεις από ειδικές μελέτες που βασίζονται σε διαθέσιμες πληροφορίες, η εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού d_g , που αντιστοιχεί στην εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, μπορεί να υπολογιστεί με τη χρήση της ακόλουθης έκφρασης:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.12)$$

με a_g , S , T_C and T_D όπως ορίζονται στην 3.2.2.2.

3.2.2.5 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

(1) Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

(2) Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

(3) Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του ΕΝ 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

(4)P Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράστης, το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

όπου

a_g , S , T_C and T_D	όπως ορίζονται στην 3.2.2.2;
$S_d(T)$	είναι το φάσμα σχεδιασμού
q	είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
β	είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τιμή που αποδίδεται στον β για χρήση σε μια γέφυρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή για τον β είναι 0,2.

~~κατά 0,25~~

(5) Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράστης, το φάσμα σχεδιασμού δίνεται από τις εκφράσεις (3.13) έως (3.16), με την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση, a_{vg} , να αντικαθιστά την a_g , ενώ ο S λαμβάνεται ως ίσος με 1,0 και οι άλλες παραμετροί όπως ορίζονται στην 3.2.2.3.

(6) Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράστης πρέπει να γίνει να επλέγεται συντελεστής συμπεριφοράς q με τιμή έως 1,5 για όλα τα ιλλικά και στατικά συστήματα.

(7) Η υιοθέτηση τιμών του q μεγαλύτερων από 1,5 στην κατακόρυφη διεύθυνση πρέπει να τεκμηριώνεται από κατάλληλη μελέτη.

(8)P Το φάσμα σχεδιασμού όπως καθορίζεται παραπάνω δεν επαρκεί για μελέτη φορέων με συστήματα σεισμικής μόνωσης ή απόδοσης ενέργειας.

3.2.3 Εναλλακτικές προσομοιώσεις της σεισμικής δράσης

3.2.3.1 Προσομοίωση χρονοϊστορίας

3.2.3.1.1 Γενικά

(1)P Η σεισμική κίνηση μπορεί επίσης να προσομοιωθεί σε όρους χρονοϊστοριών εδαφικής επιτάχυνσης και αντίστοιχων μεγεθών (ταχύτητα και μετακίνηση).

(2)P Όταν απαιτείται χωρικό προσομοίωμα του φορέα, η σεισμική κίνηση θα αποτελείται από τρία επιταχυνσιογραφήματα που δρουν ταυτόχρονα. Το ίδιο επιταχυνσιογράφημα δεν μπορεί να χρησιμοποιείται ταυτόχρονα στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Είναι δυνατές απλοποιήσεις σύμφωνα με τα σχετικά Μέρη του EN 1998.

(3) Ανάλογα με τη φύση της εφαρμογής και τα διαθέσιμα στοιχεία, η περιγραφή της σεισμικής κίνησης μπορεί να γίνει με τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα (βλ. 3.2.3.1.2) καθώς και καταγραφές ή προσομοιώσεις επιταχυνσιογραφημάτων (βλ. 3.2.3.1.3).

3.2.3.1.2 Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα

(1)P Τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα θα παράγονται ώστε να είναι συμβατά με τα φάσματα ελαστικής απόκρισης που δίνονται στις 3.2.2.2 και 3.2.2.3 για 5% ιξώδη απόσβεση ($\xi = 5\%$).

(2)P Η διάρκεια των επιταχυνσιογραφημάτων θα είναι συμβατή με το μέγεθος και τα άλλα σχετικά χαρακτηριστικά του σεισμικού γεγονότος που υπεισέρχεται ουσιαστικά στον καθορισμό του a_g .

(3) Όταν δεν είναι διαθέσιμα στοιχεία για την συγκεκριμένη περιοχή, η ελάχιστη διάρκεια T_s του στάσιμου μέρους των επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να είναι ίση με 10 s.

(4) Η ομάδα των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να τηρεί τους ακόλουθους κανόνες:

α) πρέπει κατ' ελάχιστον να χρησιμοποιούνται τρία επιταχυνσιογραφήματα

β) η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες χρονοϊστορίες) δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή $a_g S$ για την θέση που εξετάζεται.

γ) στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0,2T_1$ και $2T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα., καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5%, που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης, με απόσβεση 5%.

3.2.3.1.3 Καταγραφές ή Προσομοιώσεις Επιταχυνσιογραφημάτων

(1)P Μπορούν να χρησιμοποιηθούν καταγραφές επιταχυνσιογραφημάτων ή επιταχυνσιογραφήματα που παράγονται από φυσική προσομοίωση των μηχανισμών πηγής και διάδοσης, εφόσον τα δείγματα που χρησιμοποιούνται είναι κατάλληλα

επιλεγμένα όσον αφορά τα σεισμογεννητικά χαρακτηριστικά των πηγών και τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής του έργου και οι τιμές τους έχουν υποστεί κλιμακώσεις για προσαρμογή στην τιμή του $a_g S$ για την ζώνη που εξετάζεται.

(2)P Για αναλύσεις εδαφικής ενίσχυσης και για ελέγχους ευστάθειας πρανών βλέπε EN 1998-5:2004, 2.2.

(3) Η ομάδα των καταγραφών ή προσομοιώσεων επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να ικανοποιεί την 3.2.3.1.2(4).

3.2.3.2 Χωρική προσομοίωση της σεισμικής δράσης

(1)P Για φορείς με ειδικά χαρακτηριστικά, στους οποίους δεν μπορεί να υποτεθεί με βεβαιότητα ότι όλα τα σημεία στήριξης δέχονται την ίδια διέγερση, θα χρησιμοποιούνται χωρικά προσομοιώματα της σεισμικής (βλέπε 3.2.2.1(8)).

(2)P Αυτά τα χωρικά προσομοιώματα θα είναι συμβατά με τα φάσματα ελαστικής απόκρισης που χρησιμοποιούνται για τον βασικό καθορισμό της σεισμικής δράσης σύμφωνα με τις 3.2.2.2 και 3.2.2.3.

3.2.4 Συνδυασμοί της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις

(1)P Η τιμή σχεδιασμού E_d των αποτελεσμάτων δράσεων στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού θα καθορίζεται σύμφωνα με το EN 1990:2002, 6.4.3.4.

(2)P Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού θα αποτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

όπου

$\psi_{E,i}$ είναι ο συντελεστής συνδυασμού για την μεταβλητή δράση i (see 4.2.4).

(3) Οι συντελεστές συνδυασμού $\psi_{E,i}$ λαμβάνουν υπόψη την πιθανότητα τα φορτία $q_{k,i}$ να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο τον φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι συντελεστές αυτοί μπορεί επίσης να λάβουν υπόψη την μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη-στερεάς σύνδεσής τους.

(4) Οι τιμές του $\psi_{E,i}$ δίνονται στον EN 1990:2002 και οι τιμές του $\psi_{E,i}$ για κτίρια ή άλλους τύπους φορέων δίνονται στα σχετικά μέρη του EN 1998.

βλ. επαρχείο $\psi_E = \bar{\rho} \cdot \psi_2$
 $\bar{\rho} = 0,5 \div 1,0$

4 ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

4.1 Γενικά

4.1.1 Πεδίο εφαρμογής

- (1)P Το Κεφάλαιο 4 περιέχει γενικούς κανόνες για την αντισεισμική μελέτη κτιρίων και πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τα Κεφάλαια 2, 3 και 5 έως 9.
- (2) Τα Κεφάλαια 5 έως 9 αφορούν ειδικούς κανόνες για διάφορα υλικά και στοιχεία που χρησιμοποιούνται στα κτίρια.
- (3) Οδηγίες για κτίρια με σεισμική μόνωση δίνονται στο Κεφάλαιο 10.

4.2 Χαρακτηριστικά αντισεισμικών κτιρίων

4.2.1 Βασικές αρχές μελέτης διαμόρφωσης

(1)P Σε σεισμικές περιοχές ο σεισμικός κίνδυνος θα λαμβάνεται υπόψη στα αρχικά στάδια της μελέτης διαμόρφωσης (προκαταρκτική μελέτη) ενός κτιρίου, ώστε να επιτευχθεί στατικό σύστημα το οποίο ικανοποιεί τις θεμελιώδεις απαιτήσεις που ορίζονται στην 2.1 με αποδεκτό κόστος.

(2) Οι κατευθυντήριες αρχές που διέπουν την μελέτη διαμόρφωσης του φορέα είναι:

- ~~στατική~~ απλότητα;
- ομοιομορφία, συμμετρία και υπερστατικότητα
- διαξινική αντοχή και δυσκαμψία
- στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία
- διαφραγματική δράση στα επίπεδα των ορόφων
- επαρκής θεμελίωση.

...οι έξι αδελφές

Οι αρχές αυτές αναλύονται λεπτομερέστερα στις ακόλουθες παραγράφους της παρούσας.

4.2.1.1 Στατική απλότητα

(1) Η στατική απλότητα που χαρακτηρίζεται από σαφείς και άμεσες οδεύσεις μεταφοράς των σεισμικών δυνάμεων, είναι ένας σημαντικός στόχος επειδή η προσομοίωση, ανάλυση, διαστασιολόγηση, διαμόρφωση λεπτομερειών και κατασκευή απλών φορέων υπόκειται σε πολύ μικρότερες αβεβαιότητες και επομένως η πρόβλεψη της σεισμικής συμπεριφοράς τους είναι πολύ πιο αξιόπιστη.

4.2.1.2 Ομοιομορφία, συμμετρία και υπερστατικότητα

(1) Η ομοιομορφία σε κάτοψη χαρακτηρίζεται από ομαλή κατανομή των φερόντων στοιχείων που επιτρέπει βραχεία και άμεση μεταφορά των αδρανειακών δυνάμεων που

δρουν στις κατανεμημένες μάζες του κτιρίου. Εάν είναι απαραίτητο, η ομοιομορφία μπορεί να επιτευχθεί με την υποδιαίρεση του δλου κτιρίου σε δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες, με την χρήση σεισμικών αρμάν, υπό τον όρο ότι οι αρμοί αυτοί θα σχεδιάζονται έναντι προσκρούσεων των επιμέρους μονάδων σύμφωνα με την 4.4.2.7.

(2) Η ομοιομορφία στην διαμόρφωση του φορέα καθ' ύψος του κτιρίου είναι επίσης σημαντική, εκειδή οδηγεί στην αποφυγή δημιουργίας εναίσθητων ζωνών στις οποίες συγκεντρώσεις έντασης ή μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας μπορεί να οδηγήσουν σε πρόωρη κατάρρευση.

(3) Με πρόβλεψη ομαλής συσχέτισης μεταξύ της κατανομής των μαζών και της κατανομής της αντοχής και δυσκαμψίας αποφεύγονται μεγάλες εκκεντρότητες μεταξύ (κέντρων) μάζας και δυσκαμψίας.

(4) Εάν η μορφή του κτιρίου είναι συμμετρική ή σχεδόν-συμμετρική, μια συμμετρική διάταξη φερόντων στοιχείων, καλά-κατανεμημένων σε κάτοψη, είναι κατάλληλη για την επίτευξη ομοιομορφίας.

(5) Η χρήση ομοιόμορφα κατανεμημένων φερόντων στοιχείων αυξάνει την υπερστατικότητα και επιτρέπει ευνοϊκότερη ανακατανομή των εντατικών μεγέθών και απόδοση ενέργειας εκτεταμένη σε ολόιληρα τον φορέα.

4.2.1.3 Διαξονική αντοχή και δυσκαμψία

(1)P. Η οριζόντια σεισμική κίνηση είναι ένα διαξονικό φαινόμενο και επομένως το κτίριο θα πρέπει να παρουσιάζει αντοχή σε οριζόντιες δράσεις προς κάθε διεύθυνση.

(2) Για να ικανοποιείται η (1)P, τα φέροντα στοιχεία πρέπει να διατάσσονται σε κάτοψη σε ορθογωνική διάταξη που εξασφαλίζει παρόμοια χαρακτηριστικά αντοχής και δυσκαμψίας και στις δύο κύριες διεύθυνσεις.

(3) Η επιλογή των χαρακτηριστικών δυσκαμψίας του φορέα, ενώ θα στοχεύει στην ελαχιστοποίηση των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης (λαμβάνοντας υπόψη τα συγκεκριμένα χαρακτηριστικά της στην θέση του έργου) πρέπει επίσης να περιορίζει την ανάπτυξη υπερβολικών μετακινήσεων που μπορεί να οδηγήσουν σε πατάθεια λόγιο αποτελεσμάτων δευτέρας τάξεως ή σε υπερβολικές βλάβες.

4.2.1.4 Στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία

(1) Εκτός από την μεταφορική αντοχή και δυσκαμψία, οι φορείς κτιρίων πρέπει να παρουσιάζουν επαρκή στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία προκειμένου να περιορίζεται η ανάπτυξη των στρεπτικών κινήσεων που οδηγούν τα διάφορα φέροντα στοιχεία σε ανομοιόμορφη καταπόνηση. Από αυτή την άποψη, παρουσιάζουν σαφή πλεονεκτήματα διατάξεις στις οποίες τα κύρια στοιχεία που αναλαμβάνουν την σεισμική δράση είναι κατανεμημένα κοντά στην περιμέτρο του κτιρίου.

4.2.1.5 Διαφραγματική δράση στα επίπεδα των ορόφων

(1) Στα κτίρια, οι δίσκοι των δαπέδων (συμπεριλαμβανομένου και του δώματος) έχουν πολύ σημαντικό ρόλο στην συνολική σεισμική συμπεριφορά του φορέα. Ενεργούν ως οριζόντια διαφράγματα που συλλέγουν και μεταφέρουν τις αδράνειακές

δυνάμεις στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα και εξασφαλίζουν ότι τα συστήματα αυτά συνεργάζονται αποτελεσματικά στην ανάληψη της οριζόντιας σεισμικής δράσης. Η δράση των δαπέδων ως διαφραγμάτων είναι ιδιαίτερα σημαντική σε περιπτώσεις σύνθετων και ανομοιόμορφων διατάξεων των κατακόρυφων στατικών συστημάτων, ή όπου χρησιμοποιούνται στον ίδιο φορέα συστήματα με διαφορετικά χαρακτηριστικά οριζόντιας παραμορφωσιμότητας (π.χ. σε διπλά ή μικτά συστήματα).

(2) Τα συστήματα δαπέδων και το δώμα πρέπει να διαθέτουν δυσκαμψία και αντοχή στο επίπεδό τους καθώς και αποτελεσματική σύνδεση με τα κατακόρυφα φέροντα συστήματα. Πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή σε περιπτώσεις κατόψεων μορφής μη συμπαγούς ή πολύ επιμήκους και σε περιπτώσεις μεγάλων ανοιγμάτων στα δάπεδα, ειδικά εάν τα τελευταία βρίσκονται κοντά σε κύρια κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, εμποδίζοντας έτσι την αποτελεσματική σύνδεση μεταξύ του κατακόρυφου συστήματος και του οριζόντιου φορέα.

(3) Τα διαφράγματα πρέπει να έχουν επαρκή δυσκαμψία στο επίπεδό τους για να επιτυγχάνεται κατανομή των οριζόντιων αδρανειακών δυνάμεων στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα σύμφωνα με τις υποθέσεις της ανάλυσης (π.χ. άκαμπτα διαφράγματα, βλέπε 4.3.1(4)), ιδιαίτερα όταν υπάρχουν σημαντικές μεταβολές στην δυσκαμψία ή εσοχές των κατακόρυφων στοιχείων επάνω και κάτω από το διάφραγμα.

4.2.1.6 Επαρκής θεμελίωση

(1)P Όσον αφορά τη σεισμική δράση, η μελέτη και η κατασκευή των θεμελίων και της σύνδεσης με την αναδομή θα εξασφαλίζουν ότι ολόκληρο το κτίριο υπόκειται σε ομοιόμορφη σεισμική διέγερση.

Στασικές κεκριμένες μεμονωμένα

(2) Για φορείς που αποτελούνται από έναν ~~συγκεκριμένο αριθμό~~ φερόντων τοιχωμάτων, που πιθανόν να διαφέρουν σε πλάτος και δυσκαμψία, πρέπει γενικά να επιλέγεται δύσκαμπτη κυβωτοειδής ή κυψελοειδής θεμελίωση, που να περιλαμβάνει πλάκα θεμελίωσης και πλάκα κάλυψης.

(3) Για κτίρια με μεμονωμένα στοιχεία θεμελίωσης (πέδιλα ή πασσάλους), συνιστάται χρήση πλάκας θεμελίωσης ή συνδετήριων δοκών μεταξύ των στοιχείων αυτών και στις δύο κύριες διευθύνσεις, σύμφωνα με τα κριτήρια και τους κανόνες του EN 1998-5:2004, 5.4.1.2.

Πρωτεύοντα

4.2.2 Κύρια και δευτερεύοντα σεισμικά μέλη

τοιχώματα

(1)P Ορισμένα στατικά μέλη (π.χ. δοκοί ή/και υποστυλώματα) μπορούν να χαρακτηριστούν ως "δευτερεύοντα" σεισμικά μέλη (ή στοιχεία), τα οποία δεν αποτελούν μέρος του συστήματος του κτιρίου που αναλαμβάνει την σεισμική δράση. Η αντοχή και η δυσκαμψία των στοιχείων αυτών στις σεισμικές δράσεις θα αγνοούνται. Για τα στοιχεία αυτά δεν απαιτείται συμμόρφωση στις απαιτήσεις των Κεφαλαίων 5 έως 9. Εν τούτοις τα μέλη αυτά και οι συνδέσεις τους θα σχεδιάζονται και οι λεπτομέρειές τους θα διαμορφώνονται έτσι ώστε να διατηρούν την ικανότητα ανάληψης των φορτίων βαρύτητας όταν υποβάλλονται σε μετακινήσεις που προκαλούνται από την δυσμενέστερη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Η μελέτη αυτών των μελών πρέπει να περιλαμβάνει κατάλληλη πρόβλεψη για αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ).

Επιλογές

(2) Τα Κεφάλαια 5 έως 9 δίνουν κανόνες για την μελέτη και διαμόρφωση λεπτομερειών των δευτερευόντων σεισμικών στοιχείων, επιπρόσθετα προς τους κανόνες που δίνονται στους EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 και EN 1996.

(3) Όλα τα στατικά μέλη που δεν χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα θα θεωρούνται ως κύρια σεισμικά μέλη. Τα μέλη αυτά θεωρούνται ως τμήμα του συστήματος ανάληψης οριζοντίων δυνάμεων, πρέπει να προσομοιώνονται στη στατική ανάλυση σύμφωνα με την 4.3.1, να υπολογίζονται, και οι λεπτομέρειές τους να διαμορφώνονται για αντοχή σε σεισμό σύμφωνα με τους κανόνες των Κεφαλαίων 5 έως 9.

(4) Η συνολική συνεισφορά δλων των δευτερευόντων σεισμικών μελών στην οριζόντια δυσκαμψία δεν πρέπει να υπερβαίνει το 15% της αντίστοιχης συνεισφοράς των κύριων σεισμικών μελών.

Στατικά, φερόντα

(5) Ο χαρακτηρισμός ορισμένων στατικών στοιχείων ως δευτερευόντων σεισμικά μελών δεν επιτρέπεται να μεταβάλει την ταξινόμηση του φορέα από μη-κανονικό σε κανονικό όπως περιγράφεται στην 4.2.3.

4.2.3 Κριτήρια για στατική κανονικότητα

4.2.3.1 Γενικά

Στατικό, διατηρητικό

(1)P Για την αντισεισμική μελέτη, οι φορείς κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς ή μη-κανονικούς

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Σε φορείς κτιρίων που αποτελούνται από περισσότερες από μια δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες, η ταξινόμηση και τα σχετικά κριτήρια της 4.2.3 αναφέρονται στις επιμέρους δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες. Σε τέτοιους φορείς, ο όρος "κτίριο" στην 4.2.3 σημαίνει "επιμέρους δυναμικά ανεξάρτητη μονάδα".

(2) Αυτή η διάκριση έχει επιπτώσεις στα ακόλουθα θέματα της σεισμικής μελέτης:

- στο στατικό προσομοίωμα, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλουστευμένο επίπεδο προσομοίωμα ή χωρικό προσομοίωμα
- στην μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης (διαδικασία οριζόντιας φόρτισης) ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης
- στην τιμή του συντελεστή η , που θα είναι μειωμένη για μη-κανονικά θερμητικά κτίρια (βλέπε 4.2.3.3).

και ίγος

(3)P Τα χαρακτηριστικά κανονικότητας του κτιρίου σε άψη και κάτοψη εξετάζονται ξεχωριστά (Πίνακας 4.1) όσον αφορά τις επιπτώσεις της στατικής κανονικότητας στην ανάλυση και μελέτη.

Πίνακας 4.1: Επιπτώσεις-συντελεστής κανονικότητας στην σεισμική ανάλυση και μελέτη

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Θύρα	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση ^a	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι.	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι.	Ναι	Χωρικό ^b	Οριζόντια φόρτιση ^a	Τιμή αναφοράς
Όχι.	Όχι.	Χωρικό	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

^a Εφόσον ικανοποιείται και η συνθήκη της 4.3.3.2.1(2)a).

^b Υπό τις ειδικές συνθήκες που δίνονται στην 4.3.3.1(8) μπορεί να χρησιμοποιηθεί ξεχωριστό χωρικό προσομοίωμα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση, σύμφωνα με την 4.3.3.1(8).

(4) Κριτήρια που περιγράφουν την κανονικότητα σε-θύρη και κάτοψη δίνονται στις 4.2.3.2 και 4.2.3.3. Κανόνες για προσομοίωση και ανάλυση δίνονται στην 4.3.

(5)P Τα κριτήρια κανονικότητας που δίνονται στις 4.2.3.2 και 4.2.3.3 πρέπει να θεωρούνται αναγκαίες συνθήκες. Θα ελέγχεται ότι η υποτιθέμενη κανονικότητα του φορέα του κτιρίου δεν αναιρείται από άλλα χαρακτηριστικά που δεν περιλαμβάνονται σε αυτά τα κριτήρια. ✓

(6) Οι τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς δίνονται στα Κεφάλαια 5 έως 9.

Κεφάλαιο Νέας

(7) Για μη κανονικά κτίρια σε-θύρη οι μειωμένες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς λαμβάνονται από τις τιμές αναφοράς με πολλαπλασιασμό επί 0,8.

4.2.3.2 Κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη

(1)P Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους όρους που αναφέρονται στις παρακάτω παραγράφους.

(2) Οσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο θα είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.

(3) Η διαμόρφωση της κάτοψης θα είναι συμπαγής, δηλ., κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο), η κανονικότητα σε κάτοψη μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, υπό τον όρο ότι οι ανωμαλίες αυτές δεν έχουν επιπτώσεις στην δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της και ότι, σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν υπερβαίνει 5% της επιφάνειας του ορόφου.

(4) Η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους θα είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, H, I, και X πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά, ειδικότερα όσον αφορά την δυσκαμψία των κλάδων, που πρέπει να είναι συγκρίσιμη με αυτήν του κεντρικού σκέλους, προκειμένου να ικανοποιηθεί η συνθήκη άκαμπτου διαφράγματος. Η παρούσα παράγραφος έχει εφαρμογή για τη γενική συμπεριφορά του κτιρίου.

(5) Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη, $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, δεν θα είναι μεγαλύτερη του 4, όπου το L_{\max} και το L_{\min} είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

(6) Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εικεντρότητα e_0 και η ακτίνα δυστρεψίας r ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες οι οποίες δίνονται για την διεύθυνση y της ανάλυσης:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (4.1a)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.1b)$$

όπου

e_{0x} είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση x , κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης

r_x είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψίας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση y («ακτίνα δυστρεψίας»), και

l_s είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς (β) την μάζα της πλάκας του ορόφου).

Οι ορισμοί του κέντρου δυσκαμψίας και της ακτίνας δυστρεψίας r δίνονται στις (7) έως (9) της παρούσας.

(7) Σε μονώροφα κτίρια το κέντρο δυσκαμψίας ορίζεται ως το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας όλων των βασικών σεισμικών μελών. Η ακτίνα δυστρεψίας r ορίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της γενικής δυστρεψίας ως προς το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας, προς την γενική μεταφορική δυσκαμψία, σε μία διεύθυνση, στην οποία λαμβάνονται υπόψη όλα τα βασικά σεισμικά μέλη που δρουν στην διεύθυνση αυτή.

(8) Σε πολυώροφα κτίρια είναι δυνατοί μόνο κατά προσέγγιση ορισμοί του κέντρου δυσκαμψίας και της ακτίνας δυστρεψίας. Απλουστευμένος ορισμός για την ταξινόμηση της στατικής κανονικότητας σε κάτοψη και για την κατά προσέγγιση ανάλυση των στρεπτικών αποτελεσμάτων, είναι δυνατός όταν ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

α) όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαισια, είναι συνεχή, χωρίς διακοπή, από τα θεμέλια έως την κορυφή του κτιρίου

β) οι μορφές παραμόρφωσης των επιμέρους συστημάτων υπό οριζόντια φορτία δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές. Η συνθήκη αυτή μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται στις περιπτώσεις πλαισιωτών συστημάτων ή συστημάτων τοιχωμάτων. Γενικά η συνθήκη αυτή δεν ικανοποιείται σε διπλά συστήματα.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να περιέχει αναφορές σε κείμενα που πιθανόν να παρέχουν ορισμούς του κέντρου δυσκαμψίας και της ακτίνας δυστρεψίας σε πολυνόροφα κτίρια είτε ικανοποιούν τις συνθήκες (α) και (β) της παραγράφου (8) είτε όχι.

(9) Σε πλαισιωτά συστήματα και σε συστήματα εύκαμπτων τοιχωμάτων στα οποία επικρατεί η παραμόρφωση σε κάμψη των στοιχείων, η θέση των κέντρων δυσκαμψίας και η ακτίνα δυστρεψίας όλων των ορόφων μπορούν να υπολογιστούν με βάση τις ροπές αδρανείας των διατομών των κατακόρυφων στοιχείων. Εάν, εκτός των καμπτικών, είναι επίσης σημαντικές οι διατυπικές παραμορφώσεις, οι τελευταίες μπορούν να ληφθούν υπόψη με τη χρήση ισοδύναμης ροπής αδρανείας της διατομής.

4.2.3.3 Κριτήρια για κανονικότητα σε όψη

κείμενος

Q' = Q, Δ.Q

(1)P Για να ταξινομηθεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη, θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους όρους που απαριθμούνται στις ακόλουθες παραγράφους.

(2) Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαισια, θα είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.

(3) Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου.

(4) Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων. Σχετικά με αυτήν την συνθήκη τα ειδικά θέματα που αφορούν πλαισια με τοιχοπληρώσεις εξετάζονται στην 4.3.6.3.2.

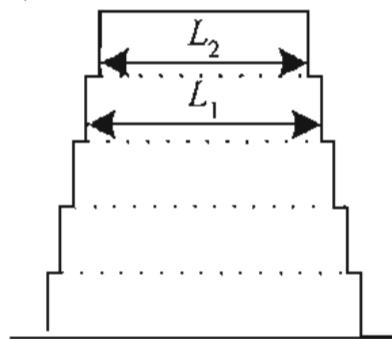
(5) Όταν υπάρχουν εσοχές, ισχύουν οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες:

α) για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στην διεύθυνση της εσοχής (Σχήμα 4.1.a και Σχήμα 4.1.b)

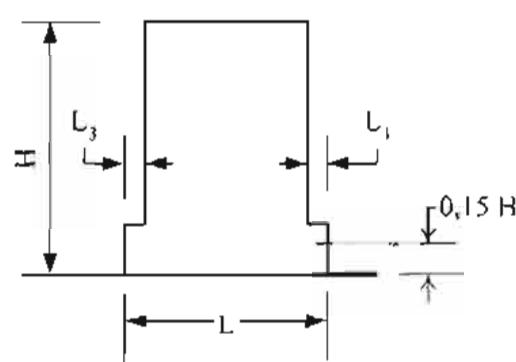
β) για μια μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος μικρότερο από 15% των συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, η εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη (Σχήμα 4.1.c). Σε τέτοια περίπτωση το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους

γ) εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν θα είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, και κάθε επιμέρους εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης (σχήμα 4.1.d).

(a)

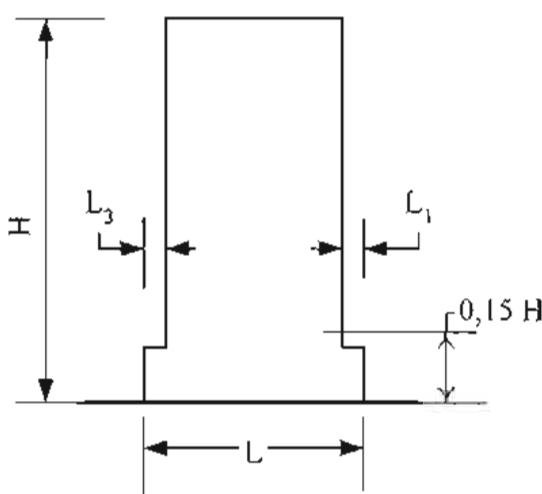


(b) (εσοχή πάνω από 0,15H)



$$\text{Κριτήριο για (a): } \frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$

(c) (εσοχή κάτω από 0,15H)



$$\text{Κριτήριο για (c): } \frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$$

Σημ 4.1: Κριτήρια καλεσμένης για λειτουργία με εισέχοντες ορόφους

4.2.4 Συντελεστές συνδυασμού για μεταβλητές δράσεις

(1)P Οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i (που αφορούν την οινεί-μόνιμη τιμή της μεταβλητής δράσης q_i) για την μελέτη κτιρίων (βλέπε 3.2.4) θα είναι αυτοί που δίνονται στο EN 1990:2002, Παράρτημα A1.

(2)P Οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i που εισάγονται στην 3.2.4 (2)P για τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων σεισμικών δράσεων θα υπολογίζονται από την ακόλουθη έκφραση:

$$\underline{\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}}$$

✓

(4.2)

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι τιμές που αποδίδονται στον φ για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενες τιμές του φ περιέχονται στον Πίνακα 4.2.

Πίνακας 4.2: Τιμές του φ για τον υπολογισμό του ψει

Τύπος μεταβλητής δράσης	Όροφος	φ
Κατηγορίες A-C*	Δώμα	1,0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0,8
	Όροφοι με μη-συσχετισμένες χρήσεις	0,5
Κατηγορίες D-F* και αρχεία		1,0

* Κατηγορίες όπως ορίζονται στο EN 1991-1-1:2002.

4.2.5 Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας

(1)P Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης.

(2)P Οι κατηγορίες σπουδαιότητας χαρακτηρίζονται από διαφορετικούς συντελεστές σπουδαιότητας ή όπως περιγράφεται στην 2.1(3).

(3) Ο συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma = 1,0$ αντιστοιχεί σε σεισμικό γεγονός που έχει την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς που δίνεται στην 3.2.1(3).

(4) Οι ορισμοί των κατηγοριών σπουδαιότητας δίνονται στον Πίνακα 4.3.

Πίνακας 4.3 Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	1,0
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.	1,0
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1,2
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1,4

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι κατηγορίες σπουδαιότητας I, II και III ή IV αντιστοιχούν κατά προσέγγιση στις κατηγορίες συνεπειών CC1, CC2 και CC3 αντίστοιχα, όπως αυτές ορίζονται στο EN 1990:2002, Παράρτημα B.

(5)P Η τιμή του για την κατηγορία σπουδαιότητας II θα είναι εξ ορισμού ίση με 1,0.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι τιμές που αποδίδονται στον για τη χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι τιμές του για μπορεί να είναι διαφορετικές για διαφορετικές σεισμικές ζώνες της χώρας, ανάλογα με τις σεισμικές συνθήκες διακινδύνευσης και με θέματα δημόσιας ασφάλειας (βλ. Σημείωση στην 2.1(4)). Οι συνιστώμενες τιμές του για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I, III και IV είναι (σες με 0,8, 1,2 και 1,4, αντίστοιχα).

(6) Για κτίρια που στεγάζουν εγκαταστάσεις ή υλικά υψηλού κινδύνου, ο συντελεστής σπουδαιότητας πρέπει να προσδιορίζεται σύμφωνα με τα κριτήρια που παρατίθενται στο EN 1998-4.

4.3 Ανάλυση

4.3.1 Προσομοίωση

(1)P Το προσομοίωμα του κτιρίου θα απεικονίζει επαρκώς την κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας, έτσι ώστε όλες οι σημαντικές μορφές παραμόρφωσης και δυνάμεις αδράνειας να αντιπροσωπεύονται κατάλληλα στο πλαίσιο της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης. Σε περίπτωση μη γραμμικής ανάλυσης, το προσομοίωμα θα απεικονίζει επαρκώς και την κατανομή της αντοχής.

(2) Το προσομοίωμα πρέπει επίσης να αποδίδει την συμβολή των περιοχών κόμβων στην παραμορφωσιμότητα του κτιρίου, π.χ. ακραίες περιοχές σε δοκούς ή υποστυλώματα πλαισιωτών φορέων. Μη-φέροντα στοιχεία, τα οποία μπορούν να επηρεάσουν την απόκριση του βασικού αντισεισμικού φορέα, πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη.

(3) Γενικά ο φορέας μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από ένα σύνολο συστημάτων ανάληψης κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, που συνδέονται με οριζόντια διαφράγματα.

(4) Όταν τα διαφράγματα δαπέδων του κτιρίου μπορούν να ληφθούν ως άκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους, οι μάζες και οι ροπές αδρανείας κάθε δαπέδου μπορούν να συγκεντρωθούν στο κέντρο βάρους.

βλ. § 5.10

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Διάφραγμα θεωρείται άκαμπτο εάν, κατά την προσομοίωση με την πραγματική εντός του επιπέδου ευκαμψία του, οι οριζόντιες μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν πουθενά αυτές που προκύπτουν από την υπόθεση άκαμπτου διαφράγματος κατά περισσότερο από το 10% των αντίστοιχων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

(5) Για κτίρια που ικανοποιούν τα κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη (βλ. 4.2.3.2) ή τις συνθήκες που παρουσιάζονται στην 4.3.3.1(8), η ανάλυση μπορεί να γίνει με την χρήση δύο επίπεδων προσομοιωμάτων, ένα για κάθε κύρια διεύθυνση.

(6) Σε κτίρια από σκυρόδεμα, σε σύμικτα κτίρια από χάλυβα και σκυρόδεμα και σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία η δυσκαμψία των φερόντων στοιχείων πρέπει, γενικά, να αποτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες της ριγμάτωσης. Τέτοια δυσκαμψία πρέπει να αντιστοιχεί στην έναρξη διαρροής του οπλισμού.

(7) Εκτός αν γίνει ακριβέστερη ανάλυση των ριγματωμένων στοιχείων, τα ελαστικά καμπτικά και διατμητικά χαρακτηριστικά δυσκαμψίας των στοιχείων από

σκυρόδεμα και τοιχοτοίλα μπορούν να ληφθουν ίσα με το ήμισυ της αντίστοιχης δυσκαμψίας των μη ρηγματωμένων στοιχείων.

(8) Τοιχοπληρώσεις με σημαντική συμβολή στην οριζόντια δυσκαμψία και αντοχή του κτιρίου πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Βλέπε 4.3.6. για τοιχοπληρώσεις σε πλαίσια από σκυρόδεμα, χάλυβα ή σύμμικτα.

(9)P Η παραμορφωσιμότητα της θεμελίωσης θα λαμβάνεται υπόψη στο προσομοίωμα, όταν ενδέχεται να έχει γενικά δυσμενή επιρροή στην απόκριση.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η παραμορφωσιμότητα της θεμελίωσης (περιλαμβανομένης και της άλληλεπιδρασης εδάφους-φορέα) μπορεί να λαμβάνεται υπόψη παντού, περιλαμβανομένων και των περιπτώσεων στις οποίες έχει ευεργετικά αποτελέσματα.

(10)P Οι μάζες θα υπολογίζονται από τα φορτία βαρύτητας που εμφανίζονται στον συνδυασμό δράσεων της 3.2.4. Οι συνιελεστές συνδυασμού ψει δίνονται στην 4.2.4(2)P.

4.3.2 Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις

(1)P Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε δροφο θα θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_m = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.3)$$

όπου

e_m είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους

L_i είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δραστης.

4.3.3 Μέθοδοι ανάλυσης

4.3.3.1 Γενικό

(1) Μέσα στα πλαίσια του αντικειμένου του Κεφαλαίου 4, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα.

(2)P Η μέθοδος αναφοράς για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης θα είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία χρησιμοποιεί γραμμικό-ελαστικό προσομοίωμα του φορέα και το φάσμα σχεδιασμού που δίνεται στην 3.2.2.5.

(3) Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

α) η "μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης" για κτίρια που ικανοποιούν τις συνθήκες που δίνονται στην 4.3.3.2

β) η "ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης", η οποία μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων (βλ. 4.3.3.3).

(4) Εφόσον ικανοποιούνται οι συνθήκες των (5) και (6) της παρούσας και της 4.3.3.4, μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί εναλλακτικά της γραμμικής μεθόδου, μια μη γραμμική μέθοδος, όπως:

γ) μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover)

δ) μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική).

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Σε κτίρια με σεισμική μόνωση, οι συνθήκες κάτω από τις οποίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι γραμμικές μέθοδοι α) και β) ή οι μη γραμμικές γ) και δ), δίνονται στο Κεφάλαιο 10. Σε κτίρια χωρίς σεισμική μόνωση, οι γραμμικές μέθοδοι 4.3.3.1 (3) μπορούν πάντα να χρησιμοποιούνται, όπως διευκρινίζεται στην 4.3.3.2.1. Η επιλογή εάν οι μη γραμμικές μέθοδοι της 4.3.3.1 (4) μπορούν επίσης να εφαρμοστούν σε κτίρια χωρίς σεισμική μόνωση σε μια συγκεκριμένη χώρα, μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί επίσης να συμπεριλάβει αναφορές σε συμπληρωματικές πληροφορίες για τις ικανότητες παραμόρφωσης μελών και τους σχετικούς μερικούς συντελεστές που χρησιμοποιούνται στους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Αστοχίας σύμφωνα με την 4.4.2.2(5). §

(5) Οι μη γραμμικές αναλύσεις πρέπει να τεκμηριώνονται κατάλληλα όσον αφορά τα σεισμικά δεδομένα, το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται, την μέθοδο ερμηνείας των αποτελεσμάτων της ανάλυσης και των απαιτήσεων που πρέπει να καλυφθούν. ✓

(6) Φορείς χωρίς σεισμική μόνωση που σχεδιάζονται με βάση μη-γραμμική στατική ανάλυση χωρίς την χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q (βλέπε 4.3.3.4.2.1(1)d), πρέπει να ικανοποιούν την 4.4.2.2(5), καθώς και τους κανόνες των Κεφαλαίων 5 έως 9 για πλάστιμους φορείς.

(7) Η γραμμική-ελαστική ανάλυση μπορεί να εκτελεσθεί με δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, εφόσον ικανοποιούνται τα κριτήρια για την κανονικότητα σε κάτοψη (βλ. 4.2.3.2).

(8) Ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, η γραμμική-ελαστική ανάλυση μπορεί να εκτελεσθεί με δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, ακόμα κι αν δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια για την κανονικότητα σε κάτοψη της 4.2.3.2, εφόσον ικανοποιούνται όλες οι ακόλουθες ειδικές συνθήκες κανονικότητας:

εγενδύσεις καλόγεων

α) τόσον η περιμετρική απόνθυση όσον και οι διαχωριστικοί τοίχοι του κτιρίου είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα και σχετικά δύσκαμπτα;

β) το ύψος του κτιρίου δεν υπερβαίνει τα 10 m

γ) η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους είναι μεγάλη σε σύγκριση με την μεταφορική δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε να μπορεί να υποτεθεί άκαμπτη διαφραγματική δράση.

δ) τα κέντρα οριζόντιας δυσκαμψίας και μάζας βρίσκονται στην ίδια κατακόρυφη γραμμή και ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες, στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης: $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$, $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$, όπου η ακτίνα αδρανείας l_s , οι ακτίνες δυστρεψίας r_x και r_y και οι φυσικές εκκεντρότητες e_{ox} and e_{oy} ορίζονται στην 4.2.3.2(6).

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ , κάτω από την οποία επιτρέπεται η απλοποίηση της ανάλυσης σύμφωνα με 4.3.3.1(8) σε μια χώρα, μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα.

(9) Σε κτίρια που ικανοποιούν όλους τους όρους της (8) της παρούσας με εξαίρεση τον δ), μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί γραμμική-ελαστική ανάλυση σε δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα σε κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, αλλά στις περιπτώσεις αυτές όλα τα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις που προκύπτουν από την ανάλυση πρέπει να πολλαπλασιαστούν επί 1,25.

$$\times \beta d = 1,25$$

(10)P Κτίρια που δεν ικανοποιούν τα κριτήρια στις (7) έως (9) της παρούσας θα μελετώνται με την χρήση χωρικού προσομοιώματος.

(11)P Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα, η σεισμική δράση σχεδιασμού θα εφαρμόζεται σε όλες τις κατάλληλες οριζόντιες διευθύνσεις (ανάλογα με την σεισμική διάταξη του κτιρίου) και στις ορθογώνιες προς αυτές. Για κτίρια με φέροντα στοιχεία σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις αυτές οι δύο διευθύνσεις θα θεωρούνται ως οι κατάλληλες διευθύνσεις.

4.3.3.2 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

4.3.3.2.1 Γενικά

(1)P Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή.

(2) Η απαίτηση της 1(P) της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιείται σε κτίρια που ικανοποιούν τους ακόλουθους δύο όρους.

α) έχουν θεμελιώδεις περιόδους ταλάντωσης T_1 , στις δύο κύριες διευθύνσεις, μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.4)$$

όπου η T_C ορίζεται στην 3.2.2.2

β) ικανοποιούν τα κριτήρια για κανονικότητα ~~ος ομηρου~~ που δίνονται στην 4.2.3.3.

4.3.3.2.2 Τέμνοντα δύναμη βάσης

(1)P Η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης F_b , για κάθε οριζόντια διεύθυνση κατά την οποία μελετάται το κτίριο, θα καθορίζεται με χρήση της ακόλουθης έκφρασης:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.5)$$

όπου

- $S_d(T_1)$ είναι η τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού (βλέπε 3.2.2.5) στην περίοδο T_1 ;
- T_1 Είναι η θεμελιώδης ιδιοπεριόδος ταλάντωσης του κτιρίου για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση
- m είναι η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης, που υπολογίζεται σύμφωνα με την 3.2.4(2);
- λ είναι συντελεστής διόρθωσης, η τιμή του οποίου ισούται με: $\lambda = 0,85$ εάν $T_1 \leq 2 T_C$ και το κτίριο έχει πάνω από δύο ορόφους, ή $\lambda = 1,0$ σε κάθε άλλη περίπτωση.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Ο συντελεστής λ εκφράζει το γεγονός ότι σε κτίρια με τουλάχιστον τρεις ορόφους και μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας σε κάθε οριζόντια διεύθυνση, η δρώσα ιδιομορφική μάζα της 1^{ης} θεμελιώδους ιδιομορφής είναι μικρότερη, κατά 15% κατά μέσον όρο, από τη συνολική μάζα του κτιρίου.

(2) Για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου ταλάντωσης T_1 του κτιρίου, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εκφράσεις βασισμένες σε μεθόδους της Δυναμικής (παραδείγματος χάριν η μέθοδος Rayleigh).

(3) Για κτίρια με ύψος μέχρι 40 m η τιμή του T_1 (σε s) μπορεί να προσεγγιστεί με την ακόλουθη έκφραση:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.6)$$

όπου:

- C_t είναι 0,085 για χαλύβδινα πλαίσια, 0,075 για πλαίσια από σκυρόδεμα και χαλύβδινα πλαίσια με έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους και 0,050 για κάθε άλλο φορέα
- H είναι το ύψος του κτιρίου, σε m, από την θεμελίωση ή από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου.

(4) Εναλλακτικά, για φορείς με τοιχώματα από σκυρόδεμα ή από τοιχοποιία, η τιμή του C_t στην έκφραση (4.6) μπορεί να ληφθεί ως

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (4.7)$$

όπου

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2] \quad (4.8)$$

και

- A_c είναι η συνολική δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m^2
- A_i είναι η δρώσα επιφάνεια της διατομής του τοιχώματος i στη θεωρούμενη κατεύθυνση στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m^2
- H όπως στην (3) της παρούσας

l_{wi} είναι το μήκος του τοιχώματος i στον πρώτο όροφο σε διεύθυνση παράλληλη με την εφαρμοζόμενη φόρτιση, με τον περιορισμό ότι l_{wi}/H δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,9.

(5) Εναλλακτικά, η εκτίμηση του T_1 (σε s) μπορεί να γίνει με τη χρήση της ακόλουθης έκφρασης:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (4.9)$$

όπου

d είναι η οριζόντια ελαστική μετακίνηση του δώματος του κτιρίου, σε m, υπό την δράση των φορτίων βαρύτητας εφαρμοζόμενων στην (εξεταζόμενη) οριζόντια διεύθυνση.

4.3.3.2.3 Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων

(1) Το σχήμα των θεμελιωδών ιδιομορφών στις οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης του κτιρίου μπορεί να υπολογιστεί με χρήση μεθόδων Δυναμικής ή μπορεί να προσεγγιστεί από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος του κτιρίου.

(2)P Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθορίζονται με την εφαρμογή, στα δύο επίπεδα προσομοιώματα, οριζόντιων φορτίων F_i σε όλους τους ορόφους.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (4.10)$$

όπου

F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i ;

F_b είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως σύμφωνα με την έκφραση (4.5)

s_i, s_j είναι οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

m_i, m_j είναι οι μάζες ορόφων που υπολογίζονται σύμφωνα με την 3.2.4(2).

(3) Όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος, τα οριζόντια φορτία F_i θα λαμβάνονται από την έκφραση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (4.11)$$

όπου

z_i, z_j είναι τα ύψη των μαζών m_i, m_j πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου).

(4)P Τα οριζόντια φορτία F_i που καθορίζονται σύμφωνα με την παρούσα θα κατανέμονται στο σύστημα ανάληψης οριζόντιων φορτίων υποθέτοντας ότι οι πλάκες των ορόφων είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους.

4.3.3.2.4 Στρεπτικές επιδράσεις

(1) Εάν η οριζόντια δυσκαμψία και η μάζα έχουν συμμετρική κατανομή σε κάτοψη και εφόσον αν η τυχηματική εκκεντρότητα της 4.3.2(1)P δεν λαμβάνεται υπόψη με ακριβέστερη μέθοδο (π.χ. αυτήν της 4.3.3.3(1)), οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να ληφθούν υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις των επιμέρους φερόντων στοιχείων, που προέρχονται από εφαρμογή της 4.3.3.2.3(4), επί συντελεστή δ :

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.12)$$

όπου

x είναι η απόσταση του εξεταζόμενου στοιχείου από το κέντρο μάζας του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης

L_e είναι η απόσταση μεταξύ των δύο ακραίων φερόντων στοιχείων του συστήματος ανάληψης οριζόντιων φορτίων, μετρούμενη κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης

(2) Εάν η ανάλυση εκτελείται σε δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, οι στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν διπλασιάζοντας την τυχηματική εκκεντρότητα e_{ai} που λαμβάνεται από την έκφραση (4.3) και εφαρμόζοντας την (1) της παρούσας με τον συντελεστή 0,6 της έκφρασης (4.12) αυξημένο σε 1,2.

4.3.3.3 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

4.3.3.3.1 Γενικά

(1)P Η ανάλυση αυτή θα εφαρμόζεται σε κτίρια που δεν ικανοποιούν τις συνθήκες της 4.3.3.2.1(2) για την εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης.

(2)P Θα λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση.

(3) Οι απαιτήσεις της παραγράφου (2)P θεωρείται ότι ικανοποιούνται εάν μπορεί να αποδειχθεί οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

- το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα
- λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η δρώσα ιδιομορφική μάζα m_k , που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης F_{bk} , που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως $F_{bk} = S_d(\gamma_k) m_k$. Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρώσων

ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα.

(4) Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα, οι παραπάνω συνθήκες πρέπει να ελέγχονται σε κάθε απαιτούμενη διεύθυνση.

(5) Εάν οι απαιτήσεις που ορίζονται στην (3) δεν ικανοποιούνται (π.χ. σε κτίρια με σημαντική συμβολή στρεπτικών ιδιομορφών) ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών k που λαμβάνεται υπόψη σε μια χωρική ανάλυση πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (4.14a)$$

και

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (4.14b)$$

όπου

k είναι το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

n είναι το πλήθος των ορόφων πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου

T_k είναι η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k .

4.3.3.3.2 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων

(1) Οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περίοδοι τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j \leq T_i$) την ακόλουθη συνθήκη:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (4.15)$$

(2) Όταν όλες οι σχετικές ιδιομορφικές αποκρίσεις (βλ. 4.3.3.3.1(3)-(5)) μπορούν να θεωρηθούν αμοιβαία ανεξάρτητες, η μέγιστη τιμή E_E ενός εντατικού σεισμικού μεγέθους ή μετακίνησης μπορεί να ληφθεί ως:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.16)$$

όπου

E_E είναι το σεισμικό μέγεθος που εξετάζεται (δύναμη, μετακίνηση, κλπ)

E_{Ei} είναι η τιμή του ίδιου σεισμικού μεγέθους λόγω της ιδιομορφής ταλάντωσης i .

(3)P Εάν η (1) δεν ικανοποιείται, θα υιοθετούνται ακριβέστερες μέθοδοι για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων, όπως ο "Πλήρης Τετραγωνικός Συνδυασμός".

4.3.3.3.3 Στρεπτικές επιδράσεις

(1) Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα για την ανάλυση, οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις που αναφέρονται στην 4.3.2(1)P μπορούν να καθοριστούν ως

περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών M_a , περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου i :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.17)$$

όπου

M_{ai} είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο i περί τον κατακόρυφο άξονά του

e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου i σύμφωνα με την έκφραση (4.3) στην αντίστοιχη απαιτούμενη διεύθυνση

F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο i , όπως υπολογίζεται με την έκφραση 4.3.3.2.3 σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της e_{ai} .

(2) Τα εντατικά μεγέθη των φορτίσεων σύμφωνα με την (1) πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με θετικά και αρνητικά πρόσημα (το ίδιο πρόσημο για όλους τους ορόφους).

(3) Όποτε χρησιμοποιούνται για την ανάλυση δύο χωριστά επίπεδα προσομοιώματα, οι στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να ληφθούν υπόψη με την εφαρμογή των κανόνων της 4.3.3.2.4 (2) στα εντατικά μεγέθη και στις μετακινήσεις που υπολογίζονται σύμφωνα με την 4.3.3.3.2.

4.3.3.4 Μη γραμμικές μέθοδοι

4.3.3.4.1 Γενικά

(1)P Το μαθηματικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται για την ελαστική ανάλυση θα επεκτείνεται ώστε να περιλαμβάνει την αντοχή των φερόντων στοιχείων και την μετελαστική συμπεριφορά τους.

(2) Κατ' ελάχιστον, πρέπει να χρησιμοποιείται διγραμμική σχέση δύναμης-παραμόρφωσης σε επίπεδο στοιχείων. Σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, η ελαστική δυσκαμψία μιας διγραμμικής σχέσης δύναμη-παραμόρφωσης πρέπει να αντιστοιχεί σε αυτήν της διατομών (βλ. 4.3.1 (7)). Σε πλάστιμα στοιχεία που αναμένεται να έχουν μεταβάσεις στην μετελαστική περιοχή κατά την απόκριση, η ελαστική δυσκαμψία της διγραμμικής σχέσης πρέπει να είναι η τέμνουσα δυσκαμψία στο σημείο διαρροής. Επιτρέπονται τριγραμμικές σχέσεις δύναμης-παραμόρφωσης που λαμβάνουν υπόψη την δυσκαμψία πριν και μετά την ρηγμάτωση.

(3) Μετά την διαρροή μπορεί να υποτεθεί μηδενική δυσκαμψία. Εάν αναμενεται υποβάθμιση αντοχής, π.χ. για τοιχοποιία ή άλλα ψαθυρά στοιχεία, αυτή πρέπει να περιλαμβάνεται στις σχέσεις δύναμης-παραμόρφωσης των στοιχείων αυτών.

(4) Εκτός αν ορίζεται διαφορετικό, οι ιδιότητες των στοιχείων πρέπει να βασίζονται στις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών. Για νέους φορείς, οι μέσες τιμές των ιδιοτήτων υλικών μπορούν να υπολογιστούν από τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές βάσει των πληροφοριών που παρέχονται στα EN 1992 έως EN 1996 ή σε EN υλικών.

(5)P Φορτία βαρύτητας σύμφωνα με την 3.2.4, θα εφαρμόζονται σε κατάλληλα στοιχεία των μαθηματικού προσομοιώματος.

(6) Οι αξονικές δυνάμεις λόγω φορτίων βαρύτητας πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στον καθορισμό της σχέσεως δύναμης – παραμόρφωσης για τα φέροντα στοιχεία. Οι ροπές κάμψεως λόγω φορτίων βαρύτητας στα κατακόρυφα στατικά στοιχεία μπορούν να αγνοηθούν, εκτός αν επηρεάζουν ουσιαστικά τη γενική στατική συμπεριφορά.

✓

(7)P Η σεισμική δράση θα εφαρμόζεται σε κάθε διεύθυνση με θετικό και με αρνητικό πρόσημο και θα χρησιμοποιούνται τα μέγιστα σεισμικά αποτελέσματα που προκύπτουν.

4.3.3.4.2 Μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover)

4.3.3.4.2.1 Γενικά

(1) Μη-γραμμική στατική ανάλυση είναι ανάλυση η οποία εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο της στατικής συμπεριφοράς νέων και υπαρχόντων κτιρίων με τους ακόλουθους στόχους:

§

α) για τον έλεγχο ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής α_u / α_l (βλ. 5.2.2.2, 6.3.2, 7.3.2)

β) για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών

γ) για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων για τους σκοπούς του EN 1998-3

δ) ως εναλλακτική λύση αντί της μελέτης που βασίζεται σε γραμμική-ελαστική ανάλυση που χρησιμοποιεί τον συντελεστή συμπεριφοράς q . Στην περίπτωση αυτή, η μετακίνηση-στόχος που υποδεικνύεται στην 4.3.3.4.2.6(1)P πρέπει να χρησιμοποιείται ως βάση της μελέτης.

(2)P Κτίρια που δεν ικανοποιούν τα κριτήρια κανονικότητας της 4.2.3.2 ή τα κριτήρια της 4.3.3.1(8) α)-ε) θα μελετώνται χρησιμοποιώντας χωρικό προσομοίωμα. Επιτρέπεται να εκτελούνται δύο ανεξάρτητες αναλύσεις με οριζόντια φορτία που εφαρμόζονται σε μια μόνον διεύθυνση.

(3) Για κτίρια που ικανοποιούν τα κριτήρια κανονικότητας της 4.2.3.2 ή τα κριτήρια της 4.3.3.1(8)α)-δ) η ανάλυση μπορεί να εκτελεστεί χρησιμοποιώντας δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση.

(4) Για κτίρια από τοιχοποιία μικρού ύψους, στα οποία η συμπεριφορά των φερόντων τοίχων κυριαρχείται από την διάτμηση, κάθε δροφος μπορεί να αναλυθεί ανεξάρτητα.

(5) Οι απαιτήσεις της (4) θεωρείται ότι ικανοποιούνται εάν το πλήθος των ορόφων είναι 3 ή μικρότερο και εάν ο μέσος λόγος όψεως (ύψος προς πλάτος) των φερόντων τοίχων είναι μικρότερος από 1,0.

4.3.3.4.2.2 Οριζόντια φορτία

(1) Πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο καθ' ύψος κατανομές των οριζόντιων φορτίων:

- "ομοιόμορφη" κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης)
- "ιδιομορφική" κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση (σύμφωνα με 4.3.3.2 ή 4.3.3.3).

(2)P Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται στο προσομοίωμα στις θέσεις των μαζών. Η τυχηματική εκκεντρότητα σύμφωνα με την 4.3.2(1)P θα λαμβάνεται υπόψη.

4.3.3.4.2.3 Καμπύλη ικανότητας

(1) Η σχέση μεταξύ της τέμνουσας δύναμης βάσεως και της μετακίνησης-ελέγχου (η 'καμπύλη ικανότητας') θα καθορίζεται από μη-γραμμική στατική ανάλυση για τιμές μετακίνησης-ελέγχου μεταξύ μηδέν και της τιμής που αντιστοιχεί στο 150% της μετακίνησης-στόχου, όπως ορίζεται στην 4.3.3.4.2.6.

(2) Η μετακίνηση-ελέγχου⁹ μπορεί να ληφθεί στο κέντρο μάζας του δώματος του κτιρίου. Το δώμα ορόφου σε εσοχή δεν πρέπει να θεωρείται δώμα του κτιρίου.

4.3.3.4.2.4 Λόγος υπεραντοχής

(1) Όταν ο λόγος υπεραντοχής (α_u/α_l) καθορίζεται από μη-γραμμική στατική ανάλυση, πρέπει να χρησιμοποιείται η μικρότερη τιμή του λόγου υπεραντοχής που προκύπτει για τις δύο κατανομές οριζόντιων φορτίων.

4.3.3.4.2.5 Πλαστικός μηχανισμός

(1)P Ο πλαστικός μηχανισμός θα προσδιορίζεται και για τις δύο εφαρμοζόμενες κατανομές οριζόντιων φορτίων. Οι πλαστικοί μηχανισμοί θα πρέπει να είναι συμβατοί με τους μηχανισμούς στους οποίους βασίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς α στην μελέτη.

4.3.3.4.2.6 Μετακίνηση-στόχος

(1)P Η μετακίνηση-στόχος θα ορίζεται ως η σεισμική απαίτηση σε όρους μετακίνησης που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης της 3.2.2.2 για ένα ισοδύναμο σύστημα μας ελευθερίας κινήσεως.

B

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Το πληροφοριακό Παράρτημα ~~β~~ δίνει μια διαδικασία για τον προσδιορισμό της μετακίνησης-στόχου από το ελαστικό φάσμα απόκρισης.

4.3.3.4.2.7 Διαδικασία για την εκτίμηση των στρεπτικών επιδράσεων

(1)P Η μη-γραμμική στατική ανάλυση που εκτελείται με τις κατανομές φορτίου που δίνονται στην 4.3.3.4.2.2 μπορεί να υποτιμήσει σημαντικά τις παραμορφώσεις στη δύσκαμπτη/ισχυρή πλευρά ενός στρεπτικά εύκαμπτου φορέα, δηλ. ενός φορέα στον οποίον η πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης είναι κυρίως στρεπτική. Το ίδιο ισχύει για τις παραμορφώσεις της δύσκαμπτης/ισχυρής πλευράς όταν η δεύτερη ιδιομορφή είναι κυρίως στρεπτική. Για τέτοιους φορείς, οι μετακινήσεις στη δύσκαμπτη/ισχυρή πλευρά θα πρέπει να λαμβάνονται αυξημένες, σε σχέση με εκείνες του αντιστοιχού σε στρεπτικά ισορροπημένο φορέα.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Δύσκαμπτη/ισχυρή πλευρά σε κάτοψη είναι αυτή στην οποία αναπτύσσονται μικρότερες οριζόντιες μετακινήσεις από την αντίθετη πλευρά, υπό την επίδραση παράλληλων

προς αυτήν οριζόντιων στατικών φορτίων. Για τους στρεπτικά εύκαμπτους φορείς, οι δυναμικές μετακινήσεις στη δύσκαμπτη/ισχυρή πλευρά ενδέχεται να αυξηθούν σημαντικά λόγω της επιρροής μιας κυρίως στρεπτικής ιδιομορφής.

(2) Η απαίτηση της (1) της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν εφαρμοστεί συντελεστής ενίσχυσης στις μετακινήσεις της δύσκαμπτης/ισχυρής πλευράς ο οποίος βασίζεται στα αποτελέσματα ελαστικής ιδιομορφικής ανάλυσης χωρικού προσομοιώματος.

(3) Εάν χρησιμοποιούνται δύο επίπεδα προσομοιώματα για την ανάλυση φορέων κανονικών σε κάτοψη, οι στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να υπολογιστούν σύμφωνα με την 4.3.3.2.4 ή την 4.3.3.3.3.

4.3.3.4.3 Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

(1) Η απόκριση του φορέα ως συνάρτηση του χρόνου μπορεί να ληφθεί με άμεση αριθμητική ολοκλήρωση των διαφορικών εξισώσεων της κίνησης, χρησιμοποιώντας τα επιταχυνσιογραφήματα που ορίζονται στην 3.2.3.1 ως προσομοίωση των εδαφικών κινήσεων.

(2) Τα προσομοιώματα φερόντων στοιχείων πρέπει να ικανοποιούν τις 4.3.3.4.1(2)-(4) και να έχουν συμπληρωθεί με κανόνες που περιγράφουν την συμπεριφορά στοιχείων υπό μετελαστικούς κύκλους αποφόρτισης-επαναφόρτισης. Αυτοί οι κανόνες πρέπει να απεικονίζουν ρεαλιστικά την απόδοση ενέργειας από το στοιχείο στο εύρος των μετακινήσεων που αναμένονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

(3) Εάν η απόκριση λαμβάνεται από τουλάχιστον 7 μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με εδαφικές κινήσεις σύμφωνα με την 3.2.3.1, η μέση τιμή των μεγεθών απόκρισης από όλες τις αναλύσεις αυτές πρέπει να χρησιμοποιηθεί ως τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους ή της μετακίνησης E_d στους σχετικούς ελέγχους της 4.4.2.2. Διαφορετικά, πρέπει να χρησιμοποιείται ως E_d η δυσμενέστερη τιμή του μεγέθους απόκρισης που προκύπτει από τις αναλύσεις.

4.3.3.5 Συνδυασμός των αποτελεσμάτων των συνιστωσών της σεισμικής δράσης

4.3.3.5.1 Οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης

(1)P Γενικά, θα θεωρείται ότι υπάρχει σύγχρονη δράση των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης (βλ. 3.2.2.1(3)).

(2) Ο συνδυασμός των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορεί να ληφθεί υπόψη ως εξής

α) Η απόκριση προς κάθε συνιστώσα θα αποτιμάται ξεχωριστά, χρησιμοποιώντας τους κανόνες συνδυασμού για τις ιδιομορφικές αποκρίσεις που δίνονται στην 4.3.3.2.

β) Στην συνεχεία, η μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους ή μετακίνησης στον φορέα λόγω των δύο οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορεί να υπολογιστεί από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των τιμών του μεγέθους λόγω κάθε οριζόντιας συνιστώσας.

γ) Ο κανόνις β) δίνει γενικά συντηρητική εκτίμηση των πιθανών τιμών άλλων εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων που αναπτύσσονται συγχρόνως με τη μέγιστη τιμή που λαμβάνεται από τον β). Για την εκτίμηση των πιθανών συγχρόνων τιμών περισσότερων του ενός εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων λόγω των δύο οριζόντιων συνιστώσων της σεισμικής δράσης επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν ακριβέστερα προσομοιώματα.

(3) Σαν εναλλακτική λύση στους κανόνες β) και γ) της (2), τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις λόγω συνδυασμού των οριζόντιων συνιστώσων της σεισμικής δράσης μπορούν να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας και τους δύο ακόλουθους συνδυασμούς:

$$\text{a) } E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} \quad (4.18)$$

$$\text{b) } 0,30E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (4.19)$$

όπου

"+" σημαίνει "να συνδυαστεί με"

E_{Edx} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του οριζόντιου άξονα x που επιλέχθηκε για τον φορέα

E_{Edy} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της ίδιας σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του ορθογώνιου προς τον x οριζόντιου άξονα y του φορέα.

(4) Εάν το στατικό σύστημα ή η κατηγορία κανονικότητας του κτιρίου σε δύη είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διεύθυνσεις, η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί επίσης να είναι διαφορετική.

(5)P Το πρόστιμο κάθε συνιστώσας στους παραπάνω συνδυασμούς θα λαμβάνεται το δυσμενέστερο για το υπό εξέταση συγκεκριμένο εντατικό μέγεθος ή μετακίνηση.

(6) Όταν χρησιμοποιείται μη-γραμμική στατική ανάλυση και χωρικό προσομοίωμα, πρέπει να εφαρμόζονται οι κανόνες συνδυασμού των (2) και (3) της παρούσας, θεωρώντας τις δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω εφαρμογής της μετακίνησης-στόχου στην διεύθυνση x ως E_{Edx} και τις δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω εφαρμογής της μετακίνησης-στόχου στην διεύθυνση y ως E_{Edy} . Τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν ως αποτέλεσμα του συνδυασμού δεν πρέπει να υπερβαίνουν τις αντίστοιχες ικανότητες.

(7)P Όταν χρησιμοποιείται μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας και χωρικό προσομοίωμα του φορέα, θα χρησιμοποιούνται συγχρόνως επιταχυνσιογραφήματα και στις δύο οριζόντιες διεύθυνσεις.

(8) Για κτίρια που ικανοποιούν τα κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη και στα οποία τα μοναδικά κύρια σεισμικά στοιχεία είναι τοιχώματα ή ανεξάρτητα συστήματα δικτυωτών συνδέσμων στις δύο κύριες οριζόντιες διεύθυνσεις (βλ. 4.2.2), η σεισμική δράση μπορούν να υποτεθεί ότι δρα ξεχωριστά και χωρίς τους συνδυασμούς (2) και (3) της παρούσας, κατά τις διεύθυνσεις των δύο κύριων ορθογώνιων οριζόντιων άξονων του φορέα.

4.3.3.5.2 Κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης

(1) Εάν η επιτάχυνση a_{vg} είναι μεγαλύτερη από $0.25g$ (2.5 m/s^2) η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, όπως ορίζεται στην 3.2.2.3, πρέπει να λαμβανεται υπόψη στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια στατικά μέλη με άνοιγμα 20m ή περισσότερο.
- για οριζόντιους ή σχεδόν οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m ;
- για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που φορούν φυτευτά υποστυλώματα
- σε φορείς με σεισμική μόνωση.

(2) Η ανάλυση για τον καθορισμό των αποτελεσμάτων της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής δράσης μπορεί να βασίζεται σε μερικό προσδομοίωμα του φορέα, που περιλαμβάνει τα στοιχεία για τα οποία πρέπει να ληφθεί η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας (π.χ. τις περιπτώσεις που αναφέρονται στην προηγούμενη παράγραφο) και λαμβάνει υπόψη την δισκαμψία των παρακείμενων στοιχείων.

(3) Τα αποτελέσματα της κατακόρυφης συνιστώσας χρειάζεται να ληφθούν υπόψη μόνο για τα υπό εξέταση στοιχεία (π.χ. εκείνα που απαριθμούνται στην (1) της παρούσας) και τα στοιχεία άμεστης στήριξης τους.

(4) Εάν για τα στοιχεία αυτά πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, οι κανόνες της 4.3.3.5.1(2) μπορούν να εφαρμοστούν, προσαρμοσμένοι για τρεις συνιστώσες της σεισμικής δράσης. Εναλλακτικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων και οι τρεις ακόλουθοι συνδυασμοί:

$$\text{α)} E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz} \quad (4.20)$$

$$\beta) 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz} \quad (4.21)$$

$$\gamma) 0,30 E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" E_{Edz} \quad (4.22)$$

όπου

"+" σημαίνει " να συνδυαστεί με "

E_{Edx} and E_{Edy} είναι όπως στην 4.3.3.5.1(3)

E_{Edz} είναι τα εντατικά μεγέθη τή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής δράσης σχεδιασμού όπως ορίζεται στις 3.2.2.5(5) και (6).

(5) Εάν γίνεται μη-γραμμική στατική ανάλυση, η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης μπορεί να αγνοηθεί.

4.3.4 Υπολογισμός μετακινήσεων

(1)P Εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα υπολογίζονται βάσει των ελαστικών πάραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$\underline{d_s = q_d d_e} \quad (4.23)$$

όπου

d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q εκτός αν ορίζεται διαφορετικά

d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού σύμφωνα με την 3.2.2.5

Η τιμή του d_s δεν χρειάζεται να είναι μεγαλύτερη από την τιμή που προσδιορίζεται από το ελαστικό φάσμα.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Γενικά ο q_d είναι μεγαλύτερος από τον q εάν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα είναι μικρότερη από T_C (βλέπε Σχήμα B.2).

επηρεάζει

(2)P Στον καθορισμό των μετακινήσεων d_e , πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι στρεπτικές επιδράσεις της σεισμικής δράσης.

(3) Τόσον για τη στατική όσον και για την δυναμική μη-γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις είναι ίσες με αυτές που λαμβάνονται άμεσα από την ανάλυση χωρίς περαιτέρω τροποποιήσεις.

4.3.5 Προσαρτήματα

4.3.5.1 Γενικά

(1)P Προσαρτήματα κτιρίων (π.χ. στηθαία, αετώματα, κεραίες, ~~μηχανικά~~ έλα. /μηχ.) προσαρτήματα και εξοπλισμός, τοίχοι όψεως, διαχωριστικοί τοίχοι, κιγκλιδώματα) τα οποία ενδέχεται, σε περίπτωση αστοχίας, να προκαλέσουν κινδύνους σε ανθρώπους ή να επηρεάσουν τον κύριο φορέα του κτιρίου ή δίκτυα και κρίσιμες εγκαταστάσεις, θα ελέγχονται σε συνδυασμό με τις στηρίξεις τους για αντοχή στην σεισμική δράση σχεδιασμού.

(2)P Για προσαρτήματα μεγάλης σπουδαιότητας ή ιδιαίτερα επικίνδυνης φύσεως, η σεισμική ανάλυση θα βασίζεται σε ρεαλιστικό προσομοίωμα των σχετικών φερόντων συστημάτων και σε χρήση κατάλληλων φασμάτων απόκρισης που προέρχονται από την απόκριση των φερόντων στοιχείων του κύριου αντισεισμικού συστήματος.

(3) Σε κάθε άλλη περίπτωση επιτρέπονται κατάλληλα τεκμηριωμένες απλουστεύσεις της διαδικασίας αυτής (π.χ. όπως δίνονται στην 4.3.5.2(2)).

4.3.5.2 Έλεγχος

(1)P Προσαρτήματα, καθώς επίσης και οι συνδέσεις και τα συνοδά στοιχεία ή οι αγκυρώσεις τους, θα ελέγχονται για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (βλ. 3.2.4).

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τοπική μεταφορά των δράσεων στον φορέα από την αγκύρωση προσαρτημάτων και η επιρροή τους στη στατική συμπεριφορά πρέπει να λαμβάνεται υπόψη. Οι απαιτήσεις για αγκυρώσεις σε σκυρόδεμα δίνονται στον EN1992-1-1:2004, 2.7.

(2) Τα εντατικά μεγέθη ή οι μετακινήσεις λόγω της σεισμικής δράσης μπορούν να καθοριστούν εφαρμόζοντας στο προσάρτημα, οριζόντια δύναμη F_a που υπολογίζεται ως εξής:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (4.24)$$

όπου

F_a είναι η οριζόντια σεισμική δύναμη, που δρα στο κέντρο της μάζας του προσαρτήματος στην δυσμενέστερη διεύθυνση

W_a είναι το βάρος του προσαρτήματος

S_a είναι ο σεισμικός συντελεστής που εφαρμόζεται σε προσαρτήματα, (βλ. (3) της παρούσας)

γ_a είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας του προσαρτήματος, βλέπε 4.3.5.3

q_a είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς του προσαρτήματος, βλέπε Πίνακα 4.4.

(3) Ο σεισμικός συντελεστής S_a μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας την ακόλουθη έκφραση:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [3(1 + z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5] \quad (4.25)$$

όπου

α είναι ο λόγος της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A, a_g , προς την επιτάχυνση της βαρύτητας g ;

S είναι ο συντελεστής εδάφους;

T_a είναι η θεμελιώδης περίοδος ταλάντωσης του προσαρτήματος;

T_1 είναι η θεμελιώδης περίοδος ταλάντωσης του κτιρίου στην σχετική διεύθυνση;

z είναι το ύψος στο οποίο βρίσκεται το προσάρτημα επάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης; και

H είναι το ύψος του κτιρίου που μετράται από την θεμελίωση ή από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου.

Η τιμή του σεισμικού συντελεστή S_a δεν θα λαμβάνεται μικρότερη από $\alpha \cdot S$.

4.3.5.3 Συντελεστές σπουδαιότητας

(1)P Για τα ακόλουθα προσαρτήματα ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_a δεν θα είναι μικρότερος από 1,5:

- στοιχεία αγκύρωσης μηχανημάτων και εξοπλισμού συστημάτων ασφαλείας
- δεξαμενές και δοχεία που περιέχουν τοξικές ή εκρηκτικές ουσίες που θεωρούνται επικίνδυνες για την δημόσια ασφάλεια.

(2) Σε κάθε άλλη περίπτωση ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_a προσαρτημάτων μπορεί να υποτεθεί ίσος με $\gamma_a = 1,0$.

4.3.5.4 Συντελεστές συμπεριφοράς

(1) Οι ανώτατες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q_a για προσαρτήματα δίνονται στον Πίνακα 4.4.

Πίνακας 4.4: Τιμές του q_a για προσαρτήματα

Τύπος προσαρτήματος	q_a
Στηθαία σε μορφή προβόλου η διακοσμητικά στοιχεία	
Σήματα και πίνακες διαφημίσεων	1,0
Καπνοδόχοι, ιστοί και δεξαμενές σε πόδια που δρουν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος περισσότερο από το ήμισυ του συνολικού ύψους τους	
Εξωτερικοί και εσωτερικοί τοίχοι	
Διαχωριστικοί τοίχοι και τοίχοι όψεως	
Καπνοδόχοι, ιστοί και δεξαμενές σε πόδια που δρουν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος λιγότερο από το ήμισυ του συνολικού ύψους τους, ή που διαθέτουν αντιστηρίξεις ή καλωδιωτές προσδέσεις (επιτόνους) προς τον φορέα στο κέντρο μάζας τους ή πάνω από αυτό	2,0
Στοιχεία αγκύρωσης μονίμων ερμαρίων και βιβλιοθηκών που εδράζονται στο δάπεδο	
Στοιχεία αγκύρωσης ψευδοροφών και φωτιστικών	

4.3.6 Πρόσθετα μέτρα για φατνώματα τοιχοπλήρωσεων

4.3.6.1 Γενικά

(1)P Οι 4.3.6.1 και 4.3.6.3 εφαρμόζονται σε πλαισιωτά συστήματα ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα σκυροδέματος ΚΠΥ (βλέπε Κεφάλαιο 5) και για χαλύβδινα ή σύμμικτα πλαίσια ΚΠΥ (βλέπε Κεφάλαια 6 και 7) τα οποία έχουν αλληλεπίδραση με φατνώματα τοιχοπλήρωσης που δεν αποτελούν τμήμα του φορέα και ικανοποιούν όλες τις ακόλουθες συνθήκες:

α) κατασκευάζονται μετά από τη σκλήρυνση των πλαισίων από σκυρόδεμα ή την συναρμολόγηση των χαλύβδινων πλαισίων

β) βρίσκονται σε επαφή με το πλαίσιο (δηλ. χωρίς ειδικούς αρμούς διαχωρισμού), αλλά χωρίς ~~στατική~~ σύνδεση προς αυτό (μέσω συνδέσμων, οριζόντιων ή κατακόρυφων διαζωμάτων ή διατμητικών συνδέσμων)

γ) θεωρούνται καταρχήν ως μη-φέροντα στοιχεία.

(2) Αν και το πεδίο εφαρμογής των 4.3.6.1 έως 4.3.6.3 περιορίζεται σύμφωνα με το (1)P της παρούσας, οι διατάξεις αυτές παρέχουν κριτήρια για ορθή πρακτική, η εφαρμογή της οποίας ενδέχεται να προσφέρει πλεονεκτήματα και για φορείς από σκυρόδεμα, χάλινβα ή σύμμικτους κατηγοριών ΚΠΜ ή ΚΠΧ με τοιχοπληρώσεις.

Ειδικότερα για φατνώματα εναίσθητα σε εκτός επιπέδου αστοχία, η διάταξη συνδέσμων μπορεί να μειώσει τους κινδύνους από πτώση τοιχοποιίας.

(3)P Οι διατάξεις της 1.3(2) σχετικά με ενδεχόμενη μελλοντική τροποποίηση του φορέα έχουν εφαρμογή επίσης για τις τοιχοπληρώσεις.

(4) Για τοιχώματα ή ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα από σκυρόδεμα, καθώς επίσης και για συστήματα από χάλυβα ή σύμμικτα με δικτυωτούς συνδέσμους, η αλληλεπίδραση με τις τοιχοπληρώσεις μπορεί να αγνοηθεί.

(5) Εάν τα φατνώματα τοιχοπλήρωσης μελετώνται ως μέρος του αντισεισμικού φέροντος συστήματος, η ανάλυση και ο σχεδιασμός πρέπει να γίνονται σύμφωνα με τα κριτήρια και τους κανόνες που δίνονται στο Κεφάλαιο 9 για περισφιγμένη τοιχοποιία.

(6) Οι απαιτήσεις και τα κριτήρια που δίνονται στην 4.3.6.2 θεωρείται ότι ικανοποιούνται εφόσον τηρούνται οι κανόνες που δίνονται στην 4.3.6.3 και 4.3.6.4 και οι ειδικοί κανόνες των Κεφαλαίων 5 έως 7.

4.3.6.2 Απαιτήσεις και κριτήρια

(1)P Θα λαμβάνονται υπόψη οι συνέπειες μη-κανονικότητας σε κάτοψη που προκαλείται από τοιχοπληρώσεις.

(2)P Θα λαμβάνονται υπόψη οι συνέπειες μη-κανονικότητας σε όψη που προκαλείται από τοιχοπληρώσεις.

(3)P Θα δίνεται προσοχή στις υψηλές αβεβαιότητες που σχετίζονται με την συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων (συγκεκριμένα, την μεταβλητότητα των μηχανικών ιδιοτήτων τους και την σύνδεσή τους στο περιβάλλον πλαισίο, την ενδεχόμενη τροποποίησή τους κατά τη διάρκεια της χρήσης του κτιρίου, καθώς επίσης και την ανομοιομορφία των βλαβών στις οποίες υπόκεινται κατά τη διάρκεια του ίδιου του σεισμού).

(4)P Θα λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχομένως δυσμενείς τοπικές επιδράσεις λόγω αλληλεπίδρασης πλαισίου και τοιχοπληρώσεως (π.χ. διατμητική αστοχία των υποστυλωμάτων από τις τέμνουσες δυνάμεις που προκαλούνται από τη διαφώνια δράση αντερίδων των τοιχοπληρώσεων) (βλέπε Κεφάλαια 5 έως 7).

4.3.6.3 Μη κανονικότητες προκαλούμενες από τοιχοπληρώσεις

4.3.6.3.1 Μη κανονικότητες σε κάτοψη

(1) Πρέπει να αποφεύγονται έντονα μη-κανονικές, ασύμμετρες ή ανομοιόμορφες διατάξεις τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη (λαμβάνοντας υπόψη την έκταση των ανοιγμάτων και οπών στα φατνώματα τοιχοπληρώσεων).

(2) Σε περίπτωση μεγάλων αποκλίσεων από την κανονικότητα σε κάτοψη λόγω ασύμμετρης διάταξης των τοιχοπληρώσεων (π.χ. ύπαρξη τοιχοπληρώσεων κυρίως κατά μήκος δύο διαδοχικών όψεων του κτιρίου), πρέπει να χρησιμοποιούνται χωρικά προσομοιώματα για την ανάλυση του φορέα. Οι τοιχοπληρώσεις πρέπει να περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα και πρέπει να γίνεται ανάλυση ενασθησίας του συστήματος όσον αφορά τη θέση και τις ιδιότητες των τοιχοπληρώσεων (π.χ. αγνοώντας το ένα από τα τρία ή τέσσερα φατνώματα τοιχοπλήρωσης σε ένα επίπεδο πλαισίο, ειδικά στις πιο εύκαμπτες πλευρές). Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στον

έλεγχο των φερόντων στοιχείων στις εύκαμπτες πλευρές τις κάτοψης (δηλαδή τις που απομακρυσμένες από την πλευρά όπου υπάρχει συγκέντρωση τοιχοπληρώσεων) ώστε να αντιμετωπιστούν επιδράσεις τυχόν στρεπτικής απόκρισης που προκαλείται από τις τοιχοπληρώσεις.

(3) Φατνώματα τοιχοπληρώσεων με περισσότερα του ενός σημαντικά ανοίγματα ή οπές (π.χ. θύρα ή παράθυρο κλπ) πρέπει να αγνοούνται στα προσομοιώματα για αναλύσεις σύμφωνα με την (2) της παρούσας.

(4) Όταν οι τοιχοπληρώσεις δεν είναι ~~μεν~~ ομοιά κατανεμημένες ~~αλλά~~ ~~ούτε~~ παρευει~~άζουν~~ μεγάλη απόκλιση από την κανονικότητα σε κάτοψη, η μη-κανονικότητα αυτή μπορεί να ληφθεί υπόψη αυξάνοντας τα αποτελέσματα της τυχηματικής εκκεντρότητας που υπολογίζονται σύμφωνα με τις 4.3.3.2.4 και 4.3.3.3 με πολλαπλασιασμό επί 2,0.

4.3.6.3.2 Μη-κανονικότητες ~~σε άψη~~

(1)P Εάν υπάρχουν σημαντικές μη-κανονικότητες σε ~~άψη~~ (π.χ. δραστική μείωση των τοιχοπληρώσεων σε έναν ή περισσότερους ορόφους σε σύγκριση με τους άλλους) τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμικής δράσης στα κατακόρυφα στοιχεία των αντίστοιχων ορόφων πρέπει να λαμβάνονται αυξημένα.

(2) Ελλείπει ακριβέστερου προσομοιώματος, η 1(P) θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν τα υπολογιζόμενα σεισμικά εντατικά μεγέθη μεγεθύνονται με συντελεστή μεγέθυνσης η που ορίζεται ως εξής:

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q \quad (4.26)$$

όπου

~~μόδια~~ α. ~~η=1,1~~

ΔV_{Rw} είναι η συνολική μείωση της διατμητικής αντοχής των τοιχοπληρώσεων στον συγκεκριμένο όροφο, σε σύγκριση με τον υπερκείμενο όροφο που περιέχει περισσότερες τοιχοπληρώσεις, και

9

ΣV_{Ed} είναι το άθροισμα των σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων που δρουν σε όλα τα κατακόρυφα κύρια σεισμικά στοιχεία του συγκεκριμένου ορόφου.

(3) Εάν η έκφραση (4.26) οδηγεί σε συντελεστή μεγέθυνσης μικρότερο από 1,1, δεν απαιτείται τροποποίηση των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης.

4.3.6.4 Περιορισμός βλαβών των τοιχοπληρώσεων

(1) Για τα ~~στατικά~~ συστήματα που αναφέρονται στην 4.3.6.1(1)P και που ανήκουν σε όλες τις κατηγορίες πλαστιμότητας, ΚΠΥ, ΚΠΜ ή ΚΠΧ, με εξαίρεση τις περιοχές χαμηλής σεισμικότητας (βλ. 3.2.1(4)), πρέπει να λαμβάνονται κατάλληλα μέτρα για την αποφυγή ψαθυρής αστοχίας και πρώτης αποσύνθεσης των τοιχοπληρώσεων (ειδικότερα σε περιπτώσεις φατνωμάτων τοιχοποιίας με ανοίγματα ή από εύθραυστα υλικά), καθώς επίσης και για την αποφυγή μερικής ή ολικής εκτός επιπέδου κατάρρευσης λιγυρών φατνωμάτων τοιχοποιίας. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται σε φατνώματα τοιχοποιίας με λόγο λιχνηρότητας (λόγος μήκους ή ύψους (όποιο είναι μικρότερο) προς το πάχος) μεγαλύτερο από 15.

~~χρήσης~~

(2) Παραδείγματα μέτρων σύμφωνα με το (1) της παρούσας, για την βελτίωση της συμπεριφοράς και διασφάλιση της ακεραιότητας εντός και εκτός επιπέδου, περιλαμβάνουν την χρήση ελαφρών πλεγμάτων καλά αγκυρωμένων στη μία όψη του τοίχου, ειδικών τοιχοσυνδέσμων στερεωμένων στα υποστυλώματα που ενσωματώνονται στους οριζόντιους αρμούς κονιάματος, και κατακόρυφα και οριζόντια διαζώματα από σκυρόδεμα (σενάζ) στο πλήρες πάχος του τοίχου του φατνώματος.

(3) Εάν υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα ή οπές σε κάποιο από τα φατνώματα τοιχοπλήρωσης, η περιμετρός τους πρέπει να ενισχύεται με περιμετρικό διάζωμα από σκυρόδεμα.

4.4 Έλεγχοι ασφαλείας

4.4.1 Γενικά

(1)P Για τους ελέγχους ασφαλείας ελέγχονται οι κατάλληλες οριακές καταστάσεις (βλέπε 4.4.2 και 4.4.3 παρακάτω) και λαμβάνονται ειδικά μέτρα (βλέπε 2.2.4).

(2) Για κτίρια όλων των κατηγοριών σπουδαιότητας εκτός της IV (βλ. Πίνακα 4.3) οι έλεγχοι που ορίζονται στις 4.4.2 και 4.4.3 θεωρείται ότι ικανοποιούνται εάν πληρούνται και οι δύο ακόλουθες συνθήκες:

α) Η συνολική τέμνουσα βάσης λόγω της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού υπολογιζόμενη με συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με την τιμή που εφαρμόζεται σε φορείς χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας (βλ. 2.2.2 (2)) είναι μικρότερη από αυτήν που προκαλείται από άλλους απαιτούμενους συνδυασμούς δράσης για τους οποίους μελετάται το κτίριο με γραμμική ελαστική ανάλυση. Αυτή η απαίτηση αφορά την τέμνουσα δύναμη ολόκληρου του φορέα στη στάθμη βάσης του κτιρίου (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου)

β) Λαμβάνονται υπόψη τα ειδικά μέτρα που περιγράφονται στην 2.2.4, με εξαίρεση τις διατάξεις των 2.2.4.1(2)-(3).

4.4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

6 αυτήν

4.4.2.1 Γενικά

(1)P Η απαίτηση μη-κατάρρευσης (οριακή κατάσταση αστοχίας) υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν πληρούνται οι ακόλουθες συνθήκες σχετικά με την αντοχή, την πλαστιμότητα, την ισορροπία, την ευστάθεια θεμελίωσης και τους σεισμικούς αρμούς.

. Κ Σιαγραφήσική λειζούργια !

4.4.2.2 Συνθήκη αντοχής

(1)P Η ακόλουθη σχέση θα ικανοποιείται για όλα τα φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβανομένων των συνδέσεων και των προσαρτημάτων:

$$E_d \leq R_d \quad (4.27)$$

όπου

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού εντατικού μεγέθους, λόγω της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού (βλ. το EN 1990:2002 6.4.3.4), που περιλαμβάνει, εάν είναι αναγκαίο, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (βλ. (2) της παρούσας). Επιτρέπεται ανακατανομή των ροπών κάμψεως σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, το EN 1993-1:2004 και το EN 1994-1-1:2004

R_d είναι η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού του στοιχείου, που υπολογίζεται σύμφωνα με ειδικούς κανόνες για το χρησιμοποιούμενο υλικό (όσον αφορά τις χαρακτηριστικές τιμές των ιδιοτήτων υλικών f_k και τον μερικό-συντελεστή γ_m) και σύμφωνα με μηχανικά προσδομοιώματα που αφορούν το συγκεκριμένο τύπο στατικού συστήματος, όπως δίνεται στα Κεφάλαια 5 έως 9 του παρόντος Ευρωκώδικα και σε άλλους εφαρμοστέους Ευρωκώδικες.

(2) Αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.28)$$

όπου

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται σύμφωνα με την 4.3.4

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και

h είναι το ύψος του ορόφου.

(3) Εάν $0,1 < \theta \leq 0,2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πόλλα πλαστικά στοιχεία. Σε περιοχές απόδοσης ενέργειας, οι οποίες σχεδιάζονται με διαμόρφωση λεπτομερειών για επίτευξη πλαστιμότητας, η συνθήκη αντοχής, έκφραση (4.27), πρέπει να ικανοποιείται σε όρους παραμορφώσεων μελών (π.χ. στροφές πλαστικών αρθρώσεων ή χορδών), με ειφαρμογή κατάλληλων ~~ελατήρων~~ μερικών συντελεστών υλικών στις ικανότητες παραμόρφωσης των μελών (βλέπε επίσης EN 1992-1-1:2004, 5.7(2); 5.7(4)P).

(4)P Η τιμή του συντελεστή θ δεν θα υπερβαίνει το 0,3.

(5) Εάν τα αποτελέσματα της (σεισμικής) δράσης σχεδιασμού E_d λαμβάνονται από μη-γραμμική μέθοδο ανάλυσης (βλ. 4.3.3.4), η (1)P της παρούσας έχει εφαρμογή σε όρους δυνάμεων μόνον για τα ψαθυρά στοιχεία. Σε περιοχές απόδοσης ενέργειας, οι οποίες σχεδιάζονται με διαμόρφωση λεπτομερειών για επίτευξη πλαστιμότητας, η συνθήκη αντοχής, έκφραση (4.27), πρέπει να ικανοποιείται σε όρους παραμορφώσεων μελών (π.χ. στροφές πλαστικών αρθρώσεων ή χορδών), με ειφαρμογή κατάλληλων ~~ελατήρων~~ μερικών συντελεστών υλικών στις ικανότητες παραμόρφωσης των μελών (βλέπε επίσης EN 1992-1-1:2004, 5.7(2); 5.7(4)P).

(6) Η αντοχή σε κόπωση δεν χρειάζεται να ελέγχεται στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

4.4.2.3 Συνθήκη γενικής και τοπικής πλαστιμότητας

(1)P Θα ελέγχεται ότι και τα φέροντα στοιχεία και ο φορέας συνολικά διαθέτουν επαρκή πλαστιμότητα, λαμβάνοντας υπόψη την αναμενόμενη εκμετάλλευση πλαστιμότητας, η οποία εξαρτάται από το σύστημα που έχει επιλεχθεί και τον συντελεστή συμπεριφοράς.

(2)P Θα ικανοποιούνται οι ειδικές απαιτήσεις που αφορούν τα υλικά, όπως καθορίζονται στα Κεφάλαια 5 έως 9, συμπεριλαμβανομένων, όταν υποδεικνύεται, και διατάξεων ικανοτικού σχεδιασμού, προκειμένου να επιτευχθεί η ιεράρχηση αντοχών των διάφορων φερόντων στοιχείων που είναι απαραίτητη για την εξασφάλιση της επιθυμητής κατανομής των πλαστικών αρθρώσεων και για την αποφυγή μορφών ψαθυρής αστοχίας.

(3)P ⁹ Σε πολυώροφα κτίρια ο σχηματισμός πλαστικού μηχανισμού μαλακού ορόφου θα πρέπει να αποφεύγεται, επειδή ένας τέτοιος μηχανισμός μπορεί να συνεπάγεται υπερβολικές τοπικές απαιτήσεις πλαστιμότητας στα υποστυλώματα του μαλακού ορόφου.

(4) Εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στα Κεφάλαια 5 έως 8, για την ικανοποίηση της απαιτήσεως της (3)P, σε κτίρια πλαισιωτού συστήματος, περιλαμβανομένων και κτιρίων με σύστημα τοιχωμάτων ισοδύναμο προς πλαισιωτό, όπως ορίζονται στην 5.1.2(1), η ακόλουθη συνθήκη πρέπει να ικανοποιείται σε όλους τους κόμβους μεταξύ βασικών ή δευτερευουσών σεισμικών δοκών και βασικών σεισμικών υποστυλωμάτων:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad \text{ήτοι κτίρια με 2 έ. γεριερά σερραίους ορόφους} \quad (4.29) \quad 9$$

όπου ~~όχι για τα 2 έ. γεριερά σερραίους ορόφους~~ ~~όχι κάτιον, για τη 2 κάτιον ή < 0,3~~ ~~3,67α 4~~ 9.5.2.3.3

ΣM_{Rc} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο. Στην έκφραση (4.29) πρέπει να χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή της ροπής αντοχής των υποστυλωμάτων μέσα στο εύρος διακύμανσης των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων που αντιστοιχούν στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και

ΣM_{Rb} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο. Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις μερικής αντοχής, οι ροπές αντοχής αυτών των συνδέσεων λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του ΣM_{Rb} .

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η αυστηρή ερμηνεία της έκφρασης (4.29) απαιτεί τον υπολογισμό των ροπών στο κέντρο του κόμβου. Οι ροπές αυτές αντιστοιχούν στην ανάπτυξη των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων ή των δοκών στις εξωτερικές παρειές του κόμβου, καθώς και κατάλληλη πρόβλεψη για τις ροπές που οφείλονται στις τέμνουσες δυνάμεις των παρειών του κόμβου. Εντούτοις, η απώλεια στην ακρίβεια είναι μικρή και η απλοποίηση είναι σημαντική εάν αγνοθεί η επίδραση των τεμνουσών. Επομένως η προσέγγιση αυτή θεωρείται τότε αποδεκτή.

(5) Η έκφραση (4.29) πρέπει να ικανοποιείται σε δύο ορθογώνια κατακόρυφα επίπεδα κάμψης, τα οποία, σε κτίρια με πλαίσια διατεταγμένα σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις, ορίζονται από τις δύο αντές διευθύνσεις. Πρέπει να ικανοποιείται και για τις δύο φορές (θετική και αρνητική) της δράσης των ροπών δοκών περί τον κόμβο όπου οι ροπές των υποστυλωμάτων εξισορροπούν πάντα τις ροπές των δοκών. Εάν το

στατικό σύστημα είναι πλαισιωτό ή ισοδύναμο προς πλαισιωτό σε μια μόνον από τις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις του στατικού συστήματος, τότε η έκφραση (4.29) πρέπει να ικανοποιείται μόνον σε κατακόρυφα επίπεδα σε αυτή την διεύθυνση.

(6) Οι κανόνες (4) και (5) της παρούσας δεν έχουν εφαρμογή στο δώμα πολυώροφων κτιρίων. 9

(7) Κανένες ικανοτικού σχεδιασμού για την αποφυγή μορφών ψιθυρής αστοχίας δίνονται στα Κεφάλαια 5 έως 7.

(8) Οι απαιτήσεις των (1)P και (2)P της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιούνται εάν πληρούνται όλες οι ακόλουθες συνθήκες:

α) οι πλαστικοί μηχανισμοί που προκύπτουν από μη-γραμμική στατική ανάλυση είναι ικανοποιητικοί

β) οι απαιτήσεις γρανικής πλαστιμότητας, πλαστιμότητας ορόφων, τοπικής πλαστιμότητας και οι απαιτούμενες παραμορφώσεις που προκύπτουν από μη-γραμμικές στατικές αναλύσεις (με διάφορες κατανομές οριζόντιων φορτίων) δεν υπερβαίνουν τις αντίστοιχες ικανότητες

γ) τα ψιθυρά στοιχεία παραμένουν στην ελαστική περιοχή.

4.4.2.4 Συνθήκη ισορροπίας

(1)P Ο φορέας του κτιρίου θα είναι ευσταθής – συμπεριλαμβανόμενης και της αισθάλειας έναντι ανατροπής και ολίσθησης – στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού που ορίζεται στο EN 1990:2002 6.4.3.4.

(2) Σε ειδικές περιπτώσεις η ισορροπία μπορεί να ωλεγχθεί με τη βοήθεια των μεθόδων ενεργειακού ισοζυγίου, ή με γεωμετρικά μη-γραμμικές μεθόδους με την σεισμική δράση οριζόμενη όπως περιγράφεται στην 3.2.3.1.

4.4.2.5 Αντοχή των οριζόντιων διαφραγμάτων

(1)P Τα διαφράγματα και οι δικτυωτοί σύνδεσμοι στα οριζόντια επίπεδα θα είναι σε θέση να μεταφέρουν, με ικανοποιητική υπεραντοχή, τα αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού στα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων με τα οποία συνδέονται.

(2) Η απαίτηση (1)P της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν στους σχετικούς ελέγχους αντοχής, τα σεισμικά εντατικά μεγέθη στο διάφραγμα τα οποία λαμβάνονται από την ανάλυση πολλαπλασιάζονται επί συντικλεστή υπεραντοχής για μεγαλύτερο από 1.0.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι τιμές που αποδίδονται στον για για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή για μορφές ψιθυρής αστοχίας, όπως η διάτμηση σε διαφράγματα σκυροδέματος είναι 1.3, και για μορφές πλέστιμης αστοχίας είναι 1.1.

(3) Διατάξεις για την μελέτη διαφραγμάτων από σκυρόδεμα δίνονται στην 5.10.

4.4.2.6 Αντοχή θεμελιώσεων

(1)P Το σύστημα θεμελιώσης θα είναι σύμφωνο με το EN 1998-5:2004, Κεφάλαιο 5 και με το EN 1997-1:2004.

(2)P Τα (σεισμικά) εντατικά μεγέθη για τα στοιχεία θεμελιώσης θα υπολογίζονται βάσει αποτιμήσεων ικανοτικού σχεδιασμού που λαμβάνουν υπόψη την ανάπτυξη πιθανής υπεραντοχής, αλλά δεν χρειάζεται να υπερβαίνουν τα εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην απόκριση του φορέα υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού με υπόθεση ελαστικής συμπεριφοράς ($q = 1,0$). ✓

(3) Εάν τα εντατικά μεγέθη για την θεμελιώση έχουν καθοριστεί με χρήση της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q που εφαρμόζεται σε φορείς χωρίς απαιτήσεις απόσβεσης (βλ. 2.2.2(2)), δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός σύμφωνα με την (2)P.

$$q = 1,5$$

(4) Για θεμελιώσεις μεμονωμένων κατακόρυφων στοιχείων (τοιχώματα ή υποστυλώματα), η (2)P της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών E_{Fd} στην θεμελιώση υπολογίζονται ως εξής:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (4.30)$$

όπου

γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, που λαμβάνεται σαν ίσος με 1,0 για $q \leq 3$, ή 1,2 κάθε άλλη περίπτωση

$E_{F,G}$ είναι τα εντατικά μεγέθη που οφείλονται στις μη-σεισμικές δράσεις που περιλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (βλέπε EN 1990:2002, 6.4.3.4)

$E_{F,E}$ είναι τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού, και

Ω είναι η τιμή του $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ σε εκείνη την περιοχή απόδοσης ενέργειας ή σε εκείνο το στοιχείο του φορέα που έχει την μέγιστη επίδραση στο υπό εξέταση εντατικό μέγεθος E_F . Όπου:

R_{di} είναι η αντοχή σχεδιασμού της σχετικής περιοχής απόδοσης ενέργειας ή του σχετικού στοιχείου i και

E_{di} είναι η τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους στην σχετική περιοχή απόδοσης ενέργειας ή στο σχετικό στοιχείο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

(5) Για θεμελιώσεις φερόντων τοιχωμάτων ή υποστυλωμάτων πλαισίων, Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου M_{Rd}/M_{Ed} στις δύο ορθογώνιες κύριες διευθύνσεις στη κατώτατη διατομή του κατακόρυφου στοιχείου στο οποίο μπορεί να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

(6) Για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με κεντρικούς δικτυωτούς συνδέσμους Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ σε όλες τις πλάστιμες διαγώνιους του δικτυωτού συνδέσμου.

seismic links

(7) Για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους Ω είναι η ελάχιστη από τις ακόλουθες δύο τιμές: την ελάχιστη τιμή του λόγου $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$ όλων των βραχέων δοκών σύζευξης και την ελάχιστη τιμή του λόγου $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$ όλων των μακριών ή ενδιαμέσου μήκους δοκών σύζευξης του πλαισίου (βλέπε 6.7.4.(1)).

(8) Για κοινές θεμελιώσεις περισσότερων από ένα κατακόρυφων στοιχείων (δοκοί θεμελίωσης, θεμελιολαρίδες, γενικές κοιτοστρώσεις, κλπ.) η (2)P θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν η τιμή Ω που χρησιμοποιείται στην έκφραση (4.30) προέρχεται από το κατακόρυφο στοιχείο με τη μεγαλύτερη οριζόντια τέμνουσα δύναμη στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, ή, εναλλακτικά, εάν χρησιμοποιείται στην έκφραση (4.30) τιμή $\Omega = 1$ σε συνδυασμό με τιμή του συντελεστή υπεραντοχής γ_{Rd} αυξημένη σε 1,4.

4.4.2.7 Συνθήκη σεισμικού αρμού

(1)P Τα κτίρια θα προστατεύονται από σεισμογενή πρόσκρουση προς παρακείμενους φορείς ή μεταξύ στατικά ανεξάρτητων μονάδων του ίδιου κτιρίου.

(2) Η (1)P θεωρείται ότι ικανοποιείται:

(α) για κτίρια, ή στατικά ανεξάρτητες μονάδες, που δεν ανήκουν στην ίδια ιδιοκτησία, εάν η απόσταση από τη γραμμή ιδιοκτησίας στα πιθανά σημεία πρόσκρουσης είναι μεγαλύτερη από την μέγιστη οριζόντια μετακίνηση του κτιρίου στην αντίστοιχη στάθμη, υπολογιζόμενη σύμφωνα με την έκφραση (4.23)

(β) για κτίρια, ή στατικά ανεξάρτητες μονάδες, που ανήκουν στην ίδια ιδιοκτησία, εάν η απόσταση μεταξύ τους είναι μεγαλύτερη από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) των μέγιστων οριζόντιων μετακινήσεων των δύο κτιρίων ή μονάδων στην αντίστοιχη στάθμη, που υπολογίζονται σύμφωνα με την έκφραση (4.23).

(3) Εάν οι στάθμες των ορόφων του κτιρίου ή της ανεξάρτητης μονάδας που μελετάται είναι οι ίδιες με εκείνες του παρακείμενου κτιρίου ή μονάδας, η παραπάνω αναφερόμενη ελάχιστη απόσταση μπορεί να μειωθεί με πολλαπλασιασμό επί 0.7.

4.4.3 Περιορισμός βλαβών

4.4.3.1 Γενικά

(1) Η "απαίτηση περιορισμού βλαβών" θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη "απαίτηση μη-κατάρρευσης" σύμφωνα με τις 2.1(1)P και 3.2.1(3), οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με την 4.4.3.2.

(2) Πρόσθετοι έλεγχοι περιορισμού βλαβών σε περιπτώσεις κτιρίων σημαντικών για την αστική ασφάλεια ή που περιέχουν ευαίσθητο εξοπλισμό, είναι πιθανόν αναγκαίοι.

4.4.3.2 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

(1) Εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στα Κεφάλαια 5 έως 9, θα τηρούνται τα ακόλουθα δρια:

α) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$d_v \leq 0,005h; \quad (4.31)$$

β) για κτίρια με πλάστικα μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_v \leq 0,0075h; \quad (4.32)$$

γ) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_v \leq 0,010h \quad (4.33)$$

όπου

d_v είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, όπως ορίζεται στην 4.4.2.2(2);

h είναι το ύψος του ορόφου

v είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών.

(2) Η τιμή του συντελεστή μείωσης v μπορεί επίσης να εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου. Η χρήση του προϋποθέτει ότι το ελαστικό φάσμα απόκρισης της σεισμικής δράσης υπό την οποία πρέπει να καλυφθεί η "απαίτηση περιορισμού βλαβών" (βλ. 3.2.2.1(1)). Ήχει την ίδια μορφή με το ελαστικό φάσμα απόκρισης της σεισμικής δράσης σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη "απαίτηση οριακής κατάστασης αστοχίας" σύμφωνα με τις 2.1(1)P και 3.2.1(3).

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι τιμές που αποδίδονται στον v για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Διαφορετικές τιμές του v μπορεί να καθοριστούν για διαφορετικές σεισμικές ζώνες μιας χώρας, τενάλογα με τις σεισμικές συνθήκες διακινδύνευσης και τον στόχο για την προστασία ιδιοκτησίας. Οι συνιστώμενες τιμές του v είναι 0,4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και $v = 0,5$ για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II.

5 ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

5.1 Γενικά

5.1.1 Πεδίο εφαρμογής

(1)P Το Κεφάλαιο 5 έχει εφαρμογή σε μελέτες κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε σεισμικές περιοχές, τα οποία παρακάτω ονομάζονται κτίρια από σκυρόδεμα. Περιλαμβάνονται τόσον επιτόπου μονολιθικά σκυροδετούμενα όσον και προκατασκευασμένα κτίρια.

(2)P Κτίρια από σκυρόδεμα που χρησιμοποιούν πλαίσια με ζυγώματα από πλάκες χωρίς δοκούς ως κύρια σεισμικά στοιχεία σύμφωνα με την 4.2.2 δεν καλύπτονται πλήρως από το παρόν Κεφάλαιο.

(3)P Για την μελέτη κτιρίων από σκυρόδεμα ισχύει το EN 1992-1-1:2004. Οι κανόνες που ακολουθούν είναι πρόσθετοι σε αυτούς του EN 1992-1-1:2004.

5.1.2 Όροι και ορισμοί

(1) Οι ακόλουθοι όροι χρησιμοποιούνται στο Κεφάλαιο 5 με την ακόλουθη σημασία:

κρίσιμη περιοχή

περιοχή κύριου σεισμικού στοιχείου, όπου λαμβάνει χώρα ο δυσμενέστερος συνδυασμός ~~αποτελεσμάτων δράσεως~~ (M, N, V, T) και όπου είναι πιθανή η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Σε κτίρια από σκυρόδεμα οι κρίσιμες περιοχές είναι περιοχές απόδοσης ενέργειας. Το μήκος της κρίσιμης περιοχής ορίζεται για κάθε τύπο κύριου σεισμικού στοιχείου στην σχετική διάταξη του παρόντος Κεφαλαίου.

δοκός

φέρον στοιχείο που υπόκειται κυρίως σε κατακόρυφα φορτία και σε ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$, όχι μεγαλύτερη από 0,1 (θετική σε θλίψη)

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Εν γένει οι δοκοί είναι οριζόντιες.

υποστύλωμα

φέρον στοιχείο, που φέρει φορτία βαρύτητας με αξονική θλίψη ή υπόκειται σε ανηγμένη ορθή αξονική δύναμη σχεδιασμού $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$, που υπερβαίνει την τιμή 0,1.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Γενικά τα υποστυλώματα είναι κατακόρυφα.

τοίχωμα

φέρον στοιχείο που φέρει άλλα στοιχεία και έχει επιμήκη διατομή με λόγο μήκους προς πάχος l_w/b_w μεγαλύτερο του 4.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Γενικά το επίπεδο του τοιχώματος είναι κατακόρυφο.

sleuder, squat

α > 5 < 2,0

πλάστιμο τοίχωμα - $\alpha_{\text{σχετικός}} = h_w / l_w$

τοίχωμα πακτωμένο στη βάση του έτσι ώστε να αποτρέπεται η σχετική περιστροφή της βάσης σε σχέση με την θεμελίωσή της και το οποίο ελέγχεται και διαμορφώνεται με ειδικές λεπτομέρειες ώστε να αποδίδει ενέργεια σε μια ζώνη καμπτικής πλαστικής άρθρωσης η οποία είναι απαλλαγμένη από ανοίγματα ή μεγάλες οπές \checkmark

μεγάλο ελαφρά οπλισμένο τοίχωμα ΤΗΕΩ

τοίχωμα με μεγάλες διαστάσεις διατομής, δηλαδή την μια οριζόντια διάσταση l_w τουλάχιστον ίση με 4.0m ή τα δύο τρίτα του ύψους h_w του τοιχώματος, όποιο είναι μικρότερο, και το οποίο αναμένεται να αναπτύξει περιορισμένη ρηγμάτωση και μετελαστική συμπεριφορά υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Ένα τέτοιο τοίχωμα αναμένεται να μετατρέψει την σεισμική ενέργεια σε δυναμική (μέσω της προσωρινής ανύψωσης των στατικών μαζών) και σε ενέργεια που μεταφέρεται στο έδαφος μέσω της ταλάντωσής του ως στερεού σώματος, κλπ. Λόγω των διαστάσεών του, ή λόγω έλλειψης πάκτωσης στη βάση, ή λόγω σύνδεσης με μεγάλα εγκάρσια τοιχώματα που αποτρέπουν την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση, δεν μπορεί να σχεδιαστεί αποτελεσματικά για απόδοση ενέργειας μέσω πλαστικής άρθρωσης στην βάση.

συζευγμένα τοιχώματα

φέρον στοιχείο που αποτελείται από δύο ή περισσότερα απλά τοιχώματα, συνδεδεμένα με δοκούς επαρκούς πλαστιμότητας («δοκούς σύζευξης») σε κανονική διάταξη, επαρκείς για να μειώσουν κατά τουλάχιστον 25% το άθροισμα των ροπών βάση/των επιμέρους τοιχωμάτων εάν αυτά δρούσαν ανεξάρτητα S_{90}

σύστημα τοιχωμάτων

στατικό σύστημα όπου τόσον τα κατακόρυφα όσον και τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από κατακόρυφα φέροντα τοιχώματα, με ή χωρίς σύζευξη, των οποίων η διατμητική αντοχή στην βάση του κτιρίου υπερβαίνει το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Στον ορισμό αυτόν και σε αυτούς που ακολουθούν, το ποσοστό της διατμητικής αντοχής μπορεί να αντικατασταθεί από το ποσοστό των τεμνουσών δυνάμεων στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Εάν το κύριο μέρος της συνολικής διατμητικής αντοχής των τοιχωμάτων που περιλαμβάνονται στο σύστημα παρέχεται από συζευγμένα τοιχώματα, το σύστημα μπορεί να θεωρηθεί ως σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων.

πλαισιωτό σύστημα

στατικό σύστημα όπου τόσον τα κατακόρυφα όσον και τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από χωρικά πλαίσια των οποίων η διατμητική αντοχή στην βάση του κτιρίου υπερβαίνει το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος.

διπλό σύστημα

στατικό σύστημα όπου τα κατακόρυφα φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από ένα χωρικό πλαίσιο και η αντοχή σε οριζόντια φορτία παρέχεται εν μέρει από το πλαισιωτό σύστημα και εν μέρει από φέροντα τοιχώματα, συζευγμένα ή μη.

Σιγλό ή μικτό -

διπλό σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιωτό

διπλό σύστημα όπου η διατμητική αντοχή του πλαισιωτού συστήματος στην βάση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη των 50% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος.

διπλό σύστημα ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων

διπλό σύστημα όπου η διατμητική αντοχή των τοιχωμάτων στην βάση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής σεισμικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος

στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα

διπλό σύστημα ή σύστημα τοιχωμάτων που δεν διαθέτει μια ελάχιστη τιμή στρεπτικής δυσκαμψίας (βλέπε 5.2.2.1(4)P και (6))

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Παράδειγμα αποτελεί ένα στατικό σύστημα που αποτελείται από εύκαμπτα πλαίσια συνδυασμένα με τοιχώματα που συγκεντρώνονται κοντά στο κέντρο της κάτοψης του κτιρίου.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Ο ορισμός αυτός δεν καλύπτει συστήματα που περιέχουν τοιχώματα με μεγάλο αριθμό οπών που περιβάλλονται δίκτυα ή εγκαταστάσεις με κατακόρυφη άδεια. Για τέτοια συστήματα ο καταλληλότερος τύπος του συνολικού συστήματος πρέπει να επιλέγεται κατά περίπτωση.

σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς

Σύστημα στο οποίο 50% ή περισσότερο της μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους του φορέα, ή στο οποίο η απόδοση ενέργειας λαμβάνει χώρα κυρίως στην βάση ενός μεμονωμένου κτιριακού στοιχείου

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Μονώροφα πλαίσια στα οποία οι κεφαλές των υποστυλωμάτων συνδέονται μεταξύ τους και στις δύο κύριες διευθύνσεις και με τιμή του ανιγμένου αξονικού φορτίου γ_2 που δεν υπερβαίνει πουθενά το 0,3, δεν ανήκουν σε αυτό το σύστημα.

να μηδέ επισημάνεται

5.2 Βάσεις σχεδιασμού

5.2.1 Ικανότητα απόδοσης ενέργειας και κατηγορίες πλαστιμότητας

(1)P Η μελέτη αντισεισμικών κτιρίων από σκυρόδεμα θα παρέχει στον φορέα επαρκή ικανότητα απόδοσης ενέργειας χωρίς ουσιαστική μείωση της γενικής αντοχής του σε οριζόντια και κατακόρυφη φόρτιση. Για αυτόν τον σκοπό, εφαρμόζονται οι απαιτήσεις και τα κριτήρια του Κεφαλαίου 2. Στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού θα παρέχεται επαρκής αντοχή όλων των φερόντων στοιχείων, και οι απαιτήσεις μηγραμμικής παραμόρφωσης στις κρίσμες περιοχές θα πρέπει να καλύπτονται από την γενική πλαστιμότητα που έχει υποτεθεί στους υπολογισμούς.

(2)P Κτίρια από σκυρόδεμα μπορεί εναλλακτικά να μελετώνται για χαμηλή ικανότητα απόδοσης ενέργειας και μικρή πλαστιμότητα, εφαρμόζοντας μόνον τους κανόνες του EN 1992-1-1:2004, και αγνοώντας τις ειδικές διατάξεις που δίνονται στο παρόν Κεφάλαιο, εφόσον καλύπτονται οι απαιτήσεις της 5.3. Για κτίρια χωρίς σεισμική μόνωση (βλέπε Κεφάλαιο 10), μελέτη με βάση αυτήν την εναλλακτική λύση, που αποκαλείται κατηγορία πλαστιμότητας X (χαμηλή), συνιστάται μόνον σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας (βλέπε 3.2.1.(4)).

(3)P Αντισεισμικά κτίρια από σκυρόδεμα, εκτός από εκείνα για τα οποία ισχύει η (2)P της παρούσας, θα σχεδιάζονται ώστε να παρέχουν ικανότητα απόδοσης ενέργειας και γενική πλάστιμη συμπεριφορά. Η γενική πλάστιμη συμπεριφορά εξασφαλίζεται εάν οι απαιτήσεις πλαστιμότητας αφορούν μεγάλων όγκο του σύνολικου φορέα κατανεμημένο σε διαφορετικά στοιχεία και θέσεις όλων των ορόφων του. Για τον σκοπό αυτό οι πλάστιμες μορφές αστοχίας (π.χ. κάμψη) πρέπει να προηγούνται των ψαθυρών μορφών αστοχίας (π.χ. διάτμηση) με ικανοποιητική αξιοπιστία.

(4)P Κτίρια από σκυρόδεμα που μελετώνται σύμφωνα με την (3)P της παρούσας, κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες πλαστιμότητας ΚΠΜ (μέση πλαστιμότητα) και ΚΠΥ (υψηλή πλαστιμότητα), ανάλογα με την ικανότητα υστερητικής απόδοσης ενέργειας που διαθέτουν. Και οι δύο κατηγορίες αντιστοιχούν σε κτίρια που σχεδιάζονται, διαστασιολογούνται και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται σύμφωνα με ειδικές αντισεισμικές διατάξεις που δίνουν την δυνατότητα στον φορέα να αναπτύξει ευσταθείς πλαστικούς μηχανισμούς που συνοδεύονται από μεγάλη απόδοση υστερητικής ενέργειας υπό φόρτιση με επαναλαμβανόμενες αναστροφές χωρίς να υποστεί ψάθινες αστοχίες.

(5)P Για την παροχή του κατάλληλου επιπέδου πλαστιμότητας στις κατηγορίες πλαστιμότητας Μ και Υ, πρέπει να ικανοποιούνται οι ειδικές διατάξεις για κάθε κατηγορία (βλέπε 5.4 - 5.6). Σε αντιστοιχία με τις διαφορετικές διαθέσιμες πλαστιμότητες των δύο κατηγοριών χρησιμοποιούνται διαφορετικές πημές του συντελεστή q για κάθε κατηγορία (βλέπε 5.2.2.2).

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Γεωγραφικοί περιορισμοί στην χρήση των κατηγοριών πλαστιμότητας Μ και Υ μπορούν να βρεθούν στα σχετικά Εθνικά Παραρτήματα.

5.2.2 Τύποι στατικών συστημάτων και συντελεστές συμπεριφοράς

5.2.2.1 Τύποι στατικών συστημάτων

structural !

(1)P Τα κτίρια από σκυρόδεμα θα κατατάσσονται σε έναν από τους ακόλουθους τύπους στατικών συστημάτων (βλέπε 5.1.2) ανάλογα με την συμπεριφορά τους υπό οριζόντιες σεισμικές δράσεις:

- α) πλαισιωτό σύστημα
- β) διπλό σύστημα (ισοδύναμο με πλαισιωτό ή με σύστημα τοιχωμάτων)
- γ) σύστημα πλάστιμων τοιχωμάτων (συζευγμένων ή δχι)
- δ) σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων
- ε) σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς
- ζ) στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα.

(2) Με εξαίρεση τα κτίρια εκείνα που κατατάσσονται στον τύπο των στρεπτικά εύκαμπτων συστημάτων, τα κτίρια από σκυρόδεμα επιτρέπεται να κατατάσσονται σε έναν τύπο στατικού συστήματος στην μια οριζόντια διεύθυνση και σε διαφορετικό στην άλλη.

(3)P Σύστημα τοιχωμάτων θα θεωρείται σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων ΤΗΕΟ τοιχωμάτων εάν περιλαμβάνει, στην οριζόντια διεύθυνση που εξετάζεται, τουλάχιστον δύο τοιχώματα με οριζόντια διάσταση όχι μικρότερη από 4.0 m ή $2h\sqrt{3}$, δποτδ είναι αλληλο μικρότερο, που φέρουν από κοινού τουλάχιστον το 20% του συνολικού υπερκειμένου φορτίου βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, και έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_1 , με την υπόθεση πάκτωσης στη βάση, μικρότερη ή ίση με 0,5 s. Η ύπαρξη ενδές μόνον τοιχώματος που ικανοποιεί τις ανωτέρω συνθήκες σε μια από τις δύο διευθύνσεις, είναι επαρκής υπό τον όρο ότι: (α) η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , σε αυτήν την διεύθυνση προκύπτει από την τιμή που δίνεται στον Πίνακα 5.1 μετά από διαίρεση με συντελεστή 1,5, και (β) ότι υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοιχώματα που ικανοποιούν τις προαναφερθείσες συνθήκες στην ορθογώνια διεύθυνση.

$$\underline{q'_0 = 2/3 q_0 \geq 1,0}$$

(4)P Οι πρώτοι τέσσερις τύποι συστημάτων (δηλ. πλαισιωτά συστήματα, διπλά συστήματα και συστήματα τοιχωμάτων και των δύο τύπων) θα έχουν μια ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία που ικανοποιεί την έκφραση (4.1b) και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

(5) Για συστήματα πλαισίων ή τοιχωμάτων με κατακόρυφα στοιχεία με καλή κατανομή σε κάτοψη, η απαίτηση της (4)P της παρούσας μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται χωρίς αναλυτικό έλεγχο.

(6) Συστήματα πλαισίων, διπλά συστήματα και συστήματα τοιχωμάτων χωρίς ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία σύμφωνα με την (4)P της παρούσας πρέπει να κατατάσσονται στα στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα.

(7) Εάν ένα στατικό σύστημα δεν μπορεί να θεωρηθεί σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων σύμφωνα με την (3)P παραπάνω, όλα τα τοιχώματά του πρέπει να μελετώνται και να έχουν διαμόρφωση λεπτομερειών ως πλάστιμα τοιχώματα.

Δεικτές

5.2.2.2 Συντελεστές συμπεριφοράς για οριζόντιες σεισμικές δράσεις

(1)P Η ανώτατη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , που εισάγεται στην 3.2.2.5(3) για να εκφράσει την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, θα υπολογίζεται για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού ως εξής:

$$\underline{q = q_0 k_w \geq 1,5} \quad (5.1)$$

όπου

q_0 ^ε Είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητά του σε-άψη (βλέπε (2) της παρούσας).

k_w είναι συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα (βλέπε (11)P της παρούσας).

(2) Για κτίρια κανονικά σε-άψη σύμφωνα με την 4.2.3.3, οι βασικές τιμές του q_0 για τους διάφορους τύπους στατικών συστημάτων δίνονται στον Πίνακα 5.1.

Δείκτης

Πίνακας 5.1: Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , για συστήματα κανονικά εσ-όψη καθ' ύγος

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0 \alpha_u / \alpha_l$	$4,5 \alpha_u / \alpha_l$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_l$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

(3) Για κτίρια μη κανονικά εσ-όψη, η τιμή του q_0 πρέπει να μειώνεται κατά 20% ✓
(βλέπε 4.2.3.1(7) και Πίνακα 4.1). $q'_0 = 0,8 q_0$

(4) Τα α_l και α_u ορίζονται ως εξής:

α_l είναι η τιμή με την οποίαν πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε για πρώτη φορά η καμπτική επιπόνηση να γίνει ίση με την καμπτική αντοχή σε οποιοδήποτε στοιχείο στον φορέα, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές

α_u είναι η τιμή με την οποίαν πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού για να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις σε τόσες θέσεις ώστε να σχηματιστεί πλήρως πλαστικός μηχανισμός, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές. Ο συντελεστής α_u μπορεί να υπολογιστεί από μη-γραμμική στατική γενική ανάλυση.

μηχανισμός αράφων, "αετώματα"

(5) Όταν ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής α_u / α_l δεν έχει υπολογιστεί με ειδικό υπολογισμό, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες προσεγγιστικές τιμές α_u / α_l για κτίρια κανονικά σε κάτοψη.

α) Πλαισιωτά συστήματα ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα.

- μονώροφα κτίρια: $\alpha_u / \alpha_l = 1,1$;
- πολυώροφα δίστυλα πλαισιωτά κτίρια: $\alpha_u / \alpha_l = 1,2$;
- πολυώροφα πολύστυλα πλαισιωτά κτίρια ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα: $\alpha_u / \alpha_l = 1,3$.

β) Συστήματα τοιχωμάτων ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα.

- Συστήματα τοιχωμάτων με μόνον δύο ασύζευκτα τοιχώματα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση: $\alpha_u / \alpha_l = 1,0$; ή την έσο με 3 τοιχώματα
- Άλλα συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων: $\alpha_u / \alpha_l = 1,1$;
- Ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα ή συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων: $\alpha_u / \alpha_l = 1,2$.

(6) Για κτίρια που δεν είναι κανονικά σε κάτοψη (βλ. 4.2.3.2), η προσεγγιστική τιμή του α_u / α_l που μπορεί να χρησιμοποιηθεί αν δεν γίνει ειδικός υπολογισμός για την

Σημαντική διαφοροδιέγευση $\rightarrow q_{0,H} = 2/3 \div 3/4 q_{0,U}$

αποτίμησή του είναι ίση με την μέση τιμή μεταξύ (α) 1,0 και (β) της τιμής που δίνεται στην (5) της παρούσας.

$$\frac{(\alpha_w/\alpha_1)M_{H-K}}{1/2 \cdot [1 + (\alpha_w/\alpha_1)K]} = 1/2 \cdot [1 + (\alpha_w/\alpha_1)K]$$

(7) Υψηλότερες τιμές του α_w/α_1 από αυτές που δίνονται στις (5) και (6) της παρούσας μπορούν να χρησιμοποιηθούν εφόσον επιβεβαιώνονται από μη-γραμμική στατική γενική ανάλυση.

(8) Η μέγιστη τιμή του α_w/α_1 που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην μελέτη είναι 1,5, ακόμα και όταν η ανάλυση που αναφέρεται στην (7) της παρούσας οδηγεί σε υψηλότερες τιμές. ✓

(9) Η τιμή του q_0 που δίνεται για σύστημα ανεστραμμένου εικρεμούς μπορεί να αυξηθεί, εάν μπορεί να αποδειχθεί ότι επιτυγχάνεται αντίστοιχα αυξημένη απόδοση ενέργειας στην κρίσιμη περιοχή του φορέα.

(10) Εάν στην μελέτη, προμήθεια και κατασκευή εφαρμόζεται ειδικό και πιστοποιημένο Σύστημα Ποιότητος, επιπλέον των κανονικών συστημάτων διασφάλισης ποιότητος, μπορεί να επιτραπούν αυξημένες τιμές του q_0 . Οι αυξημένες τιμές δεν επιτρέπεται να υπερβαίνουν τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 5 περισσότερο από 20%. ~~$q_0 \max = 1,2 q_0$~~

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι αυξημένες τιμές που αποδίδονται στον q_0 για χρήση σε μια χώρα και ενδεχομένως για συγκεκριμένα έργα με ειδικό Σύστημα Διασφάλισης Ποιότητος μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα.

Συντελεστής k_w

(11)P Ο συντελεστής k_w που εκφράζει την ~~κυριαρχητική~~ μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα θα λαμβάνεται ως εξής:

$$k_w = \begin{cases} 1,00, \text{ για πλαισιωτά και ισοδύναμα προς πλαισιωτά συστήματα τοιχωμάτων} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, \text{ αλλά όχι μικρότερη από 0,5, για συστήματα τοιχωμάτων,} \\ \text{ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα και στρεπτικά εύστρεπτα} \\ \text{συστήματα} \end{cases} \quad (5.2)$$

όπου α_0 είναι κυριαρχούσα τιμή του λόγου -όψεως των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος.

(12) Εάν οι λόγοι όψεως h_{wi}/l_{wi} , όλων των τοιχωμάτων i του στατικού συστήματος δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές, η κυριαρχούσα τιμή του λόγου -όψεως α_0 μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη έκφραση: 9

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.3)$$

όπου

h_{wi} είναι το ύψος του τοιχώματος i , και

l_{wi} είναι το μήκος της διατομής του τοιχώματος i .

(13) Τα συστήματα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων δεν διαθέτουν αξιόπιστη απόδοση ενέργειας από πλαστικές αρθρώσεις και πρέπει να μελετώνται σαν φορείς KΠM. ΤΗΕΟ

5.2.3 Κριτήρια σχεδιασμού

5.2.3.1 Γενικά

(1) Οι βάσεις σχεδιασμού που δίνονται στην 5.2.1 και στο Κεφάλαιο 2 θα εφαρμόζονται στα αντισεισμικά φέροντα στοιχεία κτιρίων από σκυρόδεμα όπως ορίζεται στις 5.2.3.2 - 5.2.3.7.

(2) Τα κριτήρια σχεδιασμού των 5.2.3.2 - 5.2.3.7 κρίνεται ότι ικανοποιούνται, εάν ακολουθούνται οι κανόνες των 5.4 - 5.7.

5.2.3.2 Συνθήκη τοπικής αντοχής

(1)P Όλες οι κρίσιμες περιοχές του φορέα θα ικανοποιούν τις απαιτήσεις της 4.4.2.2(1).

5.2.3.3 Κανόνας ικανοτικού σχεδιασμού

(1)P Η ψαθυρή αστοχία ή άλλοι ανεπιθύμητοι μηχανισμοί αστοχίας (π.χ. συγκέντρωση των πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα ενός μόνον ορόφου σε ένα πολυώροφο κτίριο, διατμητική αστοχία των φερόντων στοιχείων, αστοχία των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων, διαρροή των θεμελιώσεων ή οποιουδήποτε στοιχείου που προορίζεται να παραμείνει ελαστικό) θα αποτρέπονται, με τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού επιλεγμένων περιοχών από συνθήκες ισορροπίας, υποθέτοντας ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις με τις πιθανές υπεραντοχές τους στις παρακείμενες περιοχές.

(2) Τα κύρια σεισμικά υποστυλώματα φορέων από σκυρόδεμα πλαισιωτών ή ισοδύναμων προς πλαισιωτά διπλών συστημάτων πρέπει να ικανοποιούν τις ικανοτικές απαιτήσεις σχεδιασμού της 4.4.2.3(4) με τις ακόλουθες εξαιρέσεις

α) Σε επίπεδα πλαίσια με τουλάχιστον τέσσερα υποστυλώματα με περίπου ίδιες διατομές, δεν είναι απαραίτητο να ικανοποιείται η έκφραση (4.29) σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά μόνον σε τρία από κάθε τέσσερα υποστυλώματα. 3 επτά 4 !

β) Στον κατώτατο όροφο διώροφων κτιρίων εφόσον η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης να δεν υπερβαίνει το 0.3 σε οποιοδήποτε υποστύλωμα. να μη επειπλό

(3) Ο οπλισμός πλάκας που είναι παράλληλος προς την δοκό και εντός του συνεργαζομένου πλάτους του πέλματος που ορίζεται στην 5.4.3.1.1(3), θα υποτίθεται ότι συνεισφέρει στον υπολογισμό του ΣΜ_{Rb} στην έκφραση (4.29), εάν είναι αγκυρωμένος πέρα από την παρειά της δοκού στον κόμβο.

5.2.3.4 Συνθήκη τοπικής πλαστιμότητας

(1)P Για την επίτευξη της απαιτούμενης γενικής πλαστιμότητας, οι πιθανές περιοχές για σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων που θα ορισθούν παρακάτω για κάθε τύπο κτιριακού στοιχείου θα πρέπει να διαθέτουν ικανότητα μεγάλης πλαστικής στροφής.

(2) Η παράγραφος (1)P θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν ισχύουν οι ακόλουθες συνθήκες:

- η) α) πάρεχεται ικανοποιητική πλαστιμότητα καμπυλότητας σε όλες τις κρίσιμες περιοχές των βασικών σεισμικών στοιχείων, συμπεριλαμβανομένων των ακρών των υποστυλωμάτων (ανάλογα με τη δυνατότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα) (βλ. (3) της παρούσας).
- Δ β) φποτρέπεται τοπικός λυγισμός του θλιβομένου οπλισμού μέσα στις πιθανές περιοχές πλαστικών αρθρώσεων των βασικών σεισμικών στοιχείων. Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις 5.4.3 και 5.5.3.
- ✗ γ) χρησιμοποιούνται κατάλληλες ποιότητες σκυροδέματος και χάλυβα για την εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας ως εξής:
- Ο - φ' χάλυβας που χρησιμοποιείται στις κρίσιμες περιοχές των βασικών σεισμικών στοιχείων πρέπει να διαθέτει υψηλή ομοιόμορφη πλαστική μήκυνση (βλέπε 5.3.2(1)P, 5.4.1.1(3)P, 5.5.1.1(3)P).
- Ο - φ' λόγος εφελκυστικής αντοχής προς την αντοχή διαρροής του χάλυβα που χρησιμοποιείται σε κρίσιμες περιοχές των βασικών σεισμικών στοιχείων πρέπει να είναι σημαντικά μεγαλύτερος της μονάδας. Χάλυβας οπλισμού που συμμορφώνεται με τις απαιτήσεις των 5.3.2(1)P, 5.4.1.1(3)P ή 5.5.1.1(3)P, αναλόγως, θεωρείται ότι ικανοποιεί την απαίτηση αυτή.
- Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται στα βασικά σεισμικά στοιχεία πρέπει να διαθέτει επαρκή θλιπτική αντοχή και ανηγμένη παραμόρφωση θραύσεως που υπερβαίνει την ανηγμένη παραμόρφωση στην μέγιστη θλιπτική αντοχή κατά ένα ικανοποιητικό περιθώριο. Σκυρόδεμα που είναι σύμφωνο με τις απαιτήσεις της 5.4.1.1(1)P ή αντίστοιχα της 5.5.1.1(1)P, θεωρείται ότι ικανοποιεί την απαίτηση αυτή.

(3) Εκτός αν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία και εκτός αν ισχύει η (4) της παρούσας, η (2)α) της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν η πλαστιμότητα καμπυλότητας μ_f των περιοχών αυτών (οριζόμενη ως ο λόγος της καμπυλότητας που αντιστοιχεί σε (μετά τη μέγιστη τιμή) πτώση της καμπυλικής αντοχής στο 85% της οριακής τιμής της προς την καμπυλότητα διαρροής, υπό την προϋπόθεση ότι οι οριακές μηκύνσεις του σκυροδέματος και του χάλυβα εσu και εsu,k δεν υπερβαίνονται) είναι τουλάχιστον ίση με τις ακόλουθες τιμές:

$$\mu_f = 2q_0 - 1 \quad \text{εάν } T_1 \geq T_C \quad (5.4)$$

$$\mu_f = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \quad \text{εάν } T_1 < T_C \quad (5.5)$$

όπου q_0 είναι η αντίστοιχη βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς από τον Πίνακα 5.1 και T_1 είναι η θεμελιώδης ίδιοπερίοδος του κτιρίου, που και οι δύο λαμβάνονται στο κατακόρυφο επίπεδο στο οποίο λαμβάνει χώρα η κάμψη, ενώ T_C είναι η περίοδος που ορίζει το ανώτατο όριο της περιοχής σταθερής επιτάχυνσης του φάσματος, σύμφωνα με την 3.2.2.2(2)P.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι εκφράσεις (5.4) και (5.5) βασίζονται στην σχέση μεταξύ μ_f και της πλαστιμότητας μετακίνησης μ_b : $\mu_f = 2\mu_b - 1$, που είναι κανονικά συντηρητική προσέγγιση για μέλλη από σκυρόδεμα, καθώς και στην ακόλουθη σχέση μεταξύ μ_b και q : $\mu_b = q$ εάν $T_1 \geq T_C$, $\mu_b = 1 + (q-1)T_C/T_1$ εάν $T_1 < T_C$ (βλέπε επίσης Β5 στο Πληροφοριακό Παράρτημα Β). Χρησιμοποιείται η τιμή του q αντί της τιμής του q , επειδή ο q θα είναι μικρότερος του q_0 σε μη κανονικά κτίρια, καθώς αποτείται υψηλότερη αντοχή σε οριζόντια φορτία για την προστασία

~~Δραστηριότητα~~

τους. Εντούτοις, οι απαιτήσεις τοπικής πλαστιμότητας ενδέχεται να είναι υψηλότερες από αυτές που αντιστοιχούν στην τιμή του q , και επομένως δεν δικαιολογείται μείωση της ικανότητας για πλαστιμότητα καμπυλοτήτων.

(4) Σε κρίσιμες περιοχές κύριων σεισμικών στοιχείων με διαμήκη οπλισμό από χάλυβα κατηγορίας B του EN1992-1-1:2004, Πίνακας C.1, η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μφ πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με 1,5 φορές την τιμή που δίνεται από τις εκφράσεις (5.4) ή (5.5), όποια από τις δύο εφαρμόζεται.

~~δηλ. σε εχέσεις ιεχύνων μόλις για χρ.~~ C !

5.2.3.5 Υπερστατικότητα

(1)P Θα επιδιώκεται η επίτευξη υψηλού βαθμού υπερστατικότητας που συνοδεύεται από ικανότητα ανακατανομής, επιτρέποντας ευρύτερη εξάπλωση της απόδοσης ενέργειας και αύξηση της συνολικής αποδιδόμενης ενέργειας. Συνεπώς, σε στατικά συστήματα με μικρότερο βαθμό υπερστατικότητας θα αντιστοιχούν μικρότερες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς (βλ. Πίνακα 5.1). Η απαραίτητη ικανότητα ανακατανομής θα επιτυγχάνεται μέσω των κανόνων τοπικής πλαστιμότητας που δίνονται στις 5.4 έως 5.6.

5.2.3.6 Δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία και αντοχές

(1)P Ένας περιορισμένος αριθμός φερόντων στοιχείων μπορεί να οριστούν ως δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία σύμφωνα με την 4.2.2.

(2) Οι κανόνες για την μελέτη και την διαμόρφωση λεπτομερειών των δευτερευόντων σεισμικών στοιχείων δίνονται στην 5.7.

(3) Αντοχές ή σταθεροποιητικές επιδράσεις που δεν λαμβάνονται ευθέως υπόψη στους υπολογισμούς μπορεί να βελτιώσουν την αντοχή και την απόδοση ενέργειας (π.χ. μεμβρανικές αντιδράσεις πλαικών που κινητοποιούνται από κατακόρυφες μετακινήσεις φερόντων τοιχωμάτων).

~~Εξάς, τα structures έχουν... φερόντων~~

(4) Μη-φέροντα στοιχεία μπορούν επίσης να συμβάλουν στην απόδοση ενέργειας, εάν κατανέμονται ομοιόμορφα σε όλο τον φορέα. Πρέπει να λαμβάνονται μέτρα έναντι πιθανών τοπικών δυσμενών επιδράσεων λόγω της αλληλεπίδρασης μεταξύ φερόντων και μη-φερόντων στοιχείων (βλέπε 5.9).

(5) Για πλαίσια με τοιχοπληρώσεις (που αποτελούν συνήθεις περιπτώσεις μη-φερόντων στοιχείων) δίνονται ειδικοί κανόνες στις 4.3.6 και 5.9.

5.2.3.7 Ειδικά πρόσθετα μέτρα

(1)P Λόγω της τυχαίας φύσης της σεισμικής δράσης και των αβεβαιοτήτων της μετελαστικής κυκλικής συμπεριφοράς των φορέων από σκυρόδεμα, η συνολική αβεβαιότητα είναι ουσιαστικά υψηλότερη από ότι σε μη-σεισμικές δράσεις. Επομένως, θα λαμβάνονται μέτρα για την μείωση αβεβαιοτήτων σχετικών με τη στατική διαμόρφωση, την ανάλυση, την αντοχή και με την πλαστιμότητα.

(2)P Σημαντικές αβεβαιότητες αντοχής ενδέχεται να προκληθούν από γεωμετρικά σφάλματα. Για να ελαχιστοποιηθεί αυτός ο τύπος αβεβαιότητας, θα εφαρμόζονται οι ακόλουθοι κανόνες.

α) Θα τηρούνται κάποιες ελάχιστες διαστάσεις φερόντων στοιχείων (βλέπε 5.4.1.2 και 5.5.1.2) για να μειωθεί η ευαισθησία σε γεωμετρικά σφάλματα.

β) Ο λόγος της ελάχιστης προς την μέγιστη διάσταση γραμμικών στοιχείων θα περιορίζεται, για να ελαχιστοποιηθεί ο κίνδυνος εγκάρσιας αστάθειας των στοιχείων αυτών (βλέπε 5.4.1.2 και 5.5.1.2.1(2)P).

γ) Οι σχετικές παραμορφώσεις ορόφων θα περιορίζονται, για να αποφεύγονται αποτελέσθματα 2ας τάξεως (P-Δ) στα υποστυλώματα (βλέπε 4.4.2.2(2)-(4)).

δ) Ένα σημαντικό ποσοστό του άνω οπλισμού των δοκών στις ακραίες διατομές τους θα συνεχίζεται σε ολόκληρο το μήκος της δοκού (βλ. 5.4.3.1.2(5)P, 5.5.3.1.3 (5)P) για να καλυφθεί η αβεβαιότητα της θέσης του σημείου καμπής.

ε) Θα λαμβάνονται υπόψη αναστροφές ροπών που δεν προβλέπονται από την ανάλυση με την πρόβλεψη ελάχιστου οπλισμού στο αντίστοιχο πέλμα των δοκών (βλ. 5.5.3.1.3).

(3)P Για ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων πλαστιμότητας θα εφαρμόζονται οι ακόλουθοι κανόνες:

α) Θα προβλέπεται μια ελάχιστη τοπική πλαστιμότητα σε όλα τα βασικά σεισμικά ~~ημίγ μέρα~~ στοιχεία, ανεξάρτητα από την κατηγορία πλαστιμότητας που υιοθετείται στην μελέτη (βλέπε 5.4 και 5.5).

β) Θα προβλέπεται ένας ελάχιστος εφελκυστικός οπλισμός, για να αποφευχθεί ~~ψαθυρή~~ ~~ημίγ μέρα~~ αστοχία με την ρηγμάτωση (βλέπε 5.4.3 και 5.5.5).

γ) Θα τηρείται ένα κατάλληλο όριο της ανηγμένης αξονικής δύναμης ~~σχεδιασμού~~ ~~ημίγ μέρα~~ (βλέπε 5.4.3.2.1(3)P, 5.4.3.4.1(2), 5.5.3.2.1(3)P και 5.5.3.4.1(2)) ώστε να μειώνονται οι συνέπειες της αποφλοίωσης του σκυροδέματος επικάλυψης και να αποφεύγονται οι υψηλές αβεβαιότητες διαθέσιμης πλαστιμότητας που είναι εγγενείς σε υψηλά επίπεδα ανηγμένης αξονικής δύναμης.

5.2.4 Έλεγχοι ασφαλείας

(1)P Στους ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας οι μερικοί-συντελεστές ιδιοτήτων υλικών γε και γε θα λαμβάνουν υπόψη την πιθανή απομείωση αντοχής των υλικών λόγω ανακυκλικών παραμορφώσεων.

(2) Ελλείψει ειδικότερων στοιχείων, πρέπει να εφαρμόζονται οι τιμές των μερικών συντελεστών γε και γε για μόνιμες και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, υποθέτοντας ότι λόγω των προβλέψεων τοπικής πλαστιμότητας ο λόγος της απομένουσας μετά την απομείωση αντοχής προς την αρχική είναι περίπου ίσος με τον λόγο μεταξύ των τιμών γε για τυχηματικούς και θεμελιώδεις συνδυασμούς φορτίσεων.

(3) Εάν η απομείωση αντοχής έχει ληφθεί κατάλληλα υπόψη στην αποτίμηση των ιδιοτήτων υλικών, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές που υιοθετούνται για την τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Οι τιμές που δίνονται στους μερικούς-συντελεστές υλικών γε και γε για τις μόνιμες ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα για το EN 1992-1-1:2004.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να διευκρινίζει εάν οι τιμές όμως που χρησιμοποιούνται για την αντισεισμική μελέτη είναι αυτές για μόνιμες και παροδικές ή για τις τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού. Στο Εθνικό Προσάρτημα μπορούν ακόμη να επιλεγούν και ενδιάμεσες τιμές, ανάλογα με τον τρόπο αποτίμησης των ιδιοτήτων υλικών υπό σεισμική φόρτιση. Η συνιστώμενη επιλογή είναι αυτή της (2) της παρούσας, που επιτρέπει την χρήση της ίδιας τιμής της αντοχής σχεδιασμού για τις μονιμές και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού (π.χ. φορτία βαρύτητας με άνεμο) καθώς και για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

5.3 Μελέτη σύμφωνα με το ΕΝ 1992-1-1

5.3.1 Γενικά

(1) Σεισμική μελέτη για χαμηλή πλαστιμότητα (κατηγορία πλαστιμότητας X), κατά το EN1992-1-1:2004 χωρίς καμία πρόσθετη απαίτηση εκτός αυτών της 5.3.2, συνιστάται μόνον σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας (βλέπε 3.2.1(4)).

5.3.2 Υλικά

(1)P Σε κύρια σεισμικά στοιχεία (βλέπε 4.2.2), θα χρησιμοποιείται χάλυβας οπλισμού κατηγορίας B ή C του EN 1992-1-1:2004, Πίνακας C.1.

5.3.3 Συντελεστής συμπεριφοράς

(1) Μπορεί να χρησιμοποιηθεί συντελεστής συμπεριφοράς q έως και 1.5 για τον υπολογισμό των σεισμικών δράσεων ανεξάρτητα από το στατικό σύστημα και την κανονικότητα σε-άψητη. B λ γ 2.2.2

5.4 Μελέτη για ΚΠΜ

5.4.1 Γεωμετρικοί περιορισμοί και υλικά

5.4.1.1 Απαιτήσεις υλικών

Υ C20/25 (1)P Σε κύρια σεισμικά στοιχεία δεν θα χρησιμοποιείται σκυρόδεμα κατηγορίας χαμηλότερης από C16/20.

Και Υ (2)P Σε κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών στοιχείων θα χρησιμοποιούνται αποκλειστικά ράβδοι με νευρώσεις με εξαίρεση τους κλειστούς και μονοσκελείς συνδετήρες.

Υ C (3)P Σε κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών στοιχείων θα χρησιμοποιείται χάλυβας οπλισμού κατηγορίας B ή C του EN 1992-1-1:2004, Πίνακας C.1.

Όχι Υ (4)P Συγκολλημένα πλέγματα επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται εφόσον ικανοποιούν τις απαιτήσεις των (2)P και (3)P της παρούσας.

5.4.1.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί

5.4.1.2.1 Δοκοί

Και Υ (1)P Η (οριζόντια) εκκεντρότητα του άξονα δοκών σε σχέση με αυτόν του υποστυλώματος στο οποίο συμβάλλει θα είναι περιορισμένη ώστε να επιτρέπει σωστή μεταφορά των ανακυκλικών ροπών από μια κύρια σεισμική δοκό σε ένα υποστύλωμα.

Kai Y (2) Για να καλυφθεί η απαίτηση της (1)P, η (οριζόντια) απόσταση μεταξύ των αξόνων των δύο μελών πρέπει να περιορίζεται σε λιγότερο από $b_c/4$, όπου b_c είναι η μεγαλύτερη διάσταση διατομής του υποστυλώματος κάθετα στον διαμήκη άξονα της δοκού.

$$\underline{b} \leq b_c/4$$

Kai Y (3)P Για την εκμετάλλευση της ευνοϊκής επίδρασης της θλίψης (του σκυροδέματος) υποστυλωμάτων στην συνάφεια των οριζόντιων ράβδων που διέρχονται μέσα στον κόμβο, το πλάτος b_w μιας κύριας σεισμικής δοκού θα ικανοποιεί την ακόλουθη έκφραση:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (5.6)$$

όπου h_w είναι το ύψος της δοκού και b_c όπως ορίζεται στην (2) της παρούσας.

5.4.1.2.2 Υποστυλώματα

Kai Y (1) Εκτός εάν $\theta \leq 0,1$ (βλέπε 4.4.2.2(2)), οι διαστάσεις διατομής κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων δεν πρέπει να είναι μικρότερες από το $1/10$ της μεγαλύτερης απόστασης μεταξύ του σημείου καμπής και των άκρων του υποστυλώματος, για κάμψη μέσα σε επίπεδο παράλληλο προς την εξεταζόμενη διάσταση υποστυλώματος.

5.4.1.2.3 Πλάστιμα τοιχώματα

Kai Y (1) Το πάχος του κορμού, b_{w0} , (σε μέτρα) πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη έκφραση:

$$b_{w0} \geq \max \{0,15, h_s/20\} \quad (5.7)$$

όπου h_s είναι το καθαρό ύψος ορόφου σε μέτρα.

Kai Y (2) Πρόσθετες απαιτήσεις εφαρμόζονται όσον αφορά το πάχος των περισφιγμένων στοιχείων άκρων των τοιχωμάτων, όπως ορίζονται στην 5.4.3.4.2(10).

5.4.1.2.4 Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα ~~πινεο, μάσα~~ ΚΔ. Η ή X

(1) Η διάταξη της 5.4.1.2.3(1) ισχύει και για μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα.

5.4.1.2.5 Ειδικοί κανόνες για δοκούς που φέρουν ασυνεχή κατακόρυφα στοιχεία (φυτευτά)

(1)P Φέροντα τοιχώματα δεν θα εδράζονται σε δοκούς ή πλάκες,

(2)P Για κύριες σεισμικές δοκούς που φέρουν υποστυλώματα τα οποία διακόπτονται κάτω από την δοκό, ισχύουν οι ακόλουθοι κανόνες:

α) δεν θα υπάρχει καμία εκκεντρότητα του άξονα του υποστυλώματος σε σχέση με αυτόν της δοκού

β) η δοκός θα εδράζεται σε δύο τουλάχιστον άμεσες στηρίξεις, /τοιχώματα ή υποστυλώματα.

5.4.2 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

5.4.2.1 Γενικά

Kai Y

(1)P Με εξαίρεση τα πλάστιμα κύρια σεισμικά τοιχώματα, για τα οποία ισχύουν οι ειδικές διατάξεις της 5.4.2.4, οι τιμές σχεδιασμού των ροπών κάμψεως και αξονικών δυνάμεων θα λαμβάνονται από την μελέτη του φορέα για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού σύμφωνα με το EN 1990:2001 6.4.3.4, λαμβάνοντας υπόψη αποτελέσματα δευτέρας τάξεως σύμφωνα με την 4.4.2.2 καθώς και τις απαιτήσεις ικανοτικού σχεδιασμού της 5.2.3.3(2). Επιτρέπεται ανακατανομή των ροπών κάμψεως σύμφωνα με β το EN 1992-1-1. Οι τιμές σχεδιασμού των τεμνουσών δυνάμεων κύριων σεισμικών δοκών, υποστυλωμάτων, πλάστιμων τοιχωμάτων και ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων δ καθορίζονται σύμφωνα με τις 5.4.2.2, 5.4.2.3, 5.4.2.4 και 5.4.2.5, αντίστοιχα.

Σημ: Όχι κόμβοι, Ναι τμέο

5.4.2.2 Δοκοί

Kai Y

(1)P Σε κύριες σεισμικές δοκούς οι τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού θα καθορίζονται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού, με βάση την ισορροπία της δοκού υπό: α) το εγκάρσιο (κατακόρυφο) φορτίο που δρα επί της δοκού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και β) τις ροπές άκρων $M_{i,d}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης (με $i=1,2$ συμβολίζονται οι ακραίες διατομές της δοκού). Οι πλαστικές αρθρώσεις θα θεωρείται ότι σχηματίζονται στα άκρα των δοκών ή (εάν σχηματίζονται εκεί πρώτα) στα κατακόρυφα στοιχεία που συνδέονται με τους κόμβους στους οποίους συνδέονται μονολιθικά τα άκρα της δοκού (βλέπε Σχήμα 5.1).

Φ 9

δ

Kai Y

(2) Η (1)P της παρούσας πρέπει να εφαρμόζεται ως εξής:

α) Στην ακραία διατομή i , πρέπει να υπολογίζονται δύο τιμές της δρώσας τέμνουσας δύναμης δηλ. η μέγιστη, $V_{Ed,max,i}$ και η ελάχιστη, $V_{Ed,min,i}$ οι οποίες αντιστοιχούν στις μέγιστες θετικές και στις μέγιστες αρνητικές ακραίες ροπές $M_{i,d}$ που μπορεί να αναπτυχθούν στα άκρα 1 και 2 της δοκού.

β) Οι ροπές άκρων $M_{i,d}$ στην (1)P και (2) α) της παρούσας μπορούν να υπολογιστούν ως εξής:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(l, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (5.8)$$

όπου

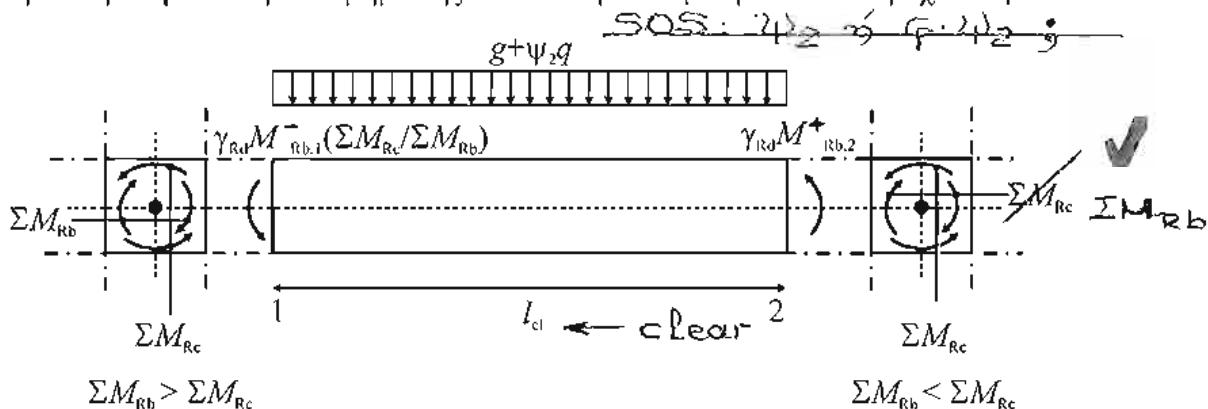
γ_{Rd} είναι συντελεστής που εκφράζει την πιθανή υπεραντοχή λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα, η οποία στην περίπτωση των δοκών ΚΠΜ μπορεί να ληφθεί ως ίσος με 1,0. Υ 1.2 κράτανδες

$M_{Rb,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψεως που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

ΣM_{Rc} και ΣM_{Rb} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων και το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συνδέονται μονολιθικά στον κόμβο, αντίστοιχα (βλέπε 4.4.2.3(4)). Η τιμή του ΣM_{Rc} πρέπει να αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη ή

δυνάμεις του υποστυλώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

γ) Σε άκρο όπου η δοκός εδράζεται έμμεσα σε άλλη δοκό, αντί να συμβάλλει σε κατακόρυφο μέλος, η τοπική ροπή του άκρου δοκού $M_{i,d}$ μπορεί να ληφθεί ίση με την δρώσα ροπή στο ακραίο τμήμα της δοκού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.



Σχήμα 5.1: Τιμές ικανοτικού σχεδιασμού τεμνουσών δυνάμεων σε δοκούς

5.4.2.3 Υποστυλώματα

Και γ (1)P Σε κύρια σεισμικά υποστυλώματα οι τιμές σχεδιασμού των τεμνουσών δυνάμεων θα υπολογίζονται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού, με βάση την ισορροπία του υποστυλώματος υπό ροπές άκρων $M_{i,d}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης (με $i=1,2$ συμβολίζονται οι ακραίες διατομές του υποστυλώματος). Οι πλαστικές αρθρώσεις θα θεωρείται ότι σηματίζονται στα άκρα των δοκών που συνδέονται με τους κόμβους στα άκρα του υποστυλώματος ή (εάν σηματίζονται εκεί πρώτα) στα άκρα των υποστυλωμάτων (βλέπε Σχήμα 5.2).

Και γ (2) Οι ροπές άκρων $M_{i,d}$ στην (1)P της παρούσας μπορούν να καθορισθούν από την παρακάτω έκφραση:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Re,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Re}}\right) \quad (5.9)$$

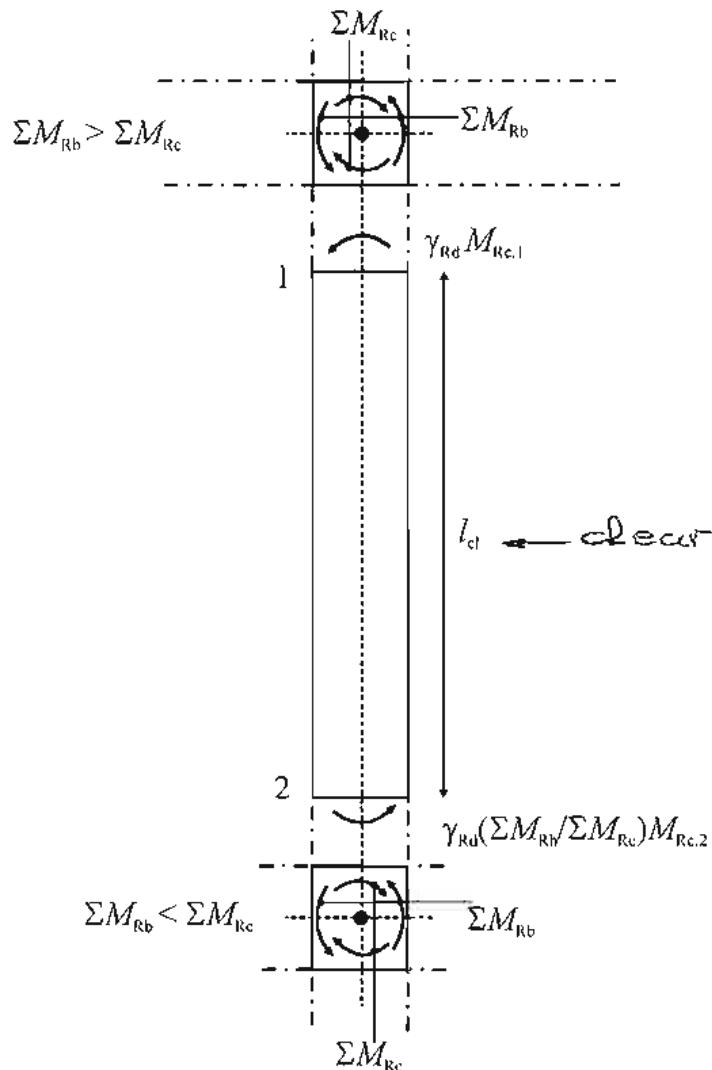
όπου

γ_{Rd} είναι συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα και λόγω περίσφιξης της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος, που λαμβάνεται ίσος με 1,1. Υ 1.3

$M_{Re,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής του υποστυλώματος στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψεως για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης;

ΣM_{Re} και ΣM_{Rb} είναι όπως ορίζονται στην 5.4.2.2(2).

Και γ (3) Οι τιμές των $M_{Re,i}$ και ΣM_{Re} πρέπει να αντιστοιχούν στην αξονική δύναμη \bar{N} δυνάμεις του υποστυλώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.



Σχήμα 5.2: Τέμνουσα δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού σε υποστυλώματα

5.4.2.4 Ειδικές διατάξεις για πλάστιμά τοιχώματα

ηρωτείνεται

Και Υ (1)P Αβεβαιότητες στην ανάλυση και στις μετελαστικές δυναμικές επιδράσεις θα λαμβάνονται υπόψη, κατ' ελάχιστον μέσω κατάλληλης απλουστευμένης μεθόδου. Εάν δεν διατίθεται ακριβέστερη μέθοδος, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κανόνες των ακόλουθων διατάξεων για τις περιβάλλουσες ροπών κάμψεως σχεδιασμού, καθώς επίσης και για τους συντελεστές ενίσχυσης για τις τέμνουσες δυνάμεις.

με χέριανση

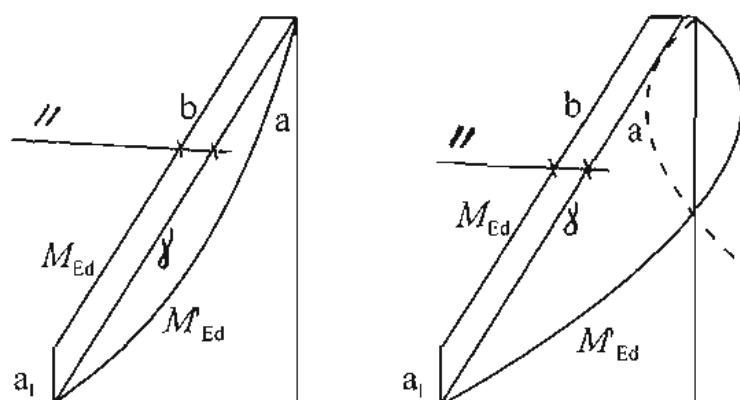
Και Υ (2) Επιτρέπεται η ανακατανομή των σεισμικών εντατικών μεγεθών μεταξύ των κύριων σεισμικών τοιχωμάτων μέχρι και 30%, εφόσον δεν μειώνεται η συνολική απαίτηση αντοχής. Οι τέμνουσες δυνάμεις πρέπει να ανακατανέμονται ανάλογα με τις ροπές κάμψεως, έτσι ώστε σε επιμέρους τοιχώματα ο λόγος των ροπών κάμψεως τους προς τις τέμνουσες δυνάμεις να μην επηρεάζεται σημαντικά. Σε τοιχώματα που υπόκεινται σε μεγάλες διακυμάνσεις αξονικής δύναμης, όπως π.χ. τα συζευγμένα τοιχώματα, οι ροπές και οι διατμητικές δυνάμεις πρέπει να ανακατανέμονται από το τοίχωμα ή τοιχώματα υπό χαμηλή θλίψη ή υπό εφελκυσμό, σε εκείνα υπό υψηλή αξονική θλίψη.

Kai Y (3) Σε συζευγμένα τοιχώματα επιτρέπεται ανακατανομή έως και 20% των σεισμικών εντατικών μεγεθών μεταξύ δοκών σύζευξης διαφορετικών ορόφων, εφόσον δεν επηρεάζεται η σεισμική αξονική δύναμη στην βάση κάθε επιμέρους τοιχώματος (που προκαλείται από τις τέμνουσες δυνάμεις των δοκών σύζευξης).

Kai Y (4)P Θα λαμβάνονται υπόψη αβεβαιότητες σχετικά με τη κατανομή ροπών κατά το ύψος λιανθρώπων κύριων σεισμικών τοιχωμάτων (με λόγο ύψους προς μήκος h_w/l_w μεγαλύτερο από 2,0). $\alpha > 2,0$

Kai Y (5) Η απαίτηση που ορίζεται στην (4)P της παρούσας μπορεί να ικανοποιηθεί εφαρμόζοντας την ακόλουθη απλουστευμένη μέθοδο, ανεξάρτητα από τον τύπο της ανάλυσης που χρησιμοποιείται.

Το διάγραμμα καμπτικών ροπών σχεδιασμού κατά το ύψος του τοιχώματος πρέπει να προκύπτει από την περιβάλλοντα ροπών κάμψεως της ανάλυσης, με κατακόρυφη μετατόπιση (μετατόπιση της εφελκυστικής δύναμης). Η περιβάλλοντα μπορεί να υποτεθεί γραμμική εφόσον ο φορέας δεν παρουσιάζει σημαντικές ασυνέχειες μάζας, δυσκαμψίας ή αντοχής κατά το ύψος του (βλέπε Σχήμα 5.3). Η μετατόπιση της εφελκυστικής δύναμης πρέπει να είναι συμβατή με την κλίση θλιπτήρων που λαμβάνεται στον έλεγχο Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (ΟΚΑ) σε διάτμηση, με μια πιθανή διάταξη θλιπτήρων κοντά στην βάση τύπου ριπιδίου και με τις πλάκες των ορόφων να δρουν ως ελκυστήρες.



Σύμβολα - Κεγ

a διάγραμμα ροπών από την ανάλυση

b περιβάλλοντα σχεδιασμού, σελική / μετασοχιεύοντα

a₁ μετατόπιση εφελκυστικής δύναμης, R_w ; ή h_s ; ή

γεωργική γραμμική ηεριβ.

Σχήμα 5.3: Περιβάλλοντα σχεδιασμού ροπών κάμψεως σε λιανθρώπων τοιχώματα
(αριστερά: σύστημα τοιχώματος, δεξιά: διπλό σύστημα)

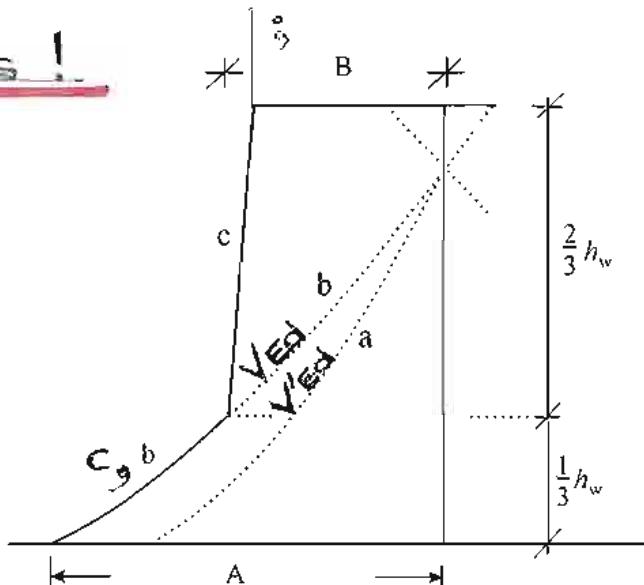
Kai Y (6)P Θα λαμβάνεται υπόψη η ενδεχόμενη αύξηση της τέμνουσας δύναμης στην βάση ενός κύριου σεισμικού τοιχώματος μετά την διαρροή.

(7) Η απαίτηση που καθορίζεται στην (6)P της παρούσας μπορεί να ικανοποιηθεί εάν οι τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού λαμβάνονται κατά 50% υψηλότερες από τις τέμνουσες δυνάμεις που λαμβάνονται από την ανάλυση.

Υ: B₂, za ηερι Ε

Kai Y (8) Σε διπλά συστήματα που περιέχουν λιμφέρα τοιχώματα πρέπει να χρησιμοποιείται η περιβάλλουσα σχεδιασμού των τεμνουσών δυνάμεων σύμφωνα με το Σχήμα 5.4, για να ληφθούν υπόψη οι αβεβαιότητες λόγω επιδρασης υψηλότερων ιδιομορφών.

λάθος !



Σύμβολα

$$V'_Ed = E \cdot V'Ed, \quad E = 1.5$$

a διάγραμμα τεμνουσών από την ανάλυση

βλ. 5.5.2.4.1(7) για Y

b διάγραμμα αυξημένων τεμνουσών

c περιβάλλουσα σχεδιασμού

A $V_{\text{βάση τοιχώματος}}$

B $V_{\text{κορυφή τοιχώματος}} \geq V_{\text{βάση τοιχώματος}}/2, \quad B \cong A/2$

Σχήμα 5.4: Περιβάλλουσα των διατμητικών δυνάμεων στα τοιχώματα διπλων

συστήματος

Χωρίζονται
δραστηριότητα

5.4.2.5 Ειδικές διατάξεις για μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα ΤΗΛΕΟ

(1)P Για να εξασφαλίζεται ότι η καμπτική διαρροή προηγείται της επίτευξης της ΟΚΑ σε διάτηση, θα αυξάνεται η τέμνουσα δύναμη V'_{Ed} από την ανάλυση.

(2) Η απαίτηση της (1) παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν σε κάθε όροφο του τοιχώματος η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού V_{Ed} λαμβάνεται από τη τέμνουσα δύναμη που υπολογίζεται από την ανάλυση, V'_{Ed} , σύμφωνα με την ακόλουθη έκφραση:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \quad (5.10)$$

(3)P Πρόσθετες αξονικές δυνάμεις δυναμικής προέλευσης που αναπτύσσονται σε μεγάλα τοιχώματα λόγω αποκόλλησης από το έδαφος, ή λόγω ανοίγματος και κλεισίματος οριζόντιων ρωγμών, θα λαμβάνονται υπόψη στον έλεγχο ΟΚΑ των τοιχώματος για κάμψη με αξονική δύναμη.

(4) Εκτός αν διατίθενται αποτελέσματα ακριβέστερου υπολογισμού, η δυναμική συνιστώσα της αξονικής δύναμης ~~τούχων~~ στην (3)P της παρούσας μπορεί να ληφθεί ως το 50% της αξονικής δύναμης στο τοίχωμα λόγω των φορτίων βαρύτητας στην $\pm 50\%$ Δε σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Η δύναμη αυτή πρέπει να λαμβάνεται με θετικό ή αρνητικό πρόσημο, όποιο είναι το δυσμενέστερο.

(5) Εάν η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q δεν υπερβαίνει το 2.0, η επίδραση της δυναμικής αξονικής δύναμης στις (3) και (4) της παρούσας μπορεί να αγνοηθεί.

5.4.3 Έλεγχοι ΟΚΑ και διαμόρφωση λεπτομερειών

5.4.3.1 Δοκοί

Kai Y *Tia Y: Βαρζα γερι J!*

5.4.3.1.1 Αντοχή σε κάμψη/και διάτμηση

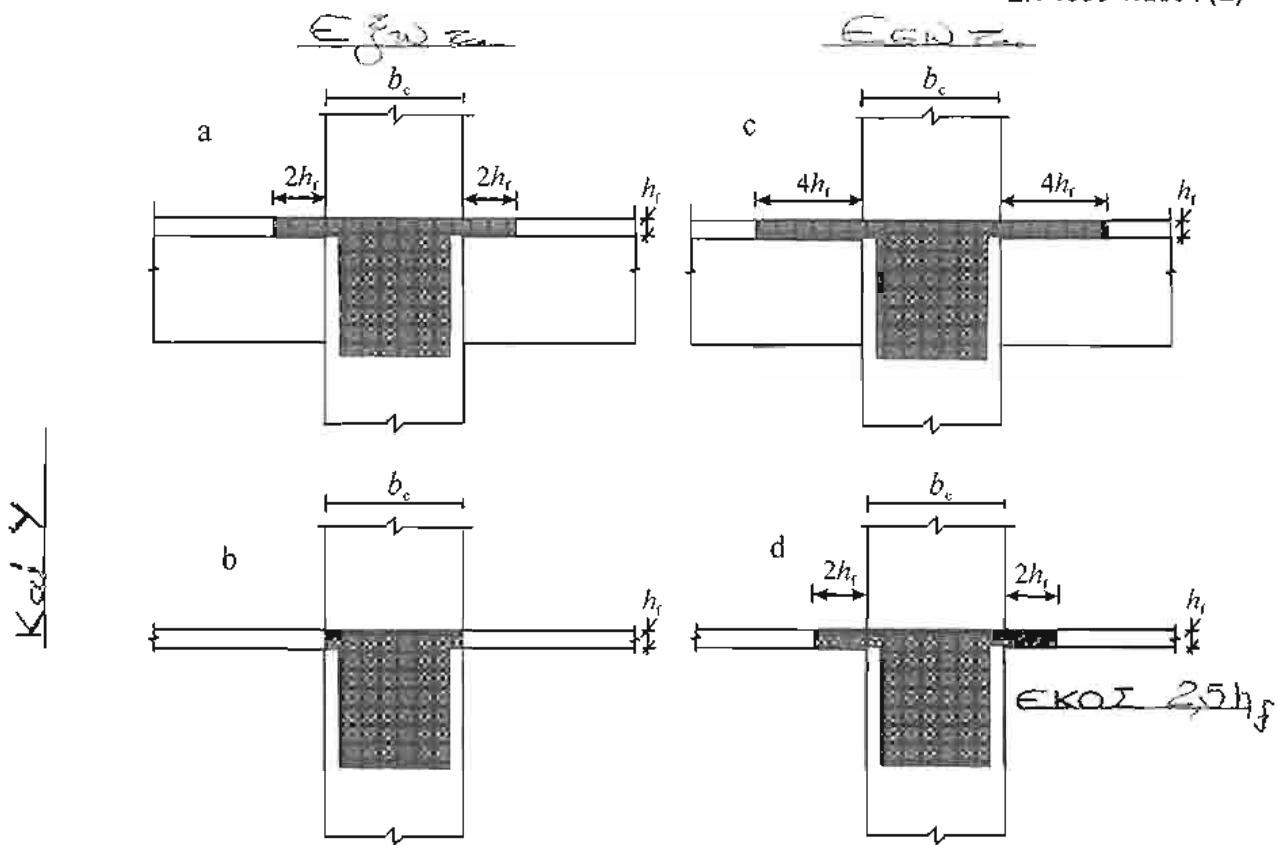
§ (1) **P** Οι αντοχές σε κάμψη και διάτμηση πρέπει να υπολογίζονται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004.

(2) Ο άνω οπλισμός των ακραίων διατομών κύριων σεισμικών δοκών με διατομή σχήματος T- ή L- πρέπει να τοποθετείται κυρίως μέσα στο πλάτος του κορμού. Μόνο μέρος αυτού του οπλισμού μπορεί να τοποθετηθεί έξω από το πλάτος του κορμού, αλλά πάντοτε μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} .

(3) Το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

a) για κύριες σεισμικές δοκούς που εδράζονται σε εξωτερικά υποστυλώματα, το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} λαμβάνεται ίσο με το πλάτος b_c του υποστυλώματος, εάν δεν υπάρχει εγκάρσια δοκός (Σχήμα 5.5b), ή ίσο με το πλάτος αυτό αυξημένο κατά $2h_f$ σε κάθε πλευρά της δοκού, εάν υπάρχει εγκάρσια δοκός παρόμοιου ύψους (Σχήμα 5.5a);

β) για κύριες σεισμικές δοκούς που εδράζονται σε εσωτερικά υποστυλώματα, τα παραπάνω πλάτη μπορούν να αυξηθούν κατά $2h_f$ σε κάθε πλευρά της δοκού (Σχήματα 5.5c και d).



Σχήμα 5.5: Συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος b_{eff} για δοκούς που εδράζονται σε υποστυλώματα

ηρωτείσισης

5.4.3.1.2 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα ΕΚΟΣ : 2 h_w

(1)P Οι περιοχές κύριας σεισμικής δοκού σε μήκος $l_{cr} = h_w$ (όπου h_w είναι το ύψος της Υ 1,5 h_w δοκού) από ακραία διατομή όπου η δοκός συνδέεται με κόμβο δοκού-υποστυλώματος, καθώς επίσης και από τις δύο πλευρές οποιασδήποτε άλλης διατομής που ενδέχεται να εμφανίσει διαρροή στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, θα θεωρούνται ως κρίσιμες περιοχές.

Και Υ (2) Σε κύριες σεισμικές δοκούς που φέρουν διακοπτόμενα (φυτευτά) κατακόρυφα στοιχεία, οι περιοχές μέχρι σε μήκος $2h_w$ σε κάθε πλευρά του φυτευτού κατακόρυφου στοιχείου πρέπει να θεωρούνται ως κρίσιμες περιοχές.

Και Υ (3)P Για να ικανοποιηθεί η τοπική απαίτηση πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών δοκών, η τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μ_f θα είναι τουλάχιστον ίση με την τιμή που δίνεται στην 5.2.3.4(3).

Και Υ (4) Η απαίτηση της (3)P της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες και στα δύο πέλματα της δοκού.

α) Στη θλιβόμενη ζώνη τοποθετείται οπλισμός περισσότερος από το ήμισυ του οπλισμού που προβλέπεται στην εφελκυόμενη ζώνη, επιπλέον του θλιβόμενου οπλισμού που απαιτείται από τον έλεγχο OKA της δοκού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. (Ενδεκομένως)

$\rho' \geq 0,5 \rho + \dots$

β) Το ποσοστό οπλισμού της εφελκυόμενης ζώνης ρ δεν υπερβαίνει την ακόλουθη τιμή ρ_{max} :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_p \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{εκφ.: } 0,65 \cdot f_{cd}/f_{yd} \cdot \rho'/f + 0,0018 \leq \frac{\rho}{f_{yd}} \quad (5.11)$$

όπου τα ποσοστά οπλισμού της εφελκυόμενης και της θλιβόμενης ζώνης, ρ και ρ' , είναι ανηγμένα σε bd , όπου b είναι το πλάτος του θλιβόμενου πέλματος της δοκού. Εάν η εφελκυόμενη ζώνη περιλαμβάνει πλάκα, ο οπλισμός των πλακών/πάραλληλος με την δοκό μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος που καθορίζεται στην 5.4.3.1.1(3) περιλαμβάνεται στο ρ .

Kai Y (5)P Σε ολόκληρο το μήκος μιας κύριας σεισμικής δοκού, το ποσοστό οπλισμού της εφελκυόμενης ζώνης, ρ , δεν θα είναι μικρότερο από την ακόλουθη ελάχιστη τιμή ρ_{min} :

Kai 2 έγγαρειν κανόνες

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{cmi}}{f_{yk}} \right) \quad \text{εκφ.: } 0,50 \cdot f_{ctm} / f_{yd} \quad (5.12)$$

(6)P Μέσα στις κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών δοκών, θα προβλέπονται συνδετήρες που ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες:

Kai Y a) Η διάμετρος d_{bw} των συνδετήρων (σε mm) δεν θα είναι μικρότερη του 6.

Kai Y b) Η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων, s , (σε mm) δεν θα υπερβαίνει:

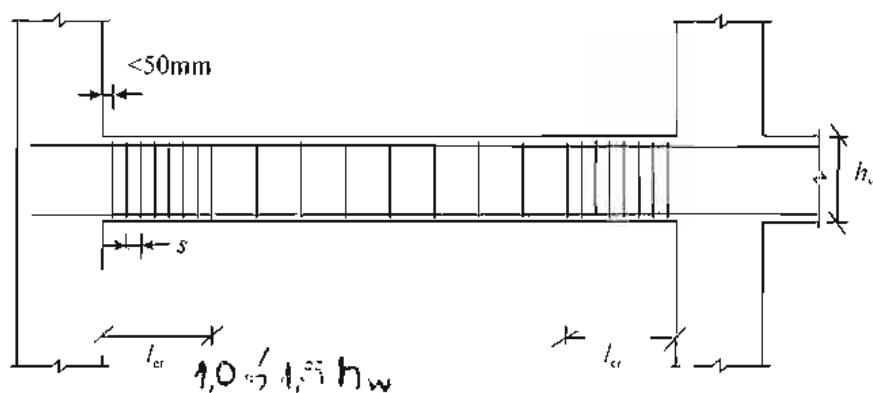
$$s = \min \{ h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \} \quad \text{Υ: } 175, \underline{6d_{bL}}$$

όπου

d_{bL} είναι η ελάχιστη διάμετρος των διαμήκων ράβδων (σε mm), και

h_w είναι το ύψος της δοκού (σε mm).

Kai Y c) Η πρώτος συνδετήρας θα τοποθετείται σε απόσταση όχι μεγαλύτερη από 50 mm από την ακραία διατομή της δοκού (βλέπε Σχήμα 5.6).



Σχήμα 5.6: Εγκάρσιος οπλισμός σε κρίσιμες περιοχές των δοκών

5.4.3.2 Υποστυλώματα

ηρωακόδων

5.4.3.2.1 Αντοχές

Και Υ (1)P Η καμπτική και διατμητική αντοχή θα υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, χρησιμοποιώντας τιμή της αξονικής δύναμης από την ανάλυση στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Και Υ (2) Η διαξονική κάμψη μπορεί να ληφθεί υπόψη απλοποιητικά, εκτελώντας τον έλεγχο ξεχωριστά για κάθε διεύθυνση με την μονοαξονική ροπή αντοχής μειωμένη κατά 30%.

(3)P Σε κύρια σεισμικά υποστυλώματα η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης δεν θα υπερβαίνει το 0,65. Υ: 0,55

5.4.3.2.2 Διαμόρφωση λεπτομερειών κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων για τοπική πλαστιμότητα

Και Υ (1)P Το συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού ρ δεν θα είναι μικρότερο του 0,01 ούτε μεγαλύτερο του 0,04. Σε συμμετρικές διατομές πρέπει να προβλέπεται συμμετρικός οπλισμός ($\rho = \rho'$).

Και Υ (2)P Θα προβλέπεται τουλάχιστον μια ενδιάμεση ράβδος σε κάθε πλευρά του υποστυλώματος, ώστε να εξασφαλίζεται η ακεραιότητα των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων.

Και Υ (3)P Οι περιοχές σε μήκος l_{cr} από κάθε ακραία διατομή κύριου σεισμικού υποστυλώματος θα θεωρούνται κρίσιμες περιοχές.

(4) Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, το μήκος της κρίσιμης περιοχής l_{cr} (σε μέτρα) μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\}^m \quad (5.14)$$

όπου 1,5 h_c 0,60 Υ

h_c είναι η μεγαλύτερη διάσταση της διατομής του υποστυλώματος (σε μέτρα), και

l_{cl} είναι το καθαρό μήκος του υποστυλώματος (σε μέτρα).

Και Υ (5)P Εάν $l_c/h_c < 3$, ολόκληρο το ύψος του κύριου σεισμικού υποστυλώματος θα θεωρείται ως κρίσιμη περιοχή και θα οπλίζεται αναλόγως.

πλάνου :

Και Υ (6)P Στην κρίσιμη περιοχή στην βάση κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων πρέπει να διατίθεται τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, μ_f , τουλάχιστον ίση με αυτήν που δίνεται στην 5.2.3.4(3).

Και Υ (7)P Εάν, για την επίτευξη της καθορισμένης τιμής του μ_f απαιτείται ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος μεγαλύτερη από $\varepsilon_{eu2}=0,0035$ σε οποιοδήποτε σημείο της διατομής, η απώλεια αντοχής λόγω αποφλοίωσης του σκυροδέματος θα

αντιμετωπίζεται μέσω επαρκούς περίσφιγξης του πυρήνα του σκυροδέματος, με βάση τις ιδιότητες του περισφιγμένου σκυροδέματος στο EN 1992-1-1:2004, 3.1.9.

Kατ. γ

(8) Οι απαιτήσεις που ορίζονται στις (6)P και (7)P της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιούνται εάν:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.15)$$

όπου

ω_{wd} είναι το μηχανικό σγκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων περίσφιγξης μέσα στις κρίσιμες περιοχές ενδύν/ρωμ

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος των βρόχων περίσφιγξης}}{\text{όγκος του σκυροδέματος του πυρήνα}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right];$$

μ_ϕ είναι η απαιτούμενη τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων

v_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού ($v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ανηγμένης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα στην διαρροή 2,175 %

b_c είναι το ύψος της συνολικής διατομής (παράλληλα με την οριζόντια διεύθυνση στην οποία εφαρμόζεται η τιμή του μ_ϕ που χρησιμοποιείται στην (6)P της παρούσας)

b_o είναι το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων)

b_o είναι το πλάτος της συνολικής διατομής

b_o είναι το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων)

α είναι ο συντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφιγξης, ίσος με $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, με:

a) Για ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o) \quad \text{ηρασοχή, όχι 5' } \quad (5.17a)$$

όπου

n είναι το συνολικό πλήθος διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από κλειστούς συνδετήρες ή μονοσκελείς συνδετήρες, και cross-ties

b_i είναι η απόσταση μεταξύ διαδοχικών ράβδων που συγκρατούνται με συνδετήρες (βλέπε Σχήμα 5.7 - επίσης για b_o, h_o, s).

β) Για κυκλικές διατομές με κυκλικούς συνδετήρες και διάμετρο περισφιγμένου πυρήνα D_o (έως τον άξονα των συνδετήρων):

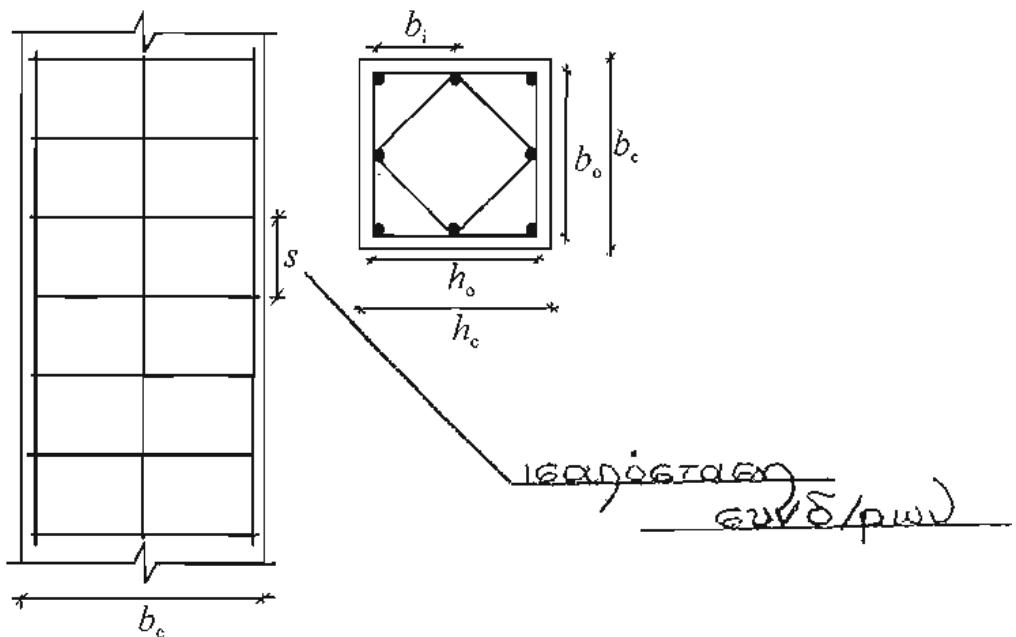
$$\alpha_n = 1 \quad (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o)^2 \quad (5.17b)$$

γ) Για κυκλικές διατομές με σπειροειδείς συνδετήρες:

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o) \quad (5.17c)$$



Σχήμα 5.7: Περίσφιγξη πυρήνα σκυροδέματος

(9) Ελάχιστη τιμή του ω_{wd} ίση με 0,08 θα προβλέπεται στην κρίσιμη περιοχή στην βάση των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων. $\gamma: 0,12$

Και γ (10)P Εντός των κρίσιμων περιοχών των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων θα προβλέπονται κλειστοί ή μονοσκελείς συνδετήρες διαμέτρου τουλάχιστον 6mm σε ισαρισταση που να εξασφαλίζει μια ελάχιστη πλαστιμότητα και να αποτρέπει τοπικό λυγισμό των διαμηκών ράβδων. Η διάταξη των συνδετήρων πρέπει να είναι τέτοια ώστε η διατομή να τίθεται υπό συνθήκες τριαξονικής φόρτισης που προκαλούνται από τους συνδετήρες.

(11) Οι ελάχιστες απαιτήσεις της (10)P της παρούσας θεωρείται ότι πληρούνται εάν ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες.

Για γ: Καν αλλαγές

Και γ α) Η ισαρισταση, s , των συνδετήρων (σε χιλιοστά) δεν υπερβαίνει:

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} \quad \gamma: 125, 125, 6d_{bL} \quad (5.18)$$

where

b_o (σε χιλιοστά) είναι ή ελάχιστη διάσταση του πυρήνα σκυροδέματος, και

d_{bL} είναι η ελάχιστη διάμετρος των διαμηκών ράβδων (σε χιλιοστά).

β) Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών διαμήκων ράβδων συγκρατούμενων με συνδετήρες δεν υπερβαίνει τα 200 mm, λαμβάνοντας υπόψη το EN 1992-1-1:2004, 9.5.3(6).

Σ: 150 mm

(12)P Ο εγκάρσιος οπλισμός μέσα στην κρίσιμη περιοχή στη βάση των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων μπορεί να υπολογιστεί όπως ορίζεται στο EN 1992-1-1:2004, υπό τον όρο ότι η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού είναι μικρότερη από 0,2 και η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς η που χρησιμοποιείται στην μελέτη δεν υπερβαίνει το 2,0.

EC2, για ValQ2 με $\eta \leq 2$

Και για 5.4.3.3 Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων

και γράφεται έλεγχοι

(1) Η οριζόντιος οπλισμός περίσφιγξης στους κόμβους των κύριων σεισμικών δοκών με υποστυλώματα δεν πρέπει να είναι λιγότερος από αυτόν που ορίζεται στην 5.4.3.2.2(8)-(11) για τις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων, με εξαίρεση την περίπτωση που αναφέρεται στην ακόλουθη παράγραφο.

(2) Εάν και στις τέσσερις πλευρές του κόμβου συμβάλουν δοκοί με πλάτος τουλάχιστον ίσο προς τα τρία/τέταρτα της διάστασης της διατομής του υποστυλώματος παράλληλα προς το πλάτος αυτό, η ισαπόσταση των οριζόντιων οπλισμών περίσφιγξης του κόμβου μπορεί να αυξηθεί στο διπλάσιο της απόστασης που ορίζεται στην (1) της παρούσας αλλά θα είναι πάντα μικρότερη από 150 mm. Σ: τηλ (25, 150 mm)

(3)P Θα διατάσσεται τουλάχιστον μία ενδιάμεση κατακόρυφη ράβδος (ανάμεσα στις γωνιακές ράβδους υποστυλωμάτων) σε κάθε πλευρά ενός κόμβου κύριας σεισμικής δοκού ή υποστυλώματος.

5.4.3.4 Πλάστιμα τοιχώματα

5.4.3.4.1 Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση Όχι για

(1)P Η αντοχή σε κάμψη και διάτμηση θα υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στις ακόλουθες παραγράφους χρησιμοποιώντας τιμή της αξονικής δύναμης όπως προκύπτει από την ανάλυση στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

(2) Σε κύρια σεισμικά τοιχώματα η τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου η δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,4. Σ: 0,35

Όχι για (3)P Ο κατακόρυφος οπλισμός κορμού θα λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής των διατομών του τοιχώματος.

Όχι για (4) Σύνθετες διατομές τοιχωμάτων που αποτελούνται από συνδεδεμένα ή διασταυρούμενα ορθογώνια (διατομές L-, T-, Π-, I- ή παρόμοιες) πρέπει να λαμβάνονται σαν ενιαίες μονάδες που αποτελούνται από κορμό ή κορμούς παράλληλους ή σχεδόν παράλληλους προς την διεύθυνση της δρώσας σεισμικής τέμνοντας και ένα πέλμα ή πέλματα κάθετα ή σχεδόν κάθετα προς αυτήν. Για τον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής το συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος θα λαμβάνεται έξω από την παρειά του κορμού κατά το μικρότερο από τα ακόλουθα μήκη:

α) το πραγματικό πλάτος πέλματος

β) το ίμισυ της απόστασης έως έναν παρόμοιο κορμό του τοιχώματος, και

γ) το 25% του συνολικού ύψους του τοιχώματος πάνω από την εξεταζόμενη στάθμη).

5.4.3.4.2 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

Και Υ (1) Το ύψος της κρίσιμης περιοχής h_{cr} πάνω από την βάση του τοιχώματος μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

$$h_{cr} = \max[l_w, h_w / 6] \quad (5.19a)$$

αλλά

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{για } n \leq 6 \text{ ορόφους} \\ h_s & \text{για } n \geq 7 \text{ ορόφους} \\ 2 \cdot h_s & \end{cases} \quad (5.19b)$$

όπου h_s είναι το καθαρό ύψος ορόφου και όπου η βάση ορίζεται ως η στάθμη της θεμελιώσης ή της οροφής υπόγειων ορόφων με άκαμπτα διαφράγματα και περιμετρικά τοιχώματα.



Και Υ (2) Στις κρίσιμες περιοχές των τοιχωμάτων πρέπει να προβλέπεται τιμή της πλαστιμότητας καμπυλότητας μ_f τουλάχιστον ίση με αυτήν που υπολογίζεται από τις εκφράσεις (5.4), (5.5) της 5.2.3.4(3), όπου η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 στις εκφράσεις αυτές αντικαθίσταται από το γινόμενο του q_0 επί την μέγιστη τιμή του λόγου M_{Ed}/M_{Rd} στη βάση του τοιχώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, και όπου M_{Ed} είναι η ροπή κάμψεως σχεδιασμού από την ανάλυση και M_{Rd} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού.

$$\underline{q'_0} = q_0 \cdot M_{Ed} / M_{Rd}$$

Και Υ (3) Εκτός αν γίνει άμεση και ακριβής επαλήθευση για την τιμή του μ_f που καθορίζεται στην (2) της παρούσας, η τιμή αυτή μπορεί να επιτευχθεί με την χρήση οπλισμού περίσφιγξης μέσα σε ακραίες περιοχές της διατομής, που αποκαλούνται στοιχεία άκρων, η έκταση των οποίων θα καθορίζεται σύμφωνα με τις (4) και (5) της παρούσας:

Και Υ (4) Για τοιχώματα με ορθογωνική διατομή, το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του αναγκαίου οπλισμού περίσφιγξης ω_{wd} στα στοιχεία άκρων πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη έκφραση, με τις -τιμές μ_f όπως ορίζονται στην (2) της παρούσας: η Ο, 12 Υ

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_f (\nu_d + \omega_r) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad \text{μηχ. ηλικ. } \underline{\omega_{wd}} = 0,08 / \text{Βλ. μεσά} \quad (5.20)$$

Τροποποίηση: $\underline{\omega_{wd}} = 0,08$

υποεπιγείων όπου οι παράμετροι καθορίζονται στην 5.4.3.2.2(8), εκτός από το ω_r , που είναι το μηχανικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού ($\omega_r = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$).

Και Υ (5) Σε τοιχώματα με εξογκώματα άκρων ή πέλματα ή με διατομή που αποτελείται από περισσότερα ορθογώνια (διατομές μορφής T-, L-, I-, U-, κλπ.) το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης στα στοιχεία άκρων μπορεί να καθοριστεί ως εξής:

Οι επιμήκεις συνδέσεις (συμβιβασίες) στα άκρα,
βγ. ΚΓ γ, § 5.5.3.4.3(5)

α) Η αξονική δύναμη, N_{Ed} , και η συνολική διατομή του κατακόρυφου οπλισμού στον κορμό, A_{sv} , θα ανάγονται στο $h_c b_c f_{cd}$, με το πλάτος του εξογκώματος ή του πέλματος σε θλίψη να λαμβάνεται ως πλάτος διατομής b_c ($\nu_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv}/h_c b_c)f_{yd} / f_{cd}$). Το ύψος της ουδέτερης γραμμής x_u στην οριακή καμπυλότητα μετά την αποφλοίωση του σκυροδέματος έξω από τον περισφιγμένο πυρήνα των στοιχείων άκρων μπορεί να υπολογιστεί ως:

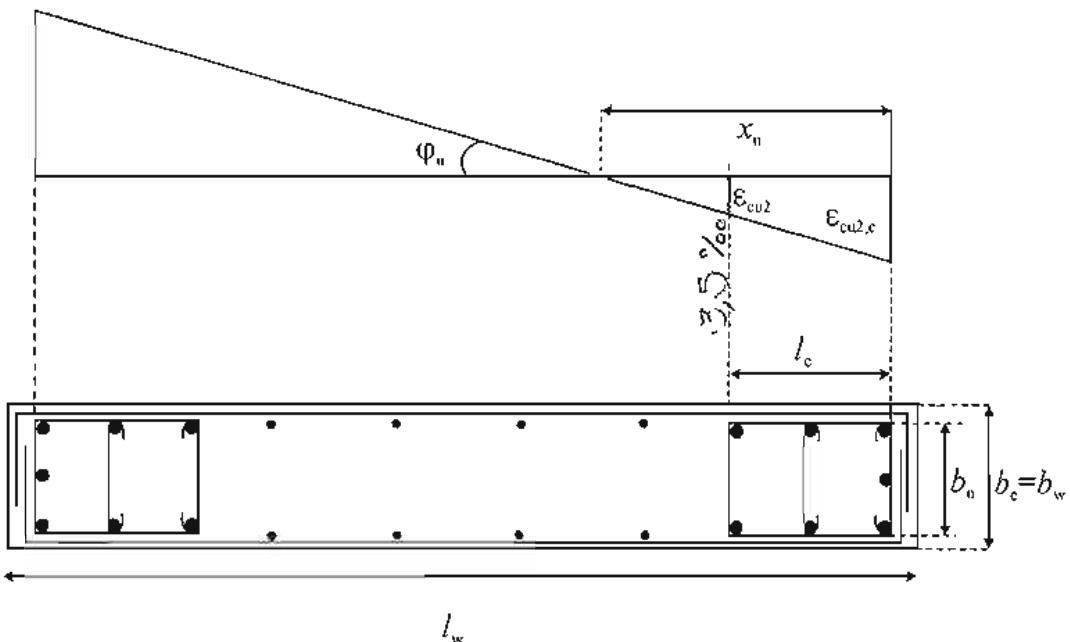
$$\underline{h_c = \overline{x}}$$

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} \quad (5.21)$$

όπου b_0 είναι το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα στο εξόγκωμα ή πέλμα. Εάν η τιμή του x_u από την έκφραση (5.21) δεν υπερβαίνει το ύψος του εξογκώματος ή του πέλματος μετά από την αποφλοίωση του σκυροδέματος κάλυψης, τότε το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης στο εξόγκωμα ή πέλμα καθορίζεται όπως στην α) της παρούσας (δηλ. από την έκφραση (5.20), 5.4.3.4.2(4)), με ν_d , ω_v , b_c και b_0 να αναφέρονται στο πλάτος του εξογκώματος ή του πέλματος.

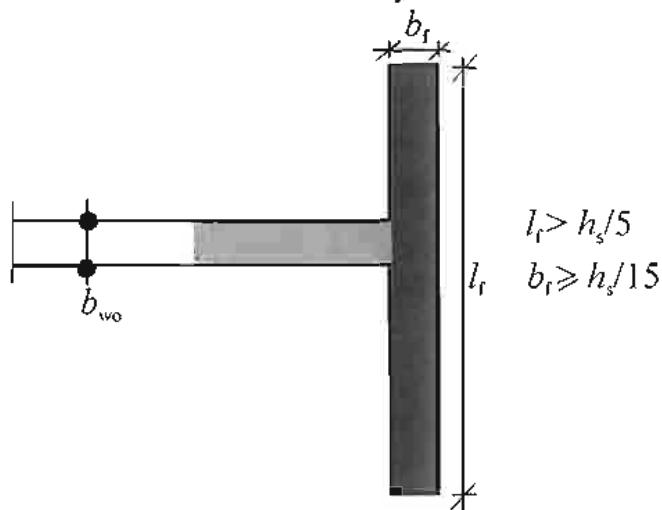
β) Εάν η τιμή του x_u υπερβαίνει το ύψος του εξογκώματος ή του πέλματος μετά από την αποφλοίωση του σκυροδέματος κάλυψης, μπορεί να ακολουθηθεί η γενική μέθοδος που βασίζεται σε: 1) ορισμό της πλαστιμότητας καμπυλότητας ως $\mu_f = \phi_u / \phi_y$, 2) υπολογισμό του ϕ_u ως $\varepsilon_{eu2,c} / x_u$ και του ϕ_y ως $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$, 3) ισορροπία των εσωτερικών δυνάμεων της διατομής για την εκτίμηση των θέσεων του ουδέτερου άξονα x_u και x_y , και 4) στις τιμές της αντοχής και της οριακής ανηγμένης παραμόρφωσης του περισφιγμένου σκυροδέματος, $f_{ck,c}$ και $\varepsilon_{eu2,c}$ που δίνονται ως συναρτήσεις της δρώσας οριζόντιας τάσης περίσφιγξης από τον EN 1992-1-1:2004, 3.1.9. Ο αναγκαίος οπλισμός περίσφιγξης, αν είναι απαραίτητος, και τα μήκη περίσφιγξης του τοιχώματος πρέπει να υπολογιστούν αναλόγως.

Και γ (6) Η περίσφιγξη στις (3) - (5) της παρούσας πρέπει να επεκτείνεται κατακόρυφα πάνω από το ύψος h_c της κρίσιμης περιοχής όπως καθορίζεται στην 5.4.3.4.2 (1) και οριζόντια σε μήκος l_c που μετράται από την ακραία θλιβόμενη ίνα του τοιχώματος μέχρι το σημείο όπου το μη περισφιγμένο σκυρόδεμα μπορεί να αποφλοιωθεί λόγω των υψηλών θλιπτικών τάσεων. Εάν δεν είναι διαθέσιμα ακριβέστερα στοιχεία, η θλιπτική βράχυνση στην οποία αναμένεται αποφλοίωση μπορεί να ληφθεί ως ίση με $\varepsilon_{eu2} = 0.0035$. Το περισφιγμένο στοιχείο άκρου μπορεί να περιοριστεί σε απόσταση $x_u(1 - \varepsilon_{eu2}/\varepsilon_{eu2,c})$ από τον άξονα του συνδετήρα κοντά στην ακραία θλιβόμενη ίνα, με το ύψος της περισφιγμένης ζώνης θλίψης x_u στην οριακή καμπυλότητα που υπολογίζεται από την ισορροπία (βλέπε έκφραση (5.21) για σταθερό πλάτος b_0 της περισφιγμένης θλιβόμενης ζώνης) και την οριακή ανηγμένη παραμόρφωση $\varepsilon_{eu2,c}$ του περισφιγμένου σκυροδέματος που υπολογίζεται βάσει του EN 1992-1-1:2004, 3.1.9 ως $\varepsilon_{eu2,c}=0,0035+0,1\alpha\omega_{wd}$ (Σχήμα 5.8). Κατ' ελάχιστον, το μήκος l_c του περισφιγμένου στοιχείου άκρου δεν πρέπει να λαμβάνεται μικρότερο από $0,15 \cdot l_w$ ή $1,50 \cdot b_w$.



Σχήμα 5.8: Περισφιγμένο στοιχείο άκρου στο ελεύθερο άκρο τοιχώματος
(πάνω: ανηγμένες παραμορφώσεις σε οριακή καμπυλότητα – κάτω: διατομή τοιχώματος)

Όχι Υ (7) Δεν απαιτείται περισφιγμένο στοιχείο άκρου σε πέλματα ~~τούχων~~ με πάχος $b_f \geq h_s/15$ και πλάτος $l_f \geq h_s/5$, όπου h_s συμβολίζει το καθαρό ύψος ορόφου (Σχήμα 5.9). Εν τούτοις, μπορεί να απαιτούνται περισφιγμένα στοιχεία άκρων στα άκρα τέτοιων πελμάτων λόγω της εκτός επιπέδου κάμψης του ~~τούχου~~.



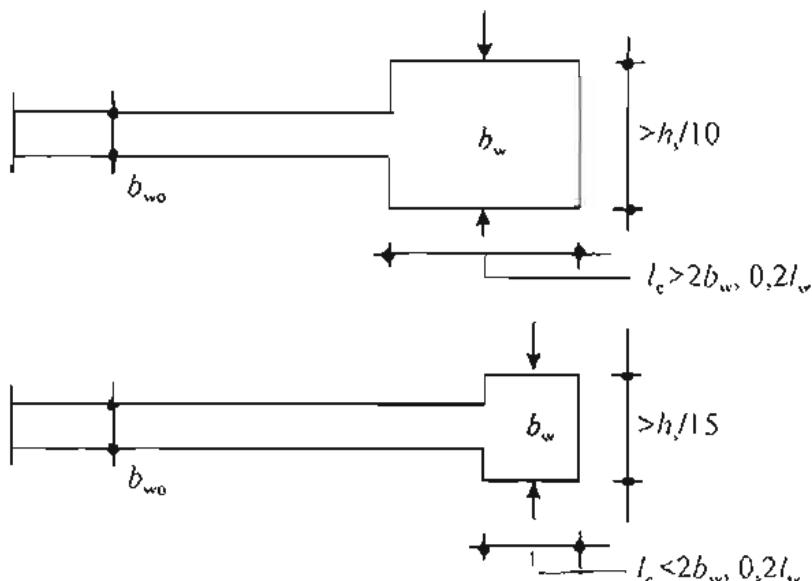
Σχήμα 5.9: Περισφιγμένο στοιχείο άκρου που δεν είναι απαραίτητο σε άκρο τοιχώματος με μεγάλο εγκάρσιο πέλμα

Καί Υ (8) Το ποσοστό διαμήκους οπλισμού στα στοιχεία άκρων δεν πρέπει να είναι μικρότερο του $\sqrt{0,005}$.

Όχι Υ (9) Οι απαιτήσεις της 5.4.3.2.2(9) και (11) εφαρμόζονται μέσα σε στοιχεία άκρων των τοιχωμάτων. Πρέπει να χρησιμοποιούνται επικαλυπτόμενοι συνδετήρες, έτσι ώστε κάθε δεύτερη διαμήκης ράβδος να υποστηρίζεται από κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα.

5.4.3.2.2(10)P : $\phi \geq 60^\circ$

Kai Y (10) Το πάχος b_w των περισφιγμένων τμημάτων της διατομής τοιχωμάτων (στοιχεία άκρων) δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 200 mm. Επιπλέον, εάν το μήκος του περισφιγμένου τμήματος δεν υπερβαίνει το μέγιστο από τα $2b_w$ και $0,2l_w$, το b_w πρέπει να είναι όχι μικρότερο από $h_s/15$, όπου το h_s συμβολίζει το ύψος ορόφου. Εάν το μήκος του περισφιγμένου τμήματος υπερβαίνει το μέγιστο από τα $2b_w$ και $0,2l_w$, το b_w δεν θα είναι μικρότερο από $h_s/10$ (βλέπε Σχήμα 5.10).



Σχήμα 5.10: Ελάχιστο πάχος περισφιγμένων στοιχείων άκρων

Kai Y (11) Στο ύψος του τοιχώματος πάνω από την κρίσιμη περιοχή εφαρμόζονται μόνον οι σχετικοί κανόνες του EN 1992-1-1:2004 σχετικά με τον κατακόρυφο, οριζόντιο και εγκάρσιο οπλισμό. Εντούτοις, σε τμήματα της διατομής όπου υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού η θλιπτική ανηγμένη παραμόρφωση είναι υπερβαίνει το 0,002, πρέπει να διατάσσεται ελάχιστο κατακόρυφο ποσοστό οπλισμού 0,005.

Oxi Y (12) Ο εγκάρσιος οπλισμός των στοιχείων άκρων των (4) - (10) της παρούσας μπορεί να καθοριστεί σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004 μόνον εάν τηρείται μια από τις ακόλουθες συνθήκες:

- α) Η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης σχεδιασμού ν_d δεν είναι μεγαλύτερη από 0.15, ή,
- β) Η τιμή του ν_d δεν είναι μεγαλύτερη από 0.20 και ο συντελεστής ϑ που χρησιμοποιείται στην ανάλυση ληφθεί μειωμένος κατά 15%.

5.4.3.5 Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα THEO

5.4.3.5.1 Αντοχή σε κάμψη

(1)P Η OKA σε κάμψη με αξονική δύναμη θα ελέγχεται υποθέτοντας οριζόντια ρηγμάτωση, σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του EN 1992-1-1:2004, συμπεριλαμβανομένης της υπόθεσης επιπεδότητας των διατομών.

(2)P Οι ορθές τάσεις στο σκυρόδεμα θα περιορίζονται, ώστε να αποτρέπεται η εκτός επιπέδου αστάθεια του τοιχώματος.

(3) H απαίτηση της (2)P της παρούσας μπορεί να ικανοποιηθεί βάσει των κανόνων του EN 1992-1-1:2004 για τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως, οι οποίοι, εάν είναι απαραίτητο, συμπληρώνονται με άλλους κανόνες για τις ορθές τάσεις στο σκυρόδεμα.

(4) Όταν η δυναμική αξονική δύναμη των 5.4.2.5 (3)P και (4) λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο OKA σε κάμψη με αξονική δύναμη, η οριακή αντημένη παραμόρφωση εσει για μη-περισφιγμένο σκυρόδεμα μπορεί να αυξηθεί σε 0.005. Υψηλότερη τιμή μπορεί να ληφθεί υπόψη για περισφιγμένο σκυρόδεμα, σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, υπό τον όρο ότι η αποφλοίωση του μη-περισφιγμένου σκυροδέματος της επικάλυψης θα λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο.

5.4.3.5.2 Αντοχή σε διάτμηση

(1) Στις θέσεις όπου η τιμή V_{Ed} από την 5.4.2.5(2) είναι μικρότερη από την τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής $V_{Rd,c}$ στο EN 1992-1-1:2004, 6.2.2, δεν απαιτείται η πρόβλεψη ελάχιστου διατμητικού οπλισμού $\rho_{w,min}$ στον κορμό, λόγω του περιθωρίου ασφάλειας που παρέχεται από την μεγέθυνση των τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού στις 5.4.2.5(1)P και (2) και επειδή η απόκριση (συμπεριλαμβανομένης πιθανής κεκλιμένης ρηγμάτωσης) οφείλεται σε επιβαλόμενη παραμόρφωση.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τιμή που αποδίδεται στον $\rho_{w,min}$ για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι η ελάχιστη τιμή που προβλέπεται για τοιχώματα στο EN 1992-1-1:2004 και στο Εθνικό Προσάρτημα.

(2) Όπου δεν ικανοποιείται η συνθήκη $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, ο διατμητικός οπλισμός κορμού πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, με προσδομοίωμα δικτυώματος, με θλιπτήρες μεταβλητής κλίσης, ή με προσομοίωμα θλιπτήρων-ελκυστήρων, όποιο είναι το καταλληλότερο για την ειδική γεωμετρία του τοίχου.

(3) Εάν χρησιμοποιείται προσδομοίωμα θλιπτήρων-ελκυστήρων, το πλάτος του θλιπτήρα πρέπει να λαμβάνει υπόψη την παρουσία ανοιγμάτων και δεν πρέπει να υπερβαίνει το μικρότερο από τα $0,25l_w$ ή $4b_{wo}$.

(4) H OKA σε διάτμηση ολισθησης σε οριζόντιους αρμούς κατασκευής πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, 6.2.5, με το μήκος αγκύρωσης των ράβδων αγκύρωσης που διαπερνούν την διεπιφάνεια του αρμού αυξημένο κατά 50% σε σχέση με το μήκος που απαιτείται από το EN 1992-1-1:2004.

5.4.3.5.3 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

(1) Οι κατακόρυφες ράβδοι που είναι απαραίτητες για τον έλεγχο OKA σε κάμψη με αξονική δύναμη, ή για την ικανοποίηση οποιωνδήποτε ελάχιστων απαιτήσεων οπλισμού, πρέπει να περικλείονται από κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα με διάμετρο μεγαλύτερη από 6 mm ή από το ένα τρίτο της κατακόρυφης διαμέτρου ράβδων, d_{bL} . Οι κλειστοί ή μονοσκελείς συνδετήρες πρέπει να διατάσσονται σε κατακόρυφη απόσταση όχι μεγαλύτερη από 100 mm ή $8d_{bL}$, οποίο είναι μικρότερο.

(2) Κατακόρυφες ράβδοι απαιτούμενες από τον έλεγχο OKA σε κάμψη με αξονική δύναμη και περικλειόμενες οριζόντια με κλειστούς ή μονοσκελείς συνδετήρες σύμφωνα

με την (1) της παρούσας πρέπει είναι συγκεντρωμένες σε στοιχεία άκρων στα άκρα της διατομής. Αυτά τα στοιχεία πρέπει να εκτείνονται στην διεύθυνση του μήκους l_w του τοιχώματος σε μήκος μεγαλύτερο από b_w ή $3b_w \sigma_{cm}/f_{cd}$, όποιο είναι μεγαλύτερο, όπου σ_{cm} είναι η μέση τιμή της τάσης σκυροδέματος στην θλιβόμενη ζώνη στην OKA κάμψης με αξονική δύναμη. Η διάμετρος των κατακόρυφων ράβδων δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 12 mm στον χαμηλότερο όροφο του κτιρίου, ή σε οποιονδήποτε όροφο όπου το μήκος l_w του τοίχου μειώνεται σε σχέση με αυτό του υποκείμενου ορόφου περισσότερο από το ένα τρίτο του ύψους ορόφου h_s . Σε όλους τους άλλους ορόφους η διάμετρος των κατακόρυφων ράβδων δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 10 mm.

(3) Για να αποφευχθεί αλλαγή στον τρόπο συμπεριφοράς από συμπεριφορά που κυριαρχείται από κάμψη σε συμπεριφορά που κυριαρχείται από διάτηση, ο κατακόρυφος οπλισμός που προβλέπεται στην διατομή του τοιχώματος δεν πρέπει να υπερβαίνει χωρίς λόγο τον απαιτούμενο από τον έλεγχο OKA σε κάμψη με αξονική δύναμη και από τον έλεγχο για την ακεραιότητα του σκυροδέματος.

(4) Οπλισμός σύνδεσης υπό μορφή συνεχών ράβδων, οριζόντιων ή κατακόρυφων, πρέπει να διατάσσεται: (α) κατά μήκος όλων των διασταυρούμενων τοιχωμάτων ή των συνδέσεων με πέλματα (β) σε όλα τα επίπεδα ορόφων και (γ) στην περίμετρο ανοιγμάτων του τοιχώματος. Ως ελάχιστη απαίτηση, αυτοί οι δεσμοί πρέπει να ικανοποιούν τον EN 1992-1-1:2004, 9.10.

tying systems

5.5 Μελέτη για ΚΠΥ

5.5.1 Γεωμετρικοί περιορισμοί και υλικά

5.5.1.1 Απαιτήσεις υλικών

Η C16/20 (1)P Κατηγορίες σκυροδέματος χαμηλότερες από C 20/25 δεν θα χρησιμοποιούνται σε κύρια σεισμικά στοιχεία.

Και ΙΙ (2)P Η απαίτηση της παραγράφου 5.4.1.1(2)P έχει εφαρμογή στην παρούσα. ράβδοι με νέαρισθεις, ψηλής/ψιλής βάσης

Μ Β Υ C (3)P Στις κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών στοιχείων, θα χρησιμοποιείται χάλυβας οπλισμού κατηγορίας C του Πίνακα C.1 του EN 1992-1-1:2004. Επιπλέον, η ανώτερη χαρακτηριστική τιμή (κλάσμα - 95%) της πραγματικής αντοχής διαρροής, $f_{yk,0,95}$, δεν θα υπερβαίνει την ονομαστική τιμή κατά περισσότερο από 25%.

5.5.1.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί

Ιλέγκματα

5.5.1.2.1 Δοκοί

Όχι ΙΙ (1)P Το πλάτος των κύριων σεισμικών δοκών δεν θα είναι μικρότερο των 200 mm.

(2)P Ο λόγος πλάτος προς ύψος του κορμού κύριων σεισμικών δοκών θα ικανοποιεί την έκφραση (5.40b) του EN 1992-1-1:2004. Μόλις ριγής

(3)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.1.2.1(1)P.

ε 6 br / 4

(4) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.1.2.1(2).

(5)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.1.2.1(3)P.

b_w <

5.5.1.2.2 Υποστυλώματα

Όχι Μ (1)P Η ελάχιστη διάσταση διατομής των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων δεν θα είναι μικρότερη των 250 mm.

(2) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.1.2.2(1).

5.5.1.2.3 Πλάστιμα⁹ τοιχώματα

(1)P Οι διατάξεις αφορούν ενιαία κύρια σεισμικά τοιχώματα, καθώς επίσης και τα επιμέρους μέλη συζευγμένων κύριων σεισμικών τοιχωμάτων, υπό εντατικά μεγέθη μέσα στο επίπεδό τους, με πλήρη πάκτωση και αγκύρωση στην βάση τους σε επαρκή υπόγεια ή θεμελιώσεις, έτσι ώστε το τοίχωμα να μην είναι ελεύθερο να στρέφεται περί την βάση. Από αυτή την άποψη, δεν επιτρέπονται τοιχώματα που φέρονται από πλάκες ή δοκούς (φυτευτά) (βλέπε επίσης 5.4.1.2.5). 5.5.1.2.4(1)P

(2) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.1.2.3(1). κωδικός ...

Και Μ. (3) Ισχύουν οι πρόσθετες απαιτήσεις σε σχέση με το πάχος των περισφιγμένων στοιχείων άκρων των κύριων σεισμικών τοιχωμάτων, όπως ορίζονται στις 5.5.3.4.5(8) και (9).

Όχι Μ: (4) Τυχαία ανοίγματα, που δεν έχουν κανονική διάταξη ώστε να οδηγούν σε συζευγμένα τοιχώματα, πρέπει να αποφεύγονται σε κύρια σεισμικά τοιχώματα, εκτός εάν η επιρροή τους είναι είτε ασήμαντη είτε λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση, διαστασιολόγηση και διαμόρφωση λεπτομερειών.

5.5.1.2.4 Ειδικοί κανόνες για δοκούς που φέρουν ασυνεχή κατακορυφα στοιχεία (φυτευτά)

(1)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.1.2.5(1)P. Όχι φυτευτά στοιχώματα

(2)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.1.2.5(2)P.

5.5.2 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

5.5.2.1 Δοκοί

Και Μ. (1)P Η παράγραφος 5.4.2.1(1)P έχει εφαρμογή για τις τιμές σχεδιασμού των ροπών κάμψεως και των αξονικών δυνάμεων. ΥΕ : Ναι κάπτεται (Όχι τηνετο)

(2)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.2.2(1)P.

CD, V (Μ 10)

(3) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.2.2(2) με τιμή $\gamma_{Rd} = 1,2$ στην έκφραση (5.8).

5.5.2.2 Υποστυλώματα

Και Μ. (1) Η παράγραφος 5.4.2.1(1)P (που αναφέρεται επίσης στις απαιτήσεις ικανοτικού σχεδιασμού της 5.2.3.3(2)) έχει εφαρμογή για τις τιμές σχεδιασμού των ροπών κάμψεως και των αξονικών δυνάμεων.

(2)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.2.3(1)P.

CD, V (M, I, I)

- (3) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.2.3(2) με τιμή $\gamma_{Rd} = 1,3$ στην έκφραση (5.9).
- (4) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.2.3(3).

Όχι Μ 5.5.2.3 Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων ✓

(1)P Η οριζόντια τέμνουσα που δρα στον πυρήνα ενός κόμβου μεταξύ κύριων σεισμικών δοκών και υποστυλωμάτων θα καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενέστερες συνθήκες σεισμικής δράσης, δηλ. συνθήκες ικανοτικού σχεδιασμού για τις δοκούς που συνδέονται στον κόμβο και συμβατές τιμές των τεμνουσών δυνάμεων στα άλλα συνδεόμενα στοιχεία.

(2) Επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται απλουστευμένες εκφράσεις για την οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα σκυροδέματος των κόμβων ως εξής:

α) Σε εσωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \quad (5.22)$$

β) Σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \quad (5.23)$$

όπου

A_{s1} είναι η διατομή του άνω οπλισμού της δοκού

A_{s2} είναι η διατομή του κάτω οπλισμού της δοκού

V_C είναι η τέμνουσα δύναμη του υποστυλώματος πάνω από τον κόμβο, από την ανάλυση σε σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

γ_{Rd} είναι συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης ~~από~~ περιμέρφωσης του χάλυβα και δεν πρέπει να είναι μικρότερος από 1,2.

(3) Οι τέμνουσες δυνάμεις που δρουν σε κόμβους θα αντιστοιχούν στην δυσμενέστερη φορά της σεισμικής δράσης που επηρεάζει τις τιμές A_{s1} , A_{s2} και V_C που χρησιμοποιούνται στις εκφράσεις (5.22) και (5.23).

5.5.2.4 Πλάστιμα τοιχώματα

5.5.2.4.1 Ειδικές διατάξεις για εντός επιπέδου λιθορά-τοιχώματα

- (1)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.2.4(1)P. ηερι Μ, V
- (2) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.2.4(2). ανακαταλογή
- (3) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.2.4(3).
- (4)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.2.4(4)P. ηερι Μ
- (5) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.2.4(5).
- (6)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.2.4(6)P. ηερι V, βλ.. μετα

(7) Η απαίτηση (6)P θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν εφαρμόζεται η ακόλουθη απλουστευμένη διαδικασία, η οποία εμπεριέχει τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού:

Οι τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού V_{Ed} θα υπολογίζονται σύμφωνα με την έκφραση:

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed} \quad \text{--- M: } \varepsilon = 1,5 \quad (5.24)$$

όπου

V'_{Ed} είναι η τέμνουσα δύναμη που προκύπτει από την ανάλυση

ε είναι συντελεστής μεγέθυνσης, που υπολογίζεται από την έκφραση (5.25), αλλά δεν θα είναι μικρότερος του 1,5:

$$1,5 \leq \varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_i)}\right)^2} \leq q \quad (5.25)$$

όπου

~~εγγραj και CD kai alieseraw και~~

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στην μελέτη;

M_{Ed} είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού στην βάση του τοιχώματος;

M_{Rd} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού στην βάση του τοιχώματος;

γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης από παραμόρφωση του χάλυβα. Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, ο γ_{Rd} θα λαμβάνεται ίσος με 1,2; ✓

T_i είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου στην διεύθυνση των τέμνουσών δυνάμεων V_{Ed} ;

T_c είναι το άνω όριο της περιοχής περιόδων σταθερής φασματικής επιτάχυνσης του φάσματος (βλέπε 3.2.2);

$S_e(T)$ είναι η τετμημένη του φάσματος ελαστικής απόκρισης (βλέπε 3.2.2).

Kai M (8) Οι διατάξεις της 5.4.2.4(8) έχουν εφαρμογή για λιθαρά τοιχώματα ΚΠΥ.

~~V για μικρά σύγχρονα~~

Oxi M 5.5.2.4.2 Ειδικές διατάξεις για κοντά τοιχώματα

~~χρησιμεύει, αλλά < 2,0~~

(1)P Σε κύρια σεισμικά τοιχώματα με λόγο ύψους προς μήκος, h_w/l_w , όχι μεγαλύτερο από 2,0, δεν υπάρχει ανάγκη να τροποποιηθούν οι καμπτικές ροπές από την ανάλυση. H μεγέθυνση τέμνουσας λόγω δυναμικών επιδράσεων μπορεί επίσης να αγνοηθεί.

(2) Η τέμνουσα δύναμη V'_{Ed} από την ανάλυση πρέπει να αυξάνεται ως εξής:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right) \cdot V'_{Ed} \leq q \cdot V'_{Ed} \quad \delta_{Rd} = 1,2 \quad (5.26)$$

(βλέπε 5.5.2.4.1(7) για ορισμούς και τιμές των μεταβλητών).

5.5.3 Έλεγχοι ΟΚΑ και διαμόρφωση λεπτομερειών

5.5.3.1 Δοκοί

Και Μ 5.5.3.1.1 Αντοχή σε κάμψη

- (1)P Η αντοχή σε κάμψη θα υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004.
- (2) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.1.1(2).
- (3) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.1.1(3). ~~b eff~~

5.5.3.1.2 Αντοχή σε διάτμηση

Και Μ (1)P Οι υπολογισμοί και έλεγχοι αντοχής σε διάτμηση θα γίνονται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στις επόμενες παραγράφους.

Όχι Μ (2)P Στις κρίσιμες περιοχές κύριων σεισμικών δοκών η κλίση θ του θλιπτήρα στο προσομοιώμα δικτυώματος θα είναι 45°.

Όχι Μ (3) Σχετικά με την διάταξη του διατμητικού οπλισμού μέσα στην κρίσιμη περιοχή στο άκρο μιας κύριας σεισμικής δοκού όπου η δοκός συνδέεται με υποστύλωμα, πρέπει να διακρίνονται οι ακόλουθες περιπτώσεις, που εξαρτώνται από την αλγεβρική τιμή του λόγου $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ μεταξύ της ελάχιστης και της μέγιστης δρώσας τέμνουσας δύναμης, που υπολογίζονται σύμφωνα με την 5.5.2.1(3).

α) ~~Εάν~~ $\zeta \geq -0,5$, η διατμητική αντοχή που παρέχεται από τον οπλισμό πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004.

β) ~~Εάν~~ $\zeta < -0,5$, δηλ. όταν αναμένεται σχεδόν πλήρης αντιστροφή των τεμνουσών δυνάμεων, τότε:

$$\text{i) εάν } |V_E|_{max} \leq (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (5.27)$$

όπου f_{ctd} είναι η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, ισχύει ο ίδιος κανόνας όπως στην α) της παρούσας.

ii) εάν η $|V_E|_{max}$ υπερβαίνει το όριο της (5.27), πρέπει να διατάσσεται λοξός οπλισμός σε δύο διευθύνσεις (δισδιαγώνιος), είτε σε $\pm 45^\circ$ ως προς τον άξονα της δοκού είτε κατά τις διευθύνσεις των διαγωνίων της δοκού σε όψη, το δε ήμισυ της $|V_E|_{max}$ πρέπει να αναλαμβάνεται από συνδετήρες ενώ το υπόλοιπο ήμισυ από τον λοξό οπλισμό.

- Σε τέτοια την περίπτωση, ο έλεγχος διεξάγεται με βάση την συνθήκη

$$0,5 V_{Emax} \leq 2 A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad \text{βλ. και περι δοκών σε ψηφίση} \quad (5.28)$$

όπου

A_s είναι η διατομή του λοξού οπλισμού στην μια διεύθυνση, που διασχίζει το πιθανό επίπεδο ολίσθησης (δηλ. την ακραία διατομή της δοκού).

α είναι η γωνία μεταξύ του λοξού οπλισμού και του άξονα της δοκού (κανονικά $\alpha = 45^\circ$, ή $\tan \alpha \approx (d-d')/l_b$).

5.5.3.1.3 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα ΕΚΟΣ: 2 h_w

(1)P Οι περιοχές κύριας σεισμικής δοκού μέσα σε μήκος $l_{cr} = 1.5h_w$ (όπου h_w είναι το ύψος της δοκού) από διατομή άκρου, όπου η δοκός συνδέεται σε κόμβο δοκού-υποστυλώματος, καθώς και προς τις δύο πλευρές οποιασδήποτε άλλης διατομής η οποία υπόκειται σε διαρροή στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, θα θεωρούνται κρίσιμες περιοχές.

Και Μ (2) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.1.2(2).

Και Μ (3)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.1.2(3)P.

Και Μ (4) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.1.2(4). $r' \geq 0,5r + \dots, r_{ηαρ} = \dots$

(5)P Για την εξασφάλιση των αναγκαίων συνθηκών πλαστιμότητας, θα ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες σε όλο το μήκος μιας κύριας σεισμικής δοκού:

Και Μ a) Θα ικανοποιείται η παράγραφος 5.4.3.1.2(5)P $r_{ηαρ} = \dots$

Όχι Μ b) Θα διατάσσονται τουλάχιστον δύο ράβδοι υψηλής συνάφειας με $d_b = 14$ mm στην άνω και την κάτω πλευρά της δοκού, που θα καλύπτουν ολόκληρο το μήκος της.

Όχι Μ c) Το εν τέταρτο του μέγιστου άνω οπλισμού στις στηρίξεις θα εκτείνεται σε ολόκληρο το μήκος της δοκού.

Και Μ (6)P Εφαρμόζεται η 5.4.3.1.2(6)P, με την έκφραση (5.13) να αντικαθίσταται από την ακόλουθη: $\phi_{επιφ}, \phi_{ε.50}$

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bl}\}. \quad \underline{M: 225, 8d_w} \quad (5.29)$$

5.5.3.2 Υποστυλώματα

5.5.3.2.1 Αντοχές

Και Μ (1)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.2.1(1)P.

Και Μ (2) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.2.1(2).

(3)P Σε κύρια σεισμικά υποστυλώματα η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης να δεν θα υπερβαίνει το 0,55. $M: 0,65$

5.5.3.2.2 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

(1)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.2.2(1)P.

(2)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.2.2(2)P.

(3)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.2.2(3)P.

(4) Όταν δεν υπάρχουν ακριβέστερες πληροφορίες, το μήκος της κρίσματος περιοχής l_{cr} μπορεί να υπολογιστεί ως εξής (σε μέτρα):

$$l_{cr} = \max\{1,5h_c; l_{cl}/6; 0,6\}^{\eta} \quad (5.30)$$

όπου $\sqrt{1,0} \quad \sqrt{0,45} \quad 1,1$

h_c είναι η μεγαλύτερη διάσταση της διατομής (σε μέτρα), και

l_{cl} είναι το καθαρό μήκος της (σε μέτρα).

(5)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.2.2(5)P.

(6)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.2.2(6)P.

Όχι Μ: (7) Η διαμόρφωση λεπτομερειών των κρίσματων περιοχών επάνω από τη βάση του υποστυλώματος πρέπει να βασίζεται σε ελάχιστη τιμή του συντελεστή πλαστιμότητας καμπυλότητας μ_f (βλ. 5.2.3.4) που λαμβάνεται από την 5.2.3.4(3). Όπου ένα υποστύλωμα προστατεύεται έναντι δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης με την διαδικασία ικανοτικού σχεδιασμού της 4.4.2.3(4) (δηλ. όπου ικανοποιείται η έκφραση (4.29)), η τιμή q_0 στις εκφράσεις (5.4) και (5.5) μπορεί να αντικατασταθεί από τα 2/3 της τιμής q_0 που έχει ληφθεί στην διεύθυνση που είναι παράλληλη προς το ύψος της διατομής h_c του υποστυλώματος. ✓

Καί Μ (8)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.2.2(7)P.

Καί Μ (9) Οι απαιτήσεις των (6)P, (7) και (8)P της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιούνται εάν η 5.4.3.2.2(8) ικανοποιείται με τις τιμές του μ_f που καθορίζονται στις (6)P και (7) της παρούσας.

(10) Θα προβλέπεται ελάχιστη τιμή του ω_{wd} ίση με 0,12 μέσα στην κρίσμα περιοχή στην βάση του υποστυλώματος και ίση με 0,08 σε όλες τις κρίσμες περιοχές πάνω από την βάση. Μ: 0,08 ή EC 2, για να < 0,2 ή q < 62

Καί Μ (11)P Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.2.2(10)P. μηδε φαγητο -

(12) Οι ελάχιστες συνθήκες της (11)P της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιούνται εάν ικανοποιούνται όλες οι ακόλουθες απαιτήσεις.

Όχι Μ α) Η διάμετρος d_{bw} των συνδετήρων είναι τουλάχιστον ίση με

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bl, \max} \cdot \sqrt{f_{ydl} / f_{ydw}} \quad \Delta \text{ σημ}$$

β) Η ισαπόσταση s μεταξύ των συνδετήρων (σε mm) δεν υπερβαίνει την:

$$s = \min \{b_0 / 3; 125; 6d_{bl}\} \quad \text{Μ: } b_0/2, 125, 6d_{bl} \quad (5.32)$$

όπου

b_0 (σε mm) είναι η ελάχιστη διάσταση του πυρήνα (περισφιγμένου) σκυροδέματος (έως το εσωτερικό των κλειστών συνδετήρων), και

d_{bl} είναι η ελάχιστη διάμετρος των διαμήκων ράβδων (σε mm).

γ) Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών διαμήκων ράβδων που περιβάλλονται από κλειστούς ή μονοσκελείς συνδετήρες δεν υπερβαίνει τα 150 mm

Η: 200 mm

(13)P Στους κατώτατους δύο ορόφους κτιρίων θα προβλέπονται πέρα από τις κρίσιμες περιοχές για ένα επιπλέον μήκος ίσο με το ήμισυ του μήκους των περιοχών αυτών, συνδετήρες σύμφωνα με τις (11)P και (12) της παρούσας.

(14) Η διατομή διαμήκους οπλισμού που προβλέπεται στη βάση του υποστυλώματος του κατώτατου ορόφου (δηλ. όπου το υποστύλωμα συνδέεται με την θεμελίωση) δεν πρέπει να είναι μικρότερη από εκείνη που προβλέπεται στην κεφαλή του υποστυλώματος του ίδιου ορόφου.

Ότιο 5.5.3.3 Κόμβοι δοκού-υποστυλώματος

(1)P Η διαγώνια θλίψη που προκαλείται στον κόμβο από το διαγώνιο μηχανισμό θλιπτήρων δεν θα υπερβαίνει την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος παρουσία των εγκάρσιων εφελκυστικών παραμορφώσεων.

(2) Ελλείψει ακριβέστερου προσομοιώματος, η απαίτηση (1)P της παρούσας μπορεί να ικανοποιηθεί με χρήση των επόμενων κανόνων. Βλ. 5.5.2.3 !

α) Σε εσωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη έκφραση:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\nu_d}{\eta}} b_j h_{jc} \quad (5.33)$$

όπου

$$\eta = 0,6(1-f_{ck}/250); \quad \gamma = \checkmark$$

h_{jc} είναι η απόσταση μεταξύ των ακραίων στρώσεων οπλισμού του υποστυλώματος

b_j είναι όπως ορίζεται στην έκφραση (5.34);

ν_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος, και

f_{ck} δίνεται σε MPa.

β) Σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

V_{jhd} πρέπει να είναι μικρότερη από το 80% της τιμής που δίνεται από το δεξιό μέρος της έκφρασης (5.33) όπου:

V_{jhd} δίνεται από τις εκφράσεις (5.22) ή (5.23) αντίστοιχα

και το δρων πλάτος κόμβου b_j είναι: eff., ενεργό

α) εάν $b_c > b_w$: $b_j = \min \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\}; \quad (5.34a)$

β) εάν $b_c < b_w$: $b_j = \min \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\} \quad (5.34b)$

(3) Πρέπει να προβλέπεται επαρκής περίσφιγξη (και οριζόντια και κατακόρυφη) του κόμβου, για να περιορίζεται η μέγιστη διαγώνια εφελκυστική τάση του σκυροδέματος σε f_{cd} . Ελλείψει ακριβέστερου προσομοιώματος, η απαίτηση αυτή μπορεί να ικανοποιηθεί με την διάταξη οριζόντιων κλειστών συνδετήρων με διάμετρο μεγαλύτερη από 6 mm μέσα στον κόμβο, έτσι ώστε:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{je}} \right)^2}{f_{cid} + v_d f_{cd}} - f_{cid} \quad (5.35)$$

όπου

- A_{sh} είναι η συνολική διατομή των οριζόντιων συνδετήρων
- V_{jhd} είναι όπως ορίζεται στις εκφράσεις (5.23) ή (5.24) ~~- 5.22~~ ~~- 5.23~~
- h_{jw} είναι η απόσταση μεταξύ άνω και κάτω οπλισμού της δοκού
- h_{je} είναι η απόσταση μεταξύ των ακραίων στρώσεων οπλισμού του υποστυλώματος
- b_j είναι όπως ορίζεται στην έκφραση (5.34);
- v_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού του υπερκείμενου υποστυλώματος ($v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$)
- f_{cid} είναι η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος, σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004.

(4) Εναλλακτικά προς τον κανόνα της (3) της παρούσας, η ακεραιότητα του κόμβου μετά από διαγώνια ρηγμάτωση μπορεί να εξασφαλιστεί με οπλισμό οριζόντιων κλειστών συνδετήρων. Για τον σκοπό αυτό πρέπει να διατάσσεται στον κόμβο η ακόλουθη συνολική διατομή οριζόντιων κλειστών συνδετήρων.

α) Σε εσωτερικούς κόμβους:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (5.36\alpha)$$

β) Σε εξωτερικούς κόμβους:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (5.36\beta)$$

όπου ο γ_{Rd} είναι ίσος με 1,2 (βλ. 5.5.2.3(2)) και η ανηγμένη αξονική δύναμη αναφέρεται στο υπερκείμενο υποστύλωμα στην έκφραση (5.36α), ή στο υποκείμενο υποστύλωμα στην έκφραση (5.36β).

(5) Οι οριζόντιοι κλειστοί συνδετήρες που υπολογίζονται κατά τις (3) και (4) της παρούσας πρέπει αν είναι ομοιόμορφα κατανεμημένοι στο ύψος h_{jw} μεταξύ του άνω και του κάτω οπλισμού της δοκού. Σε εξωτερικούς αρμούδες πρέπει να περικλείονταν άκρα των ράβδων οπλισμού της δοκού, τα οποία ~~πρέπει να~~ έχουν καμφθεί προς τον κόμβο.

κόμβους
9

(6) Πρέπει να προβλέπεται επαρκής κατακόρυφος οπλισμός του υποστυλώματος που διέρχεται από τον κόμβο, έτσι ώστε:

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw}) \quad (5.37)$$

όπου A_{sh} είναι η απαιτούμενη συνολική διατομή των οριζόντιων συνδετήρων σύμφωνα με τις (3) ή (4) της παρούσας και $A_{sv,i}$ είναι η συνολική διατομή των ράβδων που διατάσσονται ανάμεσα στις γωνιακές ράβδους στις αντίστοιχες παρειές των υποστυλωμάτων (οι οποίες συμπεριλαμβάνονται και ράβδους που συνεισφέρουν στον διαμήκη οπλισμό των υποστυλωμάτων).

- (7) Εφαρμόζεται η 5.4.3.3(1).
- (8) Εφαρμόζεται η 5.4.3.3(2).
- (9)P Εφαρμόζεται η 5.4.3.3(3)P.

5.5.3.4 Πλάστιμα Τοιχώματα

5.5.3.4.1 Αντοχή σε κάμψη

- Γιατί όχι σι
- (1)P Η αντοχή σε κάμψη θα υπολογίζεται και θα ελέγχεται όπως στα υποστυλώματα, υπό την δυσμενέστερη αξονική δύναμη για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.
 - (2) Σε κύρια σεισμικά τοιχώματα η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης να δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,35. M: 0,40

Όχι Μ 5.5.3.4.2 Διαγώνια θλιπτική αστοχία του κορμού λόγω διάτμησης

- (1) Η τιμή του $V_{Rd,max}$ μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

α) εκτός κρίσιμης περιοχής:

όπως στο EN 1992-1-1:2004, με μήκος του μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων, z , ίσο με $0,8l_w$ και κλίση του θλιπτήρα προς την κατακόρυφο, ιαπθ, ίση με 1,0. ✓

β) στην κρίσιμη περιοχή:

40% της τιμής εκτός κρίσιμης περιοχής.

ένταλη "αεωλέχεια" Μ.γ.γ!

Όχι Μ 5.5.3.4.3 Διαγώνιας εφελκυστική αστοχία του κορμού λόγω διάτμησης

- (1)P Ο υπολογισμός του οπλισμού κορμού για τον έλεγχο OKA σε διάτμηση θα λαμβάνει υπόψη την τιμή του λόγου διάτμησης $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} l_w)$. Η μέγιστη τιμή α_s σε έναν όροφο πρέπει να χρησιμοποιείται σε έλεγχο OKA ορόφου σε διάτμηση.

- (2) Εάν ο λόγος $\alpha_s \geq 2,0$, ισχύουν οι διατάξεις των EN 1992-1-1:2004 6.2.3(1)-(7), με τις τιμές των z και ιαπθ όπως στην 5.5.3.4.2(1) α).

- (3) Εάν $\alpha_s < 2,0$ ισχύουν οι ακόλουθες διατάξεις:

- α) Ων οριζόντιες ράβδοι κορμού θα ικανοποιούν την ακόλουθη έκφραση (βλέπε EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(8)):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75\rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad (5.38)$$

όπου

- ρ_h είναι το ποσοστό οπλισμού οριζόντιων ράβδων κορμού ($\rho_h = A_h / (b_{wo} \cdot s_h)$);
 $f_{yd,h}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του οριζόντιου οπλισμού κορμού
 $V_{Rd,c}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής για μέλη χωρίς διατμητικό οπλισμό, σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004,

Στην κρίσιμη περιοχή του τοιχώματος η $V_{Rd,c}$ πρέπει να είναι ίση με 0 εάν η αξονική δύναμη N_{Ed} είναι εφελκυστική. ✓

β) Πρέπει να διατάσσονται σε ολόκληρο το ύψος του τοιχώματος κατακόρυφες ράβδοι κορμού, οι οποίες αγκυρώνονται και ενώνονται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, ώστε να ικανοποιείται η συνθήκη:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed} \quad (5.39)$$

όπου

- ρ_v είναι το ποσοστό οπλισμού των κατακόρυφων ράβδων κορμού ($\rho_v = A_v / b_{wo} \cdot s_v$);
 $f_{yd,v}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του κατακόρυφου οπλισμού κορμού

και όπου η αξονική δύναμη N_{Ed} είναι θετική εφόσον είναι θλιπτική.

(4) Οι οριζόντιες ράβδοι κορμού πρέπει να είναι πλήρως αγκυρωμένες στα άκρα της διατομής του τοιχώματος, πχ. μέσω γάντζων 90° ή 135° . 9

(5) Οι οριζόντιες ράβδοι κορμού σε μορφή επιμήκων ικλειστών ή πλήρως αγκυρωμένων συνδετήρων επιτρέπεται επίσης να θεωρηθεί ότι συνεισφέρουν πλήρως στην περίσφιγξη των στοιχείων άκρων του τοιχώματος.

Όχι! 5.5.3.4.4 Αστοχία/ολίσθηση διάτμησης !

(1)P Σε πιθανά επίπεδα αστοχίας ολίσθησης λόγω διάτμησης (παραδείγματος χάριν, σε αρμούς κατασκευής) που βρίσκονται μέσα σε κρίσιμες περιοχές πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

Μα, ο EC2 ευδιεξιύει!

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

όπου $V_{Rd,S}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής σε ολίσθηση.

(2) Η τιμη της $V_{Rd,S}$ μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (5.40)$$

με:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{cases} \quad (5.41)$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi \quad (5.42)$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \cdot [(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed} / z] \\ 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases} \quad (5.43)$$

όπου

V_{dd} είναι η αντοχή δράσης βλήτρου των κατακόρυφων ράβδων

V_{id} είναι η συμβολή λοξών ράβδων (σε γωνία φ προς το επίπεδο πιθανής ολίσθησης, πχ. αρμό κατασκευής)

V_{fd} είναι η αντίσταση τριβής

ανατελκητόμενες

μ_f είναι ο συντελεστής τριβής σκυροδέματος προς σκυρόδεμα υπό ανατελκητικές δράσεις, που μπορεί να υποτεθεί σαν ίσος με 0,6 για λείες διεπιφάνειες και 0,7 για τραχείες, όπως οι τελευταίες ορίζονται EN 1992-1-1:2004, 6.2.5(2);

z είναι το μήκος του μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων

ξ είναι το ανηγμένο ύψος της ουδέτερης γραμμής

ΣA_{sj} είναι το άθροισμα των διατομών των κατακόρυφων ράβδων του κορμού και των πρόσθετων ράβδων που διατάσσονται σε στοιχεία άκρων, ειδικά για αντίσταση σε ολίσθηση.

ΣA_{si} είναι το άθροισμα των διατομών όλων των κεκλιμένων ράβδων και στις δύο διευθύνσεις. Για τον σκοπό αυτό συνιστώνται ράβδοι μεγάλης διαμέτρου.

$$\eta = 0,6 (1-f_{ck}(\text{MPa})/250) \quad \text{↗ ↗ ↘ ↘} \quad (5.44)$$

N_{Ed} λαμβάνεται ως θετική σε θλίψη.

χωνιατρικός

(3) Για κοντέρ τοιχώματα πρέπει να ικανοποιούνται τα ακόλουθα:

squat ductile

α) στη βάση του τοιχώματος η V_{id} πρέπει να είναι μεγαλύτερη του $V_{Ed}/2$;

β) σε υψηλότερα επίπεδα η V_{id} πρέπει να είναι μεγαλύτερη του $V_{Ed}/4$.

(4) Οι λοξές ράβδοι πρέπει να αγκυρώνονται πλήρως και στις δύο πλευρές των πιθανών διεπιφανειών ολίσθησης και πρέπει να διασχίζουν όλες τις διατομές τοιχωμάτων μέσα σε απόσταση $0,5 \cdot l_w$ or $0,5 \cdot h_w$, όποια είναι μικρότερη, επάνω από την κρίσιμη διατομή βάσεως.

(5) Οι λοξές ράβδοι οδηγούν σε αύξηση της καμπτικής αντοχής στην βάση του τοιχώματος, που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όταν η δρώσα τέμνουντα V_{Ed} υπολογίζεται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού (βλέπε 5.5.2.4.1(6)P και (7) και 5.5.2.4.2(2)). Μπορούν να χρησιμοποιηθούν δύο εναλλακτικές μέθοδοι.

α) Η αύξηση της καμπτικής αντοχής ΔM_{Rd} , για τον υπολογισμό της V_{Ed} , μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \varphi \cdot l_i \quad (5.45)$$

όπου

l_i είναι η απόσταση μεταξύ των αξόνων δύο ομάδων κεκλιμένων ράβδων τοποθετημένων υπό γωνία ~~προς~~ προς το επίπεδο πιθανής ολίσθησης και που μετράται στην διατομή βάσεως φ

και τα υπόλοιπα σύμβολα όπως στην έκφραση (5.42).

β) Η δρώσα τέμνουσα V_{Ed} μπορεί να υπολογιστεί αγνοώντας την επίδραση των λοξών ράβδων. Στην έκφραση (5.42), πρέπει τότε να χρησιμοποιηθεί για την V_{id} η καθαρή συμβολή των κεκλιμένων ράβδων (δηλ. η πραγματική συμβολή μειωμένη κατά την αύξηση της δρώσας τέμνουσας). Αυτή η καθαρή συμβολή των λοξών ράβδων στην αντοχή σε ολίσθηση μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

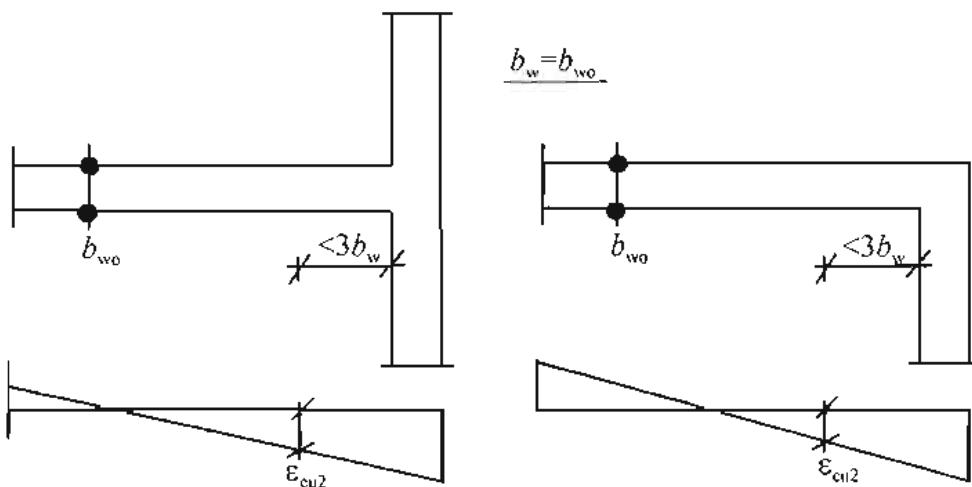
$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot [\cos \varphi - 0,5 \cdot l_i \cdot \sin \varphi / (\alpha_s \cdot l_w)] \quad (5.46)$$

$\alpha_s \approx \alpha_g$

5.5.3.4.5 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

- (1) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.4.2(1). $h_{cr} \geq b_s$
- (2) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.4.2(2).
- (3) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.4.2(3). μ_ϕ
- (4) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.4.2(4). $\alpha_{w_w d}$, ορθογ.
- (5) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.4.2(5). ~~barbells~~
- (6) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.4.2(6). ~~όχι η γραμμή~~
- (7) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.4.2(8). ~~όχι η γραμμή~~
- (8) Εφαρμόζεται η παράγραφος 5.4.3.4.2(10).

~~Όχι Μ;~~ (9) Εάν το τοίχωμα συνδέεται με πέλμα πάχους $b_f \geq h_s/15$ και πλάτους $l_f \geq h_s/5$ (όπου h_s συμβολίζει το καθαρό ύψος ορόφου) και το περισφιγμένο στοιχείο άκρου είναι αναγκαίο να εκτείνεται πέρα από το πέλμα και μέσα στον κορμό για ένα πρόσθετο μήκος έως $3b_{wo}$, τότε το πάχος b_w του στοιχείου άκρου μέσα στον κορμό πρέπει απλώς να είναι σύμφωνο με τις διατάξεις της 5.4.1.2.3(1) για b_{wo} (Σχήμα 5.11).



Σχήμα 5.11: Ελάχιστο πάχος περισφιγμένων στοιχείων áκρων σε τοιχώματα ΚΠΥ με μεγάλα πέλματα

Oxi M Μέσα επάνω

(10) ~~Εξω από τα στοιχεία áκρων τοιχωμάτων~~ ισχύουν οι απαιτήσεις που καθορίζονται στην 5.5.3.2.2(12) και πρέπει να χρησιμοποιείται ελάχιστη τιμή ω_{wd} ίση με 0,12. Πρέπει να χρησιμοποιούνται κλειστοί συνδετήρες με υπερκάλυψη, ώστε κάθε δεύτερη ράβδος να αγκυρώνεται σε έναν κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα.

Όχι M υγος επηρίζεται αρχικά

(11) ~~Εξω από την κρίσιμη περιοχή~~ πρέπει να προβλέπονται στοιχεία áκρων για έναν ακόμη όροφο, με τουλάχιστον το ήμισυ του οπλισμού περισφιγξης που απαιτείται για την κρίσιμη περιοχή.

Kai M (12) Εφαρμόζεται η 5.4.3.4.2(11). Μόνον EK2/ήλιως, ή αν $\varepsilon_c > 0,002$ $\rho \geq 0,005$

(13)P Θα αποφεύγεται πρόωρη διατμητική ρηγμάτωση τοιχωμάτων με την διάτοξη ελάχιστου ποσού οπλισμού κορμού: $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$.

εσχαρίνια

(14) Ο οπλισμός κορμού πρέπει να διατάσσεται σε μορφή δύο πλέγμάτων ράβδων με ίδια χαρακτηριστικά πρόσφυσης, ένα σε κάθε παρειά του τοιχώματος. Τα πλέγματα θα συνδέονται με μονοσκελείς συνδετήρες σε αποστάσεις περίπου 500 mm. $4 / m^2$

(15) Ο οπλισμός κορμού πρέπει να έχει διάμετρο όχι μικρότερη των 8 mm, αλλά που δεν υπερβαίνει το εν όγδοο του πλάτους b_w του κορμού. Πρέπει να τοποθετείται σε ισαπόσταση όχι μεγαλύτερη των 250mm ή 25 φορές την διάμετρο της ράβδου, όποια είναι μικρότερη.

cold - jasius

(16) Για να αντιμετωπίζονται οι δυσμενείς επιδράσεις της ρηγμάτωσης στους αρμόνις διάστρωσης και οι συναφείς αβεβαιότητες, πρέπει να διατάσσεται στους αρμούς αυτούς ένας ελάχιστος πλήρως αγκυρωμένος κατακόρυφος οπλισμός. Το ελάχιστο ποσοστό του οπλισμού ρ_{min} , που είναι απαραίτητος για την αποκατάσταση της αντοχής του μηρηγματωμένου σκυροδέματος έναντι διάτμησης είναι:

$$\rho_{min} \geq \begin{cases} \left(1,3 \cdot f_{cd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / \left(f_{yd} \cdot \left(1 + 1,5 \sqrt{f_{cd} / f_{yd}} \right) \right) \\ 0,0025 \end{cases} \quad (5.47)$$

όπου A_w είναι η συνολική οριζόντια επιφάνεια διατομής του τοιχώματος και η N_{Ed} θα είναι θετική σε θλίψη.

Όπου Δες λοι

5.5.3.5 Στοιχείω-σύζευξης συζευγμένων τοιχωμάτων

(1) Π Σύζευξη τοιχωμάτων μέσω πλακών δεν θα λαμβάνεται υπόψη επειδή δεν είναι αποτελεσματική.

(2) Οι διατάξεις της 5.5.3.1 μπορεί να εφαρμόζονται σε δοκούς σύζευξης, μόνον εφόσον ισχύει μία από τις ακόλουθες συνθήκες:

α) Η πιθανότητα ρηγμάτωσης και στις δύο διαγώνιες διευθύνσεις είναι μικρή.

Δηλαδή εκτός κανόνας εφαρμογής είναι η σχέση:

$$V_{Ed} \leq f_{cid} b_w d_c \quad (5.48)$$

β) Εξασφαλίζεται ότι επικρατεί καμπτική μορφή αστοχίας. Αποδεκτός κανόνας εφαρμογής είναι η σχέση:
 $l/h \geq 3$.

(3) Εάν δεν ικανοποιείται καμία από τις συνθήκες της (2) η αντοχή στις σεισμικές δράσεις πρέπει να παρέχεται από οπλισμό διατεταγμένο κατά μήκος και των δύο διαγώνιων της δοκού, σύμφωνα με τα ακόλουθα (βλέπε Σχήμα 5.12):

α) Πρέπει να εξασφαλίζεται η ικανοποίηση της ακόλουθης έκφρασης:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (5.49)$$

όπου

V_{Ed} είναι η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού στο στοιχείο σύζευξης ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed}/l$);

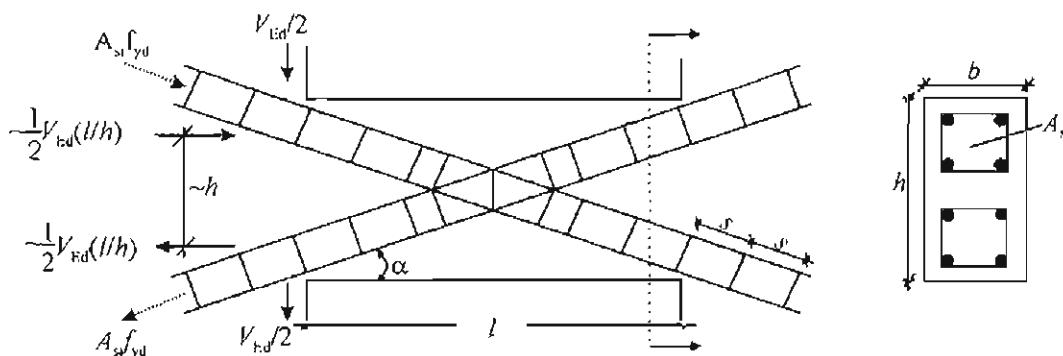
A_{si} είναι η συνολική διατομή των ράβδων οπλισμού σε κάθε διαγώνια διεύθυνση.

α είναι η γωνία μεταξύ των διαγώνιων ράβδων και του άξονα της δοκού.

β) Ο διαγώνιος οπλισμός πρέπει να διατάσσεται σε στοιχεία μορφής κλωβού υποστυλώματος με πλευρά τουλάχιστον ίση προς $0,5 b_w$. Το μήκος αγκύρωσής του πρέπει να είναι κατά 50% μεγαλύτερο από αυτό που απαιτείται από το EN 1992-1-1:2004.

γ) Πρέπει να προβλέπονται συνδετήρες στα στοιχεία κλωβού υποστυλώματος για να αποτραπεί ο λυγισμός των διαμήκων ράβδων. Οι διατάξεις της 5.5.3.2.2(12) ισχύουν για τους συνδετήρες.

δ) Πρέπει να διατάσσεται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός και στις δύο κατακόρυφες παρειές της δοκού, ο οποίος να ικανοποιεί τις ελάχιστες απαιτήσεις του EN 1992-1-1:2004 για υψηλορεμές δοκούς. Ο διαμήκης οπλισμός δεν πρέπει να αγκυρώνεται στα συζευγμένα τοιχώματα και πρέπει να εισέρχεται μόνον κατά 150 mm μέσα σε αυτά.



Σχήμα 5.12: Δοκοί σύζευξης με δισδιαγώνιο οπλισμό

5.6 Διατάξεις για αγκυρώσεις και ενώσεις ράβδων

Μαγικό!

5.6.1 Γενικά

(1)P Για την διαμόρφωση λεπτομερειών του οπλισμού εφαρμόζεται το EN 1992-1-1:2004, Κεφάλαιο 8, με τους πρόσθετους κανόνες των παρακάτω παραγράφων.

(2)P Οι συνδετήρες που χρησιμοποιούνται ως εγκάρσιος οπλισμός σε δοκούς, υποστυλώματα ή τοιχώματα θα διαμορφώνονται κλειστοί με γάντζους 135° και μήκος 10d_bw. ✓ ✓

(3)P Σε φορείς ΚΠΥ το μήκος αγκύρωσης ράβδων δοκού ή υποστυλώματος που αγκυρώνεται μέσα σε κόμβο δοκού-υποστυλώματος θα μετράται από ένα σημείο επί της ράβδου σε απόσταση 5d_bw μέσα από την παρειά του κόμβου, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η διείσδυση διαρροής λόγω ανεκτικλικών μετελαστικών παραμορφώσεων (για παράδειγμα δοκού, βλέπε Σχήμα 5.13a). Όχι, Μ!

5.6.2 Αγκύρωση ράβδων

5.6.2.1 Υποστυλώματα

(1)P Κατά τον υπολογισμό του μήκους αγκύρωσης ή υπερκάλυψης των ράβδων υποστυλωμάτων οι οποίες συνεισφέρουν στην καμπτική αντοχή των στοιχείων σε κρίσιμες περιοχές, ο λόγος της απαιτούμενης προς την πραγματική επιφάνεια οπλισμού $A_{s,req}/A_{s,prov}$ θα λαμβάνεται ως ίσος με 1. Ιδέα! ήταν υπερκάλυψη!

(2)P Εάν, υπό σεισμικές συνθήκες, η αξονική δύναμη σε ένα υποστύλωμα είναι εφελκυστική, τα μήκη αγκύρωσης θα αυξάνονται κατά 50% σε σχέση με αυτά που καθορίζονται στο EN 1992-1-1:2004.

5.6.2.2 Δοκοί

(1)P Το τμήμα του διαμήκους οπλισμού δοκών που κάμπτεται για αγκύρωση μέσα σε κόμβους θα διατάσσεται πάντοτε στο εσωτερικό των αντιστοίχων συνδετήρων των υποστυλωμάτων.

(2)P Για την αποφυγή αστοχίας συνάφειας, η διάμετρος των διαμήκων ράβδων δοκού που διέρχονται μέσω κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων, d_{bw} , θα περιορίζεται σύμφωνα με τις ακόλουθες εκφράσεις:

α) για εσωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{cm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (5.50a)$$

β) για εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{cm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (5.50b)$$

όπου

h_c είναι το πλάτος του υποστυλώματος παράλληλα προς τις ράβδους

f_{cm} είναι η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος

f_{yd} είναι η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής χάλυβα

v_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού στο υποστύλωμα, που λαμβάνεται με την ελάχιστη τιμή της για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού ($v_d = N_Ed/f_{cd} \cdot A_c$); υμερκειψεύστε

k_D είναι συντελεστής που εκφράζει την κατηγορία πλαστιμότητας, ίσος με 1 για ΚΠΥ και με 2/3 για ΚΠΜ

ρ' είναι το ποσοστό οπλισμού των θλιβόμενων ράβδων που διέρχονται από τον κόμβο

ρ_{max} είναι το μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό εφελκυόμενου οπλισμού (βλέπε 5.4.3.1.2(4) και 5.5.3.1.3(4))

γ_{Rd} είναι ο συντελεστής αβεβαιότητας προσομοιώματος για την τιμή σχεδιασμού των αντοχών, που λαμβάνεται ίσος με 1,2 ή 1,0 αντίστοιχα για ΚΠΥ και ΚΠΜ (λόγω υπεραντοχής προερχόμενης από την σκλήρυνση λόγω παραμόρφωσης του διαμήκους οπλισμού της δοκού).

Οι παραπάνω περιορισμοί (εκφράσεις (5.50)) δεν εφαρμόζονται σε διαγώνιες ράβδους που διέρχονται από κόμβους.

(3) Εάν η απαίτηση που καθορίζεται στην (2)P παραπάνω δεν μπορεί να ικανοποιηθεί σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων, λόγω μικρού ύψους h_c , του υποστυλώματος παράλληλα προς τις ράβδους, μπορούν να ληφθούν τα ακόλουθα πρόσθετα μέτρα για την εξασφάλιση της αγκύρωσης του διαμήκους οπλισμού δοκών.

α) Η δοκός ή η πλάκα μπορεί να εκταθεί οριζόντια σε μορφή προβόλου προς τα έξω (βλέπε Σχήμα 5.13α). στήνεται

β) Μπορούν να χρησιμοποιηθούν ράβδοι με κεφαλή αγκύρωσης ή πλάκα αγκύρωσης με συγκόλληση στα άκρα της ράβδου (βλέπε Σχήμα 5.13β).

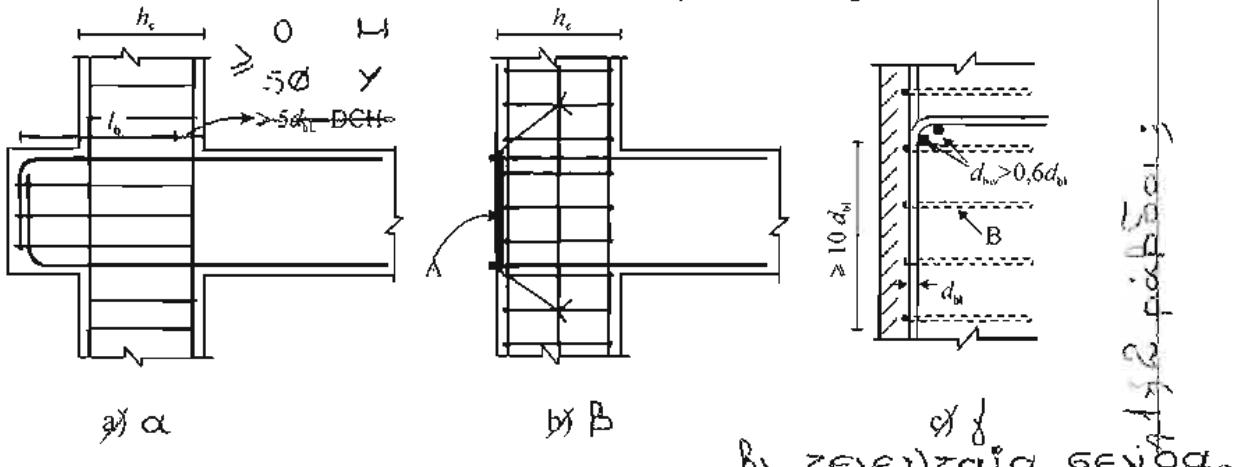
γ) Ράβδοι μπορούν να καμφθούν προς το εσωτερικό του κόμβου με ελάχιστο μήκος $10d_{bl}$ και να διαταχθεί εγκάρσιος οπλισμός κοντά στο εσωτερικό της καμπύλης κάμψης των ράβδων (βλέπε Σχήμα 5.13γ).

μηδενικά

Συνδετήρες στην ΗΡΘ

(4)P Άνω ή κάτω ράβδοι που διέρχονται από εξωτερικούς κόμβους θα τερματίζονται σε μέλη που συνδέονται στον κόμβο σε απόσταση όχι μικρότερη από l_{cr} (μήκος της κρίσιμης περιοχής του μέλους, βλέπε 5.4.3.1.2(1)P και 5.5.3.1.3(1)P) από την παρειά του κόμβου.

$$l_{cr} = 10 / 1,5 \text{ ή } w, \text{ ή } \sqrt{w}$$



Σύμβολα Κεγ

A πλάκα αγκύρωσης

B συνδετήρες που περικλείουν τις ράβδους του υποστυλώματος

Σχήμα 5.13: Επιπλέον μέτρα για αγκύρωση σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων

5.6.3 Ενώσεις ράβδων

(1)P Δεν θα διατάσσονται συγκολλημένες ενώσεις με υπερκάλυψη εντός των κρίσιμων περιοχών των στατικών στοιχείων. ✓

(2)P Επιτρέπονται ενώσεις με μηχανικούς συνδέσμους σε υποστυλώματα και τοιχώματα, εφόσον οι σύνδεσμοι αυτοί καλύπτονται από κατάλληλες δοκιμές υπό συνθήκες συμβατές με την κατηγορία πλαστιμότητας που έχει επιλεγεί.

(3)P Ο εγκάρσιος οπλισμός που διατάσσεται μέσα στο μήκος υπερκάλυψης θα υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004. Επιπρόσθετα θα ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις.

α) Εάν οι δύο ράβδοι που ενώνονται με υπερκάλυψη είναι διατεταγμένες σε επίπεδο παράλληλο προς τον εγκάρσιο οπλισμό, το άθροισμα των διατομών όλων των ράβδων που ενώνονται θα χρησιμοποιείται στον υπολογισμό του εγκάρσιου οπλισμού.

β) Εάν οι ράβδοι που ενώνονται με υπερκάλυψη είναι διατεταγμένες σε επίπεδο κάθετο προς τον εγκάρσιο οπλισμό, η διατομή του εγκάρσιου οπλισμού θα υπολογίζεται με βάση την διατομή της μεγαλύτερης διαμήκους ράβδου, A_{sL} .

γ) Η ισαπόσταση s , του εγκάρσιου οπλισμού στην ζώνη υπερκάλυψης (σε mm) δεν θα υπερβαίνει την

$$s = \min \{h/4; 100\} \quad (5.51)$$

όπου \bar{h} είναι η ελάχιστη διάσταση της διατομής (σε mm).

(4) Η απαιτούμενη διατομή του εγκάρσιου οπλισμού A_{sl} μέσα στην ζώνη υπερκάλυψης διαμήκους οπλισμού υποστυλωμάτων που ενώνονται στην ίδια περιοχή (όπως ορίζεται στο EN 1992-1-1:2004), ή διαμήκους οπλισμού στοιχείων άκρων σε τοιχώματα, μπορεί να υπολογισθεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$A_{st} = s (d_{bl}/50)(f_{yld}/f_{ywd}) \quad (5.52)$$

όπου

~~για γοια διάσταση ελώσεων;~~ ✓
~~για έτοιμη σκέληση;~~

A_{sl} είναι η διατομή ενός σκέλους του εγκάρσιου οπλισμού

d_{bl} είναι η διάμετρος της ράβδου που ενώνεται

s είναι η ισαπόσταση των σκελών του εγκάρσιου οπλισμού

f_{yld} είναι η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του διαμήκους οπλισμού

f_{ywd} είναι η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

5.7 Μελέτη και διαμόρφωση λεπτομερειών δευτερευόντων σεισμικών στοιχείων

(1)P Οι διατάξεις της 5.7 έχουν εφαρμογή σε στοιχεία που υπόκεινται σε σημαντικές παραμορφώσεις στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (πχ. πλάκες με νευρώσεις δεν υπόκεινται στις απαιτήσεις της 5.7). Τέτοια στοιχεία θα ελέγχονται και θα διαμορφώνονται ώστε να διατηρούν την ικανότητά τους να φέρουν τα φορτία βαρύτητας της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού όταν υποβάλλονται στις μέγιστες παραμορφώσεις υπό την σεισμική δράση σχεδιασμού.

(2)P Οι μέγιστες παραμορφώσεις λόγω της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού θα υπολογίζονται σύμφωνα με την 4.3.4 και θα λαμβάνονται υπόψη τα αποτελέσματα P-Δ σύμφωνα με τις 4.4.2.2(2) και (3). Θα υπολογίζονται από ανάλυση του φορέα στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, στην οποία αγνοείται η συμβολή των δευτερευόντων σεισμικών στοιχείων στην οριζόντια δυσκαμψία και τα κύρια σεισμικά στοιχεία προσομοιώνονται με την ρηγματωμένη καμπτική και διατμητική δυσκαμψία τους.

(3) Τα δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία θα θεωρείται ότι ικανοποιούν τις απαιτήσεις της (1)P της παρούσας εάν οι καμπτικές ροπές και οι διατμητικές δυνάμεις τους ~~γεν~~ υπολογίζονται με βάση: α) τις παραμορφώσεις της (2)P της παρούσας, και β) την ρηγματωμένη καμπτική και διατμητική δυσκαμψία τους, δεν υπερβαίνουν την καμπτική και διατμητική αντοχή σχεδιασμού τους M_{Rd} και V_{Rd} , αντίστοιχα, όπως αυτές υπολογίζονται με βάση το EN 1992-1-1:2004.

5.8 Στοιχεία θεμελίωσης από σκυρόδεμα

5.8.1 Πεδίο εφαρμογής

(1)P Οι ακόλουθες παράγραφοι έχουν εφαρμογή στην μελέτη στοιχείων θεμελίωσης από σκυρόδεμα, όπως πέδιλα, συνδετήρια ~~εγγ~~ δοκοί, δοκοί θεμελίωσης, πλάκες θεμελίωσης, τοιχώματα θεμελίωσης, πασαλόδεσμοι και πάσσαλοι, καθώς επίσης και σε συνδέσεις μεταξύ αυτών των στοιχείων ή μεταξύ αυτών και κατακόρυφων στοιχείων

από σκυρόδεμα. Η μελέτη των στοιχείων αυτών θα είναι σύμφωνη με τους κανόνες του EN 1998-5:2004, 5.4.

(2)P Εάν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για την μελέτη στοιχείων θεμελίωσης σε πλάστιμους φορείς υπολογίζονται με βάση θεωρήσεις ικανοτικού σχεδιασμού σύμφωνα με την 4.4.2.6(2)P, δεν αναμένεται απόδοση ενέργειας από τα στοιχεία αυτά κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Η μελέτη των στοιχείων αυτών μπορεί να ακολουθεί τους κανόνες της 5.3.2(1)P.

(3)P Εάν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για τα στοιχεία θεμελίωσης πλάστιμων φορέων προέρχονται από την ανάλυση για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού χωρίς τις θεωρήσεις ικανοτικού σχεδιασμού της 4.4.2.6(2)P η μελέτη των στοιχείων αυτών θα ακολουθεί τους αντίστοιχους κανόνες για τα στοιχεία του αναδομής για την επιλεγμένη κατηγορία πλαστιμότητας. Για συνδετήριες δοκούς και δοκούς θεμελίωσης οι διατημητικές δυνάμεις σχεδιασμού πρέπει να υπολογίζονται βάσει των εκτιμήσεων ικανοτικού σχεδιασμού, σύμφωνα με την 5.4.2.2 για κτίρια ΚΠΜ, ή 5.5.2.1(2)P, 5.5.2.1(3) για κτίρια ΚΠΥ.

(4) Εάν τα εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις σχεδιασμού για στοιχεία θεμελίωσης έχουν υπολογισθεί χρησιμοποιώντας τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς α μικρότερη ή ίση προς το ανώτερο δριο του α για φορείς χωρίς απαιτήσεις απόδοσης ενέργειας (1,5 στα κτίρια σκυροδέματος, ή μεταξύ 1,5 και 2,0 στα κτίρια από χάλυβα ή στα σύμμικτα κτίρια, σύμφωνα με τη Σημείωση 1 του Πίνακα 6.1 ή τη Σημείωση 1 του Πίνακα 7.1, αντίστοιχα), τη μελέτη των στοιχείων αυτών μπορεί να ακολουθεί τους κανόνες της 5.3.2(1)P (βλ. επίσης 4.4.2.6 (3)).

(5) Σε υπόγεια μορφής κιβωτίου πλάστιμων φορέων που αποτελούνται από: α) πλάκα σκυροδέματος που δρα σαν άκαμπτο διάφραγμα στη στάθμη οροφής, του υπογείου, β) πλάκα θεμελίωσης ή εσχάρα συνδετήριων δοκών ή δοκών θεμελίωσης στη στάθμη θεμελίωσης, και γ) περιφερειακά ή/και εσωτερικά τοιχώματα θεμελίωσης σχεδιασμένα σύμφωνα με την (2)P της παρούσας, τα υποστυλώματα και οι δοκοί (περιλαμβανομένων και αυτών της οροφής του υπογείου) αναμένεται να παραμείνουν ελαστικά υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και μπορούν να ελέγχονται σύμφωνα με την 5.3.2(1)P. Τα τοιχώματα πρέπει να ελέγχονται για ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στη στάθμη οροφής υπογείου. Για τον λόγο αυτόν σε τοιχώματα στα οποία η διατομή παραμένει ίδια και πάνω από την οροφή του υπογείου, η κρίσιμη περιοχή θα λαμβάνεται ως εκτενόμενη κάτω από το επίπεδο πλάκας ορόφου υπογείου έως ένα βάθος h_{cr} (βλέπε 5.4.3.4.2(1) και 5.5.3.4.5(1)). Επιπλέον, ολόκληρο το ελεύθερο ύψος τέτοιων τοιχωμάτων αντός του υπογείου πρέπει να διαστασιολογείται σε διάτηση, υποθέτοντας ότι το τοίχωμα αναπτύσσεται την καμπτική υπεραντοχή του (με $γ_{Kd}=1,1$ για ΚΠΜ και $γ_{Kd}=1,2$ για ΚΠΥ) στη στάθμη οροφής υπογείου και μηδενική ροπή στο επίπεδο θεμελίωσης.

5.8.2 Συνδετήριες δοκοί και δοκοί θεμελίωσης

(1)P Δεν επιτρέπεται η διαμόρφωση κοντάνι υποστυλωμάτων μεταξύ της άνω επιφάνειας πεδίλου ή πασσαλόδεσμου και του πυθμένια συνδετήριων δοκών ή πλακών θεμελίωσης. Για τον ακολό αυτόν ο πυθμένιας των συνδετήριων δοκών ή πλακών θεμελίωσης θα βρίσκεται κάτω από την άνω επιφάνεια του πεδίλου ή πασσαλόδεσμου.

(2) Οι αξονικές δυνάμεις σε συνδετήριες δοκούς ή συνδετήριες ζώνες πλακών θεμελίωσης που υπολογίζονται σύμφωνα με τις 5.4.1.2(6) και (7) του EN 1998-5, πρέπει να λαμβάνονται στον έλεγχο ότι δρούν μαζί με τα εντατικά μεγέθη που υπολογίζονται σύμφωνα με την 4.4.2.6(2)P ή 4.4.2.6(3) για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη και αποτελέσματα δευτέρας τάξεως.

(3) Οι συνδετήριες δοκοί και οι δοκοί θεμελίωσης πρέπει να έχουν ελάχιστο πάχος ίσο με $b_{w,min}$ και ελάχιστο ύψος ίσο με $h_{w,min}$.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι τιμές που αποδίδονται στα $b_{w,min}$ και $h_{w,min}$ για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενες τιμές είναι $b_{w,min} = 0,25$ m και $h_{w,min} = 0,4$ m για κτίρια έως και τριών ορόφων, ή $b_{w,min} = 0,5$ m για κτίρια με τέσσερις ή περισσότερους ορόφους πάνω από το υπόγειο.

(4) Πλάκες θεμελίωσης οι οποίες προβλέπονται σύμφωνα με το EN 1998-5:2004, 5.4.1.2(2) για οριζόντια σύνδεση μεμονωμένων πεδίων ή πασσαλόδεσμων, πρέπει να έχουν ελάχιστο πάχος t_{min} και ελάχιστο ποσοστό οπλισμού $\rho_{s,min}$ τόσον στην άνω όσον και την κάτω παρειά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι τιμές που αποδίδονται στα t_{min} και $\rho_{s,min}$ για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενες τιμές είναι $t_{min} = 0,2$ m και $\rho_{s,min} = 0,2\%$.

(5) Δοκοί σύνδεσης ή θεμελίωσης πρέπει να διαθέτουν ποσοστό διαμήκους οπλισμού σε όλο το μήκος τους τουλάχιστον $\rho_{b,min}$ στην άνω και την κάτω παρειά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τιμή που αποδίδεται στο $\rho_{b,min}$ για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενη τιμή του $\rho_{b,min}$ είναι 0.4%.

5.8.3 Συνδέσεις κατακόρυφων στοιχείων με δοκούς θεμελίωσης ή τοιχώματα

(1)P Στην κοινή περιοχή (κόμβο) μιας δοκού θεμελίωσης ή ενός τοιχώματος θεμελίωσης με ένα κατακόρυφο στοιχείο θα εφαρμόζονται οι κανόνες της 5.4.3.3 ή 5.5.3.3 για περιοχές κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων.

(2) Εάν δοκός θεμελίωσης ή τοίχωμα θεμελίωσης φορέα ΚΠΥ ελέγχεται με εντατικά μεγέθη που βασίζονται σε θεώρηση ικανοτικού σχεδιασμού σύμφωνα με την 4.4.2.6(2)P, η οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jhd} στην περιοχή του κόμβου υπολογίζεται με βάση αποτελέσματα της ανάλυσης των 4.4.2.6(2)P, (4), (5), και (6).

(3) Εάν δοκός θεμελίωσης ή τοίχωμα θεμελίωσης φορέα ΚΠΥ δεν ελέγχεται με θεώρηση ικανοτικού σχεδιασμού των 4.4.2.6(4), (5), (6) (βλέπε 5.8.1(3)P), η οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jhd} στην περιοχή του κόμβου υπολογίζεται σύμφωνα με την 5.5.2.3(2), εκφράσεις (5.22), (5.23), για κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων.

(4) Σε φορείς ΚΠΜ η σύνδεση των δοκών θεμελίωσης ή τοιχωμάτων θεμελίωσης με κατακόρυφα στοιχεία θα ακολουθεί τους κανόνες της 5.4.3.3.

(5) Κάμψεις ή γάντζοι στο κάτω μέρος διαμήκων ράβδων κατακόρυφων στοιχείων πρέπει να έχουν τέτοια διάταξη ώστε να προκαλούν θλίψη στο εσωτερικό της περιοχής σύνδεσης.

5.8.4 Επί τόπου σκυροδετούμενοι πάσσαλοι και πασσαλόδεσμοι

(1)P Οι λεπτομέρειες της κεφαλής του πασσάλου μέσα σε μήκος από το κάτω μέρος του πασσαλόδεσμου ίσο με δύο φορές την διάσταση διατομής του πασσάλου, d , καθώς και περιοχών σε μήκος $2d$ σε κάθε πλευρά διεπιφάνειας μεταξύ εδαφικών στρωμάτων με ουσιαστικές διαφορές διατμητικής δυσκαμψίας (λόγος μέτρων διάτμησης μεγαλύτερος του 6), θα διαμορφώνονται ως περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων. Για τον σκοπό αυτόν θα προβλέπεται εγκάρσιος οπλισμός και οπλισμός περίσφιγξης σύμφωνα με τους κανόνες για κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων της αντίστοιχης κατηγορίας πλαστικότητας ή τουλάχιστον για ΚΠΜ.

(2)P Όταν η απαίτηση που καθορίζεται στην 5.8.1(3)P εφαρμόζεται στον σχεδιασμό πασσάλων πλάστιμων φορέων, οι πάσσαλοι θα σχεδιάζονται και θα έχουν διαμόρφωση λεπτομερειών για πιθανή δημιουργία πλαστικής αρθρώσης στην κεφαλή. Για τον σκοπό αυτόν, το μήκος στο οποίο απαιτείται αυξημένη ποσότητα εγκάρσιου οπλισμού και οπλισμού περίσφιγξης σύμφωνα με την 1(P) της παρούσας αιχάντεται κατά 50%. Επιπλέον, στον έλεγχο ΟΚΑ του πασσάλου σε διάτμηση θα χρησιμοποιείται τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού τουλάχιστον ίση με αυτήν που υπολογίζεται σύμφωνα με τις 4.4.2.6(4) έως (8).

(3) Οι πάσσαλοι που απαιτούνται για την ανάληψη εφελκυστικών δυνάμεων ή που έχουν υποτεθεί πακτωμένοι στην κεφαλή, πρέπει να αγκυρώνονται στον πασσαλόδεσμο έτσι ώστε να επιτρέπουν την ανάπτυξη της αντοχής σχεδιασμού του εδάφους σε εφελκυστική δύναμη, ή της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού του οπλισμού του πασσάλου, όποιο είναι χαμηλότερο. Εάν μέρος τέτοιων πασσάλων που ενσωματώνονται στον πασσαλόδεσμο σκυροδετείται πριν τον πασσαλόδεσμο, πρέπει να προβλέπεται δράση βλήτρου στη διεπιφάνεια όπου γίνεται η σύνδεση.

5.9 Τοπικές επιδράσεις λόγω τοιχοπληρώσεων από τοιχοποιία ή σκυρόδεμα

(1) Λόγω της ιδιαίτερης ευπάθειας των τοιχοπληρώσεων των ισογείων, πρέπει να αναμένεται στο σημείο αυτό πρόκληση σεισμογενούς μη-κανονικότητας, και πρέπει να λαμβάνονται κατάλληλα μέτρα. Εάν δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη μέθοδος, το σύνολο του ύψους των υποστυλωμάτων του ισογείου πρέπει να θεωρείται ως κρίσιμη περιοχή και να υφίσταται την κατάλληλη περίσφιγξη.

(2) Εάν το ύψος των τοιχοπληρώσεων είναι μικρότερο από το καθαρό ύψος των παρακείμενων υποστυλωμάτων, πρέπει να λαμβάνονται τα ακόλουθα μέτρα:

α) ~~Το συνολικό ύψος των υποστυλωμάτων θα θεωρείται ως κρίσιμη περιοχή και πρέπει να οπλίζεται με την ποσότητα και την διάταξη των συνδετήρων που απαιτούνται σε κρίσιμες περιοχές.~~

β) Οι συνέπειες της μείωσης του λόγου διάτμησης των υποστυλωμάτων αυτών πρέπει να αντιμετωπίζονται κατάλληλα. Για τον λόγο αυτόν, πρέπει να εφαρμόζονται οι 5.4.2.3 και 5.5.2.2 για τον υπολογισμό της δρώσας τέμνουσας δύναμης, ανάλογα με την κατηγορία πλαστικότητας. Στον υπολογισμό αυτόν το καθαρό ύψος του υποστυλώματος, l_{cl} , πρέπει να λαμβάνεται ίσο προς το μήκος του υποστυλώματος που δεν βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις και η ροπή M_{cl} στην διατομή του υποστυλώματος στην άνω επιφάνεια της τοιχοπληρώσης πρέπει να λαμβάνεται ίση με

Υ κ. Μ

←

→

$\gamma_{Rd} \cdot M_{Re,i}$, όπου $\gamma_{Rd} = 1.1$ για ΚΠΜ και 1.3 για ΚΠΥ και $M_{Re,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε κάμψη του υποστυλώματος.

γ) Θερικάρσιος οπλισμός για την ανάληψη αυτής της τέμνουσας πρέπει να τοποθετείται στο ύψος του υποστυλώματος το οποίο δεν βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις και να εκτείνεται σε μήκος h_c (διάσταση της διατομής υποστυλώματος στο επίπεδο της τοιχοπληρωσης) εντός του τιμήματος του υποστυλώματος που βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις.

δ) Εάν το μήκος του υποστυλώματος που δεν βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις είναι μικρότερο από $1.5h_c$ η τέμνουσα δύναμη πρέπει να αναλαμβάνεται από δισδιαγώνιο οπλισμό.

(3) Όπου οι τοιχοπληρώσεις εκτείνονται στο συνολικό ύψος των παρακείμενων υποστυλωμάτων, και υπάρχει τοιχοπληρωση στην μία μόνον πλευρά του υποστυλώματος (πχ. σε γωνιακά υποστυλώματα) το συνολικό μήκος του υποστυλώματος πρέπει να θεωρείται κρίσιμη περιοχή και πρέπει να οπλίζεται με την ποσότητα και την διάταξη των συνδετήρων που απαιτούνται για κρίσιμες περιοχές.

(4) Το ύψος, l_c , των υποστυλωμάτων επί του οποίου εφαρμόζεται η διαγώνια θλιπτική δύναμη του φατνώματος τοιχοπληρωσης, πρέπει να ελέγχεται σε διάτμηση με την μικρότερη από τις ακόλουθες δύο τέμνουσες δυνάμεις: α) την οριζόντια συνιστώσα της δύναμης του διαγώνιου θλιπτήρα του φατνώματος, που λαμβάνεται ως ίση με την οριζόντια διατμητική αντοχή του φατνώματος τοιχοπληρωσης, όπως υπολογίζεται βάσει της διατμητικής αντοχής των οριζόντιων αρμών ή β) την τέμνουσα δύναμη που υπολογίζεται σύμφωνα με την 5.4.2.3 ή 5.5.2.2, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας, υποθέτοντας ότι η καμπτική ικανότητα υπεραντοχής του υποστυλώματος, $\gamma_{Rd} \cdot M_{Re,i}$, αναπτύσσεται στα δύο άκρα του μήκους επαφής, l_c . Το μήκος επαφής πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το πλήρες κατακόρυφο ύψος του διαγώνιου θλιπτήρα της τοιχοπληρωσης. Εκτός εάν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση του ύψους αυτού, η οποία λαμβάνει υπόψη τις ελαστικές ιδιότητες και τη γεωμετρία της τοιχοπληρωσης και των υποστυλωμάτων, το ύψος των θλιπτήρων μπορεί να υποτεθεί σαν σταθερό κλάσμα του μήκους της διαγωνίου του φατνώματος.

5.10 Διατάξεις για διαφράγματα από σκυρόδεμα

(1) Συμπαγής πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα ως διάφραγμα εάν έχει πάχος πάνω από 70mm και οπλισμό σε κάθε μια από τις οριζόντιες διευθύνσεις, τουλάχιστον ίσο με τον ελάχιστο οπλισμό που καθορίζεται στο EN 1992-1-1:2004.

(2) Επί τόπου διαστρωνόμενη επικάλυψη από σκυρόδεμα πάνω σε προκατασκευασμένο σύστημα δαπέδων ή οροφών μπορεί να θεωρηθεί ως διάφραγμα εάν: α) συμμορφώνεται με τις απαιτήσεις του (1) της παρούσας, β) έχει σχεδιαστεί ώστε να παρέχει εξολοκλήρου η ίδια την απαιτούμενη δυσκαμψία και αντοχή διαφράγματος, και γ) σκυροδετείται πάνω σε καθαρό, τραχύ υπόστρωμα, ή συνδέεται με το τελευταίο μέσω συνδετήρων. Ελεγχόταν σε πάγια συνθήσεων

(3)P Η αντισεισμική μελέτη θα περιλαμβάνει έλεγχο ΟΚΑ των διαφραγμάτων οπλισμένου σκυροδέματος σε φορείς ΚΠΥ που έχουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

μόνον 3

- μη-κανονική γεωμετρία ή διασπασμένα σχήματα σε κάτοψη, καθώς και διαφράγματα με εσοχές ή εισέχουσες γωνίες στην περίμετρο
- μη-κανονικές μεγάλες οπές στο διάφραγμα
- μη-κανονική κατανομή μαζών και/ή δυσκαμψιών (όπως πχ. σε περιπτώσεις ορόφων σε εσοχή ή με σχετική μετάθεση)
- υπόγεια με τοιχώματα μόνον σε μέρος της περιμέτρου ή μόνον σε μέρος της επιφάνειας του ισογείου.

(4) Τα εντατικά μεγέθη σε διαφράγματα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορούν να υπολογισθούν με προσομοίωση του διαφράγματος ως υψίκορμης δοκού ή επιπέδου δικτυώματος ή ως συστήματα θλιπτήρων-ελκυστήρων, τα οποία στηρίζονται σε ελαστικές στηρίξεις.

(5) Οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών πρέπει να υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη την 4.4.2.5. $f_{cl} = 1,1 \cdot f_{cl}$

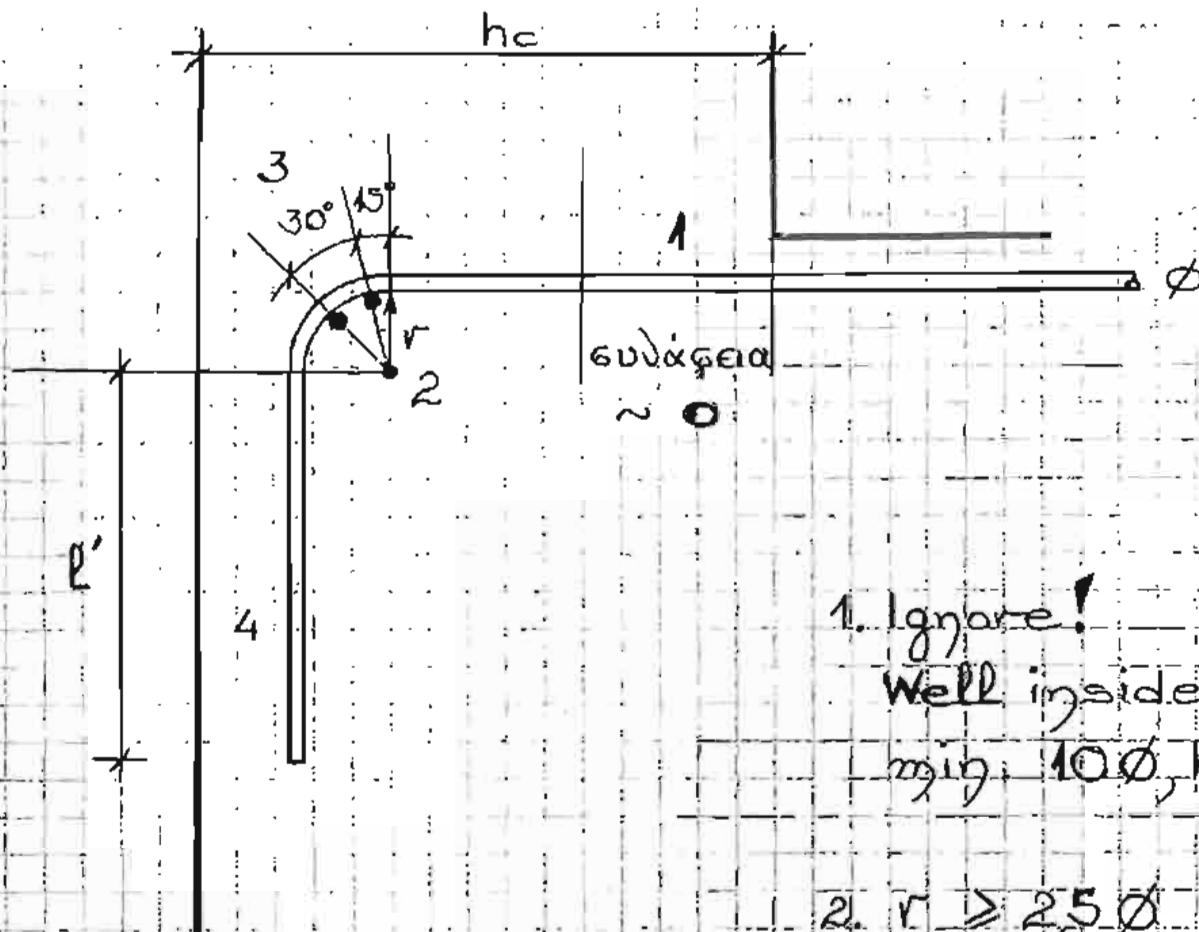
(6) Οι αντοχές σχεδιασμού θα υπολογίζονται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004.

(7) Σε περιπτώσεις στατικών συστημάτων πυρήνα ή τοιχωμάτων ΚΠΥ, πρέπει να ελέγχεται η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων από τα διαφράγματα στους πυρήνες ή στα τοιχώματα. Σχετικά, ισχύουν οι ακόλουθες διατάξεις:

α) η διατμητική τάση σχεδιασμού στην διεπιφάνεια μεταξύ διαφράγματος και πυρήνα ή τοιχώματος θα περιορίζεται σε $1,5 f_{cl}$, για περιορισμό της ρηγμάτωσης.

β) πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή κατά της αστοχίας διατμητικής ολίσθησης, υποθέτοντας κλίση θλιπτήρα 45° . Πρέπει να προβλέπονται πρόσθετες ράβδοι που να συνεισφέρουν στην διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας μεταξύ διαφραγμάτων και πυρήνων ή τοιχωμάτων. Η αγκύρωση των ράβδων αυτών θα είναι σύμφωνη με τις διατάξεις της 5.6.

Ixpha Paulay / Priestley, 1992



1. Ignore!

Well inside,

min. 100 hc/2 !

2. $r \geq 25\phi$!

3. $\Delta \phi$ på båda sidor
är dubbeldubbel $\geq 3/4\phi$,
se Diesels 15° till 45° !

4. $L' \geq 12\phi$

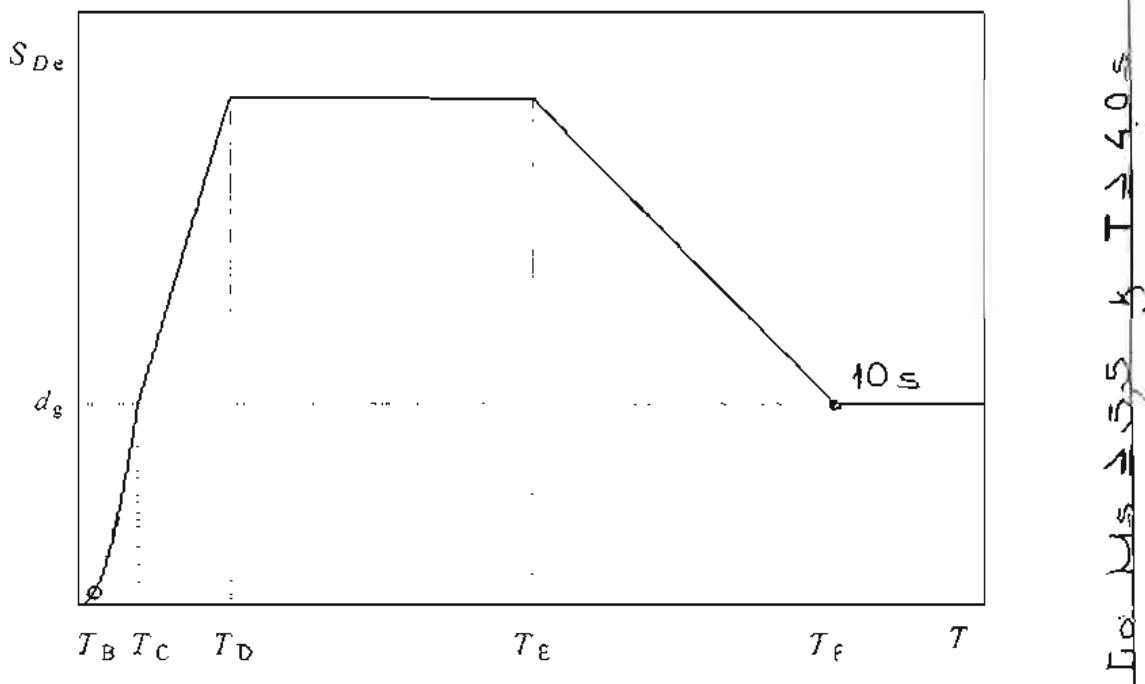
(Bx. Ix. 5.13)

4.9. x.



**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α (Πληροφοριακό)
ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ**

A.1 Για φορείς με μεγάλη ιδιοπερίοδο ταλάντωσης, η σεισμική δράση μπορεί να προσομοιωθεί σε μορφή φάσματος απόκρισης μετακίνησης, $S_{De}(T)$, όπως φαίνεται στο Σχήμα A.1.



Σχήμα A.1: Ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακίνησης.

A.2 Μέχρι την οριακή περίοδο T_E , οι τεταγμένες του φάσματος λαμβάνονται από τις εκφράσεις (3.1)-(3.4), μετατρέποντας το $S_e(T)$ σε $S_{De}(T)$ μέσω της έκφρασης (3.7). Για ιδιοπεριόδους ταλάντωσης πέραν της T_E , οι τεταγμένες του ελαστικού φάσματος απόκρισης μετακίνησης λαμβάνονται από τις εκφράσεις (A.1) και (A.2).

$$T_E \leq T \leq T_f : S_{De}(T) = 0,025d_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[2,5\eta + \left(\frac{T - T_E}{T_f - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right] \quad (\text{A.1})$$

$$T \geq T_f : S_{De}(T) = d_g \quad (\text{A.2})$$

όπου S , T_C , T_D δίνονται στους Πίνακες 3.2 και 3.3, ο η δίνεται από την έκφραση (3.6) και η d_g δίνεται από την έκφραση (3.12). Οι οριακές περίοδοι T_E και T_f παρουσιάζονται στον Πίνακα A.1.

Πίνακας A.1: Πρόσθετες οριακές περίοδοι για φάσμα μετακίνησης Τύπου 1.

Εδαφικός τύπος	T_E (s)	T_F (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β (Πληροφοριακό)
ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ-ΣΤΟΧΟΥ ΓΙΑ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ
ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

B.1 Γενικά

Η μετακίνηση-στόχος προσδιορίζεται από το ελαστικό φάσμα ανάλυσης (βλέπε 3.2.2.2). Η καμπύλη ικανότητας, που απεικονίζει την σχέση μεταξύ της τέμνουσας δύναμης βάσεως και της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, καθορίζεται σύμφωνα με την 4.3.3.4.2.3.

έως 150% d_b

Υποτίθεται η ακόλουθη σχέση μεταξύ των ανηγμένων οριζόντιων δυνάμεων \bar{F}_i και των ανηγμένων μετακινήσεων Φ_i :

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \quad (\text{B.1})$$

όπου m_i είναι η μάζα του ορόφου i .

Οι μετακινήσεις είναι ανηγμένες με τέτοιον τρόπο ώστε $\Phi_n = 1$, όπου n είναι ο κόμβος ελέγχου (συνήθως το n αντιστοιχεί στον ανώτατο όροφο). Συνεπώς $\bar{F}_n = m_n$. ✓

B.2 Μετατροπή σε ισοδύναμο Σύστημα Μίας Ελευθερίας Κίνησης (ΣΜΕΚ)

Η μάζα ισοδύναμου ΣΜΕΚ, m^* καθορίζεται ως εξής:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (\text{B.2})$$

και ο συντελεστής μετατροπής δίνεται από την σχέση:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (\text{B.3})$$

Η δύναμη F^* και η μετακίνηση d^* του ισοδύναμου ΣΜΕΚ υπολογίζονται ως εξής:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (\text{B.4})$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (\text{B.5})$$

όπου F_b και d_n είναι, αντίστοιχα, η τέμνουσα δύναμη βάσης και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του Συστήματος Πολλών Ελευθεριών Κινήσεως (ΣΠΕΚ).

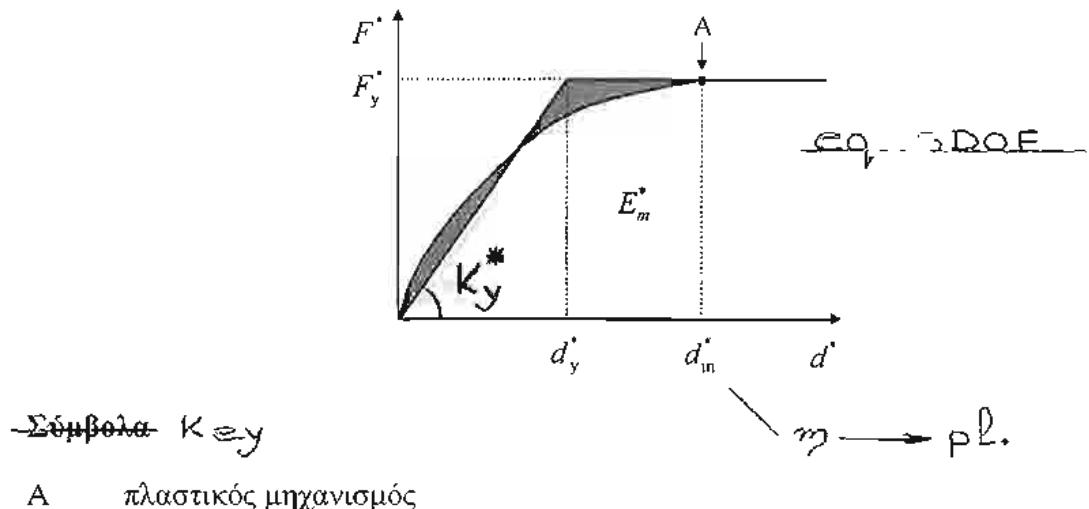
B.3 Προσδιορισμός ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης-μετακίνησης

Η δύναμη διαρροής F_y^* , που εκφράζει επίσης την οριακή αντοχή του ιδεατού συστήματος, ισούται με την τέμνουσα δύναμη βάσεως στην δημιουργία του πλαστικού μηχανισμού. Η αρχική δυσκαμψία του ιδεατού συστήματος καθορίζεται με τέτοιον τρόπο ώστε οι επιφάνειες κάτω από την πραγματική και την ιδεατή καμπύλη δύναμης-μετακίνησης να είναι ίσες (βλέπε Σχήμα B.1).

Με βάση αυτήν την υπόθεση, η μετακίνηση διαρροής d_y^* του ιδεατού συστήματος ΣΜΕΚ δίνεται από:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \cong 2/3 \cdot d_m^* \quad E_m^* \cong 2/3 d_m^* \cdot F_y^* \quad \checkmark \quad (\text{B.6})$$

όπου E_m^* είναι η πραγματική ενέργεια παραμόρφωσης έως την δημιουργία του πλαστικού μηχανισμού.



Σχήμα B.1: Προσδιορισμός ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης-μετακίνησης.

B.4 Προσδιορισμός της περιόδου του ιδεατού ισοδύναμου συστήματος ΣΜΕΚ

Η περίοδος T^* του ιδεατού ισοδύναμου συστήματος ΣΜΕΚ προσδιορίζεται ως:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad d_y^* / F_y^* = 1 / K_y^* \quad \checkmark \quad (\text{B.7})$$

B.5 Προσδιορισμός μετακίνησης-στόχου για το ισοδύναμο σύστημα ΣΜΕΚ

Η μετακίνηση-στόχος φορέα με περίοδο T^* και απεριόριστα ελαστική συμπεριφορά δίνεται από την:

$$d_{el}^* = S_e(T') \left[\frac{T'}{2\pi} \right]^2 \quad (B.8)$$

όπου $S_e(T')$ είναι το φάσμα απόκρισης ελαστικής επιτάχυνσης στην περίοδο T' .

Για τον καθορισμό της μετακίνησης-στόχου d_l^* σε φορείς στην περιοχή βραχέων περιόδων και σε φορείς στις περιοχές μεσαίων και μακρών περιόδων πρέπει να χρησιμοποιούνται διαφορετικές εκφράσεις διότι υποδεικνύεται παρακάτω. Η περίοδος διαγωρισμού μεταξύ της περιοχής βραχέων και μεσαίων περιόδων είναι η T_C (βλέπε Σχήμα 3.1 και Πίνακες 3.2 και 3.3).

longer period

α) $T' < T_C$ (περιοχή βραχέων περιόδων)

Εάν $F_y^*/m^* \geq S_e(T')$, η απόκριση είναι ελαστική και επομένως

$$d_l^* = d_{el}^*. \quad (B.9)$$

Εάν $F_y^*/m^* < S_e(T')$, η απόκριση είναι μη-γραμμική και

$$d_l^* = \frac{d_{el}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T'} \right) \geq d_{el}^* \quad \Rightarrow \text{3det} \quad \checkmark \quad (B.10)$$

όπου q_u είναι ο λόγος της επιτάχυνσης φορέα με απεριόριστα ελαστική συμπεριφορά $S_e(T')$ προς αυτήν ενός φορέα με περιορισμένη αντοχή F_y^*/m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T')m^*}{F_y^*} \quad (B.11)$$

β) $T' \geq T_C$ (περιοχή μεσαίων και μακρών περιόδων)

$$d_l^* = d_{el}^*. \quad (B.12)$$

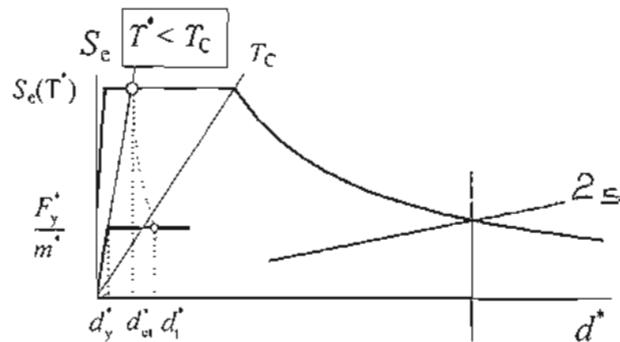
↔ d_l^* δεν χρειάζεται να υπερβαίνει το 3 d_{el}^* . \circ

Η σχέση μεταξύ των διαφόρων μεγεθών απεικονίζεται στα Σχήματα B.2 α) και β). Τα σχήματα έχουν δειχθεί σε μορφή διαγραμμάτων επιτάχυνσης-μετακίνησης. Η περίοδος T' αντιστοιχεί στην πολική ακτίνα από την αρχή του συστήματος συντεταγμένων έως το σημείο του ελαστικού φάσματος απόκρισης που καθορίζεται από συντεταγμένες $d^* = S_e(T')(T'/2\pi)^2$ and $S_e(T')$.

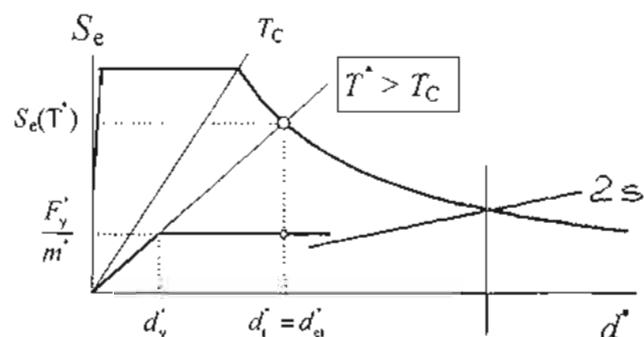
Επαναληπτική διαδικασία (προαιρετική)

Εάν η μετακίνηση-στόχος d_l^* που καθορίζεται στο τέταρτο βήμα (B5) διαφέρει σημαντικά από την μετακίνηση d_m^* (Σχήμα B.1) που χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης-μετακίνησης στο δεύτερο βήμα (B3), μπορεί να εφαρμοστεί επαναληπτική διαδικασία, στην οποία τα

βήματα 2 ως 4 επαναλαμβάνονται, χρησιμοποιώντας την d_t^* (και την αντίστοιχη F_y^*) αντί της d_m .



α) Περιοχή βραχέων περιόδων



β) Περιοχή μεσαίων ή μακρών περιόδων

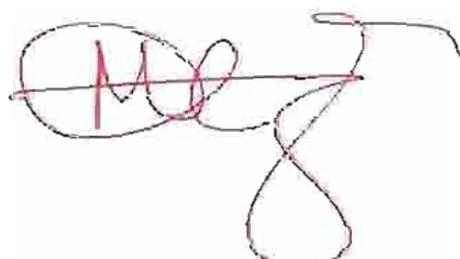
Σχήμα B.2: Προσδιορισμός της μετακίνησης-στόχου για το ισοδύναμο σύστημα ΣΜΕΚ

B.6 Προσδιορισμός της μετακίνησης-στόχου για το σύστημα ΣΠΕΚ

Η μετακίνηση-στόχος για το σύστημα ΣΠΕΚ δίνεται από:

$$\underline{d_1 = \Gamma d_t^*} \quad (\text{B.13})$$

Η μετακίνηση-στόχος αντιστοιχεί στον κόμβο ελέγχου. ✓

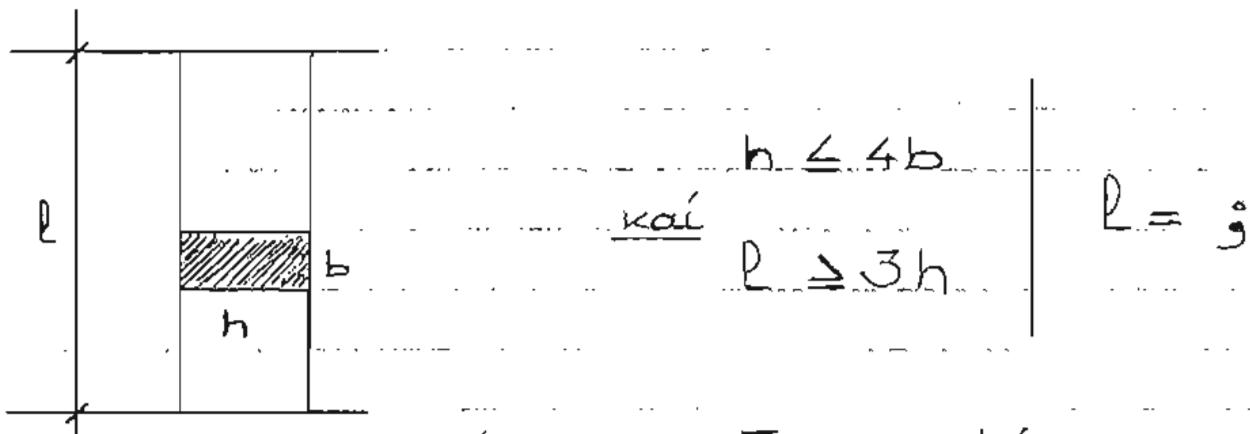


Δομικά Στοιχεία

EK 2, § 5.3.1

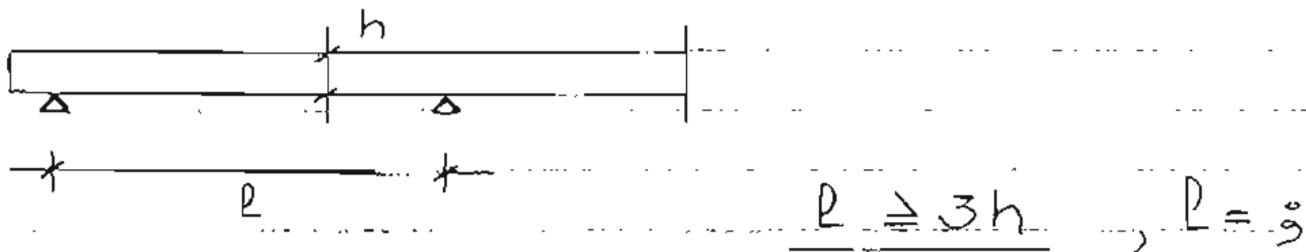
... αναρόφως φύσεως ή λειζουργίας,
γλάκες, δοκοί, υγραερική πλάτη
δοκοί, τόξα, κερύφη

1) Υγραερική πλάτη ($\beta \cdot V_d \leq 0,1$ EK 8)



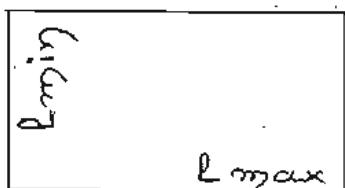
Άρχως: Τοιχώμα (ή Κοντό Υγρ/μα)
Βγ. ή § 9.6.1

2) Δοκός ($\beta \cdot V_d \leq 0,1$ EK 8)



Άρχως: Υγικόπερ δοκός, ο
δοκός ενέργειας...

3) Διάκα (γάχος h)

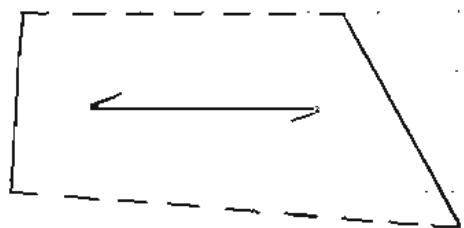


ασχέτως ευδιγήτως σε πίεση

$$L_{min} \geq 5h$$

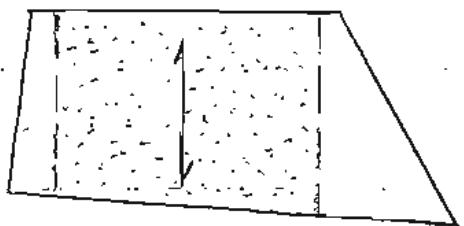
4) Διάκας ογκισμένης καρά μια διεύθυνση

(για αποικιακές καράς φόρτο)



δύο αγέλωτες "ελεύθερες" ακές

~ γαράλληγες



το μεσαίο τμήμα

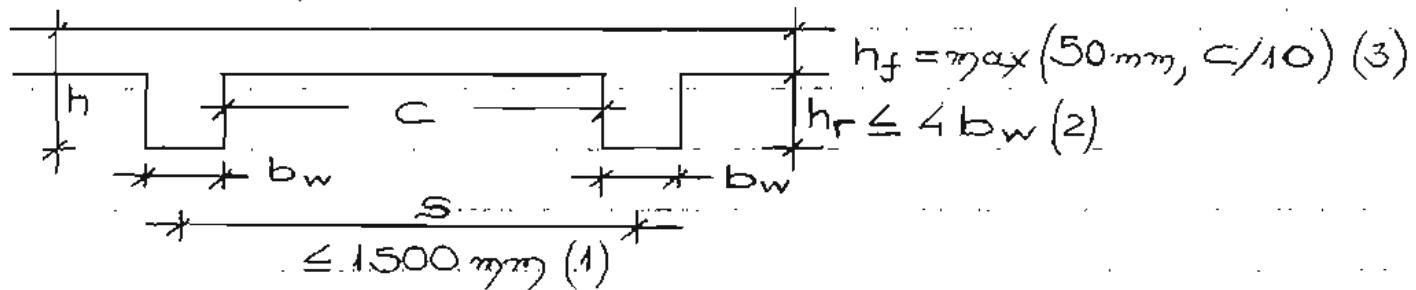
ζερπαέρεισμα

~ ορθογωνικές διάκας

$$\mu \in \frac{L_{max}}{L_{min}} \rightarrow 2$$

5) Δοκιδωτή διάκα (εναρκής δυεργεία)

4(5) γρούγαδεεεις



(4) εγκάρσιες δερπώσεις (;) , με "καναπή" αγέραση $\leq 10 \text{ h}$

(5) $min h_f = 40 (\text{αντί } 50) \text{ mm}$ για permanent blocks ;!