



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ -ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ ΕΡΓΟ

**ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ
ΔΡΑΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΓΕΦΥΡΩΝ ΑΠΟ
Ο/Σ - ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕΣΩ
ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ**

ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ

**ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΩΣ ΥΠΕΥΘΥΝΟΣ
ΕΥΡΙΠΙΔΗΣ ΜΥΣΤΑΚΙΔΗΣ, Επίκουρος Καθηγητής Στατικής**

Ερευνητική ομάδα

Αντώνης Κανελλόπουλος, Πολ. Μηχ. ΕΜΠ., Δρ. Πολ. Μηχανικός ΕΤΗ Zurich

Ευάγγελος Μακρुकώστας, Πολ. Μηχανικός ΕΜΠ - Μελετητής

Ευριπίδης Μυστακίδης, Δρ. Πολ. Μηχανικός Α.Π.Θ., Επίκ. Καθηγητής Π.Θ.

Ευστάθιος Παπαγεωργίου, Πολ. Μηχανικός ΕΜΠ - Μελετητής

*Παναγιώτης Παπακυριακόπουλος, Πολ. Μηχ. ΕΜΠ, Δρ. Πολ. Μηχανικός TU
Braunschweig - Επίκουρος Καθηγητής ΔΠΘ.*

Βόλος, Αύγουστος 2002

Περιεχόμενα

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗΣ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΩΝ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	4
2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	4
2.2 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΜΗ ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΙΚΩΝ ΚΑΙ ΠΑΡΕΙΣΦΡΗΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ	4
2.3 ΕΜΜΕΣΕΣ – ΜΗ ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ	7
2.3.1 Προσδιορισμός Χαρακτηριστικών του Σκυροδέματος.....	7
2.3.1.1 Οπτική Επιθεώρηση.....	7
2.3.1.2 Ηχητικός έλεγχος	7
2.3.1.3 Ήχος κρούσης	8
2.3.1.4 Κρουσίμετρο (σε πραγματικές συνθήκες).....	9
2.3.1.5 Μέθοδος υπερήχων (σε πραγματικές συνθήκες).....	10
2.3.1.6 Εξόλκευση ήλου (εφαρμόζεται στην Ελλάδα).....	10
2.3.1.7 Φασματική ανάλυση επιφανειακών κυμάτων	11
2.3.1.8 Χρήση Radar	11
2.3.2 Προσδιορισμός Διαφόρων Χαρακτηριστικών του Χάλυβα Οπλισμού	11
2.3.2.1 Μαγνητικός ανιχνευτής.....	12
2.3.2.2 Ραδιογραφία	12
2.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	13
2.5 ΔΙΑΘΕΣΙΜΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	14
2.6 ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΡΟΥΣΙΜΕΤΡΟΥ	18
2.7 ΜΕΘΟΔΟΣ ΥΠΕΡΗΧΩΝ	22
2.8 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΑΛΛΟΥΣ ΕΡΕΥΝΗΤΕΣ	26
2.9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	27
3. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	28
3.1 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗ	28
3.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΣΕΙΣΜΟΥ	29
3.3 ΑΤΟΜΙΚΗ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗ IR (INDIVIDUAL RISK)	30
3.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ ΣΩΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΡΩΝ.....	31
4. ΤΥΠΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΤΟΥ ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ ΧΩΡΟΥ ΚΑΙ ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ.....	38
4.1 ΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΤΟΥ ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ ΧΩΡΟΥ ΚΑΙ Η ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΟ.	38
4.2 ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΚΤΙΡΙΑ.....	41
4.3 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΑ ΑΣΘΕΝΗ ΣΗΜΕΙΑ ΤΟΥΣ (ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ).....	42
4.3.1 Προσδιορισμός της τρωτότητας ποιοτικά.....	42
4.3.1.1 Τρωτότητα σχεδιασμού :.....	42
4.3.1.3 Τρωτότητα λόγω αυθαιρέτων επεμβάσεων μετά το πέρας της κατασκευής από τους χρήστες.....	44
4.3.1.4 Τρωτότητα λόγω κακής συντήρησης και παλαιότητας των κατασκευών.....	44
4.3.1.5. Προβλήματα που σχετίζονται με το έδαφος θεμελίωσης του έργου.....	45
4.4 ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΤΟ ΔΟΜΗΜΑ	45
4.4.1 Επεμβάσεις αποκατάστασης και ενίσχυσης του κτιρίου.	45
4.4.2 Επεμβάσεις σε κτίρια με τρωτότητα σχεδιασμού.	45
4.4.2.1 Αύξηση ακαμψίας	45
4.4.2.2 Επεμβάσεις σε κτίρια με τρωτότητα κατασκευής	47
4.4.2.3 Επεμβάσεις σε κτίρια με αυθαίρετες τροποποιήσεις από τους χρήστες.	47
4.4.2.4 Επεμβάσεις σε κτίρια με φθορές στον φέροντα οργανισμό.	47
4.4.2.5 Επεμβάσεις σε κτίρια με προβλήματα στο έδαφος θεμελίωσης.	48

4.5 Συμπεράσματα.....	48
5. ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	49
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	49
5.2 ΒΑΣΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ DCM	49
5.2.1 Καθορισμός των επιπέδων επιτελεστικότητας.....	49
5.2.2 Καθορισμός της απαιτούμενης μετακίνησης	50
5.3 ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ.....	53
5.4 ΜΟΝΤΕΛΑ ΔΥΝΑΜΗΣ - ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ	71
5.5 ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	72
5.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	73
5.7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	85
6. ΑΡΧΕΣ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΓΙΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ	
ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	86
6.1 ΓΕΝΙΚΑ	86
6.2 ΦΟΡΤΙΑ	86
6.2.1 Φορτία Βαρύτητας	86
6.2.2 Σεισμικά Φορτία.....	88
6.3 ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΘΕΩΡΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	88
6.3.1 Μοντελοποίηση της ανωδομής.....	89
6.3.2 Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής.....	90
6.4 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ	91
6.4.1 Γενικά.....	91
6.4.2 Πλαίσια από Σκυρόδεμα.....	91
6.4.2.1 Πλαίσια δοκών - υποστυλωμάτων	91
6.4.2.2 Πλαίσια πλακών - υποστυλωμάτων	95
6.4.3 Διατμητικά τοιχώματα από σκυρόδεμα	97
6.4.3.1 Συμπαγή τοιχώματα	98
6.4.3.2 Συζευγμένα, διάτρητα τοιχώματα που παρουσιάζουν κανονικότητα, διάτρητα τοιχώματα.....	100
6.4.3.3 Ασυνεχή τοιχώματα	101
6.4.4 Μικτά συστήματα πλαισίων - τοιχωμάτων.....	102
6.4.4.1 Συνολική γεωμετρία.....	102
6.4.4.2 Μοντελοποίηση της τοπικής απόκρισης.....	102
6.4.5 Διαφράγματα ορόφων από Σκυρόδεμα	102
6.4.6 Θεμελιώσεις.....	103
6.5 ΜΟΝΤΕΛΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ	103
6.5.1 Γενικά.....	103
6.5.2 Μοντέλα υλικών.....	105
6.5.2.2 Σκυρόδεμα.....	105
6.5.2.3 Οπλισμός.....	105
6.5.2.4 Αρχική δυσκαμψία των μελών.....	106
6.5.4 Αντοχή των μελών	106
6.5.4.1 Γενικά.....	106
6.5.4.2 Κάμψη με αξονική δύναμη	108
6.5.4.3 Στρέψη και διάτμηση	108
7. ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΥ ΕΛΑΦΟΥΣ	110
7.1 ΣΥΣΤΗΜΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	110
7.1.1 Παράγοντες που επηρεάζουν τα μοντέλα θεμελίωσης.....	110
7.1.1.1 Γεωτεχνικές συνθήκες.....	111
7.1.1.2 Βασικό δομικό σύστημα	111
7.1.1.3 Σύστημα θεμελίωσης	111
7.1.2 Κατάστρωση του συνολικού μοντέλου.....	113

7.2. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ.....	114
7.2.1 Επιφανειακές θεμελιώσεις.....	115
7.2.2 Βαθείες θεμελιώσεις.....	116
8. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΠΟΔΟΧΗΣ.....	118
8.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	118
8.2 ΤΥΠΟΙ ΑΣΤΟΧΙΩΝ.....	118
8.2.1 Αστοχία λόγω εξάντλησης πλαστιμότητας στροφής.....	118
8.2.2 Αστοχία σε διάτμηση λόγω ανεπάρκειας συνδετήρων.....	120
8.2.3 Αστοχία τοίχου λόγω γωνιακής παραμόρφωσης.....	121
9. ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ.....	123
9.1. ΚΤΙΡΙΟ ΕΥΣΤΡΕΠΤΟ ΜΕ ΑΣΘΕΝΕΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΥΣ ΠΥΡΗΝΕΣ.....	123
9.1.1 Γενικά.....	123
9.1.2 Κανονισμοί που εφαρμόστηκαν.....	125
9.1.3 Κατηγορίες Υλικών κατασκευής.....	125
9.1.4 Φορτία και φορτίσεις.....	125
9.1.5 Σεισμικά φορτία.....	126
9.1.6 Χρησιμοποιηθέντα προγράμματα Η/Υ.....	126
9.1.7 Επιλύσεις – αποτελέσματα – συμπεράσματα.....	126
9.2 ΚΤΙΡΙΟ ΤΡΙΩΝ ΟΡΟΦΩΝ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ.....	129
9.2.1 Γενικά.....	129
9.2.2 Κανονισμοί που εφαρμόστηκαν.....	131
9.2.3 Κατηγορίες Υλικών κατασκευής.....	131
9.2.4 Φορτία και φορτίσεις.....	131
9.2.5 Σεισμικά φορτία.....	132
9.2.6 Χρησιμοποιηθέντα προγράμματα Η/Υ.....	132
9.2.7 Επιλύσεις – αποτελέσματα – συμπεράσματα.....	132
10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	135
11. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	138

1. Εισαγωγή

Οι χώρες πρωτοπόροι στην Ε&Τ στις θεματικές περιοχές της σεισμολογίας και της αντισεισμικής τεχνολογίας θεωρούνται η Ιαπωνία και η Νέα Ζηλανδία και κυρίως οι Η.Π.Α. στις οποίες τα ευρήματα της έρευνας των άλλων χωρών γρήγορα αξιοποιούνται προωθούνται και ενσωματώνονται σε πιο ολοκληρωμένες μεθόδους πρακτικής εφαρμογής και κανονιστικά κείμενα.

Τα τελευταία χρόνια η Ε&Τ στις χώρες αυτές έχει επικεντρωθεί:

- α) στον "Επιτελεστικό Αντισεισμικό Σχεδιασμό" (δηλ. στο σχεδιασμό κατασκευών για τέσσερα επίπεδα σεισμού με διαφορετικές απαιτήσεις για το καθένα, π.χ. συνέχιση λειτουργίας, επανάχρηση μετά το σεισμό, προστασία ανθρώπινης ζωής, αποφυγή κατάρρευσης),
- β) στη σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων,
- γ) στον προσδιορισμό των αναμενόμενων σεισμικών κινήσεων κοντά σε γνωστά ρήγματα ως συνάρτηση της τοπογραφίας και τοπικής γεωλογίας,
- δ) στον αντισεισμικό σχεδιασμό και στη σεισμική ενίσχυση συγκοινωνιακών υποδομών, δηλ. οδογεφυρών, και λιμανιών, ανάγκη που έγινε φανερή μετά τις βλάβες που υπέστησαν κατασκευές αυτού του είδους μετά τους σεισμούς Loma Prieta, Ca., 1989, και Kobe 1995) και
- ε) στον αντισεισμικό σχεδιασμό (κόμβων) μεταλλικών κατασκευών που τέθηκε ως προτεραιότητα μετά το σεισμό του Northridge, Ca., 1994.

Ειδικότερα θα μπορούσε να σημειώσει κανείς ότι η σημαντικότερη αλλαγή στη μεθοδολογία του αντισεισμικού υπολογισμού των νέων κτιρίων παρατηρείται στη Νέα Ζηλανδία κατά τη δεκαετία του 1970 με τις εργασίες του Thomas Paulay που οδήγησαν βαθμιαία στην ανάπτυξη, καθιέρωση και υιοθέτηση από πολλούς κανονισμούς της μεθόδου του "ικανοτικού σχεδιασμού" (capacity design), κατ' αρχήν σαν συμπληρωματικής απαίτησης στη μέχρι τότε ισχύουσα παραδοσιακή μέθοδο υπολογισμού της αντοχής μέσω προδιαγεγραμμένων σεισμικών δυνάμεων (force-based methodology). Στόχος του ικανοτικού σχεδιασμού ήταν να προκαθορισθεί κατά το δυνατόν η σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου εξασφαλίζοντας ότι οι πλαστικές αρθρώσεις θα αναπτυχθούν αποκλειστικά στα δοκάρια και θα αποφευχθεί η εμφάνισή τους στα υποστυλώματα.

Οι νέες αντιλήψεις εξαπλώθηκαν γρήγορα στις ΗΠΑ και στην Ευρώπη, είτε με τη μετανάστευση των νεοζηλανδών μαθητών του T. Paulay, π.χ. του Nigel Priestley καθηγητή σήμερα στο San Diego της Καλιφόρνιας, είτε με διδασκαλίες και συνεργασίες του ίδιου του T. Paulay με ευρωπαϊκούς οργανισμούς (CEB) και Πολυτεχνεία (π.χ. καθηγητής Hugo Bachmann στο ETH, Zurich) και έδωσαν μεγάλη ώθηση στην ανάπτυξη της έρευνας για την αποτίμηση της συμπεριφοράς και την ενίσχυση των υφισταμένων κτιρίων έναντι σεισμού.

Στις ΗΠΑ τα τελευταία χρόνια η αιχμή της έρευνας έχει γενικά στραφεί προς την πειραματική/ενόργανη έρευνα και για το σκοπό αυτό εκτεταμένα προγράμματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας χρηματοδοτούνται από το National Science Foundation

(NSF) μέσω των Εθνικών Κέντρων Έρευνας της Δυτικής Ακτής (PEER), των Βορειοανατολικών Πολιτειών (MCEER) και των Μεσοδυτικών Πολιτειών (MAE). Το έτος 2000 το NSF ξεκίνησε την υλοποίηση ενός προγράμματος 50 εκατ. δολларίων περίπου για την ενίσχυση των εργαστηριακών ερευνητικών υποδομών με τεχνολογίες αιχμής και τη σύνδεσή τους σε δίκτυα για την τηλε-παρακολούθηση και -εκτέλεση πειραμάτων.

Ένας άλλος ομοσπονδιακός οργανισμός προσανατολισμένος στην αντιμετώπιση των φυσικών καταστροφών από πλημμύρες, ανεμοθύελλες, σεισμούς κ.ά., η Federal Emergency Management Agency (FEMA) έθεσε ήδη σε εφαρμογή από τις αρχές της δεκαετίας του 1980 ένα ειδικό πρόγραμμα για την αντιμετώπιση του σεισμικού κινδύνου σε μη ασφαλή υφιστάμενα κτίρια. Βασικός στόχος του προγράμματος ήταν η δημιουργία *Οδηγιών για την αντισεισμική Ενίσχυση υφισταμένων Κτιρίων (Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings)*. Στο πρόγραμμα αυτό έλαβαν μέρος το Applied Technology Council (ATC) και η American Society of Civil Engineers (ASCE) σαν βασικοί υπεργολάβοι καθώς και εθελοντικές ομάδες από Ειδικούς και αμοιβόμενοι Σύμβουλοι. Προϊόν του 13ετούς προγράμματος ήταν, το 1997, δύο τόμοι - οι *Οδηγίες* και τα *Σχόλια* -, τα γνωστά FEMA-273 και FEMA-274.

Λίγο αργότερα (1994 και 1995) η Επιτροπή Σεισμικής Ασφάλειας της Καλιφόρνιας (California Seismic Safety Commission – CSSC) ανέθεσε στο ATC την ανάπτυξη μιας πρακτικής μεθοδολογίας με σχόλια για τη *Σεισμική Αποτίμηση και Αποκατάσταση Υφισταμένων Κτιρίων από Σκυρόδεμα (Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings)*. Το αποτέλεσμα αυτής της ανάθεσης είναι ένα δίτομο έργο, γνωστό ως ATC-40 Report.

Κατά κάποιον τρόπο η αναπτυχθείσες μεθοδολογίες θα μπορούσαν να θεωρηθούν συνέχεια του ικανοτικού σχεδιασμού σε πιο γενική και ταυτόχρονα πιο ειδική μορφή με υψηλότερο βαθμό αξιοπιστίας και μεγαλύτερο έλεγχο του μηχανικού στον επιδιωκόμενο στόχο.

Οι παραπάνω οδηγίες FEMA-273/274 και ATC-40 παρουσιάζουν πολλές ομοιότητες με τη διαφορά ότι οι FEMA-273/274 εφαρμόζονται και σε κτίρια από κάθε τύπο υλικού (όχι μόνον από σκυρόδεμα) και καθορίζουν κριτήρια αποδοχής και για γραμμική ανάλυση των κατασκευών (όχι μόνο για μη γραμμική ανάλυση όπως στο ATC-40) και αποτελούν σήμερα τα πιο ολοκληρωμένα κείμενα για τη μελέτη της συμπεριφοράς και την ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων μπορούν όμως εξίσου να εφαρμοστούν και για την αντισεισμική μελέτη νέων κτιρίων. Βασίζονται στη μέθοδο της επιτελεστικότητας (performance-based methodology), οι αρχές της οποίας χρησιμοποιούνται σε άλλους τομείς της τεχνολογίας (αυτοκινητοβιομηχανία, αεροναυπηγική) από πολλές ήδη δεκαετίες. Η εφαρμογή των παραπάνω οδηγιών δεν είναι απλή ούτε αποτελεί μια οικονομική εναλλακτική πρόταση στις παραδοσιακές πρακτικές των κανονισμών. Όμως η πρόσφατη πρόοδος στις πειραματικές εγκαταστάσεις, στην ανάπτυξη εφαρμογών για χρήση σε ΗΥ αλλά και στις ίδιες τις μεθοδολογίες της σεισμικής επιτελεστικότητας καθιστούν την εφαρμογή τους όλο και πιο ελκυστική στους μηχανικούς των χωρών με υψηλό σεισμικό κίνδυνο, έτσι που να μπορεί να ισχυρισθεί κανείς με σιγουριά ότι σε λίγα μόνο χρόνια οι επιτελεστικές μέθοδοι θα τυποποιηθούν σε τρέχοντα κανονιστικά κείμενα για τον αντισεισμικό υπολογισμό των κατασκευών.

Στην Ιαπωνία η έρευνα ήταν ανέκαθεν κυρίως πειραματική μεγάλης κλίμακας και διεξάγεται είτε στα Εθνικά Κέντρα ερευνών για κτίρια ή γέφυρες (Building Research Institute, BRI και Public Works Institute, PWI) στην Tsukuba, είτε (σε διεθνή πρωτοτυπία) στα κέντρα ερευνών των μεγάλων κατασκευαστικών εταιρειών.

Τέλος στην Ευρώπη οι δράσεις της Ευρωπαϊκής Επιτροπής για τους σεισμούς και την αντισεισμική προστασία εντοπίζονται σε τρεις Γενικές Διευθύνσεις: α) τη Γενική Διεύθυνση Έρευνας (DG Research), β) τη Γενική Διεύθυνση Περιβάλλοντος για θέματα Πολιτικής Προστασίας (DG Environment) και γ) τη Γενική Διεύθυνση Επιχειρήσεων (DG Enterprise) για θέματα Κανονισμών (π.χ. του Αντισεισμικού Κανονισμού, Ευρωκώδικα

8). Η έρευνα για σεισμούς και αντισεισμική προστασία χρηματοδοτείται κυρίως από τη Γενική Διεύθυνση Έρευνας και σε σπάνιες περιπτώσεις από τις δύο άλλες Γενικές Διευθύνσεις. Στο αντικείμενο αυτό αφιερώνεται ένα μικρό τμήμα του προγράμματος Περιβάλλον ("Environment") των Προγραμμάτων Πλαισίων της Έρευνας. Το μεγαλύτερο όμως μέρος της χρηματοδότησης από τη Γενική Διεύθυνση Έρευνας προς αυτό το ερευνητικό αντικείμενο προέρχεται από διάφορα άλλα προγράμματα του Προγράμματος Πλαισίου.

Η πειραματική έρευνα που χρηματοδοτείται για τις αντισεισμικές κατασκευές επικεντρώνεται στην υποστήριξη του Ευρωκώδικα 8 και των συναφών Μερών του που αφορούν στα διάφορα υλικά, όπως σκυρόδεμα, χάλυβα, και τοιχοποιία καθώς και σε ειδικά έργα όπως γέφυρες, δεξαμενές κ.ά.

2. Μέθοδοι προκαταρκτικής εκτίμησης των ιδιοτήτων των υλικών υφισταμένων κατασκευών

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο προσδιορισμός της σεισμικής συμπεριφοράς υφισταμένων κατασκευών προϋποθέτει τη γνώση των χαρακτηριστικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος και του χάλυβα του φέροντα οργανισμού. Ο προσδιορισμός των χαρακτηριστικών ιδιοτήτων δύναται να γίνει με έμμεσες – μη καταστροφικές μεθόδους ή και με παρεισφρητικές μεθόδους

Ο σχεδιασμός έργων από οπλισμένο σκυρόδεμα βασίζεται στη συμβατική αντοχή του σκυροδέματος (προσδιορίζεται από τα συμβατικά δοκίμια). Προκειμένου να προσδιοριστεί ικανοποιητικά η σεισμική συμπεριφορά υφισταμένων κατασκευών είναι εκ των ουκ άνευ ο προσδιορισμός και η εκτίμηση της διαθέσιμης υφιστάμενης αντοχής σκυροδέματος του φορέα.

Η πραγματική αντοχή απαιτείται εν γένει να προσδιοριστεί όταν συντρέχουν οι ακόλουθες περιπτώσεις:

α) Κατά τη διάρκεια της κατασκευής υπάρχουν αμφιβολίες αναφορικά με την ποιότητα του σκυροδέματος, της διάστρωσης ή της δόνησης αυτού.

β) Μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής υπάρχουν αμφιβολίες ως προς τη συμβατική αντοχή του σκυροδέματος ή η κατασκευή έχει υποστεί βλάβες από σεισμό ή πυρκαγιά.

γ) Όταν προσθήκες, επισκευές, ενισχύσεις, κλπ έχουν λάβει χώρα σε διαφορετικές περιόδους.

Για τους παραπάνω λόγους, απαιτείται να προσδιορισθούν οι ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά του χάλυβα οπλισμού, ώστε να έχουμε μια ακριβέστερη εικόνα της συμπεριφοράς της υφιστάμενης κατασκευής σε σεισμικά φορτία.

2.2 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΜΗ ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΙΚΩΝ ΚΑΙ ΠΑΡΕΙΣΦΡΗΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

Οι μη καταστροφικές μέθοδοι δεν απαιτούν απομάκρυνση τμημάτων των υπό εξέταση δομικών στοιχείων της υφιστάμενης κατασκευής. Ωστόσο, σε μερικές περιπτώσεις είναι απαραίτητο να απομακρυνθούν τελειώματα (σοβάς) προκειμένου να γίνει έλεγχος. Με αυτές τις μεθόδους δεν μετράται άμεσα η θλιπτική αντοχή, αλλά η σχέση της με κάποια άλλη ιδιότητα του σκυροδέματος, η οποία μπορεί εύκολα να μετρηθεί (π.χ. επιφανειακή σκληρότητα, ελαστικότητα, πυκνότητα, εφελκυστική αντοχή κ.α).

Αντίθετα, οι παρεισφρητικές μέθοδοι απαιτούν την αφαίρεση τμημάτων από τα δομικά στοιχεία για τον προσδιορισμό της αντοχής σκυροδέματος υφιστάμενης κατασκευής.

Οι έμμεσες – μη καταστροφικές μέθοδοι που εφαρμόζονται εν γένει, είναι:

α) Προσδιορισμός διάφορων χαρακτηριστικών του σκυροδέματος
1. Οπτική επιθεώρηση

2. Ηχητικός έλεγχος
3. Ήχος κρούσης
4. Κρουσίμετρο (σε πραγματικές συνθήκες)
5. Μέθοδος υπερήχων (σε πραγματικές συνθήκες)
6. Εξόλκευση ήλου (εφαρμόζεται στην Ελλάδα)
7. Φασματική ανάλυση επιφανειακών κυμάτων
8. Χρήση Radar

β) Προσδιορισμός διαφόρων χαρακτηριστικών του χάλυβα οπλισμού

1. Οπτική επιθεώρηση
2. Μαγνητικός ανιχνευτής
3. Μέθοδος υπερήχων (σε πραγματικές συνθήκες)
4. Φασματική ανάλυση επιφανειακών κυμάτων
5. Ραδιογραφία
6. Χρήση Radar

Οι παρεισφρητικές μέθοδοι, που εφαρμόζονται εν γένει, είναι:

1. Επιλεκτική Απομάκρυνση Υλικού
2. Πετρογραφία
3. Αφαίρεση Υλικού και Έλεγχος (Πυρηνοληψία)
4. Επιτόπου έλεγχος

Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι μέθοδοι επιθεώρησης και ελέγχου οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας υφισταμένων κατασκευών..

Πίνακας 1: Συγκεντρωτική παρουσίαση μεθόδων ελέγχου οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας

Προσδιορισμός ιδιοτήτων του υλικού ή της κατασκευής	Υλικά			Τύπος ελέγχου
	Οπλισμένο σκυρόδεμα	Οπλισμένη τοιχοποιία	Μη Οπλισμένη τοιχοποιία	
Θέση και μέγεθος της ρωγμής	+	+	+	Οπτική επιθεώρηση
Θέση και μέγεθος θραύσης	+	+	+	Οπτική επιθεώρηση
	+	+	+	Ηχητικός έλεγχος
Θέση και μέγεθος εσωτερικών ραγισμάτων ή στρωματώσεις	+	+	+	Ήχος κρούσης
	+			Φασματική ανάλυση
	+	+	+	Επιλεκτική απομάκρυνση
Ράβδος οπλισμού λυγισμένη ή σπασμένη	+	+		Οπτική επιθεώρηση
	+	+		Επιλεκτική απομάκρυνση
Σχετική ηλικία ρωγμών	+	+	+	Πετρογραφία
Σχετική αντοχή συμπίεσης	+	+	+	Κρουσίμετρο
Αντοχή συμπίεσης	+	+	+	Αφαίρεση υλικού - έλεγχος
Θέση και μέγεθος ράβδου οπλισμού	+	+		Μαγνητικός ανιχνευτής
	+	+		Ραδιογραφία
	+	+	+	Χρήση Radar
	+	+		Επιλεκτική απομάκρυνση
Αντοχή ράβδου οπλισμού	+	+		Αφαίρεση υλικού - έλεγχος
Πάχος στοιχείου	+	+	+	Οπτική επιθεώρηση
	+	+	+	Ήχος κρούσης
	+	+	+	Επιλεκτική απομάκρυνση
Παρουσία ρευστού κονιάματος στην τοιχοποιία		+	+	Ηχητικός έλεγχος
		+	+	Ήχος κρούσης
		+	+	Φασματική ανάλυση
		+	+	Επιλεκτική απομάκρυνση
Αντοχή τοιχοποιίας		+	+	Αφαίρεση υλικού - έλεγχος
			+	Επί τόπου έλεγχος
Ιδιότητες Ασβεστοκονιάματος		+	+	Πετρογραφία
			+	Επί τόπου έλεγχος

2.3 ΕΜΜΕΣΕΣ – ΜΗ ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ

2.3.1 Προσδιορισμός Χαρακτηριστικών του Σκυροδέματος.

2.3.1.1 Οπτική Επιθεώρηση

Τύπος μεθόδου: **Μη καταστροφική**

Υλικά: **Σκυρόδεμα**
Οπλισμένη τοιχοποιία
Μη οπλισμένη τοιχοποιία

Περιγραφή

Η οπτική επιθεώρηση είναι ίσως η πιο χρήσιμη διαδικασία για εκτιμήσεις των ζημιών του σεισμού στο σκυρόδεμα και στην τοιχοποιία. Οι ζημιές, που προκαλεί ο σεισμός στο σκυρόδεμα και στην τοιχοποιία είναι ορατές στην επιφάνεια. Οι τύποι ζημιάς από σεισμό είναι συνήθως ρωγμές, θραύσεις και στρωματώσεις του σκυροδέματος μόνιμες πλευρικές μετατοπίσεις και λυγισμός ή θραύση του οπλισμού. Η οπτική επιθεώρηση είναι χρήσιμη στην εκτίμηση της κλίσης έχοντας ως σημείο αναφοράς το υφιστάμενο κτίριο.

Η οπτική επιθεώρηση συνοδεύει πάντα άλλες μεθόδους ελέγχου που εφαρμόζονται. Τα ευρήματα της οπτικής επιθεώρησης χρησιμοποιούνται ως βάση για τον καθορισμό των θέσεων διεξαγωγής περαιτέρω ελέγχων. Η παρατηρούμενη ζημιά πρέπει να αποτυπώνεται σε σκίτσα. Ο τύπος της ζημιάς καθορίζει την εκτίμηση της συμπεριφοράς του στοιχείου κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Περιορισμοί

Η οπτική παρατήρηση στο σκυρόδεμα και στις τοιχοποιίες αναγνωρίζει το μεγαλύτερο μέρος της ζημιάς του σεισμού στα στοιχεία. Σε μερικές περιπτώσεις όμως, η παρουσία τελειωμάτων στα στοιχεία εμποδίζει της ακριβή εκτίμηση της ζημιάς. Εύθραυστα τελειώματα όπως ο σοβάς φανερώνουν τη ζημιά, που εμφανίζεται στο υπόστρωμα. Μαλακά τελειώματα όμως, όπως μεσοτοιχίες αποκρύπτουν ενδεχομένως μικροζημιές.

2.3.1.2 Ηχητικός έλεγχος

Τύπος μεθόδου: **Μη καταστροφική**

Υλικά: **Σκυρόδεμα**
Οπλισμένη τοιχοποιία

Περιγραφή

Χτυπώντας πάνω σ' ένα δομικό στοιχείο με ένα σφυρί και ακούγοντας της δονήσεις του στοιχείου εντοπίζονται κενά ή στρωματώσεις στο σκυρόδεμα. Ο ήχος που παράγεται από ένα συμπαγές στοιχείο είναι διαφορετικός από αυτόν ενός στοιχείου με κενά και στρωματώσεις κοντά στην επιφάνεια.

Περιορισμοί

Οι ιδιότητες του δομικού στοιχείου επηρεάζουν την απόδοση του ήχου. Η γεωμετρία και η πυκνότητα του επηρεάζουν τα αποτελέσματα. Ο ηχητικός έλεγχος χρησιμοποιείται καλύτερα μακριά από την περίμετρο του στοιχείου και σε ομοιόμορφους τοίχους.

Η ακρίβεια της πληροφορίας από τον ηχητικό έλεγχο με σφυρί εξαρτάται από την ικανότητα του Μηχανικού ή του Τεχνικού να διεξάγει τον έλεγχο και από το βάθος της ζημιάς στο εσωτερικό του στοιχείου. Η ανίχνευση των βαθύτερων θραύσεων ή στρωματώσεων απαιτεί τη χρήση άλλων μη καταστροφικών μεθόδων. Ο ηχητικός έλεγχος δεν μπορεί να καθορίσει το βάθος των θραύσεων ή των στρωματώσεων.

Χτυπώντας με ένα σφυρί πάνω σ' ένα χαλαρό τμήμα του στοιχείου, μπορεί να αποκολληθεί υλικό. Απαιτείται χρήση σκάλας, σκαλωσιάς κ.λπ. για την προσέγγιση υψηλότερων σημείων του στοιχείου.

2.3.1.3 Ήχος κρούσης

Τύπος ελέγχου: **Μη καταστροφικός**

Υλικά:

Σκυρόδεμα
Οπλισμένη τοιχοποιία
Μη οπλισμένη τοιχοποιία

Περιγραφή

Ο ήχος κρούσης ανιχνεύει τις ασυνέχειες της μάζας του σκυροδέματος ή της τοιχοποιίας. Η επιφάνεια του υλικού κρούεται με ένα αντικείμενο (π.χ. ένα μικρό σφυρί), που εισάγει έναν ενεργειακό παλμό στο υλικό. Ο παλμός αυτός ανακλάται πίσω, λόγω κάποιας ασυνέχειας του υλικού, με την ταχύτητα του κύματος. Οι ασυνέχειες μπορεί να είναι ρωγμές, η κατάντη επιφάνεια του υλικού, πλάγιες επιφάνειες, στρωματώσεις ή κενά. Μια συσκευή μετατροπής σήματος, τοποθετημένη στην επιφάνεια που κρούεται καταγράφει τις αντανακλάσεις της ενέργειας. Το σήμα της συσκευής μετατρέπεται σε συχνότητα. Από τις μετρήσει της συχνότητας εκτιμάται η πυκνότητα του υλικού, το μέγεθος και η θέση της ασυνέχειας στο στοιχείο.

Περιορισμοί

Η ακρίβεια του ελέγχου με ήχο κρούσης, εξαρτάται από τις ικανότητες του Μηχανικού ή του Τεχνικού να την εφαρμόσει και να αξιολογήσει τα αποτελέσματα. Μη επαρκώς εκπαιδευμένοι ή ανεκπαίδευτοι Τεχνικοί, είναι πολύ πιθανό να κάνουν λάθος αξιολόγηση των αποτελεσμάτων. Οι φυσικοί περιορισμοί και η ακρίβεια της μεθόδου καθορίζονται εν μέρει από το μέγεθος του σφυριού και από τον τύπο, την ευαισθησία και τη συχνότητα της συσκευής μετατροπής του σήματος.

Η τεχνική του ήχου κρούσης έχει εφαρμοστεί εκτεταμένα σε κατασκευές από σκυρόδεμα. Ωστόσο, υπάρχει μικρή εμπειρία στην εφαρμογή της τεχνικής σε οπλισμένες και μη οπλισμένες τοιχοποιίες.

2.3.1.4 Κρουσίμετρο (σε πραγματικές συνθήκες)

Τύπος μεθόδου: **Μη καταστροφική**

Υλικά: **Σκυρόδεμα**
Μη οπλισμένη τοιχοποιία

Περιγραφή

Το κρουσίμετρο αποτελεί μια μέθοδο εκτίμησης της in situ θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Στη μέθοδο αυτή εφαρμόζεται στην επιφάνεια του σκυροδέματος πρόσκρουση ενός βαθμονομημένου σφυριού (κρουσίμετρο). Το μέγεθος της αναπήδησης του σφυριού μετράται και είναι σε άμεση σχέση με τα δεδομένα του κατασκευαστή προκειμένου να προσδιοριστεί η αντοχή του σκυροδέματος. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται επίσης στον προσδιορισμό της αντοχής σκυροδέματος υφισταμένων κατασκευών.

Περιορισμοί

Το κρουσίμετρο δεν προσδιορίζει επακριβώς την αντοχή, αλλά χρησιμεύει στον προσδιορισμό της ομοιομορφίας των υλικών. Απαιτούνται συχνές βαθμονομήσεις του κρουσίμετρου. Οι πίνακες των κατασκευαστών χρησιμοποιούνται στον προσδιορισμό της αντοχής του σκυροδέματος. Ωστόσο, προκύπτουν καλύτερα αποτελέσματα λαμβάνοντας και ελέγχοντας πυρήνες από κρίσιμες επιλεγμένες θέσεις. Τα δείγματα (δοκίμια) υποβάλλονται σε εν συνεχεία σε διαδικασία θλίψης. Οι μετρήσεις του κρουσίμετρου από άλλες θέσεις συσχετίζονται με τις μετρήσεις, που προκύπτουν στη θέση λήψης των πυρήνων.

Τα αποτελέσματα του ελέγχου του κρουσίμετρου εξαρτώνται από την ποιότητα του σκυροδέματος στην εξωτερική επιφάνεια του στοιχείου. Οι μετρήσεις πρέπει να λαμβάνουν χώρα σε λείες επιφάνειες σκυροδέματος και όχι σε επιφάνειές με τελειώματα.

Η υγρασία και η τραχύτητα της επιφάνειας επηρεάζουν τις μετρήσεις. Η παρουσία του κρουσίμετρου ίσως προξενήσει μια επιφανειακή παραμόρφωση στο στοιχείο. Ωστόσο, δεν πρέπει να λαμβάνονται περισσότερες από μία μετρήσεις από το ίδιο σημείο, αφού η πρώτη κρούση μπορεί να επηρεάσει την επιφάνεια του στοιχείου και συνεπώς τα αποτελέσματα της επόμενης μέτρησης.

Όταν χρησιμοποιείται κρουσίμετρο σε τοιχοποιία, θα πρέπει να τοποθετείται στο κέντρο του στοιχείου. Οι εκτιμήσεις των ελέγχων πάνω στην τοιχοποιία αντιστοιχούν στις τιμές αντοχής του στοιχείου και του ασβεστοκονιάματος (σοβά). Η μέθοδος αυτή είναι χρήσιμη για την εκτίμηση της αντοχής του εξωτερικού φλοιού ενός στοιχείου που απαρτίζεται από πολλά στρώματα.

2.3.1.5 Μέθοδος υπερήχων (σε πραγματικές συνθήκες)

Τύπος μεθόδου: **Μη καταστροφική**

Υλικά: **Σκυρόδεμα**
Οπλισμένη τοιχοποιία
Μη οπλισμένη τοιχοποιία

Περιγραφή

Η μέθοδος των υπερήχων μετρά το χρόνο μεταφοράς ενός υπερηχητικού παλμού διαμέσου της συνοχής (πυκνότητας) του στοιχείου. Η ταχύτητα με την οποία το κύμα μεταφέρεται διαμέσου του στοιχείου επηρεάζεται από την ποιότητα και τη συνέχεια του υλικού συμπεριλαμβανομένης και της παρουσίας ρωγμής ή ζημιάς. Συγκρίνοντας το σχετικό χρόνο μεταφοράς σε διαφορετικά τμήματα γνωστής πυκνότητας, ο υπέρηχος χρησιμοποιείται στην εκτίμηση της σχετικής αντοχής του σκυροδέματος ή της τοιχοποιίας, για να δείξει την παρουσία ρωγμών ή στρωματώσεων.

Περιορισμοί

Η μέτρηση της ταχύτητας απαιτεί την τοποθέτηση των ακροδεκτών εκατέρωθεν του στοιχείου. Οι επιφάνειες του στοιχείου πρέπει να είναι σχετικά λείες. Τραχείες επιφάνειες πρέπει να λειαίνονται για καλύτερη λειτουργία των ακροδεκτών. Αν υπάρχουν κενά αέρα μεταξύ του ακροδέκτη και της επιφάνειας του στοιχείου, η χρονική διαδρομή του παλμού θα αυξηθεί, με αποτέλεσμα να έχουμε λανθασμένες ενδείξεις.

Ράβδοι οπλισμού προσανατολισμένες στη διεύθυνση κίνησης των παλμών επηρεάζουν τις μετρήσεις, αφού οι υπέρηχοι κινούνται διαμέσου του χάλυβα με μεγαλύτερη ταχύτητα απ' ό,τι στο σκυρόδεμα.

2.3.1.6 Εξόλκευση ήλου (εφαρμόζεται στην Ελλάδα)

Με τη βοήθεια συσκευής εμπηγνύεται ήλος στο σκυρόδεμα μήκος 4 cm και διαμέτρου 4 mm. Μετά από 10 min ο ήλος εξολκεύεται με εξολκέα, ο οποίος διαθέτει δυναμόμετρο. Μετράται η μέγιστη δύναμη που απαιτείται για την εξόλκευση του ήλου. Με τη βοήθεια καμπυλών προσδιορίζεται η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε σχέση με την ένδειξη του δυναμόμετρου.

Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται κύρια στην Ελλάδα και διατίθεται περιορισμένος αριθμός δοκιμών από τις οποίες προκύπτουν οι πίνακες που συσχετίζουν την αντοχή του σκυροδέματος με τη δύναμη εξόλκευσης ήλου.

2.3.1.7 Φασματική ανάλυση επιφανειακών κυμάτων

Τύπος μεθόδου: **Μη καταστροφική**

Υλικά: **Σκυρόδεμα**

Περιγραφή

Η φασματική ανάλυση των επιφανειακών κυμάτων είναι μια μέθοδος μέτρησης της αναπαραγωγής των επιφανειακών κυμάτων σ' ένα μεγάλο εύρος του μήκους κύματος. Οι ταχύτητες μετρώνται με χρήση μετρητών επιτάχυνσης (επιταχυνσιογράφοι) και συσκευής μετατροπής σήματος. Τα αποτελέσματα αξιολογούνται για την εκτίμηση της πυκνότητας του υλικού και τον προσδιορισμό του μεγέθους και της θέσης των ασυνεχειών (όπως π.χ. ρωγμές, κενά και στρωματώσεις) μέσα σ' ένα στοιχείο.

Περιορισμοί

Ο εξοπλισμός της μεθόδου είναι πολύπλοκος και δεν είναι πάντα εξ ολοκλήρου διαθέσιμος. Η μέθοδος της φασματικής ανάλυσης των επιφανειακών κυμάτων, βρίσκει εφαρμογή κυρίως σε πεζοδρόμια, πλακάκια και άλλες οριζόντιες επιφάνειες. Η χρήση της σε στοιχεία δεν είναι εκτεταμένη.

2.3.1.8 Χρήση Radar

Τύπος μεθόδου: **Μη καταστροφική**

Υλικά:

Σκυρόδεμα
Οπλισμένη τοιχοποιία
Μη οπλισμένη τοιχοποιία

Περιγραφή

Το ραντάρ διαπερνά το υλικό και μεταβιβάζει ηλεκτρομαγνητικά κύματα που λαμβάνονται από μια κεραία. Η αναπαραγωγή των κυμάτων διαμέσου του στερεού επηρεάζεται από τη διηλεκτρική σταθερά και την αγωγιμότητα του υλικού. Το αξιολογημένο σήμα βοηθά στην ανίχνευση ασυνεχειών και διαφοροποιήσεων στο εσωτερικό του υλικού. Τα δεδομένα αυτά χρησιμοποιούνται και για την ανίχνευση της θέσης των ράβδων οπλισμού.

2.3.2 Προσδιορισμός Διαφόρων Χαρακτηριστικών του Χάλυβα Οπλισμού

Εκτός από τις μεθόδους που περιγράφονται προηγουμένως και προσδιορίζουν χαρακτηριστικά κυρίως του σκυροδέματος και δευτερευόντως του χάλυβα (Οπτική επιθεώρηση, Μέθοδος υπερήχων, Φασματική ανάλυση επιφανειακών κυμάτων, Χρήση Radar), υπάρχουν μέθοδοι, που εφαρμόζονται κυρίως για τον οπλισμό.

2.3.2.1 Μαγνητικός ανιχνευτής

Τύπος μεθόδου: **Μη καταστροφική**

Υλικά: **Σκυρόδεμα
Οπλισμένη τοιχοποιία**

Περιγραφή

Ο μαγνητικός ανιχνευτής χρησιμοποιείται στον καθορισμό της θέσης και του μεγέθους του οπλισμού στο σκυρόδεμα. Η βασική αρχή των μαγνητικών ανιχνευτών είναι η συσχέτιση ανάμεσα στη ράβδο οπλισμού και ένα χαμηλής συχνότητας μαγνητικό πεδίο. Αν χρησιμοποιηθούν κατάλληλα πολλοί μαγνητικοί ανιχνευτές προσδιορίζεται το ποσό της κάλυψης της ράβδου και το μέγεθος της.

Περιορισμοί

Για στοιχεία με δυο στρώσεις οπλισμού, ο μαγνητικός ανιχνευτής χρησιμοποιείται μόνο για την εύρεση των ράβδων οπλισμού, που βρίσκονται κοντά στην επιφάνεια εφαρμογής της ανίχνευσης. Η συσκευή απαιτείται να χρησιμοποιηθεί και στις δυο επιφάνειες του στοιχείου για να εντοπισθούν οι ράβδοι οπλισμού.

Όταν ο οπλισμός είναι σε δύο στρώσεις, η απομακρυσμένη στρώση επηρεάζει τις ενδείξεις του ανιχνευτή.

2.3.2.2 Ραδιογραφία

Τύπος μεθόδου: **Μη καταστροφική**

Υλικά: **Σκυρόδεμα
Οπλισμένη τοιχοποιία**

Περιγραφή

Η ραδιογραφία χρησιμοποιείται στον προσδιορισμό της θέσης του οπλισμού στο σκυρόδεμα και στην τοιχοποιία. Ο έλεγχος περιλαμβάνει την εκπομπή ακτινοβολίας (ακτίνων) διαμέσου του υλικού. Ένα ραδιογραφικό φιλμ από την πλευρά, απέναντι από αυτή της ακτινοβολίας, καταγράφει την πυκνότητα των ακτίνων, που εξέρχονται από το στοιχείο. Το φιλμ αποτυπώνονται η θέση των ράβδων οπλισμού και άλλων ασυνεχειών.

Περιορισμοί

Η μέθοδος της ραδιογραφίας βασίζεται στην απελευθέρωση ραδιενέργειας,. Για το λόγο αυτό στο χώρο της δοκιμής πρέπει να βρίσκεται μόνο το προσωπικό που διεξάγει τον έλεγχο. Η έκταση, που πρέπει να εκκενωθεί, εξαρτάται από τον τύπο του ραδιενεργού ισότοπου, που χρησιμοποιείται, και από το πάχος του στοιχείου. Παχύτερα στοιχεία απαιτούν μεγαλύτερη διάρκεια έκθεσης στην ακτινοβολία, με αποτέλεσμα να ελευθερώνεται μεγαλύτερη ποσότητα ραδιενέργειας.

Ο χρόνος, η δαπάνη και οι λογιστικοί υπολογισμοί, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στην εφαρμογή της μεθόδου. Οι εξοπλισμοί ακτινών, που είναι διαθέσιμοι στο εμπόριο, διαπερνούν στοιχεία με πάχος έως 305 mm (περίπου 12 in).

Η παρουσία του χάλυβα στο σκυρόδεμα δημιουργεί μια σκιά στο φιλμ, δίνοντας έτσι τη θέση του οπλισμού. Το εύρος της σκιάς εξαρτάται από την απόσταση της ράβδου οπλισμού από την πρόσοψη, όπου έχει τοποθετηθεί η πηγή της ακτινοβολίας. Για το λόγο αυτό προσδιορίζεται η θέση αλλά όχι το μέγεθος των ράβδων οπλισμού.

2.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Στον ελληνικό χώρο εφαρμόζονται κύρια οι ακόλουθες έμμεσες – μη καταστροφικές μέθοδοι προσδιορισμού της αντοχής σκυροδέματος σε υφιστάμενες κατασκευές:

- Η μέθοδος του κρουσίμετρου
- Η μέθοδος των υπερήχων
- Η εξόλκευση ήλου (ελληνική μέθοδος)

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της βαθμονόμησης δύο έμμεσων μεθόδων για τον προσδιορισμό της πραγματικής αντοχής του σκυροδέματος (κρουσίμετρο και υπέρηχοι) και συγκρίνονται με τα βιβλιογραφικά αποτελέσματα (Λογοθέτης 1978, Τρέζος 1999, παλαιό DIN 4018).

Η επιτόπου αντοχή του σκυροδέματος $f_{c, ins}$ διαφέρει από τη συμβατική $f_{c, conv}$ λόγω κάποιων παραμέτρων. Κάποιες από αυτές είναι τυχαίες, ενώ άλλες έχουν συστηματική επιρροή. Μερικές από αυτές τις παραμέτρους είναι η απόμειξη, η συμπύκνωση, η ηλικία, η συντήρηση, το είδος το δομικού στοιχείου, διάφορες περιβαλλοντικές δράσεις κ.α. Για μια δεδομένη κατασκευή οι περισσότερες παράμετροι είναι συγκεκριμένες. Η βασική παράμετρος, που διαφοροποιεί της αντοχή, είναι το είδος του δομικού στοιχείου, δηλαδή αν γίνεται μελέτη πλάκας, δοκού, υποστυλώματος, τοιχείου ή θεμελίου.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι:

$$f_{c, ins} = f_{c, conv} - \varepsilon_1$$

όπου ε_1 είναι μια τυχαία μεταβλητή, με κανονική κατανομή $N(m_1, \sigma_1)$ με την οποία λαμβάνονται υπόψη όλες οι παράμετροι που διαφοροποιούν την πραγματική από τη συμβατική αντοχή.

Η μέση τιμή m_1 εξαρτάται κυρίως από τις παραμέτρους που έχουν σημαντική επιρροή, ενώ η τυπική απόκλιση εξαρτάται κυρίως από το είδος του δομικού στοιχείου.

Τα δομικά στοιχεία κατά αύξουσα σειρά διασποράς είναι:

- Συμβατικά δοκίμια
- Δοκάρια – υποστυλώματα
- Τοιχία
- Πλάκες

Η επιτόπου αντοχή του σκυροδέματος $f_{c,ins}$ δεν μπορεί να μετρηθεί παρά μόνο να εκτιμηθεί. Η επιτόπου αντοχή και η εκτιμήτρια της συσχετίζονται ως εξής:

$$f_{c,ins,est} = f_{c,ins} - \varepsilon_2$$

όπου ε_2 είναι μια τυχαία μεταβλητή με κανονική κατανομή $N(m_2, \sigma_2)$ και με την οποία λαμβάνεται υπόψη η αβεβαιότητα της μεθόδου προσδιορισμού της αντοχής του σκυροδέματος.

Για καθεμιά από τις μεθόδους εκτίμησης της αντοχής του σκυροδέματος η μέση τιμή m_2 και η τυπική απόκλιση σ_2 εξαρτώνται από μια σειρά παραμέτρων όπως:

α) Για τις έμμεσες μεθόδους

- 1) Υγρασία
- 2) Αριθμός κυκλικών φορτίσεων – αποφορτίσεων
- 3) Ακαμψία του δομικού στοιχείου
- 4) Βάθος ενανθράκωσης
- 5) Ηλικία
- 6) Είδος και μέγεθος αδρανών
- 7) Στάθμη αζονικής δράσεως
- 8) Περιεκτικότητα και ποιότητα του τσιμέντου

β) Για τους πυρήνες

- 1) Η διάμετρος του πυρήνα σε σχέση με τη μέγιστη διάσταση των αδρανών
- 2) Η διεύθυνση σκυροδέτησης σε σχέση με τη διεύθυνση κοπής
- 3) Παρουσία ράβδων οπλισμού
- 4) Λείανση και συνθήκες θραύσης των πυρήνων

Τελικά η εκτιμήτρια της επιτόπου αντοχής του σκυροδέματος συνδέεται με τη συμβατική αντοχή ως εξής:

$$f_{c,ins,est} = f_{c,conv} - \varepsilon_1 - \varepsilon_2$$

Για τη συμπλήρωση του προηγούμενου μοντέλου απαιτείται η γνώση των παραμέτρων m_1, σ_1 και m_2, σ_2 των ε_1 και ε_2 αντιστοίχως. Για τη διευκόλυνση των μετρήσεων απαιτείται βαθμονόμηση των εμμέσων μεθόδων.

2.5 ΔΙΑΘΕΣΙΜΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ακολούθως, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από δύο έμμεσες μεθόδους (κρουσίμετρο και υπέρηχοι). Για το σκοπό αυτό εξετάστηκαν τα συμβατικά δοκίμια διαφόρων έργων, στα οποία, πριν από τη θραύση, έγιναν μετρήσεις με κρουσίμετρο και υπέρηχους. Η εργασία αυτή έλαβε χώρα στο εργαστήριο της Geoterra.

Συνολικά 266 δοκίμια σκυροδέματος που λήφθηκαν την χρονική περίοδο του έτους 2001 από διάφορα έργα προσκομίστηκαν στο εργαστήριο της Geoterra. Οι διαστάσεις των δοκιμίων ήταν 15x15x15 και ο χρόνος θραύσης τους, την 28 ημέρα από τη λήψη. Το σκυρόδεμα από το οποίο λήφθηκαν τα δοκίμια παρασκευάστηκε με αδρανή από τις περιοχές των συγκροτημάτων παραγωγής σκυροδέματος. Το σκυρόδεμα που ελέγχθηκε ήταν κυρίως αντοχής C16/20 και δευτερευόντως C20/25 και C25/30.

Πριν από τη θραύση των δοκιμών εκτελέστηκαν μετρήσεις με κρουσίμετρο και υπέρηχους. Τα όργανα μέτρησης και για τις δύο μεθόδους είναι ειδικά βαθμονομημένα από τους κατασκευαστές τους και συνοδεύονται από τις κατάλληλες οδηγίες χρήσης συντήρησης και εκ νέου βαθμονόμησης.

Σε κάθε δοκίμιο εκτελούνταν:

α) δύο μετρήσεις του χρόνου διελεύσεως των υπερήχων σε δύο κάθετες διευθύνσεις, κάθετα προς τη διεύθυνση της σκυροδέτησης.

β) κρουσιμετρήσεις στις δύο έδρες, παράλληλα προς τη διεύθυνση σκυροδέτησης, αλλά και μεταξύ τους.

Ελέγχθηκαν 89 δοκίμια με τη μέθοδο του κρουσιμέτρου και 266 με τη μέθοδο των υπερήχων. Πριν από τη θραύση, τα δοκίμια είχαν υποστεί συμβατική συντήρηση 28 ημερών. Η υγρασία των δοκιμών δεν μετρήθηκε, παρόλο που ενδέχεται να αλλοιώνει τις μετρήσεις, του χρόνου διέλευσης των υπερήχων. Εκτιμάται ότι λόγω της συμβατικής συντήρησης, οι μετρήσεις δεν διαφοροποιήθηκαν, εφόσον η υγρασία ήταν περίπου ίδια για όλα τα δοκίμια. Οι επιφάνειες ελέγχου ήταν λείες και έτσι δεν χρειάστηκε καμιά προετοιμασία. Τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζονται στους πίνακες Πίν.2 και Πιν.3 αντίστοιχα.

Πίνακας 2: Αποτελέσματα ενδείξεων μεθόδου κρουσιμέτρου και αντοχής κύβου (89 δοκίμια)

K (-)	f _c (Mpa)	K (-)	f _c (Mpa)	K (-)	f _c (Mpa)
30.45	37.0	28.70	33.9	29.15	34.0
30.40	37.4	29.55	31.9	29.30	33.0
30.75	36.8	29.55	34.0	29.05	33.5
29.25	35.5	29.10	34.6	29.75	34.0
30.30	36.7	29.95	33.6	30.05	36.0
29.85	35.1	29.25	33.8	25.70	29.2
30.05	37.3	29.75	32.5	25.60	28.0
28.55	32.0	29.85	34.0	25.60	26.7
28.65	30.2	27.90	33.2	24.85	26.1
28.75	33.6	26.60	30.9	24.95	27.6
29.95	32.8	25.90	28.7	24.90	27.3
30.30	32.4	28.75	33.6	21.00	20.0
28.75	32.1	28.10	31.8	30.10	35.9
28.75	33.0	26.35	29.9	29.85	33.6
28.05	32.8	26.20	29.6	31.65	39.5
28.90	34.8	26.25	25.6	29.15	32.4
29.70	34.8	26.65	30.8	29.35	35.3
30.60	37.0	26.45	27.9	28.00	33.3
29.80	35.9	29.00	33.0	31.45	39.5
30.50	37.6	27.10	31.0	29.80	27.9
28.05	31.4	27.30	31.3	31.00	29.6
28.45	34.2	26.30	27.9	31.10	38.6
28.75	31.7	27.70	29.1	32.80	39.0
29.35	32.1	24.95	27.0	31.10	39.1
28.45	31.3	27.55	28.8	29.60	33.4
29.10	32.2	31.95	38.4	29.10	32.0
29.20	33.1	30.45	37.7	30.00	30.4
29.15	30.3	29.10	33.5	31.40	39.3
29.55	35.5	29.65	32.2	29.35	35.9
		29.30	35.6	29.90	36.2

Πίνακας 3: Αποτελέσματα ενδείξεων μεθόδου υπερήχων και αντοχής κύβου (266 δοκίμια)

V km/sec	f _c MPa	V km/sec	f _c MPa	V km/sec	f _c MPa	V km/sec	f _c MPa
4.792	37.4	4.777	32.2	4.839	38.4	4.717	33.3
4.777	36.8	4.702	30.8	4.854	37.7	5.119	46.0
4.777	35.5	4.732	31.7	4.839	36.5	4.902	39.4
4.870	35.1	4.747	32.0	4.792	34.0	4.886	39.5
4.808	38.2	4.717	32.0	4.762	35.8	4.934	39.7
4.777	32.0	4.688	30.8	4.747	34.8	5.017	42.5
4.732	30.2	4.854	36.9	4.823	35.8	4.967	43.0
4.747	33.6	4.777	33.9	4.762	35.0	4.658	29.6
4.792	32.4	4.732	32.3	4.792	34.1	4.839	38.6
4.762	32.1	4.762	35.9	4.732	35.2	4.886	39.0
4.823	35.0	4.747	33.0	4.777	36.4	4.950	41.7
4.762	35.4	4.747	35.3	4.644	31.6	5.102	47.5
4.747	34.9	4.777	34.7	4.934	40.9	5.051	45.8
4.854	35.6	4.688	33.3	4.762	34.2	5.017	45.9
4.808	32.8	4.630	31.6	4.792	36.0	5.068	46.5
4.792	34.8	4.762	34.0	4.630	31.3	5.034	42.3
4.777	34.8	4.702	33.4	4.747	31.5	4.934	42.6
4.808	38.2	4.747	33.6	4.702	30.5	4.950	43.1
4.808	35.9	4.792	35.2	4.777	31.1	5.034	42.6
4.839	39.3	4.777	33.8	4.823	35.2	4.839	39.1
4.792	34.2	4.702	31.3	4.601	26.8	4.918	40.6
4.732	31.3	4.732	32.5	4.717	29.2	4.967	42.8
4.762	36.0	4.717	34.1	4.732	33.5	4.918	40.1
4.762	32.2	4.747	34.0	4.518	26.1	4.902	40.6
4.792	33.1	4.717	34.9	4.688	29.6	4.967	43.5
4.808	35.5	4.792	37.3	4.762	36.0	4.967	39.3
4.777	33.9	4.777	35.7	4.747	31.5	5.034	42.9
4.747	31.9	4.854	38.2	4.732	31.5	4.967	42.5
4.777	34.0	4.854	35.1	4.747	30.5	5.068	45.3
4.717	34.6	4.702	32.3	4.762	33.7	5.017	43.4
4.732	33.6	4.717	33.8	4.747	33.8	4.950	41.5
4.702	33.8	4.792	33.5	4.615	30.5	4.934	39.5
4.792	32.5	4.808	35.1	4.688	31.0	5.017	45.8
4.762	34.0	4.934	38.7	4.615	31.4	4.950	40.6
4.777	32.5	4.902	37.9	4.491	27.6	5.051	45.9
4.762	35.1	4.902	38.0	4.615	27.3	4.886	36.4

V km/sec	f _c MPa	V km/sec	f _c MPa	V km/sec	f _c MPa	V km/sec	f _c MPa
4.747	34.0	4.886	39.5	4.732	35.4	4.870	38.8
4.792	33.3	4.839	33.6	4.823	33.9	4.918	41.4
4.762	33.2	4.870	37.7	4.673	33.1	4.983	45.2
4.839	34.0	4.934	38.2	4.747	34.2	4.902	36.9
4.762	33.2	4.886	38.6	4.870	38.4	4.902	41.1
4.673	29.7	4.777	36.5	4.870	37.4	4.983	43.4
4.658	30.8	4.870	36.9	4.918	41.2	5.017	46.1
4.717	30.6	4.870	35.8	4.870	39.6	4.792	37.5
4.702	34.1	4.823	38.5	4.808	37.5	4.777	35.8
4.717	34.4	4.854	39.2	5.068	45.7	5.000	45.2
4.658	30.8	4.792	37.3	4.808	34.8	4.918	39.8
4.688	31.5	4.808	36.5	4.967	42.2	4.967	44.3
4.732	33.6	4.870	38.8	4.854	38.5	4.854	35.9
4.792	35.2	4.792	34.4	5.034	41.6	5.034	41.5
4.732	34.6	4.762	33.5	5.017	46.4	4.934	41.5
4.762	34.3	4.823	36.2	4.934	40.7	4.950	41.5
4.717	33.9	4.808	37.4	4.886	40.4	5.034	44.5
4.792	36.2	4.777	35.6	4.823	37.3	4.902	40.3
4.702	29.7	4.792	34.0	5.051	42.6	5.051	44.2
4.839	37.4	4.777	33.0	4.950	41.0	4.950	39.8
4.777	36.8	4.747	34.0	5.051	42.9	4.870	38.4
4.732	32.8	4.870	34.9	5.068	46.6	5.034	45.8
4.688	28.7	4.777	34.2	4.934	38.0	4.886	41.3
4.762	33.6	4.762	35.2	4.902	39.2	5.017	45.0
4.717	31.7	4.747	33.9	5.000	45.5	5.000	44.4
4.777	33.6	4.792	35.0	5.017	45.8	4.902	38.5
4.732	31.8	4.777	35.8	4.854	35.6	4.902	38.9
4.747	34.4	4.870	36.0	4.918	42.2	4.839	38.7
4.732	31.3	4.854	35.3	4.717	32.4	4.934	42.8
4.702	29.6	4.808	38.0	4.886	38.7		
4.673	33.1	4.808	36.0	4.762	35.3		

2.6 ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΡΟΥΣΙΜΕΤΡΟΥ

Η αντοχή του σκυροδέματος f_c συσχετίζεται με την ένδειξη του κρουσιμέτρου K με εφαρμογή των ακόλουθων εξισώσεων παλινδρόμησης:

- $f_c = a \cdot e^{b \cdot K}$ εκθετική
- $f_c = a \cdot K^b$ δυνάμειως
- $f_c = a + b \cdot K + c \cdot K^2$ πολυωνυμική 2^{ου} βαθμού

Οι συντελεστές των παλινδρομικών εξισώσεων προσδιορίστηκαν με τη μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων.

$$f_c = 7.126 * e^{0.053 * K} \quad \text{με συντελεστή συσχέτισης } (R^2 = 0.766)$$

$$f_c = 0.244 * K^{1.458} \quad \text{με συντελεστή συσχέτισης } (R^2 = 0.770)$$

$$f_c = 0.655 + 0.553 * K + 0.020 * K^2 \quad \text{με συντελεστή συσχέτισης } (R^2 = 0.751)$$

όπου,

f_c = αντοχή του δοκιμίου σε MPa,

K = ένδειξη του κρουσίμετρου (αδιάστατος αριθμός)

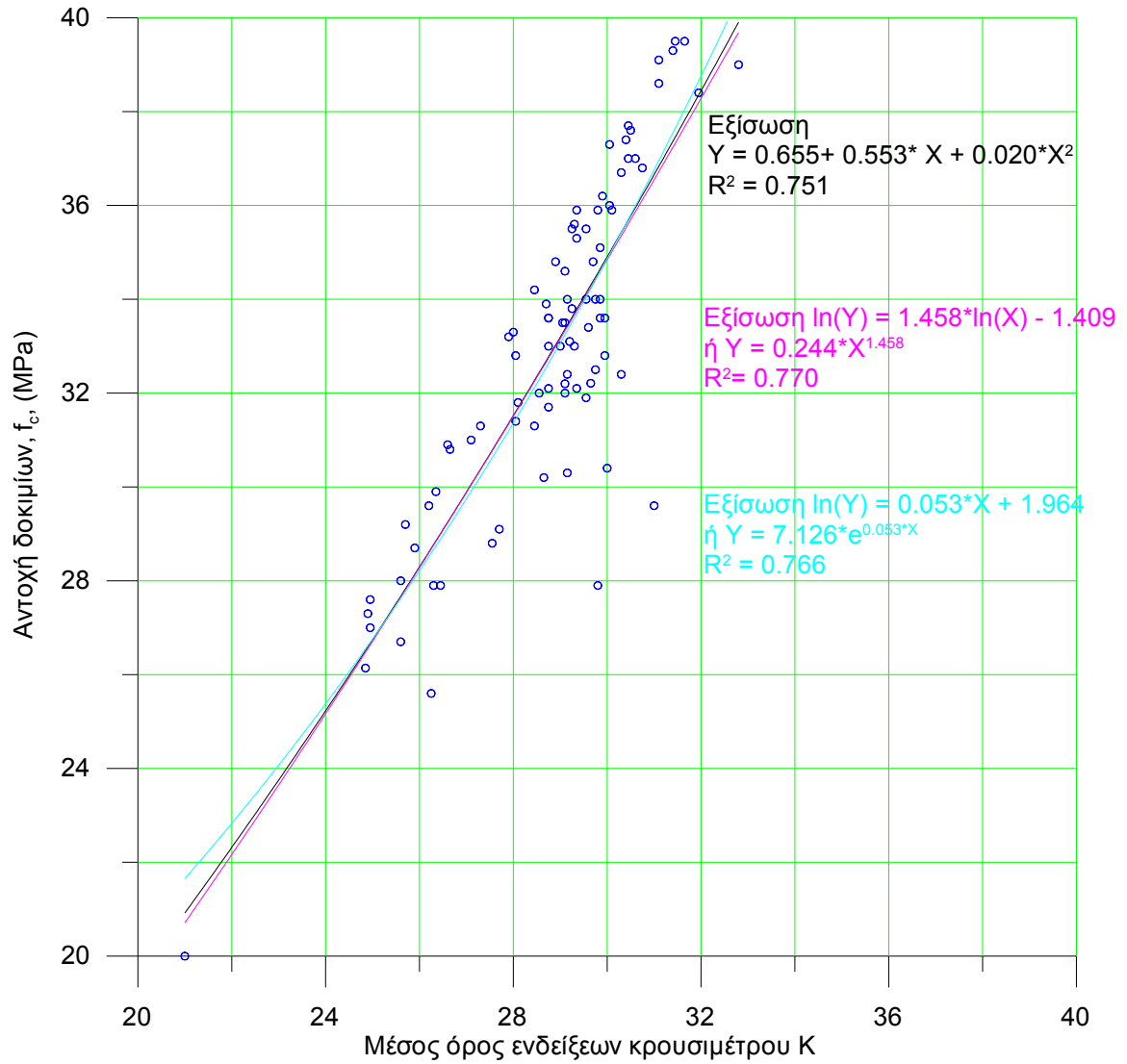
R^2 = συντελεστής συσχέτισης

Το νέφος των σημείων και η γραφική απεικόνιση των εξισώσεων παλινδρόμησης δίνεται στο Σχ. 1. Παρατηρούμε ότι και για τις τρεις εξισώσεις ο συντελεστής συσχέτισης R^2 κυμαίνεται μεταξύ 0.751 και 0.770.

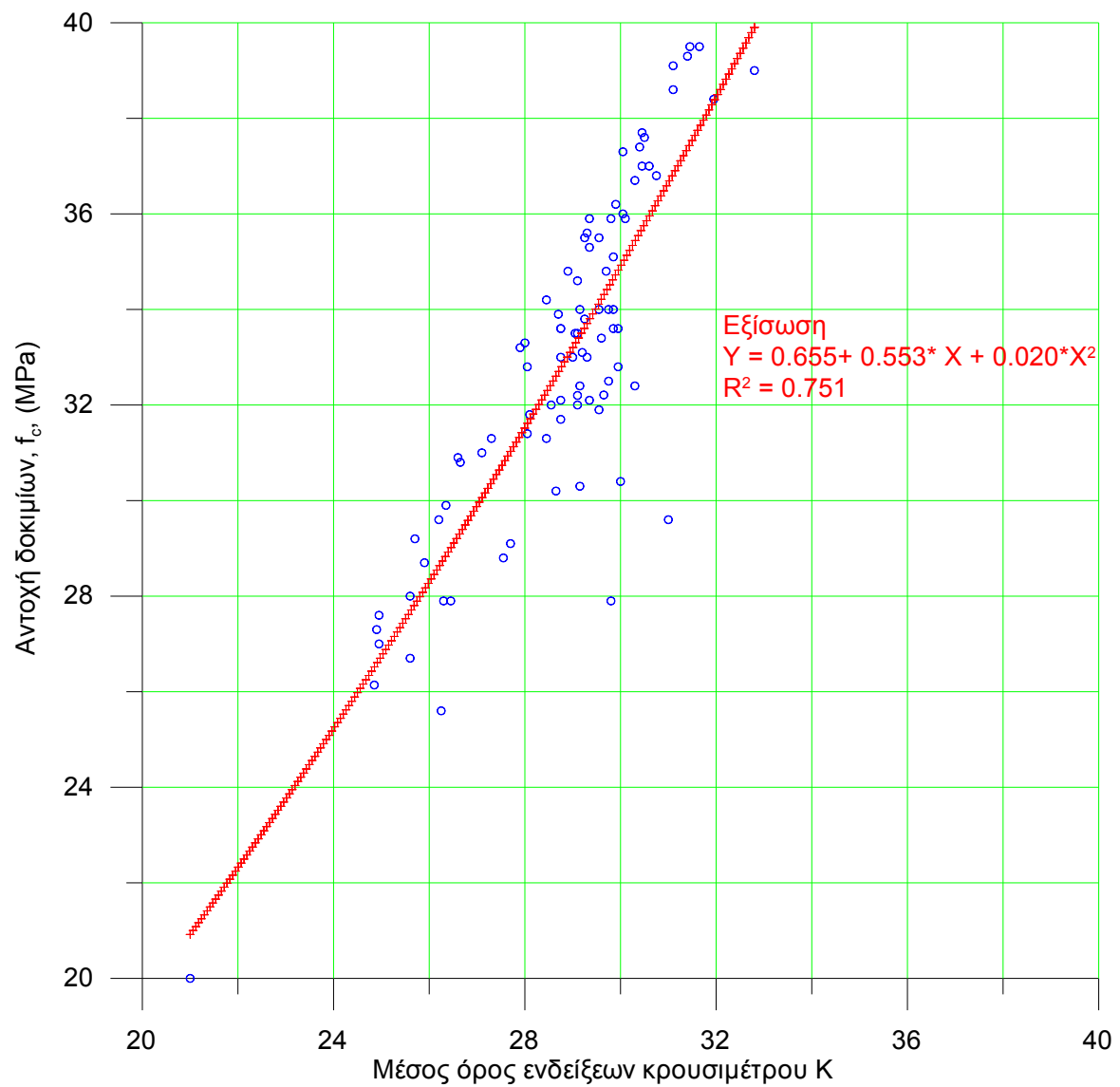
Οι εν λόγω συντελεστές κρίνονται σχετικά ικανοποιητικοί. Από τις παραπάνω παλινδρομήσεις πλεονέκτημα εμφανίζει αυτή της δυνάμεως.

Ωστόσο, σύμφωνα με Τρέζο (1999) και Λογοθέτη (1978) ως εξίσωση παλινδρόμησης συσχέτισης λαμβάνεται ή πολυωνυμική παλινδρόμηση (βλ. Σχ. 2).

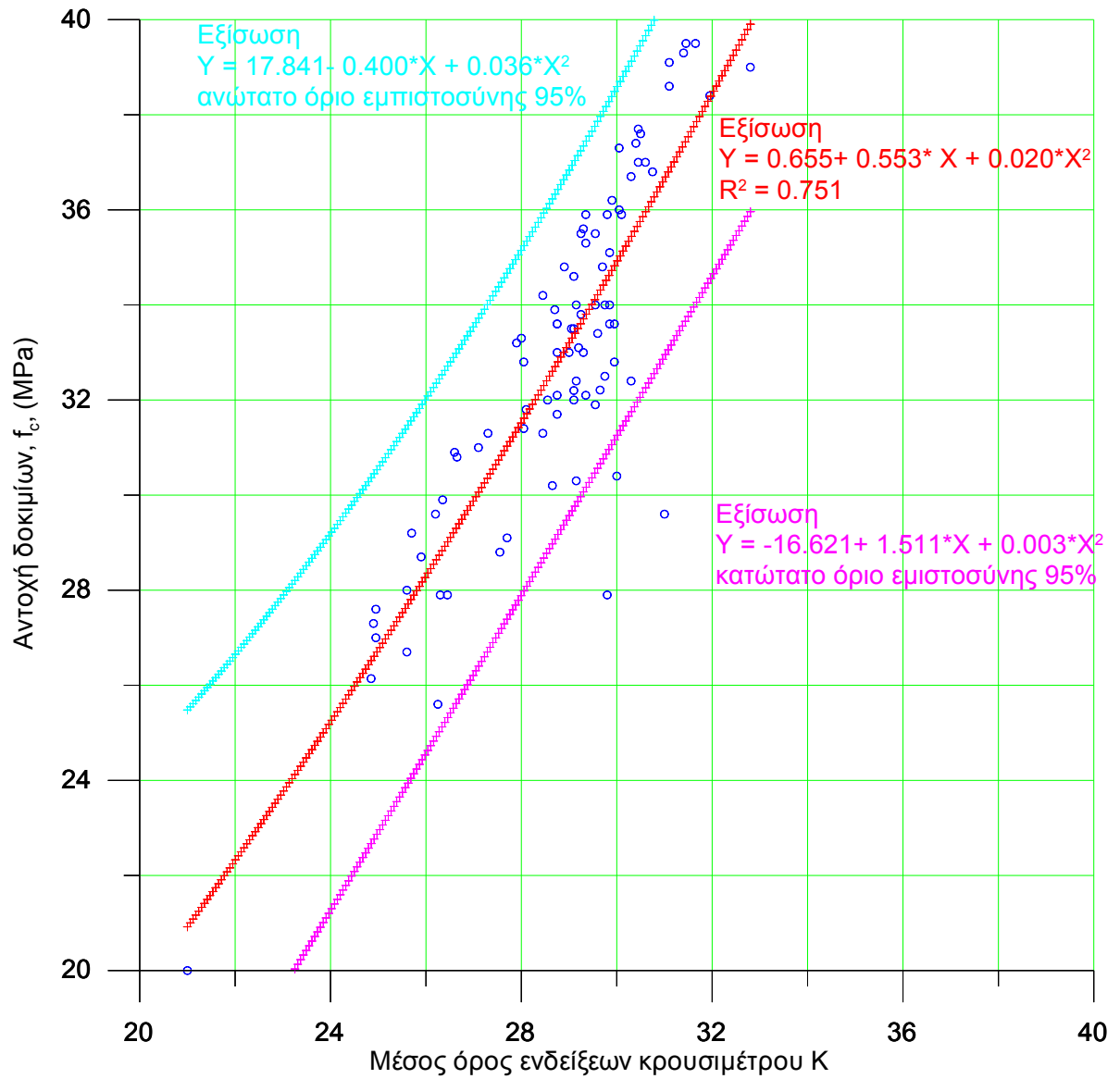
Στην προκειμένη περίπτωση, δίνονται τα διαστήματα εμπιστοσύνης 5% - 95% με εύρος 90% (βλ. Σχ. 3).



Σχ. 1: Αντοχή δοκιμίων, f_c , συνάρτησε της ενδείξεως του κρουσιμέτρου K



Σχ. 2: Πολυωνυμική παλινδρόμηση για τη μέθοδο του κρουσίμετρου.



Σχ. 3: Διαστήματα εμπιστοσύνης 5 – 95% για τη μέθοδο του κρουσίμετρου.

2.7 ΜΕΘΟΔΟΣ ΥΠΕΡΗΧΩΝ

Η αντοχή του σκυροδέματος f_c συσχετίζεται με την ταχύτητα διάδοσης των υπερήχων με εφαρμογή των ακόλουθων εξισώσεων παλινδρόμησης. Οι συντελεστές των

παλινδρομικών εξισώσεων προσδιορίστηκαν με τη μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων.

$$f_c = 0.295 * e^{0.997 * V}$$

με συντελεστή συσχέτισης ($R^2 = 0.867$)

$$f_c = 0.018 * V^{4.828}$$

με συντελεστή συσχέτισης ($R^2 = 0.867$)

$$f_c = 199.988 - 104.269 * V + 14.581 * V^2$$

με συντελεστή συσχέτισης ($R^2 = 0.876$)

όπου,

f_c = αντοχή του δοκιμίου σε MPa,

V = ταχύτητα των υπερήχων (km/sec)

R^2 = συντελεστής συσχέτισης

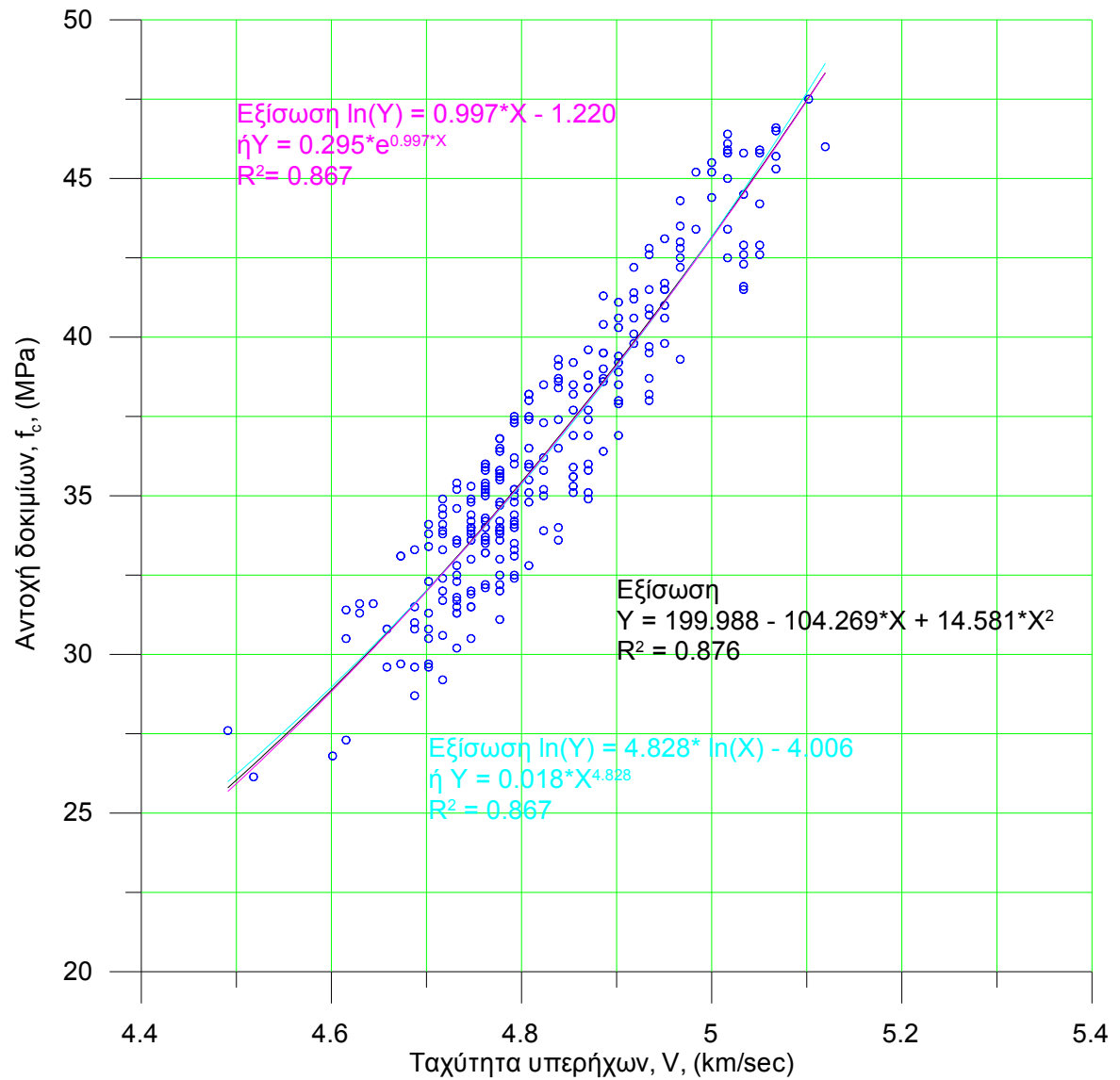
Το νέφος των σημείων και η γραφική απεικόνιση των εξισώσεων παλινδρόμησης δίνεται στο Σχ. 4. Παρατηρούμε ότι και για τις τρεις εξισώσεις ο συντελεστής συσχέτισης R^2 κυμαίνεται μεταξύ 0.867 και 0.876.

Οι εν λόγω συντελεστές κρίνονται σχετικά ικανοποιητικοί. Από τις παραπάνω παλινδρομήσεις πλεονέκτημα εμφανίζει η πολυωνυμική παλινδρόμηση.

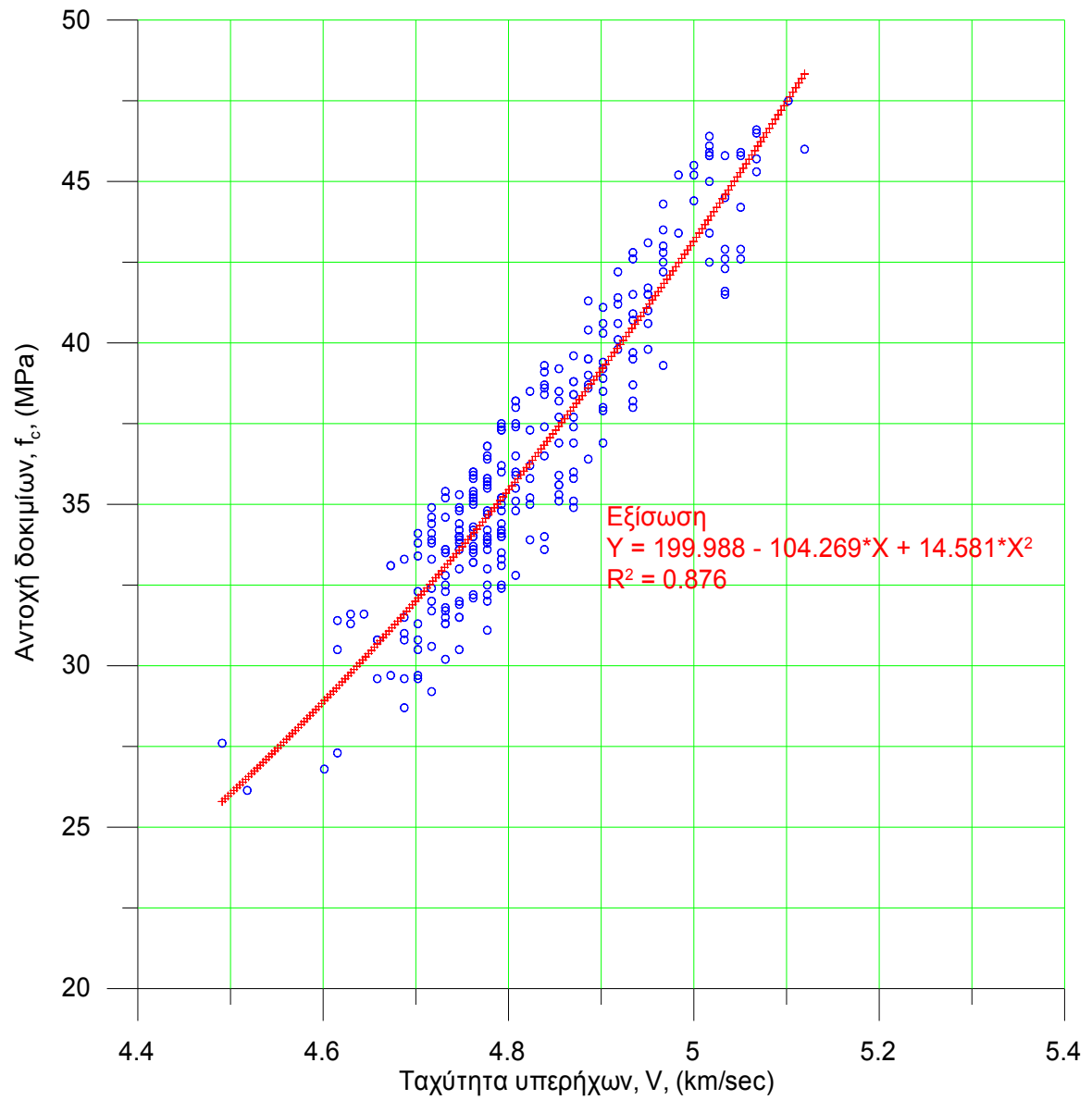
Ωστόσο, σύμφωνα με Τρέζο (1999) και Λογοθέτη (1978) ως εξίσωση παλινδρόμησης συσχέτισης λαμβάνεται ή πολυωνυμική παλινδρόμηση (βλ. Σχ. 5).

Στην προκειμένη περίπτωση, δίνονται τα διαστήματα εμπιστοσύνης 5% - 95% με εύρος 90% (βλ. Σχ. 6).

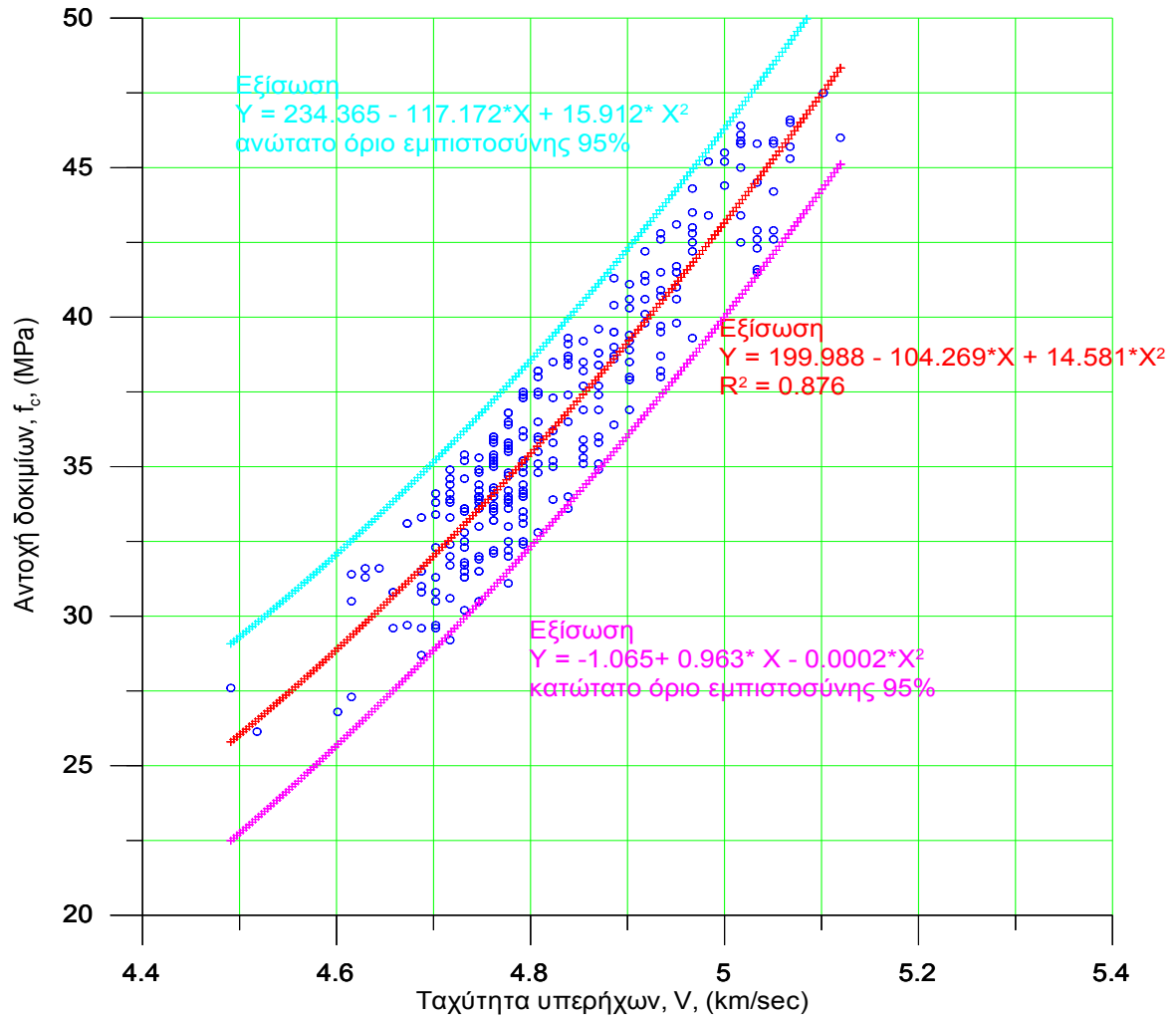
Οι συντελεστές συσχέτισης με τη μέθοδο των υπερήχων είναι μεγαλύτεροι, από αυτούς της μεθόδου κρουσιμέτρου σε πλήθος 266 δοκιμών και 89 δοκιμών αντίστοιχα.



Σχ. 4: Αντοχή δοκιμίων, f_c , συναρτήσει της ταχύτητας των υπερήχων V



Σχ. 5: Πολυωνυμική παλινδρόμηση για τη μέθοδο των υπερήχων.



Σχ. 6: Διαστήματα εμπιστοσύνης 5 – 95% για τη μέθοδο των υπερήχων

2.8 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΑΛΛΟΥΣ ΕΡΕΥΝΗΤΕΣ

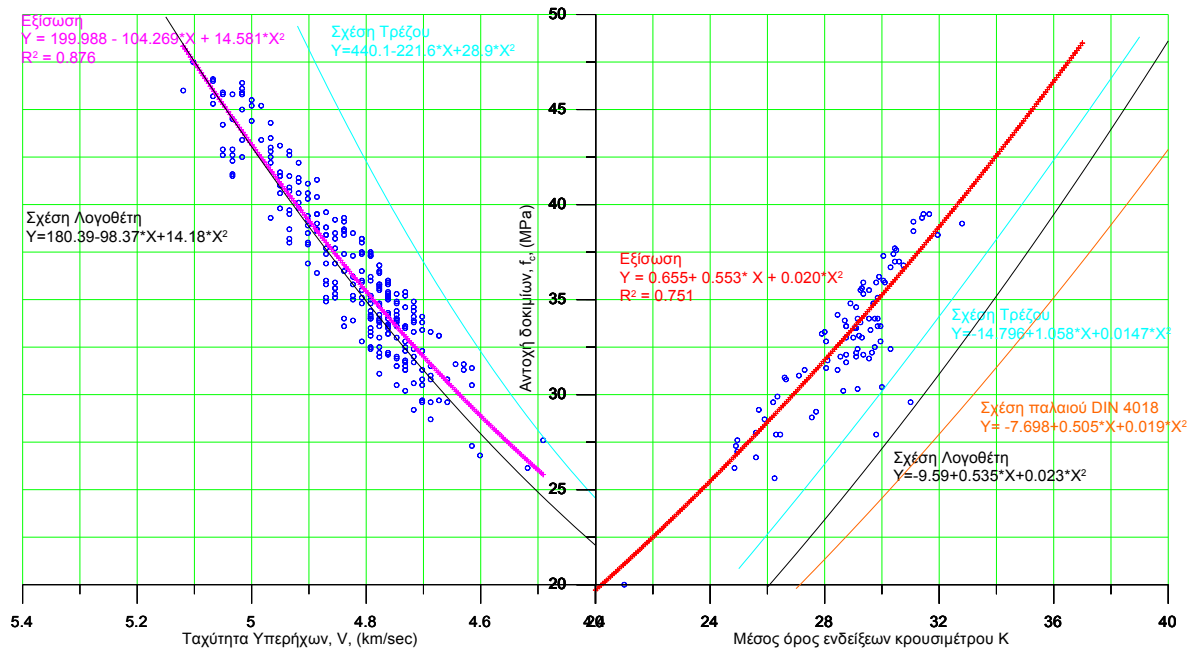
Στη συνέχεια συγκρίνονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν με αυτά άλλων ερευνητών. Ειδικότερα γίνεται σύγκριση με τα αποτελέσματα Λογοθέτη (1978) και Τρέζου (1999) και για το κρουσίμετρο με το παλαιό DIN 4018. Στο Σχ. 7 παρουσιάζονται οι εξισώσεις συσχέτισης της αντοχής του σκυροδέματος f_c με την ένδειξη του κρουσιμέτρου K και την ταχύτητα διάδοσης των υπερήχων V .

Στη μέθοδο κρουσίμετρου παρατηρείται μετακίνηση της πειραματικής εξίσωσης παλινδρόμησης προς τα άνω για ενδείξεις μεταξύ 20 και 40. Τα δοκίμια (89) παρουσιάζουν σχετικά ικανοποιητική συσχέτιση.

Στη μέθοδο υπερήχων, για ταχύτητες μεταξύ 4.4 και 5.4, παρατηρείται ικανοποιητική προσέγγιση της πολυωνυμικής εξίσωσης παλινδρόμησης των ελεγχέντων δοκιμίων με την εξίσωση που διατυπώνει ο Λογοθέτης (1978).

Οι εξισώσεις παλινδρόμησης του Τρέζου (1999) αποκλίνουν από τις εξισώσεις παλινδρόμησης των πειραματικών αποτελεσμάτων.

Οι Τρέζος (1999) και Λογοθέτης (1978), έλεγξαν δοκίμια που παρασκευάστηκαν στο εργαστήριο και ελέγχθηκαν με τις έμμεσες μεθόδους. Τα πειραματικά αποτελέσματα που παρουσιάζονται στην παράγραφο 4 αποτελούν συγκέντρωση αποτελεσμάτων σε δοκίμια, ληφθέντα κατά την κατασκευή έργων και ελέγχθηκαν εργαστηριακά με έμμεσες – μη καταστροφικές μεθόδους.



Σχ. 7: Σύγκριση αντοχής από τις μεθόδους κρουσιμέτρου και υπερήχων.

2.9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Εκτελέστηκαν μετρήσεις σε 89 δοκίμια με τη μέθοδο του κρουσιμέτρου και σε 266 με τη μέθοδο των υπερήχων. Η θλιπτική αντοχή των δοκιμίων συσχετίστηκε με τη μέση ένδειξη του κρουσιμέτρου K και τη μέση ταχύτητα διάδοσης των υπερήχων V (km/sec). Από τη συσχέτιση προέκυψαν οι σχέσεις:

$$f_c = 0.655 + 0.553 \cdot K + 0.020 \cdot K^2 \quad (R^2 = 0.751) \quad \text{για το κρουσίμετρο}$$

$$f_c = 199.988 - 104.269 \cdot V + 14.581 \cdot V^2 \quad (R^2 = 0.876) \quad \text{για τους υπερήχους}$$

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τη μέθοδο υπερήχων δίνει ικανοποιητική προσέγγιση σε σχέση με τις εξισώσεις Τρέζου (1999) και Λογοθέτη (1978). Η εξίσωση παλινδρόμησης που αντιστοιχεί στη μέθοδο κρουσιμέτρου αποκλίνει προς τα άνω σε σχέση με τις εξισώσεις Τρέζου (1999) και Λογοθέτη (1978) και το παλαιό DIN 4018.

Από τις δύο εφαρμοσθείσες έμμεσες μεθόδους η μέθοδος των υπερήχων εκτιμά ακριβέστερα τη πραγματική αντοχή του σκυροδέματος, από αυτή του κρουσιμέτρου.

3. Κριτήρια αξιολόγησης της επιτελεστικότητας των κατασκευών

3.1 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗ

- Σε νέες κατασκευές οφείλουν να τηρούνται οι ισχύοντες κανονισμοί (ΕΑΚ 2000 – ΕΚΩΣ 2000). Επιπλέον θα πρέπει κατά το σχεδιασμό ο μηχανικός να εφαρμόζει όλη την εμπειρία των τελευταίων ετών π.χ. εφαρμογή τοιχωμάτων, καλή θεμελίωση, συμμετρικές κατασκευές, χρήση πυρήνων, εγκαρσίων οπλισμών (συνδετήρων), αποφυγή κοντών υποστυλωμάτων ή δοκών, ορθή εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q και σε περίπτωση αυξημένης τιμής του q , εξασφάλιση μηχανισμού ελαστοπλαστικής παραμόρφωσης για την απορρόφηση ενέργειας χωρίς ζημιές ή αστοχίες.
- Σε υπάρχουσες κατασκευές δεν είναι δυνατή η τήρηση των παραπάνω. Εδώ απαιτείται, πρώτα απ' όλα, ορθή εκτίμηση της συμπεριφοράς του δομήματος σε έναν επικείμενο σεισμό. Όταν λέμε σεισμό, αυτόματα εννοούμε διάφορες στάθμες σεισμού (συχνού, περιστασιακού, σχεδιασμού, πολύ μεγάλου), με διαφορετική πιθανότητα εμφάνισης (περίοδο επαναφοράς) για κάθε μια. Σε περίπτωση που υπάρχει ήδη ιστορικό συμπεριφοράς σε παρελθόντες σεισμούς, θα πρέπει να μελετηθεί προσεκτικά και να ερμηνευθεί, λαμβανομένων υπόψη και των τυχόν επισκευών ή ενισχύσεων και γενικά επεμβάσεων που έχουν γίνει μετά από αυτούς. Στην πρώτη περίπτωση ομιλούμε για προσεισμικό έλεγχο, ενώ στη δεύτερη για μετασεισμικό έλεγχο συμπεριφοράς.
- Καλούμε σεισμική διακινδύνευση ή ρίσκο το γινόμενο της πιθανότητας που έχει να εμφανισθεί ένας σεισμός δεδομένης στάθμης μέσα σε ένα χρόνο επί τις συνέπειες του συγκεκριμένου συμβάντος (π.χ. ζωές ανθρώπων ή υλικές ζημιές). Η σεισμική διακινδύνευση έχει δηλαδή μονάδες :

πιθανότητα συμβάντος σε ένα χρόνο \times ζωές ανθρώπων ή
πιθανότητα συμβάντος σε ένα χρόνο \times κόστος σε €,
δηλαδή οι μονάδες της διακινδύνευσης θα προκύψουν ανθρώπινες
ζωές / χρόνο ή € / χρόνο

- Προκειμένου να τεθούν προτεραιότητες και να αποφασισθούν επεμβάσεις, όσον αφορά τη βελτίωση της συμπεριφοράς διάφορων δομημάτων (σχολείων, νοσοκομείων, δημοσίων κτιρίων αλλά και ιδιωτικών κτιρίων, γραφείων, σπιτιών κ), θα πρέπει να ποσοτικοποιηθεί η σεισμική διακινδύνευση και να αξιολογηθεί με βάση διεθνώς αποδεκτά κριτήρια. Κάθε επέμβαση αποσκοπεί στη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης (του ρίσκου) και αντιστοιχεί σε δεδομένο κόστος. Επομένως μπορεί να αξιολογηθεί και η αποτελεσματικότητα των προτεινόμενων επεμβάσεων με βάση τα ίδια κτίρια. Αυτά χωρίζονται σε δύο κατηγορίες : αυτά που αφορούν αποκλειστικά ανθρώπινες ζωές και αυτά που αφορούν υλικό κόστος (ζημιές, απώλεια δομήματος κ).
- Στην παρούσα ανάπτυξη θα περιορισθούμε στην εξέταση ενός κριτηρίου που αφορά ανθρώπινες ζωές και όχι σε οικονομικά κριτήρια. Οι λόγοι είναι δύο :
 1. Πρωταρχικός στόχος είναι η αξιολόγηση της ασφάλειας των κατασκευών με βάση την ανθρώπινη ζωή. Θα πρέπει δηλαδή να ικανοποιηθεί το αναφαίρετο δικαίωμα του κάθε πολίτη να είναι ομοίμορφα ασφαλής έναντι σεισμού σε κάθε δόμημα που κατοικεί, εργάζεται ή περιστασιακά επισκέπτεται, ανεξάρτητα

αν είναι ιδιωτικό ή δημόσιο, παλαιό ή νέο, μεγάλης ή μικρής αξίας. Σημαντικό είναι να θεωρηθεί ότι κάθε πολίτης, ανεξαρτήτου κοινωνικής ή εισοδηματικής τάξεως, επαγγέλματος ή γενικά ιδιότητας, ηλικίας ή φύλου, έχει το παραπάνω δικαίωμα στον ίδιο ακριβώς βαθμό. Είναι σαφές, ότι η πολιτεία και γενικά ολόκληρη η ανθρώπινη κοινότητα μετά από κάθε καταστροφικό γεγονός σεισμού, σαν κύριο μέλημά της έχει τον περιορισμό των ανθρωπίνων θυμάτων, ανεξαρτήτως κόστους. Επομένως το κριτήριο της ανθρωπίνης ζωής ανταποκρίνεται πλήρως στην κοινή βούληση ως βασικότερο όλων, η δε ίση μεταχείριση των ανθρώπων στις θεμελιώδεις επιδιώξεις μιας προηγμένης και ταυτόχρονα ισορροπημένης κοινωνίας, όπως η ελληνική.

2. Τα οικονομικά κριτήρια είναι και πιο σύνθετα, λόγω των πολλών παραμέτρων που υπεισέρχονται και πιο υποκειμενικά λόγω της διαφορετικής αντίληψης του κόστους (άμεσο, έμμεσο, εικόνα - image κα) που εμφανίζεται μεταξύ των διαφόρων πλευρών (εργοδότες, εργαζόμενοι, δημόσιοι φορείς, πολυεθνικές εταιρείες, ιδιωτικές εταιρείες κλπ). Είναι βέβαιο ότι απαιτείται για κάθε περίπτωση μια εμπειριστατωμένη οικονομοτεχνική ανάλυση σε συνεργασία με τους εμπλεκόμενους φορείς. Είναι δύσκολες οι γενικεύσεις καθώς και οι συγκρίσεις μεταξύ των διαφόρων περιπτώσεων. Βεβαίως είναι δυνατές και εδώ απλουστεύσεις που οδηγούν σε διάφορα κριτήρια, όπως του 'σωστικού κόστους', αλλά η πρακτική τους εφαρμογή είναι δύσκολη και απαιτεί εξειδικευμένη γνώση. Στη χώρα μας έχουν γίνει τα τελευταία χρόνια ενδιαφέρουσες τέτοιες οικονομοτεχνικές μελέτες στην πράξη, με βάση πάντα τη συμπεριφορά του δομήματος (performance), πάνω στις οποίες έχουν βασισθεί αποφάσεις για ανασχεδιασμό και συνολική ενίσχυση δομημάτων.

3.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΣΕΙΣΜΟΥ

- Εάν ως συμβάν θεωρηθεί ένας σεισμός συγκεκριμένου μεγέθους, τότε η πιθανότητα εμφάνισης μέσα σε ένα χρόνο μπορεί να υπολογισθεί με βάση τα σεισμολογικά στοιχεία και τους κανονισμούς :
Έτσι διακρίνονται π.χ. στο [SEAO 1999] οι σεισμοί

Σεισμός	Περίοδος επαναφοράς (χρόνια)	Πιθανότητα εμφάνισης σε 1 χρόνο
F_{req} Συχνός (Frequent)	43	0.023
O_{ccas} Περιστασιακός (Occasional)	72	0.014
R_{are} Σπάνιος (σχεδιασμού)	475	0.002
V_{ery} Πολύ Σπάνιος (Very Rare)	970	0.001

- Σα σεισμός σχεδιασμού λαμβάνεται ο Σπάνιος, που είναι αυτός, που έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% μέσα σε 50 χρόνια.
Το αντίστροφο της περιόδου επαναφοράς είναι η πιθανότητα εμφάνισης αυτού του σεισμού μέσα σε ένα χρόνο. Οι αντίστοιχες τιμές επιτάχυνσης του φάσματος απόκρισης που χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό, δηλαδή για σεισμό με περίοδο

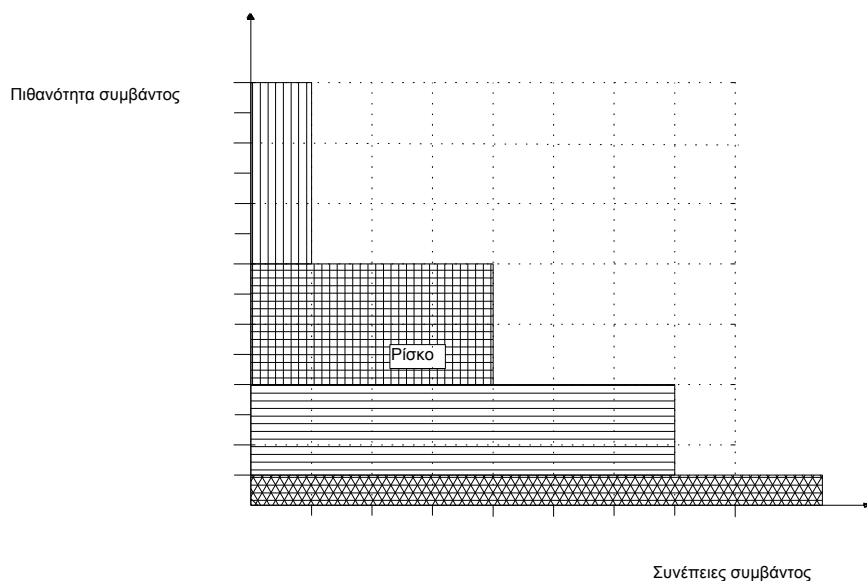
επιαναφοράς 475 χρόνια, μπορούν να υπολογισθούν και για τους άλλους σεισμούς ως εξής :

$$S_i = S_{i_{10/50}} \left(\frac{P_R}{475} \right)^n$$

όπου $n=0.44$ για τους F, O, R και 0.29 για τον V. Έτσι προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές επιτάχυνσης :

Στάθμη Σεισμού	$(P_R/475)^n$	Παράδειγμα 1	Παράδειγμα 2
F	0.35	0.06	0.08
O	0.44	0.07	0.11
R	1.0	0.16	0.24
V	1.23	0.20	0.30

3.3 ΑΤΟΜΙΚΗ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗ IR (INDIVIDUAL RISK)



Το ρίσκο έναντι σεισμού υπολογίζεται ως το ολοκλήρωμα (εμβαδόν) της καμπύλης για όλους τους πιθανούς σεισμούς ή ως άθροισμα των ρίσκων των σεισμών που εξετάζονται.

Το ρίσκο διακρίνεται σε ανθρώπων και υλικών ζημιών. Το ρίσκο ανθρώπων μετρείται ως ρίσκο απώλειας ανθρωπίνων ζωών. Το ρίσκο τραυματισμών εμπεριέχεται σ' αυτό των ανθρωπίνων ζωών, διότι ευρίσκεται σε κάποια σταθερή αναλογία με αυτό.

Το ατομικό ρίσκο ενός ανθρώπου να σκοτωθεί σε σεισμό δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από $IR=1/10000$ [$IR=$ Individual Risk] ανά έτος. Εάν επομένως ένα άτομο ευρίσκεται περισσότερες ώρες σε ένα κτίριο με αισθητά μεγάλη πιθανότητα κατάρρευσης σε ένα έτος, πρέπει να ληφθούν μέτρα, ώστε να μειωθεί το ατομικό αυτό ρίσκο.

π.χ. αν καταρρεύσει σε R σεισμό ($\alpha=0.16$) και ο χρόνος παραμονής ισούται με το 0.3 του έτους : $IR = 0.002 \times 0.3 = 6 \times 10^{-4} \gg 1 \times 10^{-5}$ (60 φορές πάνω από το όριο, δηλ. $IRR = 60$)

3.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ ΣΩΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΡΩΝ

Κάθε μέτρο για μείωση του ρίσκου κοστίζει χρήματα, το κόστος ασφαλείας. Το πηλίκο του κόστους ασφαλείας (ενίσχυσης έναντι σεισμού) και της μείωσης του ρίσκου έχει τις μονάδες 'κόστος ανά ζημιές που αποφεύγονται π.χ. € ανά σωζόμενο άνθρωπο. Αυτό το πηλίκο ονομάζεται **σωστικό κόστος**.

Το σωστικό κόστος RK_m για τη μείωση του ρίσκου έναντι σεισμού μέσω προσθήκης τοιχωμάτων, πυρήνων κλπ. Υπολογίζεται ως εξής :

α) Προτείνεται ένα μέτρο ενίσχυσης που μειώνει το ρίσκο σε μεγάλο βαθμό, υπολογίζεται το κόστος του, αφαιρείται το κόστος που δε μειώνει απαραίτητα το ρίσκο, θεωρείται το κόστος κεφαλαίου (αποσβέσεις, τόκοι) και ανάγεται σε ένα χρόνο. Αυτό ονομάζεται κόστος ασφαλείας SK_m σε € / Έτος.

β) Υπολογίζεται η μείωση του ρίσκου λόγω της παραπάνω επέμβασης. Το αντίστοιχο μέγεθος ΔR_m υπολογίζεται ως η διαφορά του ρίσκου πριν και μετά την υλοποίηση του μέτρου και έχει μονάδες "σωζόμενες ζωές / έτος".

γ) Το πηλίκο των δύο παραπάνω μεγεθών

$$RK_m = \frac{SK_m}{\Delta R_m}$$

καλείται σωστικό κόστος και αντιστοιχεί στα συγκεκριμένα μέτρα (επεμβάσεις) για τη μείωση του ρίσκου και έχει μονάδες € ανά σωζόμενη ζωή.

Εάν στις συνέπειες του σεισμού θέσουμε αντί για ανθρώπινες ζωές άμεσα και έμμεσα κόστη υλικών ζημιών, τότε το σωστικό κόστος θα έχει μονάδες € / €.

Η ανάλυση ρίσκου (διακινδύνευσης) βασίζεται σε τρία ερωτήματα :

1. Τι μπορεί να συμβεί; (σενάρια)
2. Τι πιθανότητες έχει να συμβεί;
3. Ποιες θα είναι οι συνέπειες;

Οι προτεραιότητες που πρέπει να τεθούν για τη μείωση του ρίσκου σε υφιστάμενες κατασκευές έναντι σεισμού, βασίζονται σε άλλα τρία ερωτήματα :

1. Τι μπορούμε να κάνουμε ; (τεχνικές λύσεις)
2. Τι πρέπει να κάνουμε ;
3. Είναι οικονομικά εφικτό ;

Το δεύτερο ερώτημα απορρέει από την απαίτηση της κοινωνίας για ασφάλεια.

– Οι παράγοντες που υπεισέρχονται στην εκτίμηση της ατομικής διακινδύνευσης IR για ένα συγκεκριμένο δόμημα είναι :

1. Ποιος είναι ο μέγιστος συνολικός χρόνος μέσα σε ένα έτος που ευρίσκεται το ίδιο πάντα άτομο μέσα στο δόμημα. Εκφράζεται αδιάστατα σε μονάδες χρόνος / χρόνος π.χ. 0,15. Ο παράγοντας του μέγιστου χρόνου διαμονής είναι πολύ εύλογος διότι συνδέεται άμεσα με την πιθανότητα να χάσει τη ζωή του το εν λόγω άτομο σε περίπτωση κατάρρευσης του συγκεκριμένου δομήματος από σεισμό. Χρειάζεται εδώ προσοχή, στο ότι σε ένα νοσοκομείο ειδικότητας μαιευτικής παρουσιάζονται μικροί χρόνοι διαμονής από τους ασθενείς (π.χ. 0,02), μεγαλύτεροι από το προσωπικό (π.χ. 0,15) και ακόμα μεγαλύτεροι από τους φύλακες (π.χ. 0,25). Επομένως το τμήμα διαμονής των φυλάκων θα πρέπει να παρέχει τη μεγαλύτερη ασφάλεια έναντι κατάρρευσης. Οι φύλακες αποτελούν το κρίσιμο πρόσωπο, έστω και αν είναι αριθμητικά λίγοι σε σχέση με τους ασθενείς και το υπόλοιπο προσωπικό. Σε ένα γηροκομείο παρουσιάζονται μεγάλοι χρόνοι διαμονής από τους ενοίκους και ιδιαίτερα από τους έχοντες δυσχέρεια στη μετακίνηση (π.χ. 0,90). Επομένως αυτοί αποτελούν το κρίσιμο πρόσωπο. Σε μια σχολική τάξη η διαμονή

των μαθητών μπορεί να κυμαίνεται γύρω στο 0,15, ανεξάρτητα από το πλήθος των μαθητών που έχουν όλοι τον ίδιο περίπου χρόνο διαμονής σε ένα χρόνο. Στο σταθμό του μετρό ο μέγιστος χρόνος διαμονής του ίδιου ατόμου, έστω και αν πηγαиноέρχεται κάθε μέρα στη δουλειά του με το ίδιο μετρό, είναι μικρός 0,005 ανεξάρτητα από το γεγονός ότι μέσα στο σταθμό ευρίσκονται επί μονίμου βάσεως (στις ώρες λειτουργίας) πάρα πολλά άτομα. Αυτό σημαίνει ότι ο παράγοντας του μέγιστου χρόνου διαμονής δεν συνδέεται με τον πιθανό αριθμό των νεκρών σε περίπτωση κατάρρευσης, αλλά με την πιθανότητα να χάσει τη ζωή του το άτομο που έχει το μέγιστο χρόνο διαμονής στο εν λόγω δόμημα. Επομένως προτάσσονται ως χώροι που χρήζουν μεγαλύτερης αντισεισμικής ασφάλειας οι χώροι μακράς διαμονής, έστω και αν καταλαμβάνονται από μικρό αριθμό ατόμων, όπως οικίες, γραφεία, γηροκομεία, σχολεία και σε δεύτερο βαθμό τα θέατρα, οι αθλητικές εγκαταστάσεις, οι σταθμοί αεροπλάνων, τραίνων και δυστυχώς η παρούσα εικόνα είναι σχεδόν διαμετρικά αντίθετη με τα παραπάνω συμπεράσματα.

2. Ο δεύτερος παράγοντας που υπεισέρχεται στην εκτίμηση της ατομικής διακινδύνευσης IR είναι η πιθανότητα εμφάνισης μέσα σε ένα έτος του μικρότερου σεισμού δια τον οποίο θα καταρρεύσει το κτίριο, μερικώς ή ολικώς και ως συνέπεια θα απειληθούν ανθρώπινες ζωές. Ο παράγοντας αυτός είναι επίσης πολύ εύλογος διότι εκφράζει την πιθανότητα κατάρρευσης του κτιρίου μέσα σε ένα έτος. Εδώ περιλαμβάνονται τα δυσκολότερα προς μελέτη ερωτήματα :

α. Πιθανότητα εμφάνισης ενός συγκεκριμένου σεισμού ή διέγερσης στο συγκεκριμένο τόπο με τις δεδομένες εδαφικές συνθήκες: του “σεισμού κατάρρευσης” για το συγκεκριμένο δόμημα. Ο σεισμός αυτός μπορεί να χαρακτηριστεί με μια τιμή επιτάχυνσης a_k μέσω του φάσματος του κανονισμού, τροποποιημένου κατάλληλα για τις δεδομένες εδαφικές συνθήκες θεμελίωσης του δομήματος. Η επιτάχυνση αυτή a_k , ανάλογα με τον γεωγραφικό τόπο αντιστοιχεί σε μια συγκεκριμένη πιθανότητα να συμβεί ο σεισμός αυτός μέσα σε ένα χρόνο. Έτσι αν είναι στην Αθήνα (σύμφωνα με τον κανονισμό ΕΑΚ 2000), η επιτάχυνση του φάσματος του σεισμού κατάρρευσης είναι $a_k = 0,16g$, ενώ η πιθανότητα να συμβεί μέσα σε ένα χρόνο είναι 2 ‰. Αν $a_k = 0,44 \times 0,16 = 0,07g$, (περιστασιακός σεισμός της Αθήνας), η πιθανότητα να συμβεί μέσα σε ένα χρόνο είναι 13 ‰. Γενικά ισχύει ο τύπος κατά [SEAO 99] που προαναφέρθηκε :

$$S_i = S_{i_{10/50}} (P_R / 475)^n$$

όπου $n = 0,44$ για F, O, R
και $n = 0,29$ για V

Αν ο γεωγραφικός τόπος είναι διαφορετικός, π.χ. ο Βόλος με επιτάχυνση φάσματος σχεδιασμού $a = 0,24$, τότε για το ίδιο δόμημα με επιτάχυνση φάσματος κατάρρευσης $0,07g$ η πιθανότητα να συμβεί ο σεισμός κατάρρευσης

μέσα σε ένα χρόνο είναι μεγαλύτερη $P = 0,002 \left(\frac{a_s}{a_k} \right)^{\frac{1}{n}} = 0,002 \left(\frac{0,24}{0,07} \right)^{\frac{1}{0,44}} = 0,032$.

Επομένως στο Βόλο η πιθανότητα κατάρρευσης σε ένα έτος είναι 32‰ ενώ στην Αθήνα 14‰ για το ίδιο πάντα δόμημα.

β. Ποιος είναι ο σεισμός (επιτάχυνση) κατάρρευσης για ένα συγκεκριμένο δόμημα θεμελιωμένο σε δεδομένες εδαφικές συνθήκες; Εφαρμόζοντας τη μέθοδο των μετακινήσεων (push over) τα ερωτήματα αυτά μεταφράζονται ισοδύναμα : Ποια είναι η μετακίνηση κατάρρευσης για ένα συγκεκριμένο δόμημα κατά την κρίσιμη διεύθυνση και φορά παραμόρφωσης;

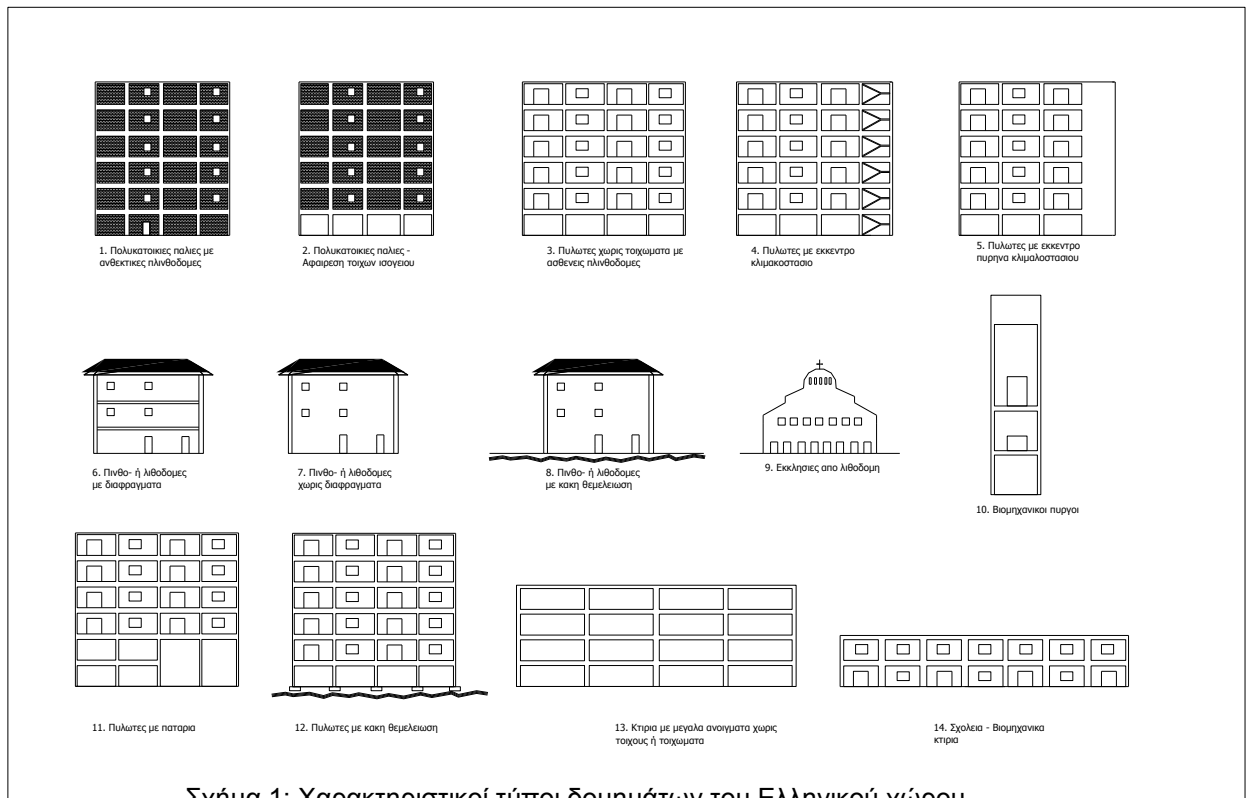
$$\delta_k = a_s \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Η σχέση μεταξύ μετακίνησης κατάρρευσης και επιτάχυνσης ελαστικού φάσματος κατάρρευσης δίδεται από τον παραπάνω τύπο. Σε περίπτωση που η περίοδος T είναι μικρότερη από την χαρακτηριστική περίοδο του εδάφους T_2 , τότε απαιτείται μια διόρθωση στον τύπο κατά τη μέθοδο DCM ή καλύτερα κατά την πρόταση Μυστακίδη – Κανελλόπουλου. Η μετακίνηση κατάρρευσης είναι αντικείμενο προσεκτικής μελέτης του μηχανικού. Η πιο κατάλληλη μέθοδος είναι η μέθοδος των μετακινήσεων push over. Η μετακίνηση κατάρρευσης είναι χαρακτηριστικό του δομήματος – ανεξάρτητο από έδαφος και γεωγραφικό τόπο. Είναι σαν να λέμε βασικό στοιχείο της “ταυτότητας του δομήματος”.

Η μετακίνηση κατάρρευσης εξαρτάται από την ορθή αξιολόγηση των αστοχιών που εμφανίζονται κατά την ελαστοπλαστική ανάλυση του δομήματος. Απαιτείται επομένως πολύ καλή προσομοίωση, γνώση του ιστορικού προηγούμενων ζημιών, γνώση και εμπειρία επί των συχνότερα εμφανιζόμενων τύπων ζημιών και καταρρέψεων. Παράγοντες που πρέπει να προσεχθούν ιδιαίτερα κατά την προσομοίωση είναι οι εξής:

1. Επιρροή εδάφους θεμελίωσης

Το έδαφος θεμελίωσης επηρεάζει τη χαρακτηριστική περίοδο του φάσματος



2. Δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος της κατασκευής

Η εκτίμηση της δεσπόζουσας ιδιοπεριόδου της κατασκευής είναι πολύ σημαντική για τον υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής μετακίνησης του δομήματος. Από το φάσμα

ιδιοπεριόδων - μετακινήσεων (το ελαστικό) παρατηρούμε ότι η μετακίνηση αυξάνει σχεδόν γραμμικά με την ιδιοπερίοδο. Η ιδιοπερίοδος ενός ελαστικού ταλαντωτή εξαρτάται ως γνωστό από τη ρίζα του λόγου της μάζας προς τη δυσκαμψία του. Αν λάβει κανείς υπόψη ότι η δυσκαμψία μειώνεται με τη ρηγμάτωση και με την πρόοδο των κύκλων ανελαστικής παραμόρφωσης, συμπεραίνουμε ότι υπάρχει μεγάλη πιθανότητα σφάλματος κατά την εκτίμηση της ενεργού δυσκαμψίας. Μεγάλο σφάλμα προκύπτει επίσης, λόγω μη συνεπούς στατικού μοντέλου (παράλειψη τοίχων κ.λ.π.). Ευαισθησία στον παράγοντα αυτό εμφανίζεται σε όλους τους τύπους δομημάτων του σχήματος 1.

3. Μετάθεση ή και στροφή των ορόφων

Η παραμόρφωση των μελών του δομήματος εξαρτάται κυρίως από τη διαφορική μετακίνηση του υποκειμένου και υπερκειμένου διαφράγματος. Όταν υπάρχει σχετική στροφή των δυο διαφραγμάτων, οι μετακινήσεις αυτές αυξάνονται σημαντικά στα σημεία που απέχουν από το κέντρο στροφής. Έτσι εκδηλώνονται εκτεταμένες ζημιές και πολλές φορές ξεκινά η κατάρρευση από αυτές τις περιοχές. Στη στροφική ταλάντωση δεν πρέπει να ξεχνάμε και τη στροφική αδράνεια, λόγω κατανομής των μαζών πάνω στην κάτοψη του ορόφου. Ευαισθησία στον παράγοντα αυτό εμφανίζεται στους τύπους 4,5,11 του σχήματος 1.

4. Διαφορική καθίζηση θεμελίων λόγω σεισμού

Το έδαφος θεμελίωσης παραμορφώνεται όχι μόνο ελαστικά αλλά και ανελαστικά δέχόμενο τις διαφορικές πιέσεις που αναπτύσσονται στα πέλματα των πεδίων κατά τη διάρκεια του σεισμού. Το φαινόμενο είναι έντονο στις περιπτώσεις κακού εδάφους η μεγάλων διαφορικών πιέσεων σε κτίρια που δεν διαθέτουν δύσκαμπτη θεμελίωση (κτίρια χωρίς κουτί υπογείου, χωρίς δύσκαμπτες θεμελειοδοκούς). Οι παραμένουσες ανελαστικές καθιζήσεις οδηγούν σε ανακατανομές φορτίων των στύλων και συχνά σε ψαθυρού (εκρηκτικού) τύπου θλιπτικές αστοχίες. Επίσης οδηγούν σε αυξημένες ζημιές των τοίχων και του φέροντα οργανισμού. Ευαισθησία στον παράγοντα αυτό εμφανίζεται στους τύπους 8,12 του σχήματος 1.

5. Διαφράγματα και γενικά συνδέσεις

Σε περιπτώσεις που δεν υπάρχει διαφραγματική λειτουργία των πλακών των ορόφων, δε διανέμεται ομοιόμορφα η αδρανειακή δύναμη στα επιμέρους στοιχεία με συνέπεια να υπερκαταπονούνται κάποια μέλη και να αστοχούν πρώιμα. Με άλλα λόγια ο φορέας έχει πολύ χαμηλή υπερστατικότητα και χαμηλή συνολική αντοχή, λόγω του ότι δεν κινητοποιούνται ρεζέρβες αντοχής. Χαμηλές αντοχές οδηγούν σε μεγάλες μετακινήσεις και αντίστοιχες ζημιές. Ένας άλλος λόγος εξίσου σημαντικός είναι ότι η πλευρική ευστάθεια των τοιχοποιιών βασίζεται κυρίως στην στήριξη τους στα διαφράγματα των πλακών. Εκτός των διαφραγμάτων, που συνδέουν στο ύψος του ορόφου όλα τα κατακόρυφα στοιχεία μεταξύ τους, σημαντικές είναι και κάθε είδους συνδέσεις π.χ. προκατασκευασμένων στοιχείων κ.α. Ευαισθησία στον παράγοντα αυτό εμφανίζεται στους τύπους 7,8,9,10 του σχήματος 1.

6. Χαρακτηριστικά ελαστοπλαστικής παραμόρφωσης

Ενώ η ελαστική συμπεριφορά των δομικών μελών προκύπτει απλά βάσει των προσομοιωμάτων της μηχανικής (ραβδοστατική, πεπερασμένα στοιχεία κ.λ.) πολύ λίγα στοιχεία της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών μελών έχουν μέχρι τώρα περάσει στην πρακτική εφαρμογή. Αυτό οφείλεται και στο ότι είναι δύσκολο να υπολογίσουμε

την ανελαστική συμπεριφορά με απλές θεωρίες και κοινά υπολογιστικά μέσα. Λόγω ανάγκης χρησιμοποιήθηκε η πειραματική έρευνα για απευθείας τροφοδότηση απλών μαθηματικών σχέσεων (καλιμπράρισμα) που εκφράζουν ποιοτικά το φαινόμενο. Έτσι λοιπόν στα ραβδόμορφα μέλη χρησιμοποιείται το μοντέλο της πλαστικής άρθρωσης στροφής, στους τοίχους το μοντέλο της διατμητικής ολίσθησης κ.α. Βασικό μας μέλημα σε ένα υπάρχον δόμημα είναι να ανακαλύψουμε τον τρόπο και τις θέσεις που θα εκδηλωθούν ανελαστικές παραμορφώσεις και να εκτιμήσουμε το μέγεθός τους σε σχέση με τα αποδεκτά όρια. Κυρίως πρέπει να βρεθεί ο μηχανισμός ελαστοπλαστικής παραμόρφωσης του δομήματος ώστε να εντοπιστούν ενδεχόμενες συγκεντρώσεις ανελαστικής παραμόρφωσης (π.χ. μαλακός όροφος). Ευαισθησία στον παράγοντα αυτό εμφανίζεται σε όλους τους τύπους δομημάτων του σχήματος 1.

7. Μείωση της δυσκαμψίας

Μετά την εκδήλωση των ανελαστικών παραμορφώσεων παρατηρείται σε επόμενους κύκλους ότι ο φορέας μαλακώνει (αυξάνει η ιδιοπερίοδός του), δηλαδή εκτελεί μεγαλύτερη ελαστική μετακίνηση για την ίδια δύναμη. Αυτό οδηγεί σε αύξηση των σεισμικών μετακινήσεων (ζημιών) αλλά ταυτόχρονα σε μείωση των φασματικών επιταχύνσεων δηλαδή των αδρανειακών δυνάμεων που δέχεται ο φορέας. Πολλές κατασκευές γλίτωσαν από την κατάρρευση επειδή “δραπέτευσαν” από την περιοχή των υψηλών επιταχύνσεων του φάσματος απόκρισης. Θα πρέπει επομένως να εκτιμάμε την ενεργό ιδιοπερίοδο λαμβάνοντας υπόψη και τα παραπάνω φαινόμενα. Ευαισθησία στον παράγοντα αυτό εμφανίζεται στους τύπους από οπλισμένο σκυρόδεμα του σχήματος 1.

8. Μείωση της αντοχής

Μετά την εκδήλωση των ανελαστικών παραμορφώσεων παρατηρείται σε επόμενους κύκλους ότι ο φορέας χάνει αντοχή (έχει φθίνοντα κλάδο), δηλαδή μειώνεται η αντίσταση του για την ίδια μετακίνηση. Αυτό οδηγεί σε αύξηση των σεισμικών μετακινήσεων (ζημιών) και πολλές φορές σε φαινόμενα κατάρρευσης διότι δεν προλαβαίνει να ισορροπήσει ο φορέας υπό τις αδρανειακές δυνάμεις που δέχεται. Το φαινόμενο της μείωσης της αντοχής με αύξηση της ανελαστικής παραμόρφωσης, όταν είναι έντονο χαρακτηρίζει τη συμπεριφορά των δομικών μελών ως ελεγχόμενη από την αντοχή (force controlled) και οφείλουμε στα μέλη αυτά να περιορίζουμε τις ανελαστικές παραμορφώσεις, έως και να τις μηδενίζουμε (ελαστική συμπεριφορά). Σε μια υφιστάμενη κατασκευή θα πρέπει πρώτα απ’ όλα να εντοπίζουμε αυτά τα μέλη και να εκτιμάμε τον κίνδυνο αστοχίας και τις συνέπειές της. Ευαισθησία στον παράγοντα αυτό εμφανίζεται στους τύπους δομήματος με τοίχους του σχήματος 1.

9. Ανηγγμένη θλίψη στους στύλους

Η αντοχή των κατακόρυφων στοιχείων είναι κρίσιμη για την ευστάθεια του δομήματος διότι μεταφέρουν τα φορτία βαρύτητας. Επομένως βρίσκονται υπό θλιπτική καταπόνηση και καλούνται να αναλάβουν και τέμνουσες δυνάμεις που προέρχονται από τις σεισμικές δράσεις. Η μεταφορά της τέμνουσας γίνεται βασικά μέσω των λοξών θλιπτήρων, οι οποίοι για να λειτουργήσουν πρέπει να έχουν χώρο. Αυτό σημαίνει ότι ο στύλος πρέπει να έχει περιθώρια αντοχής δηλαδή η ανηγμένη θλιπτική καταπόνηση να είναι μικρότερη από 1/2. Η φυσική σημασία είναι ότι η μισή διατομή πρέπει να αρκεί για το θλιπτικό φορτίο. Η τέμνουσα εξαρτάται επίσης από τις αναλογίες του στύλου και την ποσότητα οπλισμού που διαθέτει. Αλλά και η ανελαστική στροφή του στύλου επηρεάζεται άμεσα από το ύψος της θλιβόμενης ζώνης. Αυξημένη θλίψη οδηγεί σε μείωση της ανελαστικής στροφής. Τέλος πρέπει να τονισθεί ότι οι στύλοι πρέπει να διαθέτουν μεγάλη ρεζέρβα ανάληψης πρόσθετου αξονικού φορτίου που προέρχεται

είτε από τη ροπή ανατροπής λόγω σεισμού, είτε από ανακατανομή φορτίου λόγω υποχώρησης των γειτονικών στύλων. Το τελευταίο φαινόμενο μπορεί να προκαλέσει εκρηκτική ψαθυρή αστοχία του στύλου σε θλίψη, διότι δε διαθέτει πλαστιμότητα σε αξονική βράχυνση. Μια πρώτη ενέργεια επομένως πρέπει να είναι η εκτίμηση της ανηγμένης θλίψης σε στύλους η πεσσούς λιθοδομών η πλινθοδομών. Ευαισθησία στον παράγοντα αυτό εμφανίζεται σε όλους τους τύπους δομημάτων του σχήματος 1.

10. Συνδετήρες

Μια άλλη ψαθυρή μορφή αστοχίας είναι λόγω απουσίας εγκάρσιου οπλισμού. Η τέμνουσα δύναμη για να μεταφερθεί προϋποθέτει αντοχή σε θλίψη και σε εφελκυσμό ταυτόχρονα. Το οπλισμένο σκυρόδεμα διαθέτει περιορισμένη αντοχή σε εφελκυσμό, η δε λιθοδομή και πλινθοδομή ακόμη μικρότερη. Γι' αυτό χρησιμοποιείται ο χάλυβας σε μορφή ράβδων ή πλεγμάτων, τα τελευταία χρόνια δε για τις ανάγκες των ενισχύσεων χρησιμοποιούνται και σύνθετα υλικά, κυρίως υφάσματα από ίνες υαλού με συνδετικό την εποξειδική ρητίνη. Ο εγκάρσιος οπλισμός εξασφαλίζει στο οπλισμένο σκυρόδεμα τη μεταφορά της τέμνουσας μέσω λειτουργίας δικτυώματος τύπου Moersch, το οποίο δε διαθέτει πλαστιμότητα και επομένως θα πρέπει να διαθέτει την πλήρη ελαστική αντοχή. Σε κοντά υποστύλωμα η τέμνουσα που μεταφέρεται είναι σχετικά μεγάλη και οδηγεί συχνά σε ψαθυρές αστοχίες λόγω απουσίας συνδετήρων. Γενικά η τέμνουσα που μεταφέρεται λόγω ροπής που οφείλεται στο διαμήκη οπλισμό οφείλει να καλύπτεται πλήρως με εγκάρσιο οπλισμό, αλλιώς έχουμε ψαθυρές αστοχίες. Όσο περισσότερο διαμήκης οπλισμός τόσο περισσότεροι συνδετήρες απαιτούνται. Όσο πιο κοντό υποστύλωμα ($d/l >$) τόσο περισσότεροι συνδετήρες απαιτούνται. Ευαισθησία στον παράγοντα αυτό εμφανίζεται στους τύπους δομήματος με πυλωτές από οπλισμένο σκυρόδεμα του σχήματος 1.

11. Πλαστικές στροφές - Περίσφιγξη

Ο πιο κλασσικός τρόπος απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε δομήματα από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι στις πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργούνται σε δοκούς, στύλους και τοιχώματα. Η ικανότητα ανελαστικής στροφής, χωρίς να έχουμε μείωση της αντοχής του στοιχείου, εξαρτάται από την καταπόνηση (θλίψη, διάτμηση) και από την όπλιση και κυρίως από τον εγκάρσιο οπλισμό. Ο εγκάρσιος οπλισμός αυξάνει την ανελαστική βράχυνση της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος διότι αποφεύγεται η πρόωγη αποδιοργάνωση αυτής λόγω μηχανισμού διάρρηξης, κατά τον οποίο εμφανίζεται αυξημένη εγκάρσια διόγκωση (βλ. Διατριβή Κανελλόπουλου). Ο εγκάρσιος οπλισμός με την πλευρική θλίψη μετατρέπει τον μηχανισμό διάρρηξης σε ολίσθησης (τριβής) με πολύ μεγαλύτερη ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης. Σε ενισχύσεις χρησιμοποιούνται εκτός από τους μανδύες με συνδετήρες, σύνθετα υλικά όπως και στην προηγούμενη περίπτωση. Η περίσφιγξη αυξάνει και την αντοχή των υπερθέσεων ράβδων διαμήκους οπλισμού καθώς και το φορτίο λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων. Είναι μια από τις συχνές αστοχίες στις βάσεις των υποστυλωμάτων της πυλωτής, που εμφανίζεται κατά την εκδήλωση της πλαστικής στροφής. Ευαισθησία στον παράγοντα αυτό εμφανίζεται στους τύπους δομήματος όπως πυλωτές, βιομηχανικοί πύργοι και μεγάλα ανοίγματα του σχήματος 1.

12. Ποιότητα υλικών - Κατάσταση στο έργο

Τα αρχικά χαρακτηριστικά των υλικών αλλά και τα τρέχοντα μετά την επιρροή της διάβρωσης και άλλων παραγόντων πρέπει να εκτιμηθούν επαρκώς. Αλλά και η κατάσταση που ευρίσκονται στο έργο, όπως οι θέσεις των ράβδων οπλισμού και συνδετήρων καθώς και οι τρύπες στο σκυρόδεμα για διελεύσεις πρέπει να καταγραφούν όπως είναι στην πραγματικότητα. Μέθοδοι μη καταστροφικής μέτρησης των αντοχών, όπως κρουσίμετρα, εντοπισμού των οπλισμών, όπως μαγνητομετρική φωτογράφιση εφαρμόζονται ευρύτατα σε αυτές τις περιπτώσεις. Κυρίως όμως πρέπει σε συνεργασία με το μελετητή μηχανικό να εντοπισθούν και να διερευνηθούν οι κρίσιμες θέσεις για την αντοχή και την εν γένει συμπεριφορά του δομήματος. Η

κατάσταση και η ποιότητα του εδάφους θεμελίωσης πρέπει επίσης να διαπιστωθεί διότι ενδέχεται να είναι η πηγή ζημιών λόγω αυξημένων παραμορφώσεων. Πρέπει να εξετάζονται μεγάλα όρια απόκλισης των τιμών των υλικών διότι υπάρχει πάντα μεγάλη διασπορά στο έργο. Ευαισθησία στον παράγοντα αυτό εμφανίζεται σε όλους τους τύπους δομημάτων του σχήματος 1.

Παραδείγματα :

1. Για ένα σχολείο με μέγιστη διαμονή 0,20 έχουμε

$$\max IR = 0,20 \cdot p_k \leq \frac{1}{100000}$$

$$p_k \leq \frac{1}{0,20 \times 100000} = 5 \times 10^{-5}$$

$$\left(\frac{a_k}{\alpha_s} \right) = \left(\frac{0,002}{5 \times 10^{-5}} \right)^{0,29} = 2,9$$

Θα πρέπει ο σεισμός κατάρρευσης να έχει επιτάχυνση 2,9 φορές μεγαλύτερη από αυτή του φάσματος σχεδιασμού δηλαδή $a_k = 0,16 \times 2,9 = 0,46g$.

2. Για ένα γηροκομείο με μέγιστη διαμονή 1,0

$$\max IR = 1,0 \times p_k \leq \frac{1}{100000}$$

$$p_k \leq 1 \times 10^{-5}$$

$$\left(\frac{a_k}{\alpha_s} \right) = \left(\frac{0,002}{1 \times 10^{-5}} \right)^{0,29} = 4,64$$

Δηλαδή ο σεισμός κατάρρευσης θα είναι $a_k = 0,16 \times 4,64 = 0,74g$.

Αν η ενεργός μάζα είναι 0,80 τότε η τέμνουσα βάσης θα είναι $V = 2,5 \times 0,74g \times 0,80 = 1,48G$ για να μείνει ελαστικό ή 0,49 για συντελεστή συμπεριφοράς $q = 3$.

4. Τυπικές κατασκευές του Ελληνικού χώρου και τεχνικές ενίσχυσης

4.1 ΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΤΟΥ ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ ΧΩΡΟΥ ΚΑΙ Η ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΟ.

Ανάλογα με τις ανάγκες του ελληνικού χώρου (κάλυψη αναγκών μαζικής αστικής δόμησης), την επιστημονική γνώση και τεχνολογία (διαθέσιμα υλικά – κανονισμοί υλικών και δράσεων – αντισεισμικός κανονισμός) και τις κυριαρχούσες κατασκευαστικές συνήθειες μπορούμε χρονολογικά να τις διακρίνουμε :

➤ **Κατασκευές πριν τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '59 ή και με τον Α.Κ. του '59 μέχρι και την δεκαετία του '60.**

Χαρακτηριστικός τύπος αυτής της περιόδου (δεκαετίες '30 έως και '60) σε Αθήνα και Θεσσαλονίκη και σε άλλα αστικά κέντρα είναι η πολυκατοικία των 5-7 ορόφων με σχετικά εύκαμπτο σκελετό (δοκοί και υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα με ισχνές διατομές και έλλειψη τοιχωμάτων από οπλ. σκυρόδεμα). Επιπλέον χαρακτηριστικό αυτών των κατασκευών ήταν τα μικρά ανοίγματα δοκών και πλακών (3,0 – 4,0 μέτρα) και η ύπαρξη πυκνής διάταξης σχετικά καλά δομημένης τοιχοποιίας από διάτρητους οπτοπλίνθους σε όλους τους ορόφους.

- Η συμπεριφορά αυτών των κατασκευών αποδείχθηκε γενικά ικανοποιητική σε σεισμούς μικρής διάρκειας, γιατί το μεγαλύτερο ποσοστό της σεισμικής δράσης απορροφάται από τις τοιχοποιίες, οι οποίες καίτοι δεν λαμβάνονται υπόψη σαν στοιχεία του φέροντος οργανισμού, συμβάλλουν ουσιαστικά στην αύξηση της ακαμψίας του συστήματος και περιορίζουν τις παραμορφώσεις των στοιχείων του φ.ο.
- Επειδή η αντοχή των τοιχοποιιών αυτών είναι περιορισμένη, γρήγορα ρηγματώνονται και δεν μπορούν να συμβάλουν σε σεισμούς μεγάλης διάρκειας.

➤ **Κατασκευές με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '59 της περιόδου '70 έως '84.**

Στην περίοδο αυτή κυριαρχεί η πολυκατοικία των 5-7 ορόφων με σχετικά εύκαμπτο σκελετό (εφαρμόζονται οι ίδιοι κανονισμοί με την προηγούμενη περίοδο), αλλά με τα εξής επιβαρυντικά χαρακτηριστικά σε σχέση με τα προηγούμενα:

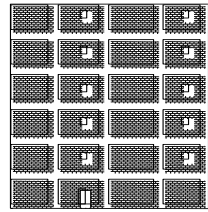
- τα ανοίγματα δοκών και πλακών είναι μεγαλύτερα (5-7 μέτρα) → μεγαλύτερα
- εντατικά μεγέθη
- η ποιότητα των τοιχοποιιών δεν είναι τόσο καλή από πλευράς υλικών και δόμησης → δεν συμβάλουν ουσιαστικά στην αύξηση της ακαμψίας γιατί ρηγματώνονται ή καταρρέουν ταχύτατα
- - σε πολλές περιπτώσεις δεν κατασκευάζονται τοιχοποιίες στο ισόγειο για δημιουργία χώρων στάθμευσης, ελεύθερων χώρων (pilotis) ή καταστημάτων →
- φαινόμενα «μαλακού ορόφου».
- Την ίδια περίοδο κατασκευάζονται βιομηχανικοί χώροι με περιμετρικούς φεγγίτες → «κοντά υποστυλώματα».

- Κατασκευές με την αναθεώρηση του Α.Κ. του '84 ή με τον ΝΕΑΚ (95) ή τον ΕΑΚ(2000).

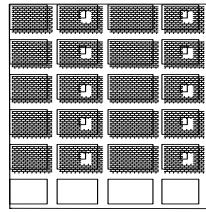
Η εμπειρία από τους σεισμούς της Θεσσαλονίκης ('78) και της Αθήνας ('81) και η ανάδειξη των προβλημάτων των προηγούμενων περιόδων σε σχέση με την ασφάλεια των κατασκευών οδήγησε στην αναθεώρηση του αντισεισμικού κανονισμού του '59 το '84 και σε πλήρη ανασύνταξη το '95 (αξιοποίηση της διεθνούς εμπειρίας και επιστημονικής γνώσης και τεχνολογίας – EC2) και αναθεώρηση το 2000.

Παράλληλα ανασυντάχθηκε ο κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος ('95) και αναθεωρήθηκε το 2000.

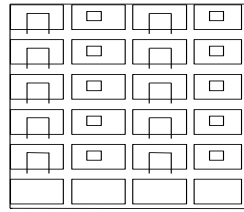
Οι κατασκευές με τους νεώτερους κανονισμούς, με την προϋπόθεση της τήρησής τους, είναι σαφώς ασφαλέστερες.



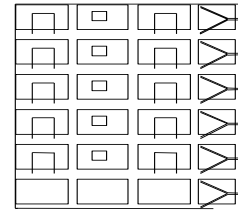
1. Πολυκατοικίες παλιές με ανθεκτικές πλινθοδομές



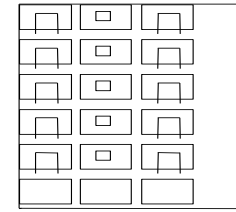
2. Πολυκατοικίες παλιές - Αφαίρεση τοίχων ισογείου



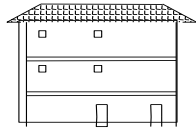
3. Πυλώτες χωρίς τοιχώματα με ασθενείς πλινθοδομές



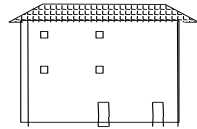
4. Πυλώτες με εκκεντρο κλιμακοστάσιο



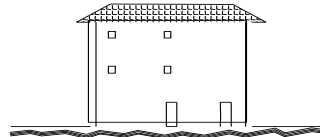
5. Πυλώτες με εκκεντρο πυρghα κλιμακοστασίου



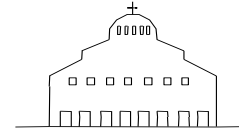
6. Πλινθο- ή λιθοδομές με διαφραγμάτα



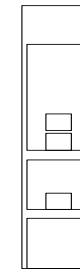
7. Πλινθο- ή λιθοδομές χωρίς διαφραγμάτα



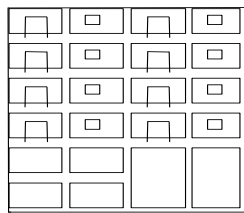
8. Πλινθο- ή λιθοδομές με κακή θεμελίωση



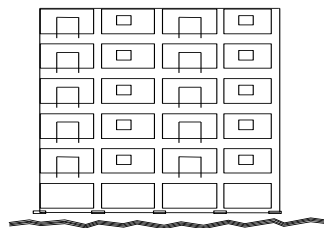
9. Εκκλησίες από λιθοδομή



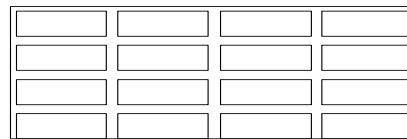
10. Βιομηχανικοί πυργοί



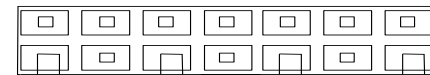
11. Πυλώτες με πατάρια



12. Πυλώτες με κακή θεμελίωση



13. Κτίρια με μεγάλα ανοίγματα χωρίς τοίχους ή τοιχώματα



14. Σχολεία - Βιομηχανικά κτίρια

ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΤΟΥ ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ ΧΩΡΟΥ

- του βαθμού που οι εντοπισμένες αδυναμίες επηρεάζουν τα χαρακτηριστικά της κατασκευής ως προς την παραλαβή των σεισμικών δράσεων δηλ. την ακαμψία, την αντοχή και την πλαστιμότητα.

Αντίστοιχα οι επεμβάσεις μας για την βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς θα πρέπει να επεμβαίνουν στην επιλεκτική αναβάθμιση αυτών των χαρακτηριστικών της κατασκευής (ακαμψία, αντοχή και πλαστιμότητα).

Η ανάλυση του δομήματος μετά τις επεμβάσεις θα τεκμηριώνει την επιτυχία των επιλογών μας σε ότι αφορά τον τρόπο επέμβασης.

4.3 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΑ ΑΣΘΕΝΗ ΣΗΜΕΙΑ ΤΟΥΣ (ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ).

4.3.1 Προσδιορισμός της τρωτότητας ποιοτικά.

Η τρωτότητα ενός δομήματος μπορεί να έχει ένα ή και περισσότερα από τα ακόλουθα χαρακτηριστικά :

4.3.1.1 Τρωτότητα σχεδιασμού :

Αυτή μπορεί να οφείλεται :

- Σε ανεπαρκή εκτίμηση των σεισμικών δράσεων κατά την μελέτη του κτιρίου – κανονισμοί :
 - Κτίρια χωρίς αντισεισμικό κανονισμό (προ του '59)
 - Κτίρια με παλιό αντισεισμικό κανονισμό ('59)
 - Κτίρια με νεότερους αντισεισμικούς κανονισμούς ('84 ή '95) αλλά μη σωστή εκτίμηση των σεισμικών συντελεστών ή επιταχύνσεων αντίστοιχα.

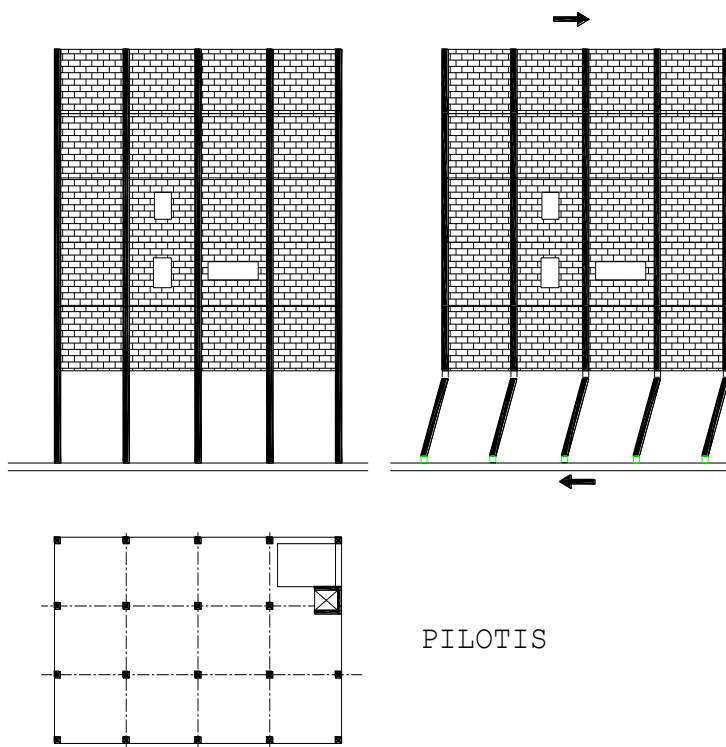
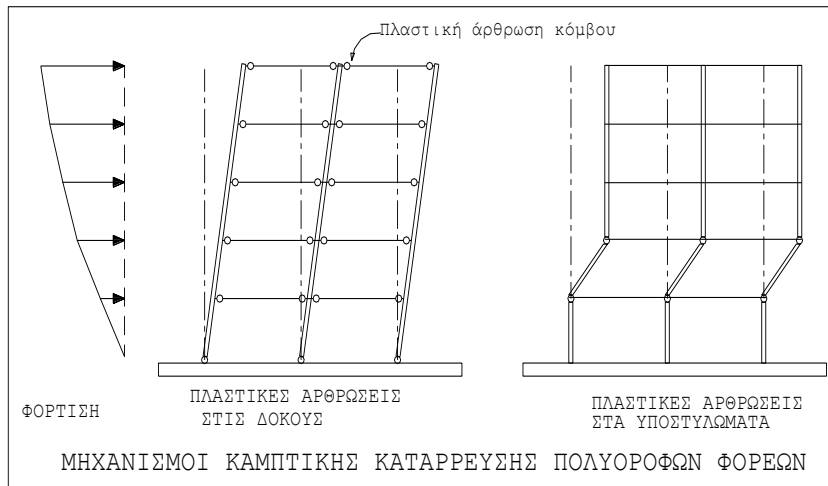
Εντοπίζεται από την χρονολογία κατασκευής του κτιρίου και από τα σχέδια και τα τεύχη της στατικής μελέτης , αν υπάρχουν.

- Στην σύνθεση του φέροντος οργανισμού και του κτιρίου γενικότερα (τοιχοποιίες), που συναρτάται με την επιστημονική γνώση και τις κρατούσες τάσεις και κατασκευαστικές συνήθειες της εποχής που έγινε το κτίριο.

Έτσι μπορεί να έχουμε κτίρια με :

- Υπερβολικά εύκαμπτο αλλά μη πλαστικό σκελετό
- Ανυπαρξία σαφών συστημάτων παραλαβής οριζοντίων δράσεων κατά τις δύο διευθύνσεις (πλαίσια ή τοιχώματα).
- Μειωμένη ή ανεπαρκής διαφραγματική λειτουργία λόγω ύπαρξης μεγάλων οπών στις πλάκες.
- Φαινόμενα μαλακού ορόφου (π.χ. Pilotis)
- Φαινόμενα ευστρεψίας
- Φαινόμενα με «κοντά» υποστυλώματα (π.χ. φεγγίτες εργοστασίων ή σχολείων)
- Μη κανονικότητα σε κάτοψη
- Μη κανονικότητα καθ' ύψος , απότομες μεταβολές μάζας και ακαμψίας σε διαδοχικούς ορόφους.

Εντοπίζεται από επί τόπου έλεγχο του κτιρίου και από τα σχέδια της στατικής μελέτης, αν υπάρχουν.



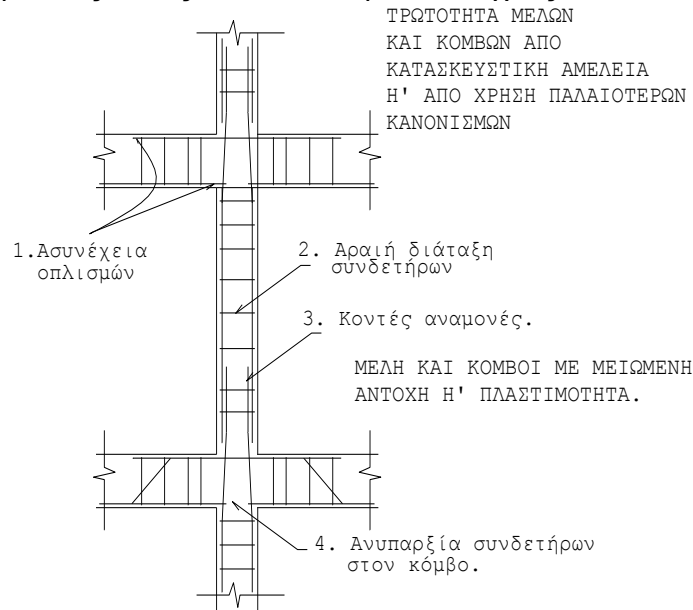
Τρωτότητα σχεδιασμού «μαλακος οροφος»

4.3.1.2 Τρωτότητα λόγω κατασκευής

Αυτή μπορεί να οφείλεται σε :

- Κατασκευαστικές διατάξεις σε μέλη και κόμβους με ανεπαρκή εξασφάλιση αντοχής και πλαστιμότητας λόγω μη πρόβλεψης από τους σχετικούς κανονισμούς της εποχής (παλαιοί κανονισμοί).
- Ποιότητα υλικών (χαμηλές ποιότητες σκυροδέματος και χάλυβα μη ανταποκρινόμενες στις παραδοχές της μελέτης).
- Ανεπαρκή εφαρμογή της μελέτης και παραλείψεις κατά την τοποθέτηση των οπλισμών.
- Αυθαίρετες τροποποιήσεις και αποκλίσεις από την μελέτη χωρίς σχετική ανασύνταξη της μελέτης.
- Κακοτεχνίες κατασκευής :

- Ακάθαρτοι αρμοί διακοπής εργασίας.
 - Απομείξεις σκυροδέματος, σκυροφωλιές.
 - Ανεπαρκείς αγκυρώσεις οπλισμών.
 - Ανεπαρκείς επικαλύψεις.
- Για τον εντοπισμό απαιτούνται σε ότι αφορά τα υλικά έλεγχοι επί τόπου με μη καταστροφικές μεθόδους και εργαστηριακοί έλεγχοι δειγμάτων.
 - Για την εφαρμογή της μελέτης σχετικά με τους οπλισμούς έρευνα με ηλεκτρομαγνητικές και άλλες μεθόδους και ερευνητικές τομές.
 - Η σύγκριση των σχεδίων της μελέτης με την υπάρχουσα κατασκευή θα αποκαλύψει αυθαίρετες τροποποιήσεις.
 - Σχολαστικός επιτόπιος έλεγχος με απομάκρυνση επιχρησμάτων σε κόμβους και άλλες χαρακτηριστικές θέσεις θα αποκαλύψει κακοτεχνίες κατασκευής.



Τρωτότητα κατασκευής - κατασκευαστικές ατελειες

4.3.1.3 Τρωτότητα λόγω αυθαιρέτων επεμβάσεων μετά το πέρας της κατασκευής από τους χρήστες.

- Διάτρηση ή κοπή φερόντων στοιχείων αυθαίρετα.
 - Καθαίρεσεις τοίχων → μείωση ακαμψίας συστήματος ή και δημιουργία «μαλακών» ορόφων.
- Η σύγκριση των σχεδίων της μελέτης με την υπάρχουσα κατασκευή θα αποκαλύψει αυθαίρετες επεμβάσεις.
 - Επίσης θα πρέπει να εντοπισθούν οι θέσεις των τοιχοποιιών από την αρχιτεκτονική μελέτη και να επισημανθεί η μείωση της ακαμψίας ή η δημιουργία μαλακών ορόφων.

4.3.1.4 Τρωτότητα λόγω κακής συντήρησης και παλαιότητας των κατασκευών.

Με σχολαστικό επιτόπιο έλεγχο θα πρέπει να εντοπισθούν φθορές στο σκυρόδεμα και τον χάλυβα :

- Υγρασίες , τυμπανισμός και αποκολλήσεις σκυροδέματος (οπτικά)

- Ενανθρακωμένο σκυρόδεμα (επιτόπου τεστ φαινολοφθανεΐνης και εργαστηριακοί έλεγχοι)
- Διαβρώσεις οπλισμών (οπτικός έλεγχος - μέτρηση διαφοράς δυναμικού).

4.3.1.5. Προβλήματα που σχετίζονται με το έδαφος θεμελίωσης του έργου.

Αβεβαιότητα για την σύσταση, κατάσταση και συμπεριφορά του εδάφους, υπόνοιες ή μαρτυρίες σχετικά με προβλήματα θεμελίωσης θα πρέπει να αντιμετωπίζονται με έρευνα που θα περιλαμβάνει όπου κρίνεται απαραίτητο ερευνητικές τομές, αποκαλύψεις πεδίων, γεωτρήσεις και εδαφοτεχνική μελέτη.

4.4 ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΤΟ ΔΟΜΗΜΑ

4.4.1 Επεμβάσεις αποκατάστασης και ενίσχυσης του κτιρίου.

Οι επεμβάσεις σ' ένα υφιστάμενο κτίριο θα έχουν σαν στόχο την άρση όλων των στοιχείων που συνθέτουν την τρωτότητα του κτιρίου όπως την προσδιορίσαμε πιο πάνω.

Όλοι γνωρίζουμε ότι ο μηχανισμός παραλαβής της σεισμικής δράσης συντίθεται από τρεις κυρίως παραμέτρους που είναι:

- ◆ Η ΑΚΑΜΨΙΑ
- ◆ Η ΑΝΤΟΧΗ
- ◆ Η ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ

Επιπροσθέτως μπορεί να είναι και η ΑΠΟΣΒΕΣΗ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ και η ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ, που όμως είναι αντικείμενο ιδιαίτερης έρευνας, απαιτούν πολλές φορές μέσα εξειδικευμένης τεχνολογίας που δεν είναι πάντα εφαρμόσιμα ή προϋποθέτουν σημαντική δαπάνη.

4.4.2 Επεμβάσεις σε κτίρια με τρωτότητα σχεδιασμού.

Είναι προφανές ότι η τρωτότητα όπως την προσδιορίσαμε προηγουμένως επιδρά δυσμενώς σε έναν ή και περισσότερους από τους τρεις πιο πάνω παράγοντες σεισμικής αντίστασης του κτιρίου.

Έτσι η τρωτότητα σχεδιασμού λόγω ενός υπερβολικά εύκαμπτου σκελετού οδηγεί σε μεγάλες παραμορφώσεις των επιμέρους στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί), τα οποία αν δεν έχουν την απαιτούμενη αντοχή για να αντισταθούν ελαστικά ή την απαραίτητη πλαστιμότητα για την ελαστοπλαστική συμπεριφορά τους οδηγούνται σε αστοχία.

Ο μηχανικός καλείται σύμφωνα με την εμπειρία και την κρίση του και έχοντας εντοπίσει ποιοτικά και ποσοτικά την τρωτότητα της κατασκευής να επέμβει σε μία ή και περισσότερες από τις τρεις πιο πάνω παραμέτρους για να άρει το πρόβλημα.

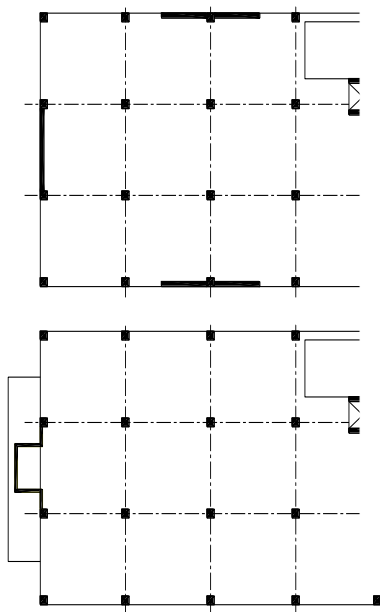
4.4.2.1 Αύξηση ακαμψίας.

Έτσι σ' ένα εύκαμπτο σκελετό μπορεί ενδεχομένως να αυξήσει την ακαμψία προσθέτοντας νέα στοιχεία. Έτσι μειώνονται σημαντικά οι παραμορφώσεις των μελών του φέροντος οργανισμού και αντίστοιχα οι απαιτήσεις αντοχής και πλαστιμότητας.

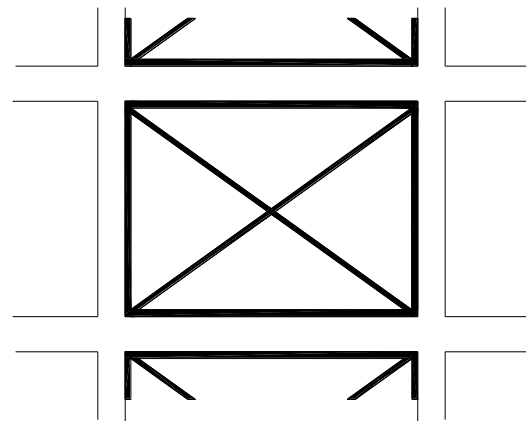
Γενικά η προσθήκη νέων στοιχείων (αύξηση ακαμψίας) μπορεί να καλύψει τις περισσότερες περιπτώσεις τρωτότητας σχεδιασμού (μαλακού ορόφου, ευστρεφίας, κοντά υποστυλώματα κλπ.).

Νέα στοιχεία που προστίθενται στον φέροντα οργανισμό και αυξάνουν την ακαμψία μπορεί να είναι :

- ◆ Νέα τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα στην περίμετρο του κτιρίου.
- ◆ Πυρήνες από οπλισμένο σκυρόδεμα κατάλληλα διατεταγμένοι.
- ◆ Μεταλλικά πλαίσια με χιαστί συνδέσμους.
- ◆ Πλήρωση φατνωμάτων πλαισίων με προκατασκευασμένα τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα και σύνδεση με τον υπάρχοντα φ.ο. με τένοντες κατακόρυφης προέντασης (A.C.I. Jirca).
- ◆ Πλήρωση φατνωμάτων πλαισίων με τοιχοποιίες ελεγχόμενης αντοχής, που θα συμπεριληφθούν στο μοντέλο ελαστοπλαστικής ανάλυσης του φορέα.
- ◆ Μεταλλικά πλαίσια με συστήματα απόσβεσης ενέργειας μετά από έρευνα και μελέτη.
- ◆ Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα μεγάλου πάχους σε υπάρχοντα υποστυλώματα,- δεν συνιστάται παρά σε περιορισμένες περιπτώσεις .

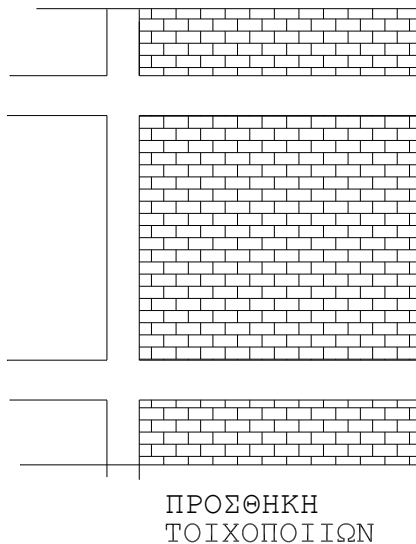


Επεμβασεις αυξης ακαμψιας με τοιχωματα ή πυρηνες

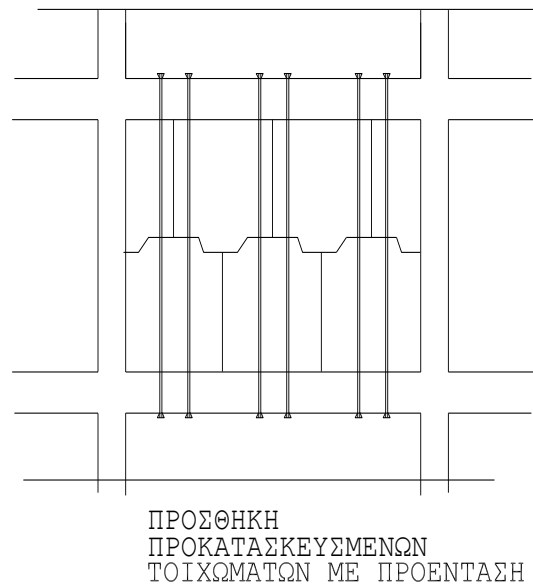


ΠΡΟΣΘΗΚΗ
ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Στοιχεια ακαμψιας με μεταλλικα πλαίσια



Προσθήκη τοιχοποιιών σε φατνωματά πλαισίων



Προσθήκη προκατασκευασμένων τοιχίων σε φατνωμά και συνδεση με προενταση

4.4.2.2 Επεμβάσεις σε κτίρια με τρωτότητα κατασκευής.

Ανάλογα με το πρόβλημα που εντοπίζεται:

- ♦ Ακάθαρτοι αρμοί διακοπής εργασίας, απομείξεις σκυροδέματος, σκυροφωλιές, ανεπαρκείς επικαλύψεις. Θα πρέπει να γίνεται σχολαστική αποκατάσταση με καθαρισμό και απομάκρυνση των χαλαρών μερών και των ξένων σωμάτων και αποκατάσταση των διατομών με κατάλληλα κονιάματα (πολυμερή κλπ.) και συγκόλληση των ενδεχομένων ρωγμών και αρμών με ενέσεις εποξειδικής ρητίνης.
- ♦ Στοιχεία με μειωμένη αντοχή θα πρέπει να αποκαθίστανται με μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος ή μεταλλικών στοιχείων.
- ♦ Πολλές φορές η αύξηση της ακαμψίας με προσθήκη νέων στοιχείων μας απαλλάσσει από το πρόβλημα της χαμηλής ποιότητας των υλικών γιατί με την μείωση των παραμορφώσεων μειώνονται αντίστοιχα οι απαιτήσεις αντοχής και πλαστιμότητας (πάντα μετά από μελέτη).
- ♦ Σε κάθε περίπτωση είναι απαραίτητη η αποκατάσταση των κακοτεχνιών καθώς και η αντιμετώπιση κινδύνου ψαθυρών θραύσεων σε στοιχεία (ανεπάρκεια συνδετήρων – διάτμηση).

4.4.2.3 Επεμβάσεις σε κτίρια με αυθαίρετες τροποποιήσεις από τους χρήστες.

Ανάλογα με τον βαθμό και την έκταση των αυθαιρεσιών αλλά και τις απαιτήσεις ενίσχυσης οι επεμβάσεις αποκατάστασης μπορεί να έχουν περιορισμένο χαρακτήρα ή και να φθάνουν σε πλήρη ανασχεδιασμό της κατασκευής.

4.4.2.4 Επεμβάσεις σε κτίρια με φθορές στον φέροντα οργανισμό.

Θα πρέπει υποχρεωτικά παράλληλα με κάθε επέμβαση ενίσχυσης να αποκαθίστανται όλες οι φθορές του φέροντος οργανισμού:

- ◆ Αποκατάσταση ενανθρακωμένου σκυροδέματος με κατάλληλα χημικά μέσα.
- ◆ Αποκατάσταση και προστασία διαβρωμένων οπλισμών με μέσα αποκατάστασης διάβρωσης που διατίθενται στην αγορά.

4.4.2.5 Επεμβάσεις σε κτίρια με προβλήματα στο έδαφος θεμελίωσης.

Απαιτείται πολλές φορές ο πλήρης ανασχεδιασμός του κτιρίου.

Ανεπάρκεια των θεμελίων αντιμετωπίζεται με ανασχεδιασμό και αύξηση των διαστάσεων των θεμελίων, εγκιβωτισμό σε θεμέλια μεγαλύτερου όγκου για κοινή θεμελίωση περισσοτέρων στοιχείων ή και χρήση μικροπασσάλων αν και όπου απαιτείται.

4.5 Συμπεράσματα.

Ο συστηματικός προσδιορισμός των ασθενών σημείων μιας κατασκευής ποιοτικά, με όλα τα χαρακτηριστικά που προαναφέραμε, είναι η απαραίτητη προϋπόθεση και αποτελεί το βασικό στάδιο μιας μελέτης ενίσχυσης. Μας δείχνει τον δρόμο για τις απαιτούμενες επεμβάσεις για την άρση της τρωτότητας της κατασκευής που είναι ο στόχος μας . Ο υπολογιστικός έλεγχος της κατασκευής «ως έχει» με ελαστοπλαστική ανάλυση επιβεβαιώνει ποσοτικά τις αδυναμίες που εντοπίσαμε. Τέλος η ελαστοπλαστική ανάλυση του φορέα μετά την ενίσχυση τεκμηριώνει την επιτυχία των επεμβάσεων που αποφασίσαμε.

5. Μη-γραμμική στατική ανάλυση

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η συντριπτική πλειοψηφία των κατασκευών στην Ελλάδα έχει δομικό σύστημα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι κατασκευές αυτές μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν πριν το 1980. Όπως έχει ήδη αποδειχτεί από τους σεισμούς που έπληξαν τη χώρα μας κατά τα τελευταία χρόνια, η ανθεκτικότητα αυτών των κτιρίων είναι μειωμένη σε σχέση με τις σύγχρονες κατασκευές που μελετήθηκαν μετά το 1985. Υπάρχει συνεπώς η ανάγκη της αποτίμησης του επιπέδου σεισμικής επάρκειας αυτών των κτιρίων και της ενίσχυσής τους έτσι ώστε τελικά να εμφανίζουν το ίδιο επίπεδο σεισμικής ασφάλειας με τα σύγχρονα κτίρια. Για το σκοπό αυτό οι μέθοδοι που βασίζονται στην ελαστική ανάλυση κρίνονται ως ανεπαρκείς. Από την άλλη πλευρά, οι πλέον ακριβείς μέθοδοι ανελαστικής ανάλυσης που βασίζονται στην χρονική ολοκλήρωση, αυτή τη στιγμή θεωρούνται ως εξαιρετικά πολύπλοκες, κοπιώδεις και μη πρακτικές για γενική χρήση. Για να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα διάφορες μέθοδοι απλουστευμένης μη-γραμμικής ανάλυσης έχουν προταθεί στη βιβλιογραφία (ATC40, 1996), (FEMA356, 2001), όπως η μέθοδος του τροποποιημένου φάσματος βάση συμπεριφοράς κατασκευής (Capacity Spectrum Method – CSM) και

η μέθοδος του Συντελεστή Μετακινήσεων (Displacement Coefficient Method – DCM). Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται μια έρευνα της αξιοπιστίας της μεθόδου του συντελεστή μετακινήσεων για την αποτίμηση της συμπεριφοράς κατασκευών υπό σεισμική δράση. Η προσέγγιση που ακολουθείται στη παρούσα εργασία βασίζεται στην χρονική ολοκλήρωση μονοβάθμιων ταλαντωτών με βάση 17 επιταχυνσιογραφήματα σεισμών που έλαβαν χώρα στην Ελλάδα κατά την περίοδο 1980-1994 (ΙΤΣΑΚ, 1997). Τα αποτελέσματα της ανάλυσης συγκρίνονται με εκείνα τα οποία προκύπτουν από την εφαρμογή της μεθόδου DCM.

5.2 ΒΑΣΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ DCM

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα βασικά στοιχεία της μεθόδου DCM. Τα στοιχεία κλειδιά είναι η απαίτηση και η ικανότητα. Η απαίτηση είναι μια ερμηνεία της σεισμικής κίνησης. Ικανότητα, είναι η ικανότητα της κατασκευής να ανταποκριθεί στις σεισμικές απαιτήσεις. Η συμπεριφορά, είναι εξαρτημένη από τον τρόπο που η ικανότητα είναι σε θέση να ανταποκριθεί στην απαίτηση. Με άλλα λόγια, η κατασκευή πρέπει να έχει τη δυνατότητα να αντισταθεί στις απαιτήσεις του σεισμού, με τέτοιο τρόπο ώστε η συμπεριφορά της κατασκευής να είναι συμβατή με τους στόχους του σχεδιασμού.

5.2.1 Καθορισμός των επιπέδων επιτελεστικότητας

Η επιδιωκόμενη επιτελεστικότητα καθορίζει την απαιτούμενη απόδοση του κτιρίου. Αυτή με τη σειρά της περιγράφεται καθορίζοντας το μέγιστο αποδεκτό επίπεδο βλάβης για ένα δεδομένο επίπεδο σεισμικής δράσης. Η επιδιωκόμενη επιτελεστικότητα πιθανόν να περιλαμβάνει θεωρήσεις βλαβών για διάφορα επίπεδα σεισμικής δράσης. Στην περίπτωση αυτή θα μιλάμε για διπλά ή πολλαπλά επίπεδα επιδιωκόμενης επιτελεστικότητας.

Από τη στιγμή που θα καθορισθεί η επιδιωκόμενη επιτελεστικότητα (από τον ιδιοκτήτη του έργου ή από την Πολιτεία), ο μηχανικός μπορεί να εξακριβώσει τη σεισμική απαίτηση που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση και τα κριτήρια αποδοχής που θα χρησιμοποιηθούν για τον έλεγχο και σχεδιασμό των δομικών και μη δομικών στοιχείων.

Στη συνέχεια καθορίζονται τα επίπεδα επιδιωκόμενης επιτελεστικότητας για τα δομικά στοιχεία.

Το επίπεδο επιτελεστικότητας περιγράφει τα όρια μιας κατάστασης βλάβης η οποία μπορεί να θεωρηθεί ως ικανοποιητική για ένα δεδομένο κτίριο και για δεδομένη σεισμική δράση. Αυτή η κατάσταση περιγράφεται από τη βλάβη των στοιχείων εντός του κτιρίου, την απειλή για τη ζωή των ενοίκων του κτιρίου από τη βλάβη των δομικών στοιχείων, καθώς επίσης και από τις απαιτήσεις λειτουργικότητας του κτιρίου κατά τη περίοδο αμέσως μετά τον σεισμό.

Τα επίπεδα επιτελεστικότητας για τα δομικά στοιχεία είναι τα εξής

Επίπεδο άμεσης κατάληψης: Περιλαμβάνει βλάβες πολύ περιορισμένες. Τα βασικά στοιχεία που παραλαμβάνουν τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία διατηρούν τα χαρακτηριστικά που είχαν πριν το σεισμό. Η απειλή της ανθρώπινης ζωής από δομικές αστοχίες είναι αμελητέα και το κτίριο είναι ασφαλές για άμεση χρήση μετά το σεισμό.

Επίπεδο ελεγχόμενων βλαβών: Στην πραγματικότητα δεν είναι ένα διακριτό επίπεδο αλλά περιλαμβάνει όλα τα επίπεδα μεταξύ του επιπέδου της άμεσης κατάληψης και του επιπέδου της ασφάλειας ζωής. Παρέχει ένα πλαίσιο για αρκετές καταστάσεις όπου είναι επιθυμητός ο περιορισμός των βλαβών, αλλά όχι η άμεση κατάληψη του κτιρίου.

Επίπεδο ασφάλειας ζωής: είναι η κατάσταση κατά την οποία η κατασκευή έχει υποστεί σημαντικές βλάβες αλλά υπάρχει ακόμη περιθώριο έναντι μερικής ή ολικής κατάρρευσης. Το επίπεδο της βλάβης είναι χαμηλότερο από αυτό που αντιστοιχεί στο επίπεδο της δομικής ακεραιότητας. Τα κύρια δομικά στοιχεία έχουν υποστεί σημαντικές ζημιές και είναι χαλαρά απειλώντας την ασφάλεια των ενοίκων εντός ή εκτός του κτιρίου. Παρόλο που πιθανόν να έχουν εμφανιστεί τραυματισμοί κατά τη διάρκεια του σεισμού, η πιθανότητα απειλής της ζωής από τις βλάβες του φέροντος οργανισμού είναι πολύ χαμηλή. Πρέπει να αναμένονται μεγάλης έκτασης επισκευές πριν το κτίριο δοθεί και πάλι προς χρήση στους ενοίκους. Παρόλα αυτά είναι επίσης πιθανό να μην είναι συμφέρουσα οικονομικά η αποκατάσταση των ζημιών από το σεισμό.

Επίπεδο περιορισμένης ασφάλειας: Στην πραγματικότητα δεν είναι ένα διακριτό επίπεδο αλλά περιλαμβάνει όλα τα επίπεδα μεταξύ του επιπέδου της ασφάλειας ζωής και του επιπέδου της αποφυγής κατάρρευσης. Παρέχει ένα πλαίσιο για όλες τις καταστάσεις που δεν πληρούν τις προδιαγραφές του επιπέδου της ασφάλειας ζωής, αλλά η κατάσταση είναι καλύτερη από αυτήν της δομικής ακεραιότητας.

Επίπεδο δομικής ακεραιότητας: Είναι το όριο των επιπέδων δομικών βλαβών στο οποίο ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι στα πρόθυρα μερικής ή ολικής κατάρρευσης. Τα δομικά στοιχεία που παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες εμφανίζοντας σημαντική μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας. Παρόλα αυτά τα σημαντικά στοιχεία που μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία διατηρούν σημαντικό τμήμα της αντοχής τους. Το κτίριο διατηρεί την συνολική του ευστάθεια, αλλά υπάρχει σημαντικός κίνδυνος τραυματισμών από πτώσεις συντριμμιών τόσο εντός όσο και εκτός του κτιρίου. Σημαντικοί μετασεισμοί πιθανόν να επιφέρουν την κατάρρευση του κτιρίου. Αναμένεται ότι θα απαιτούνται μεγάλης έκτασης επισκευές πριν το κτίριο δοθεί και πάλι προς χρήση στους ενοίκους. Επίσης, είναι πολύ πιθανό ότι το κτίριο δεν θα είναι επισκευάσιμο από τεχνικής αλλά και από οικονομικής πλευράς.

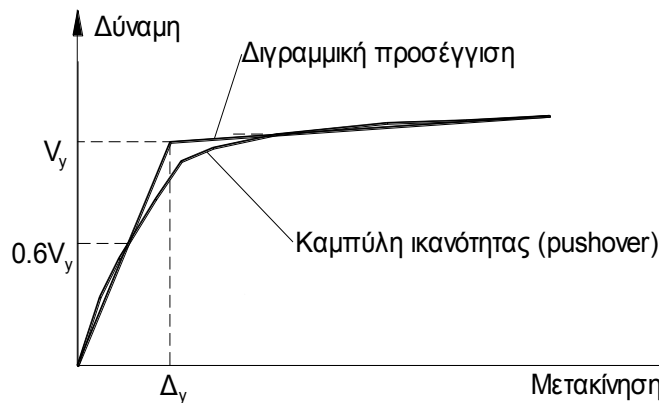
5.2.2 Καθορισμός της απαιτούμενης μετακίνησης

Η μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης, αποτελεί μια μέθοδο απ'ευθείας υπολογισμού της μέγιστης σεισμικής μετακίνησης. Η μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης βασίζεται σε στατιστική ανάλυση των αποτελεσμάτων χρονικών ολοκληρώσεων μονοβάθμιων

ταλαντωτών διαφορετικών τύπων. Η απαιτούμενη μετακίνηση ονομάζεται και μετακίνηση στόχος και υπολογίζεται με βάση την αρχή των ίσων μετακινήσεων (η παραδοχή ότι η συνολική φασματική μετακίνηση είναι ίδια με αυτή που θα προέκυπτε εάν η κατασκευή ήταν απολύτως ελαστική) με διάφορους συντελεστές. Οι συντελεστές αυτοί συνδέουν τη φασματική μετακίνηση με την μέγιστη πιθανή μετακίνηση της κατασκευής. Επίσης λαμβάνει υπόψη την επιρροή της μορφής των υστερητικών κύκλων στην μέγιστη απόκριση της κατασκευής καθώς και τις αυξημένες μετακινήσεις που προκύπτουν από τα φαινόμενα 2^{ns} τάξης.

Η εφαρμογή της μεθόδου απαιτεί τον υπολογισμό της καμπύλης συμπεριφοράς ή ικανότητας της κατασκευής. Η διαδικασία ακολουθεί τα ακόλουθα βήματα.

1. Επιβάλλεται στην κατασκευή κάποια κατανομή οριζοντίων δυνάμεων και κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας σχεδιάζοντας τη μετακίνηση της οροφής ως προς την τέμνουσα βάση.
2. Στη συνέχεια κατασκευάζεται μια διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης αυτής με τον παρακάτω τρόπο (βλέπε σχήμα 1).
 - Χαράσσεται κατ' αρχήν η μετελαστική δυσκαμψία K_s , έτσι ώστε να αναπαριστά τη μέση δυσκαμψία της περιοχής αυτής. Η εργασία αυτή δεν στηρίζεται σε κάποια μαθηματική διαδικασία αλλά γίνεται με βάση το κριτήριο του μηχανικού.
 - Στη συνέχεια χαράσσεται η ενεργός ελαστική δυσκαμψία K_e , κατασκευάζοντας μια τέμνουσα η οποία διέρχεται από το σημείο της καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης ίση με $0.6V_y$ όπου ως V_y ορίζεται η τομή των γραμμών της K_e και της K_s .



Σχήμα 1: Κατασκευή της διγραμμικής προσέγγισης της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής (pushover) για χρήση με την DCM

Προφανώς η παραπάνω διαδικασία προϋποθέτει μια επαναληπτική διαδικασία δοκιμής-σφάλματος, διότι η τιμή της V_y δεν είναι γνωστή πριν τον καθορισμό της ευθείας K_e . Κατά συνέπεια, πρέπει πρώτα να χαραχθεί μια δοκιμαστική ευθεία K_e , να καθορισθεί η τιμή V_y και κατόπιν να βρεθεί το σημείο όπου η K_e τέμνει την καμπύλη ικανότητας και να ελεγχθεί εάν το σημείο αυτό αντιστοιχεί στο $0.6V_y$. Αν το σημείο αυτό δεν αντιστοιχεί στο $0.6V_y$, τότε χαράσσεται μια νέα K_e κ.ο.κ.

3. Κατόπιν υπολογίζεται η ενεργός περίοδος T_e με βάση τη σχέση

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

όπου:

- T_i είναι η θεμελιώδης περίοδος (σε sec) κατά την υπό εξέταση διεύθυνση της σεισμικής δράσης, η οποία υπολογίζεται με ελαστική δυναμική ανάλυση.

- K_i είναι η ελαστική δυσκαμψία του κτιρίου στην υπό εξέταση διεύθυνση
 - K_e είναι η ενεργός δυσκαμψία του κτιρίου στην υπό εξέταση διεύθυνση.
4. Η μετακίνηση στόχος (target displacement υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \quad (1)$$

όπου οι συντελεστές C_0 έως C_3 τροποποιούν τις φασματικές μετακινήσεις που προκύπτουν ως το γινόμενο της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης S_a και της παράστασης $\left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2$.

Στη σχέση (1) η παράμετρος C_0 συσχετίζει την φασματική μετακίνηση και την αναμενόμενη μετακίνηση του τελευταίου ορόφου της κατασκευής. Τιμές για τον συντελεστή C_0 δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Αριθμός ορόφων	Τιμές του συντελεστή C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10 ή και περισσότεροι	1.5

Ο συντελεστής C_0 τίθεται ίσος με 1.0 για μονοβάθμια συστήματα (SDOF)

Η παράμετρος C_1 λαμβάνει υπόψη τη μεγέθυνση της μέγιστης μετακίνησης λόγω ανελαστικής συμπεριφοράς. Για συστήματα χαμηλής περιόδου τίθεται ίση με 1.0 για $T > T_g$ ενώ υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση για $T_e < T_g$

$$C_1 = \frac{1}{R} + \left(1 - \frac{1}{R} \right) \frac{T_g}{T_e} \quad \text{με } C_1 < 2 \text{ για } T < 0.1 \text{ sec} \quad (2)$$

όπου T_g είναι η χαρακτηριστική περίοδος του φάσματος απόκρισης, η οποία ορίζεται ως η περίοδος όπου εμφανίζεται η μετάβαση από τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης στον κλάδο σταθερής ταχύτητας.

Επίσης, R είναι ο συντελεστής μείωσης της ελαστικής αντοχής, που υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \times \frac{1}{C_0}$$

όπου S_a είναι η επιτάχυνση του φάσματος επιταχύνσεων που αντιστοιχεί στην ενεργό περίοδο της κατασκευής και W είναι το κατακόρυφο φορτίο που αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό ($G + \psi_2 Q$).

Η παράμετρος C_2 λαμβάνει υπόψη την υστερητική συμπεριφορά. Συγκεκριμένα, οι τιμές του συντελεστή C_2 δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Επίπεδο συμπεριφοράς	T=0.1 sec		T _e > T _g	
	Τύπος 1	Τύπος 2	Τύπος 1	Τύπος 2
Άμεση κατάληψη	1.0	1.0	1.0	1.0
Ασφάλεια ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

Στον τύπο 1 εντάσσονται κατασκευές στις οποίες περισσότερο από 30% της τέμνουσας βάσης παραλαμβάνονται από στοιχεία των οποίων η αντοχή και η δυσκαμψία πιθανόν να μειωθεί σε περίπτωση σεισμού σχεδιασμού (π.χ. πλαισιωτές κατασκευές, κατασκευές από μη οπλισμένη τοιχοποιία, τοιχώματα ή πυλώνες με κρίσιμη την αστοχία από διάτμηση).
Στον τύπο 2 εντάσσονται όλες οι λοιπές κατασκευές.

Η παράμετρος C_3 λαμβάνει υπόψη τις αυξημένες μετακινήσεις που εμφανίζονται όταν τα φαινόμενα $P-\Delta$ γίνουν σημαντικά. Για κτίρια με θετική τιμή της δυσκαμψίας μετά τη διαρροή, $C_3=1$. Για κτίρια με αρνητική τιμή της δυσκαμψίας μετά τη διαρροή ο συντελεστής C_3 υπολογίζεται από τη σχέση

$$C_3 = 1 + \frac{|a|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (3)$$

όπου a είναι ο λόγος της δυσκαμψίας μετά τη διαρροή προς την ελαστική δυσκαμψία, όταν η μη-γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής προσεγγίζεται από μια διγραμμική καμπύλη.

Στην παρούσα εργασία η προσοχή μας συγκεντρώνεται στους συντελεστές C_1 και C_2 . Για να απομονώσουμε όλες τις υπόλοιπες επιρροές, θεωρούνται μονοβάθμια συστήματα που υποβάλλονται σε διάφορες σεισμικές ιστορίες που καταγράφηκαν στον Ελληνικό χώρο.

5.3 ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Για τις ανάγκες της παρούσης εργασίας, χρησιμοποιήθηκαν διαφορες καταγραφές ισχυρών εδαφικών κινήσεων στην Ελλάδα. Οι χρησιμοποιηθείσες καταγραφές επιλέχθηκαν από βάση δεδομένων περίπου 220 σεισμών που συνέβησαν στο χρονικό διάστημα μεταξύ 1980 και 1994 με βάση τα παρακάτω κριτήρια:

Μέγεθος $M_L > 4.4$ στην κλίμακα Richter

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) $> 0.1g$

Οι καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν συνοψίζονται στον Πίνακα 1.

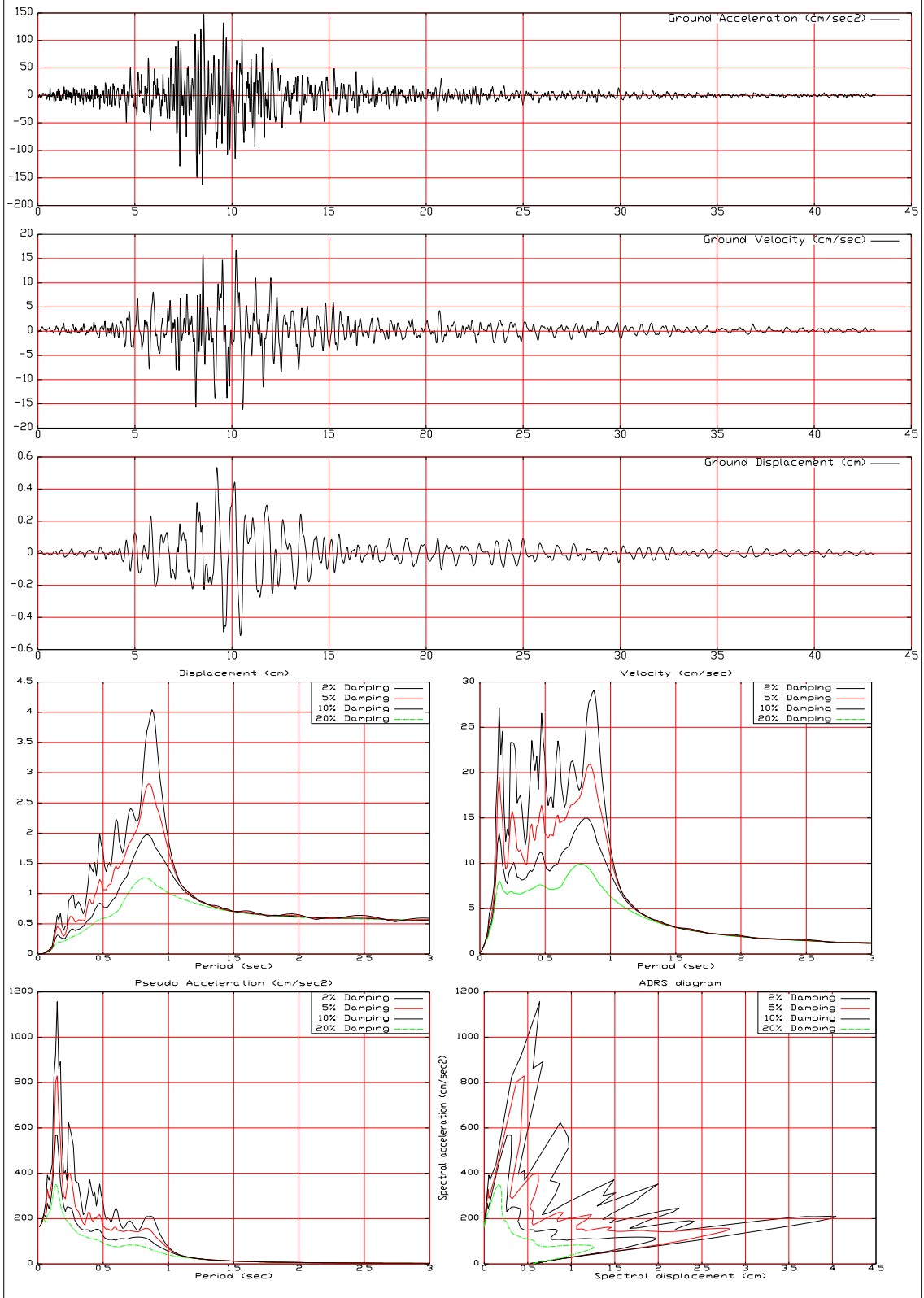
Από τα επιταχυνσιογραφήματα των παραπάνω εδαφικών κινήσεων, κατασκευάσθηκαν τα ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων, αλλά δεν παρουσιάζονται στην παρούσα εργασία για λόγους οικονομίας χώρου. Οι χαρακτηριστικές περίοδοι των εδαφικών κινήσεων T_g εκτιμήθηκαν με εμπειρικό τρόπο, έτσι ώστε να αντιστοιχούν περίπου στην περίοδο του φάσματος των επιταχύνσεων όπου εμφανίζεται η μετάβαση από τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης στον κλάδο σταθερής ταχύτητας και ταυτόχρονα ως η χαμηλότερη περίοδος για την οποία ισχύει η αρχή των ίσων μετακινήσεων.

Πρέπει να τονιστεί ότι οι ακριβείς τιμές των μέγιστων μετακινήσεων δεν επηρεάζουν άμεσα τα αποτελέσματα της μελέτης που ακολουθεί, διότι οι ποσότητες που χρησιμοποιούνται αναφέρονται σε λόγους των αντιστοίχων μεγεθών (λόγοι μετακινήσεων, λόγοι αντοχών κλπ.).

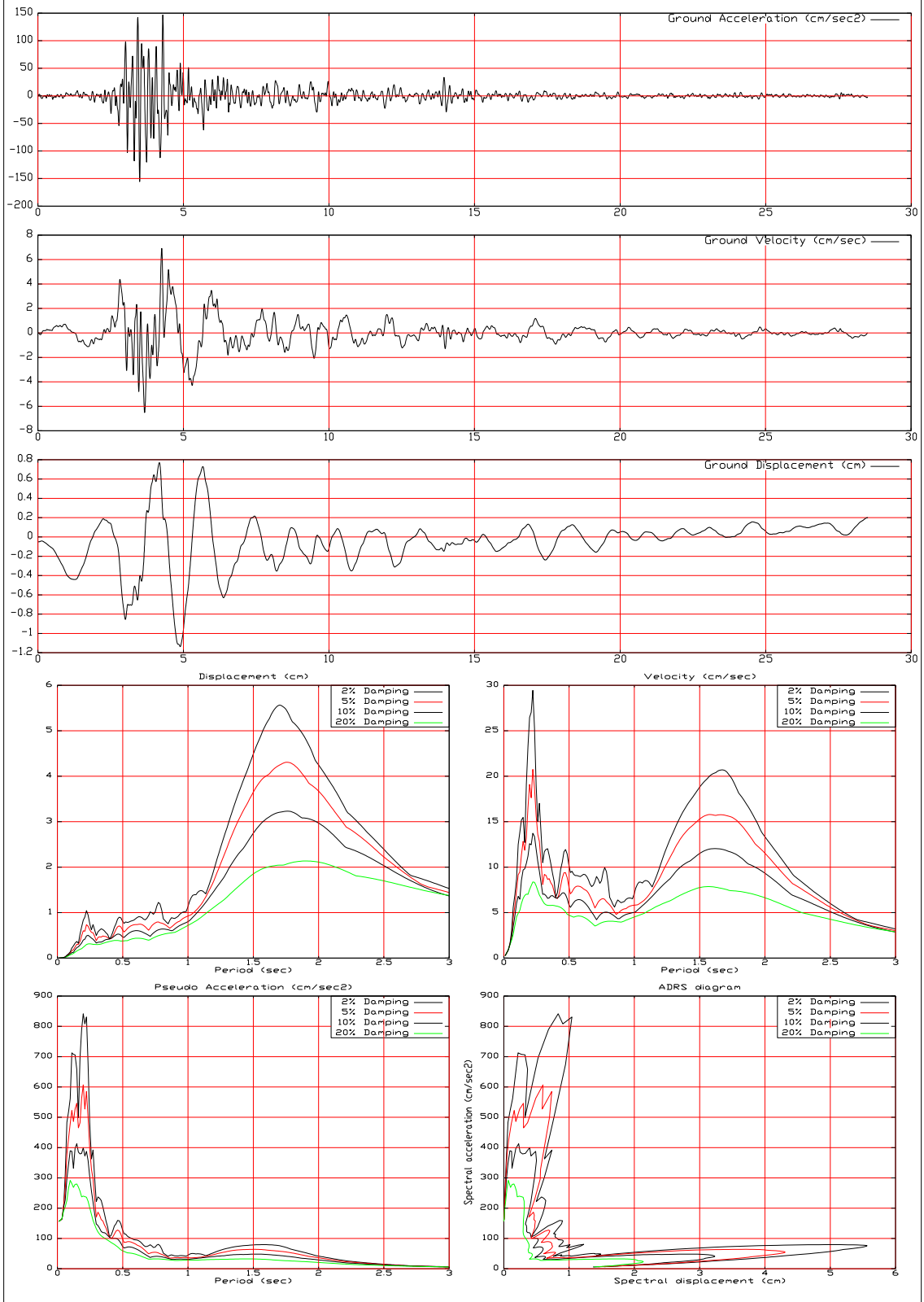
Αρ.	Κωδικός	Ημερομηνία	Μέγεθος	Σταθμός	Συνιστ	PGA (g)	Χαρακτ. περίοδος (sec)
1	ARGO183-1	17/01/1983	$M_L=6.5$	Αργοστόλι	L	0.171	0.35
2	ATHENS-2	07/09/1999	$M_L=5.9$	Χαλάνδρι	T	0.159	0.33
3	ATHENS-3	07/09/1999	$M_L=5.9$	ΚΕΔΕ	T	0.302	0.5
4	ATHENS-4	07/09/1999	$M_L=5.9$	ΓΥΣ	L	0.121	0.45
5	ARGO183-7	23/03/1983	$M_L=5.7$	Αργοστόλι	T	0.192	0.55
6	ZAK188-4	16/10/1988	$M_L=5.5$	Ζάκυνθος	T	0.170	0.375
7	KAL186-1	13/09/1986	$M_L=5.5$	Καλαμάτα	T	0.273	0.3
8	EDE190-1	21/12/1990	$M_L=5.4$	Έδεσσα	L	0.101	0.4
9	ARGO183-8	24/03/1983	$M_L=5.1$	Αργοστόλι	T	0.305	0.4
10	PAT393-2	14/07/1993	$M_L=5.1$	Πάτρα	T	0.401	0.35
11	LEF194-1	25/02/1993	$M_L=5.1$	Λευκάδα	T	0.136	0.4
12	KYP187-1	10/06/1987	$M_L=5.0$	Κυπαρισσία	T	0.127	0.25
13	ARGO192-1	23/01/1992	$M_L=5.0$	Αργοστόλι	L	0.204	0.35
14	PYR193-8	26/03/1993	$M_L=5.0$	Πύργος	L	0.165	0.5
15	KAL286-2	15/09/1986	$M_L=4.8$	Καλαμάτα	T	0.263	0.5
16	LEF188-2	24/04/1988	$M_L=4.5$	Λευκάδα	T	0.245	0.3
17	IER183-3	26/08/1983	$M_L=4.4$	Ιερισσός	T	0.178	0.5

Πίνακας 1: Σύνοψη των καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν

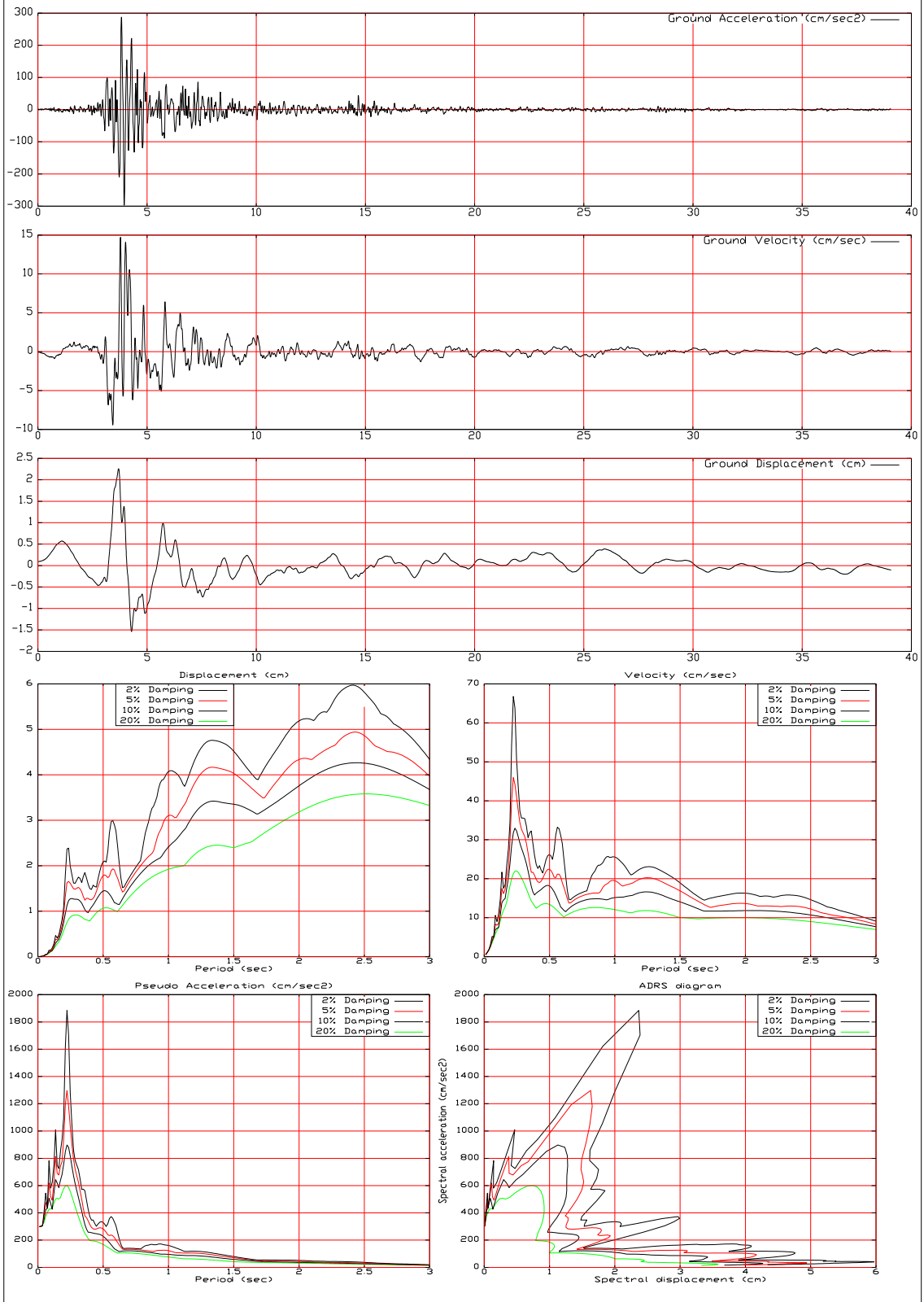
1. ARG0183-1



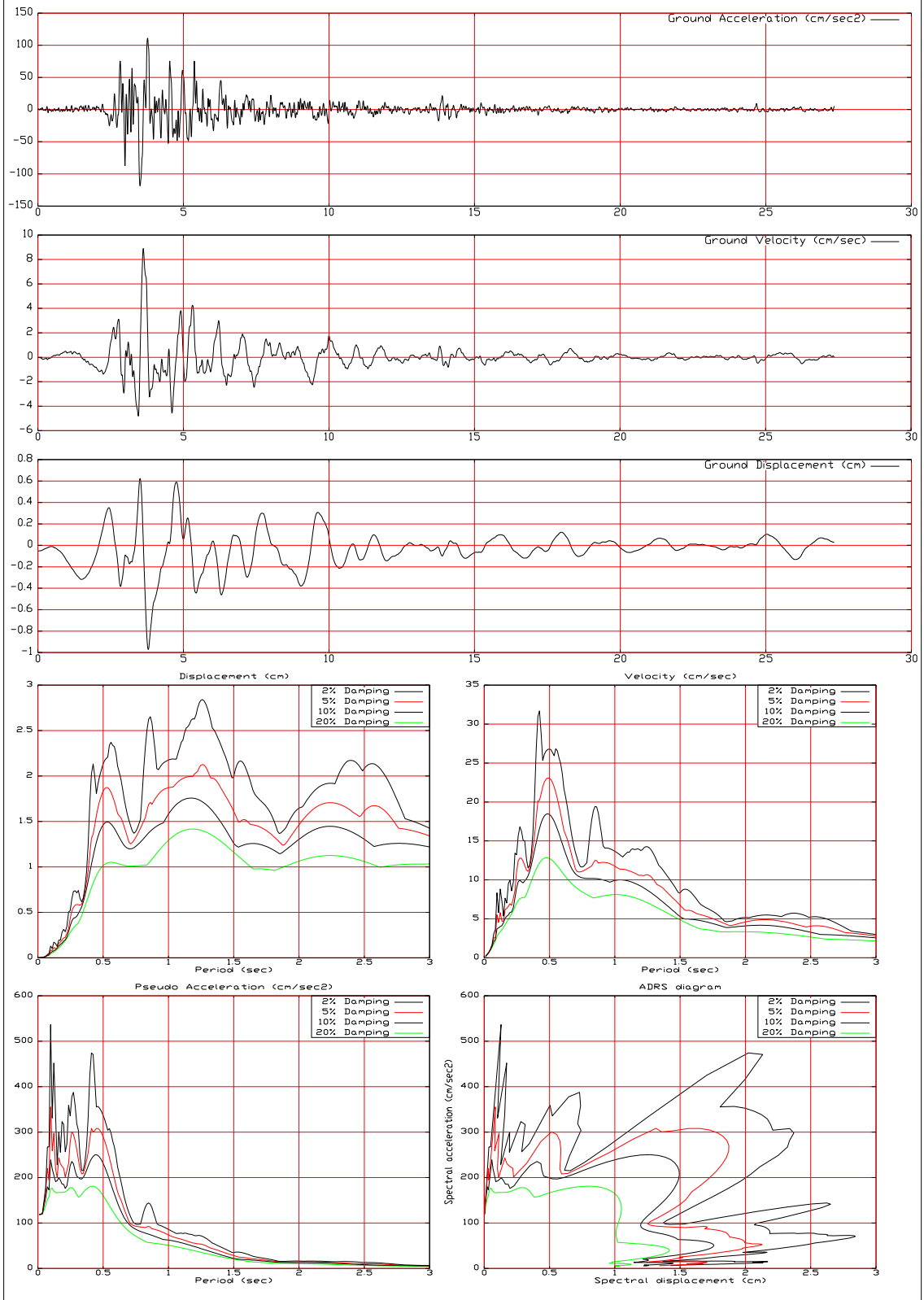
2. ATHENS-2



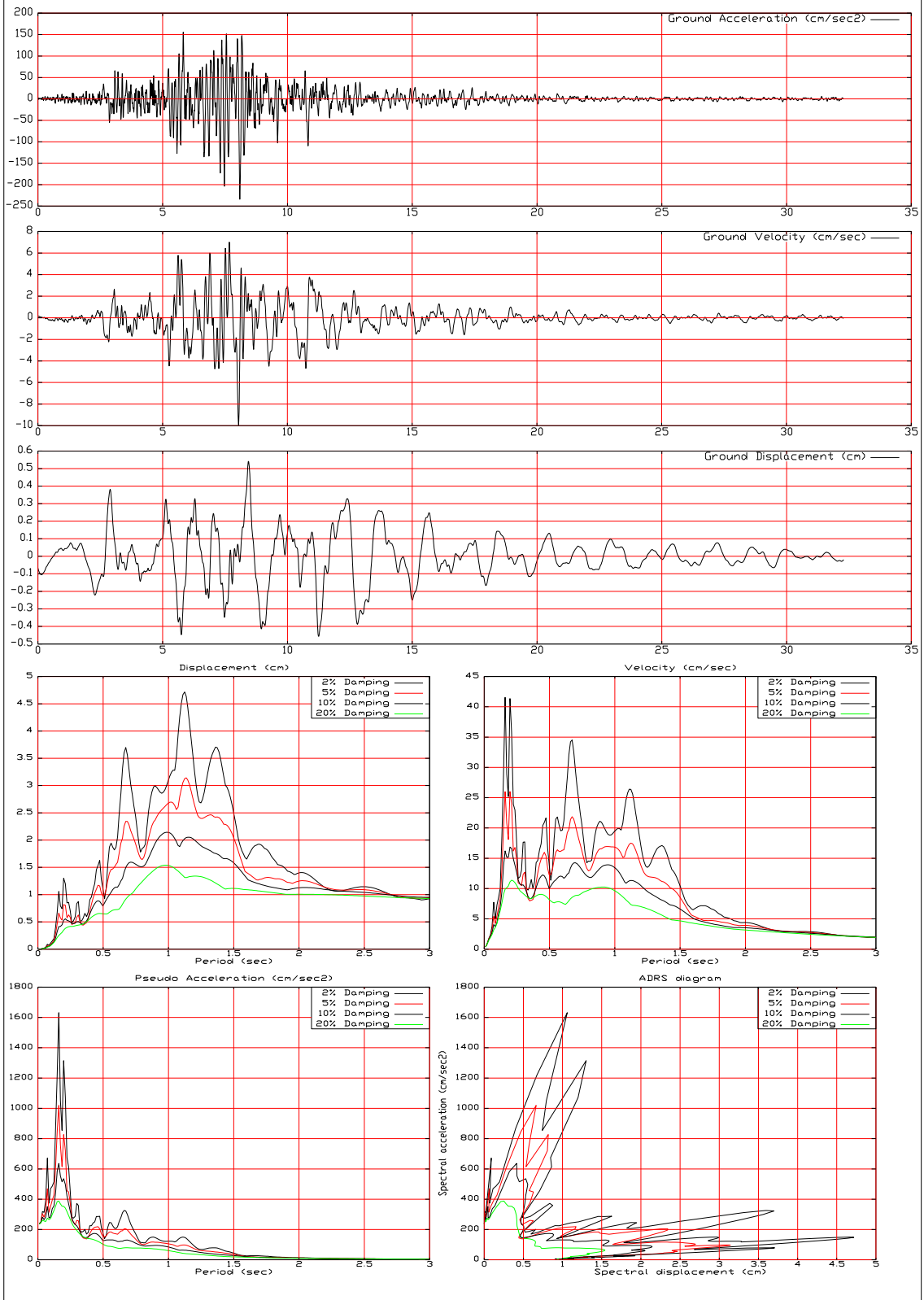
3. ATHENS-3



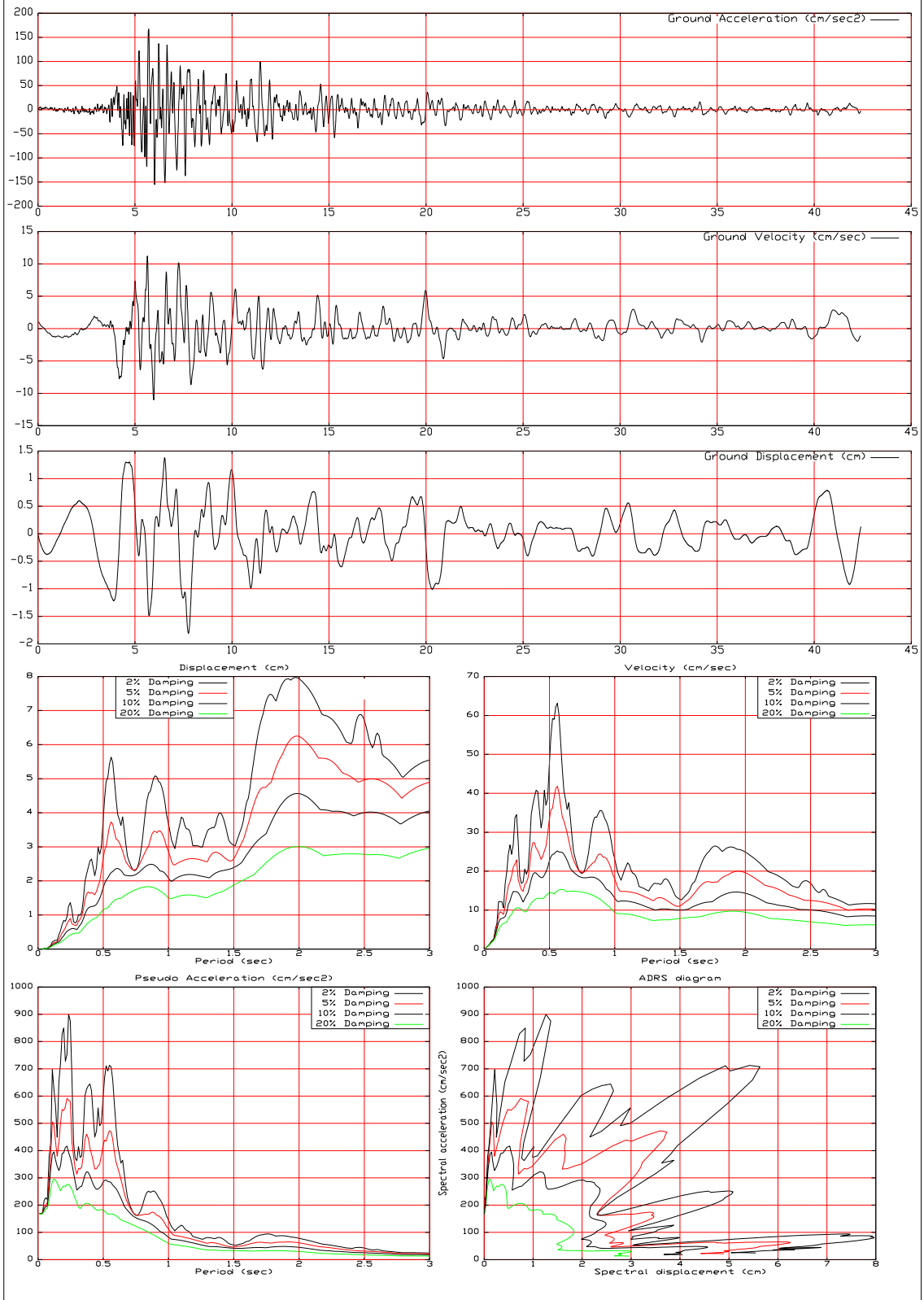
4, ATHENS-4



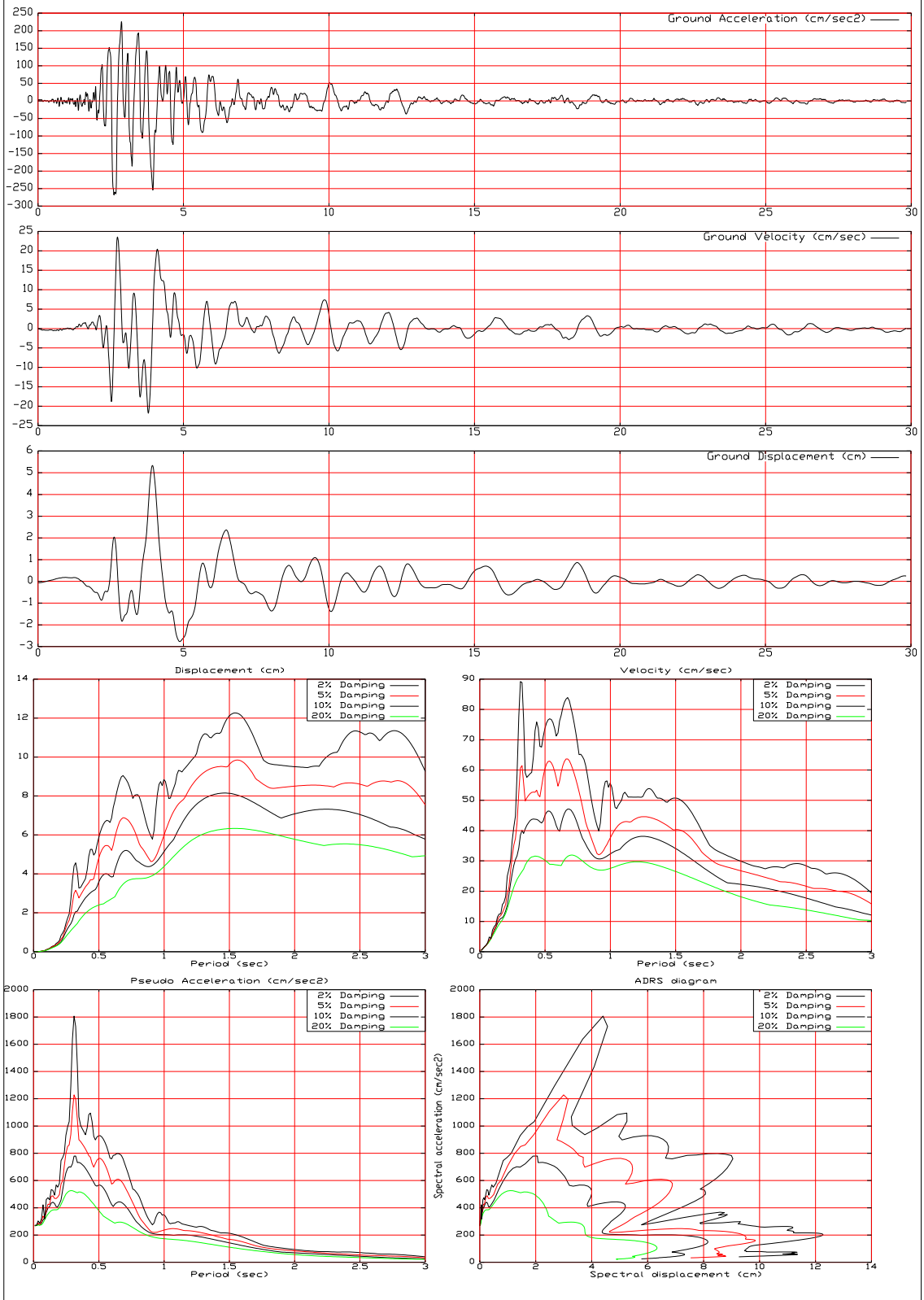
5. ARG0183-7



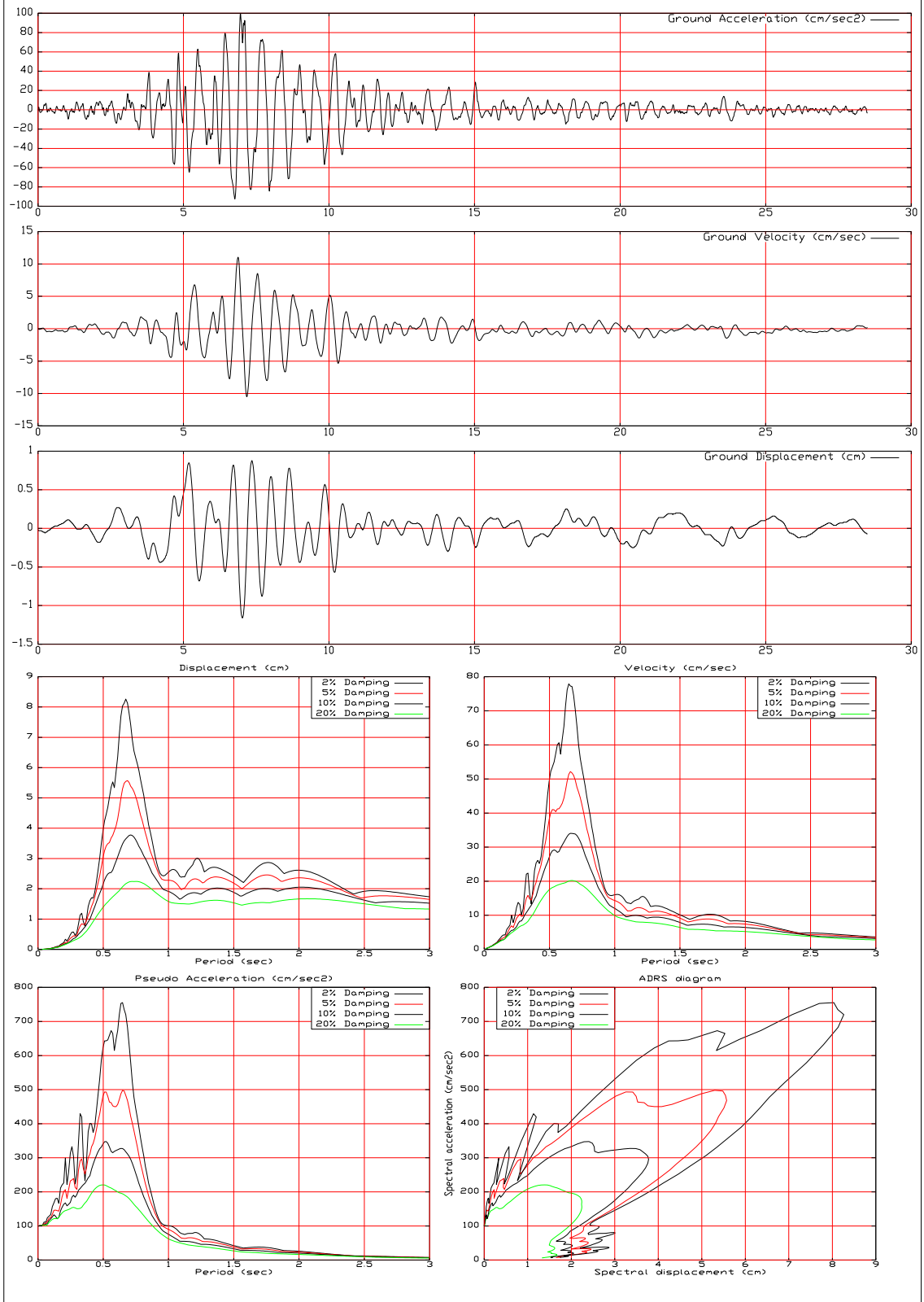
6. ΖΑΚ188-4



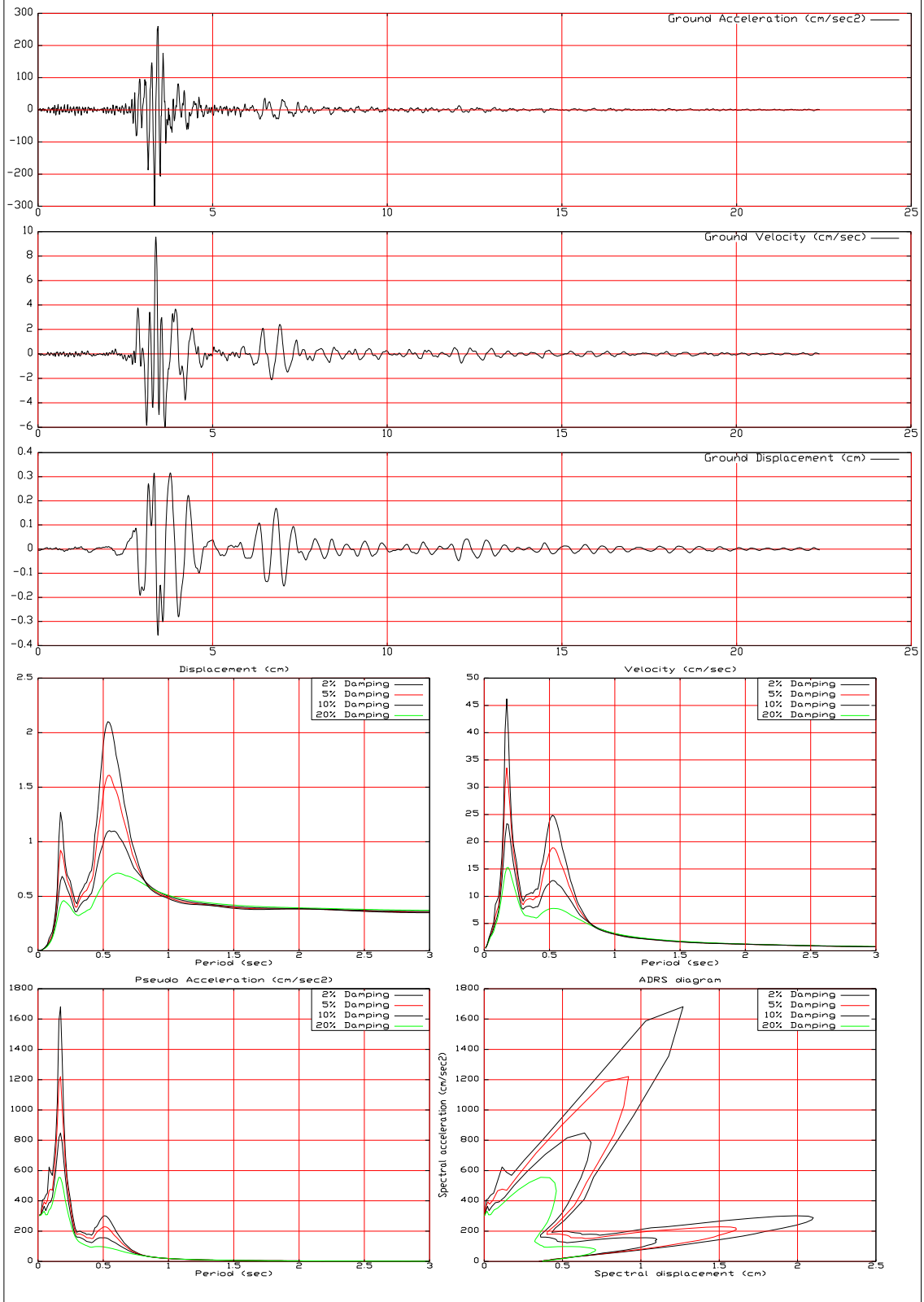
7. KAL186-1



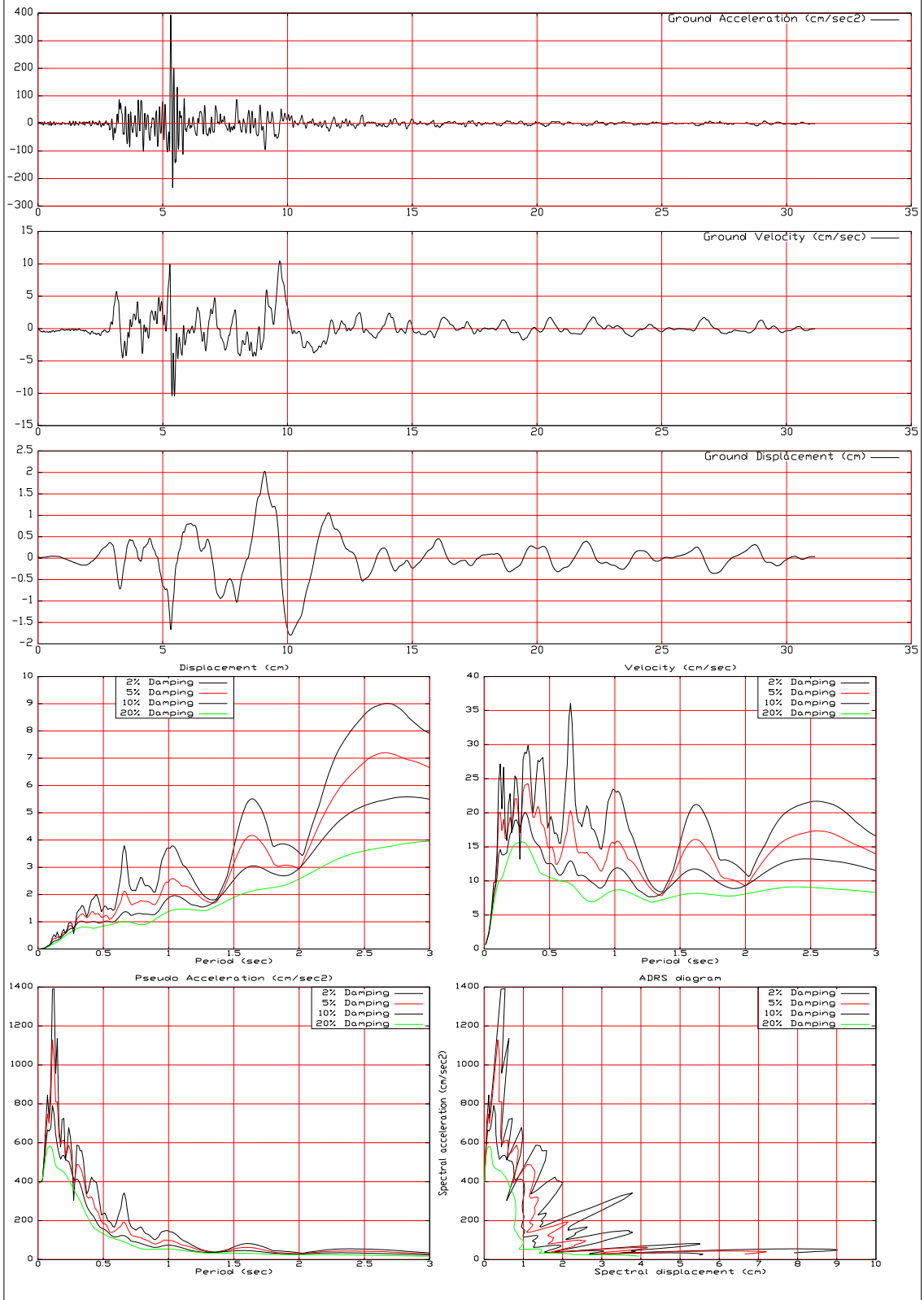
8. EDE190-1



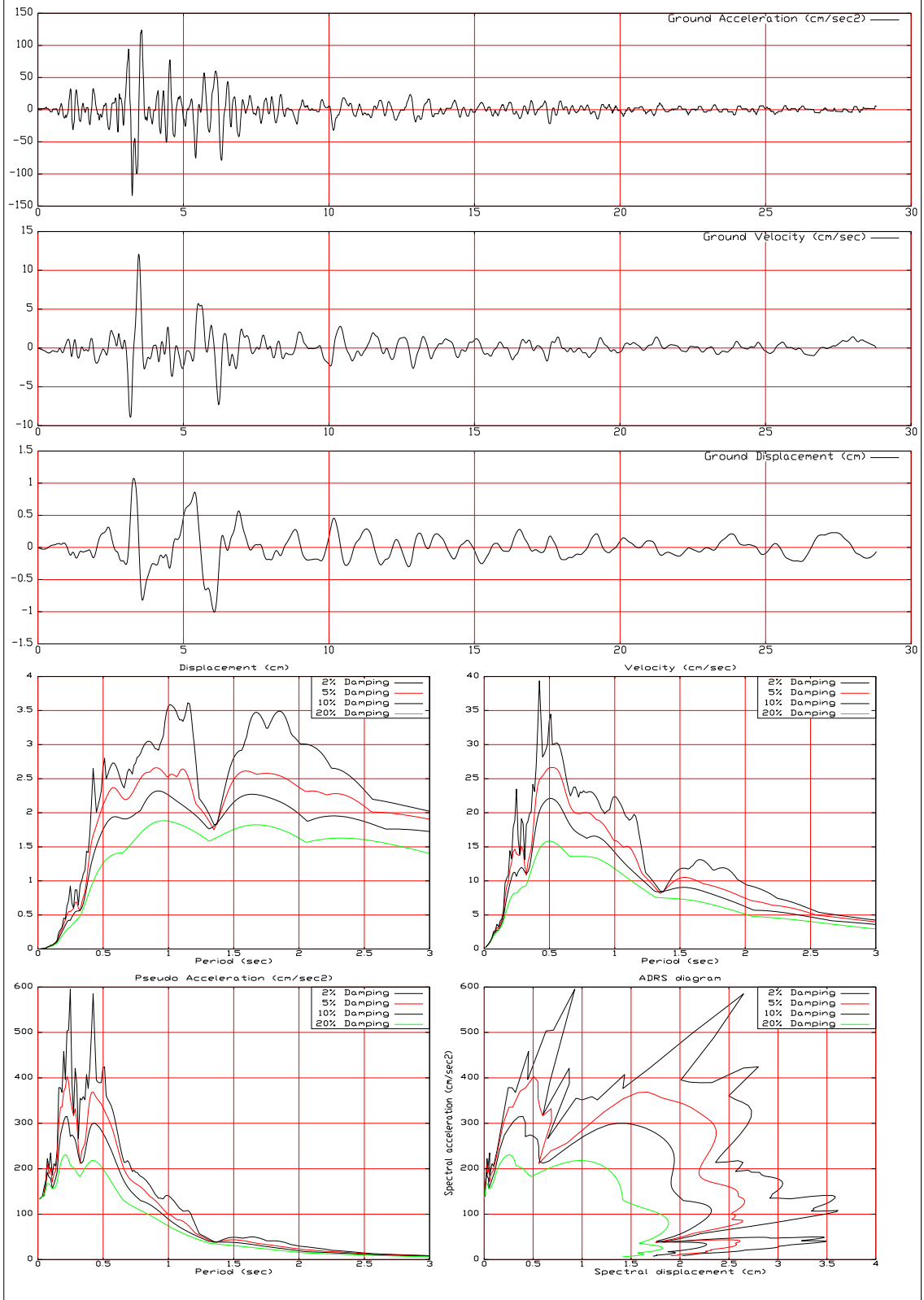
9. ARG0183-8



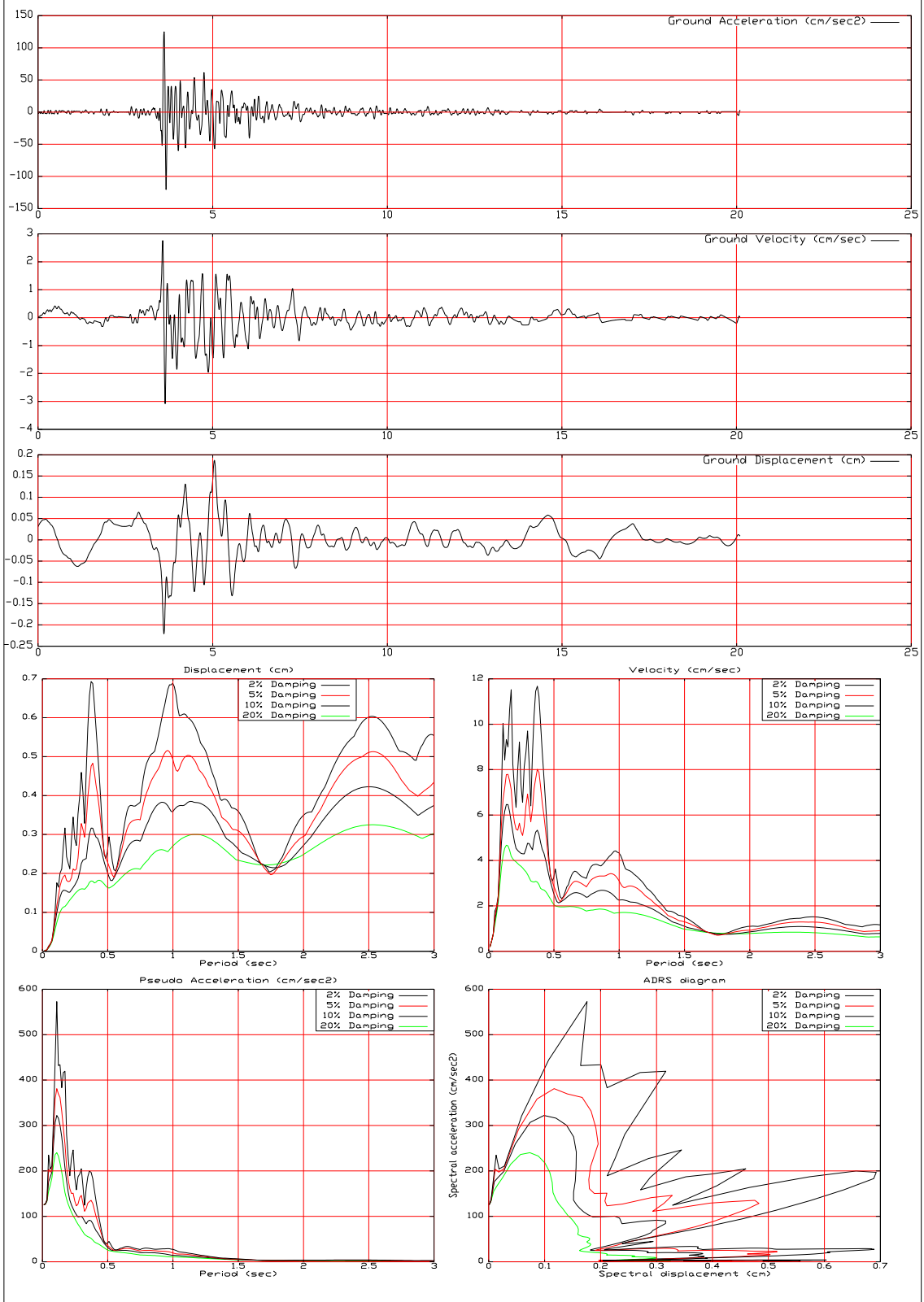
10. PAT393-2



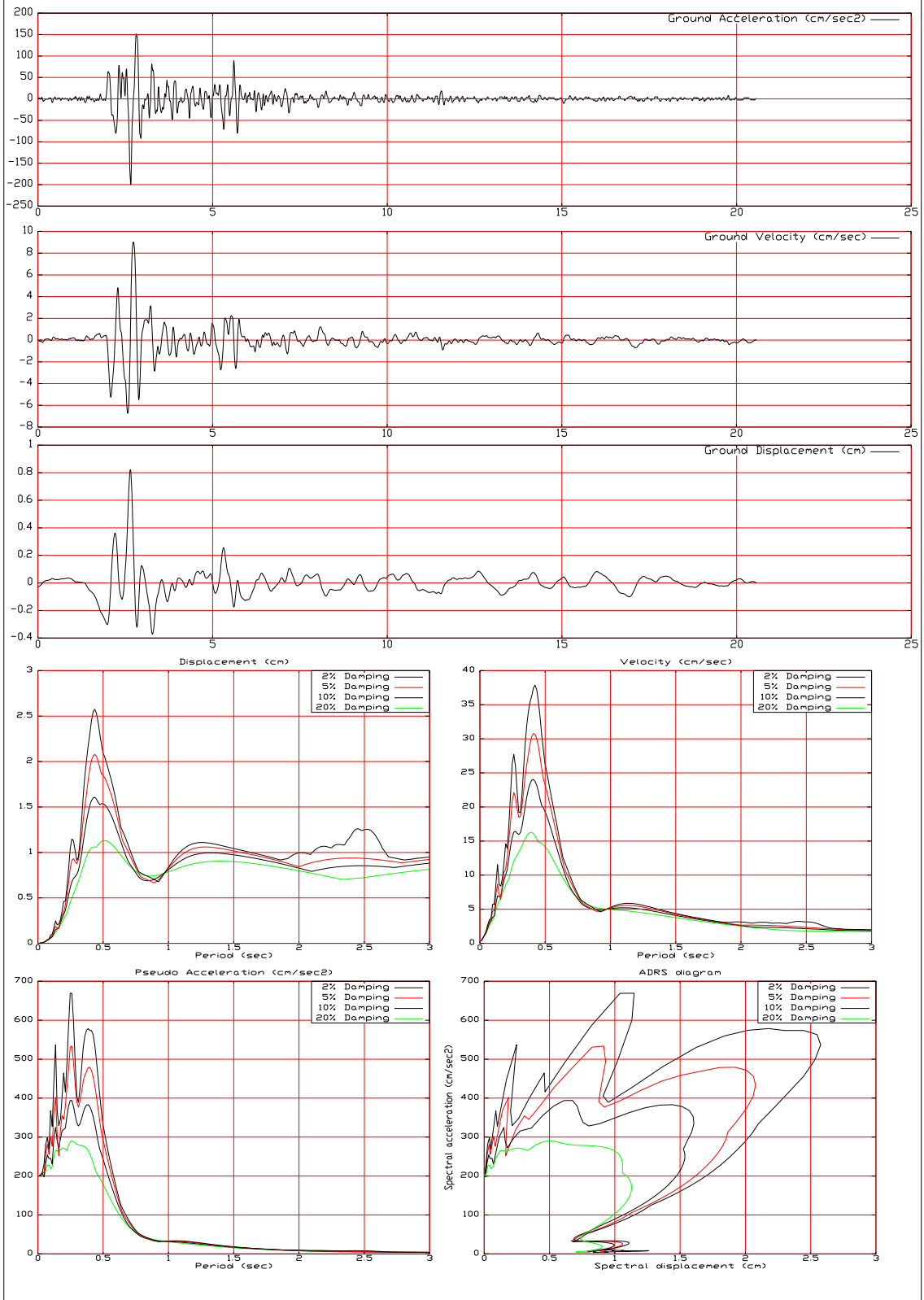
11. LEF194-1



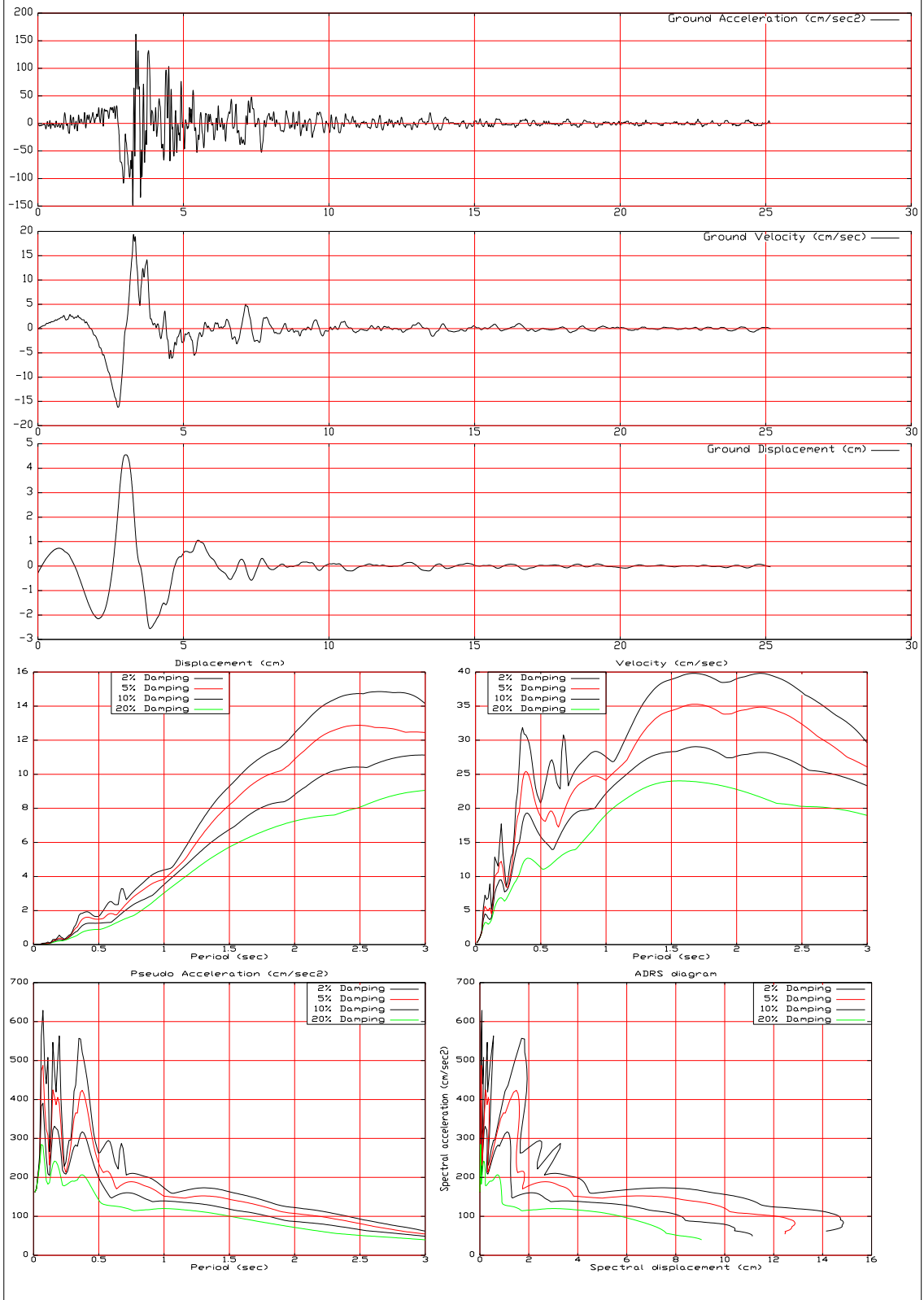
12. ΚΥΡ187-1



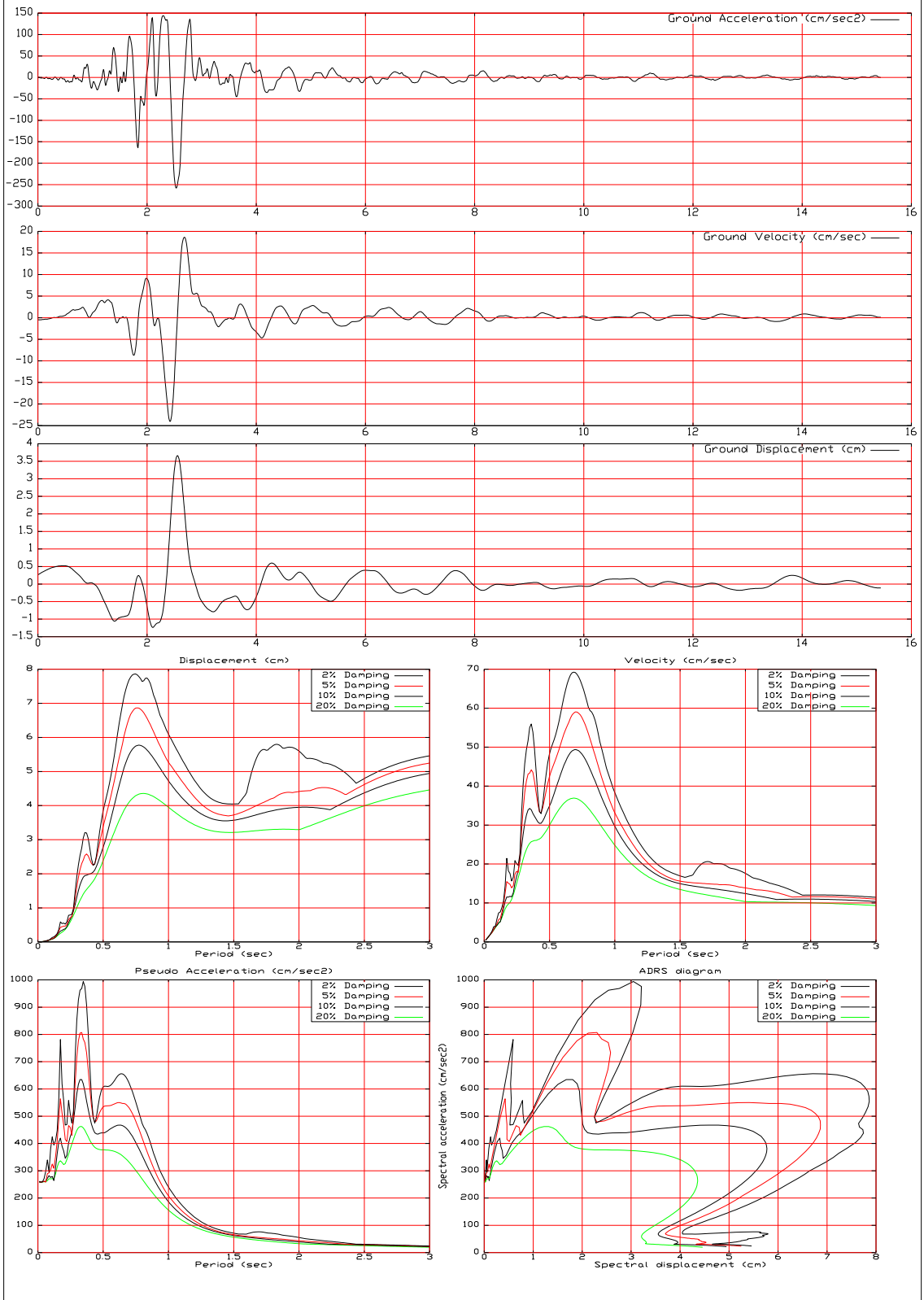
13. ARG0192-1



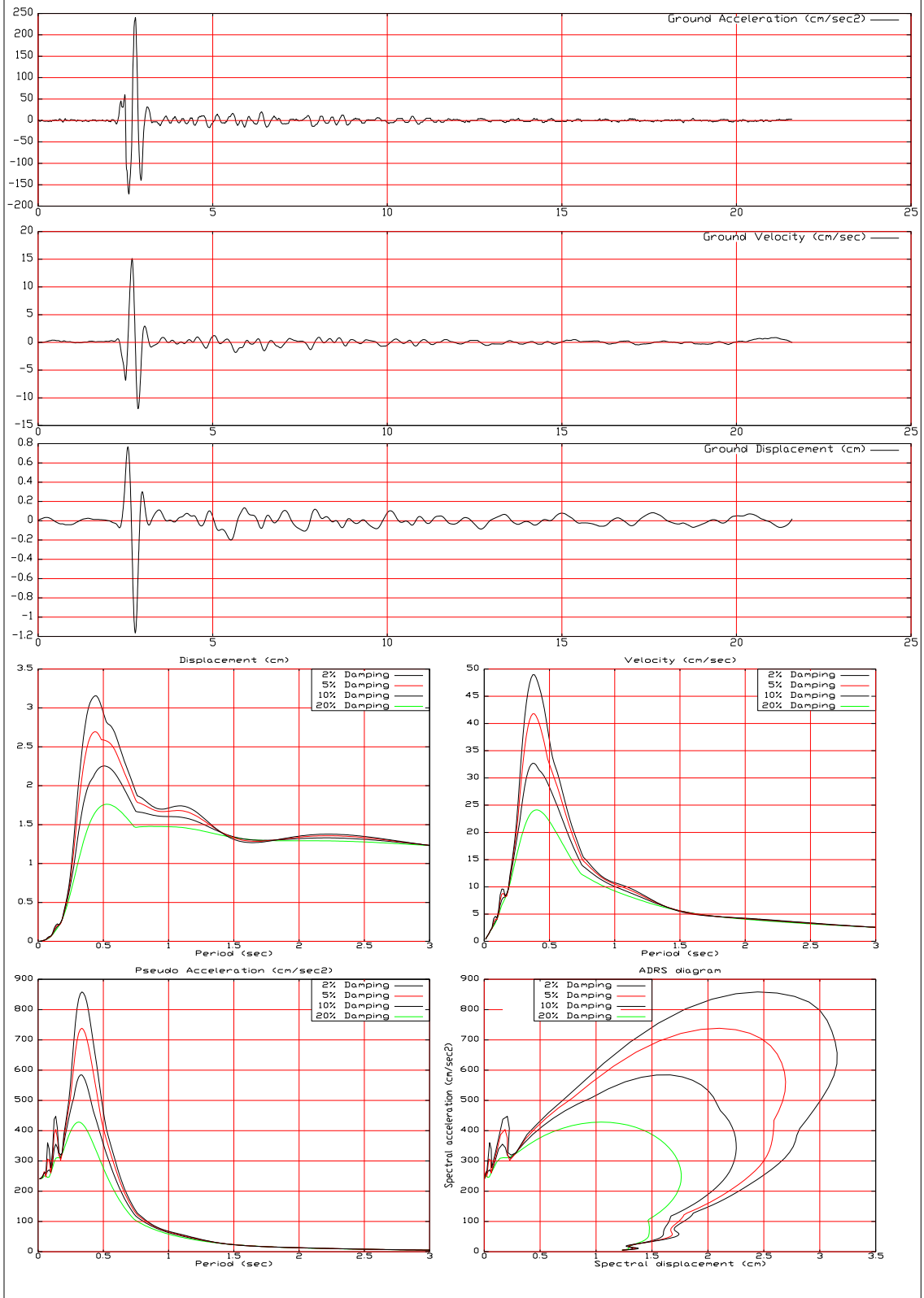
14. PYR193-8



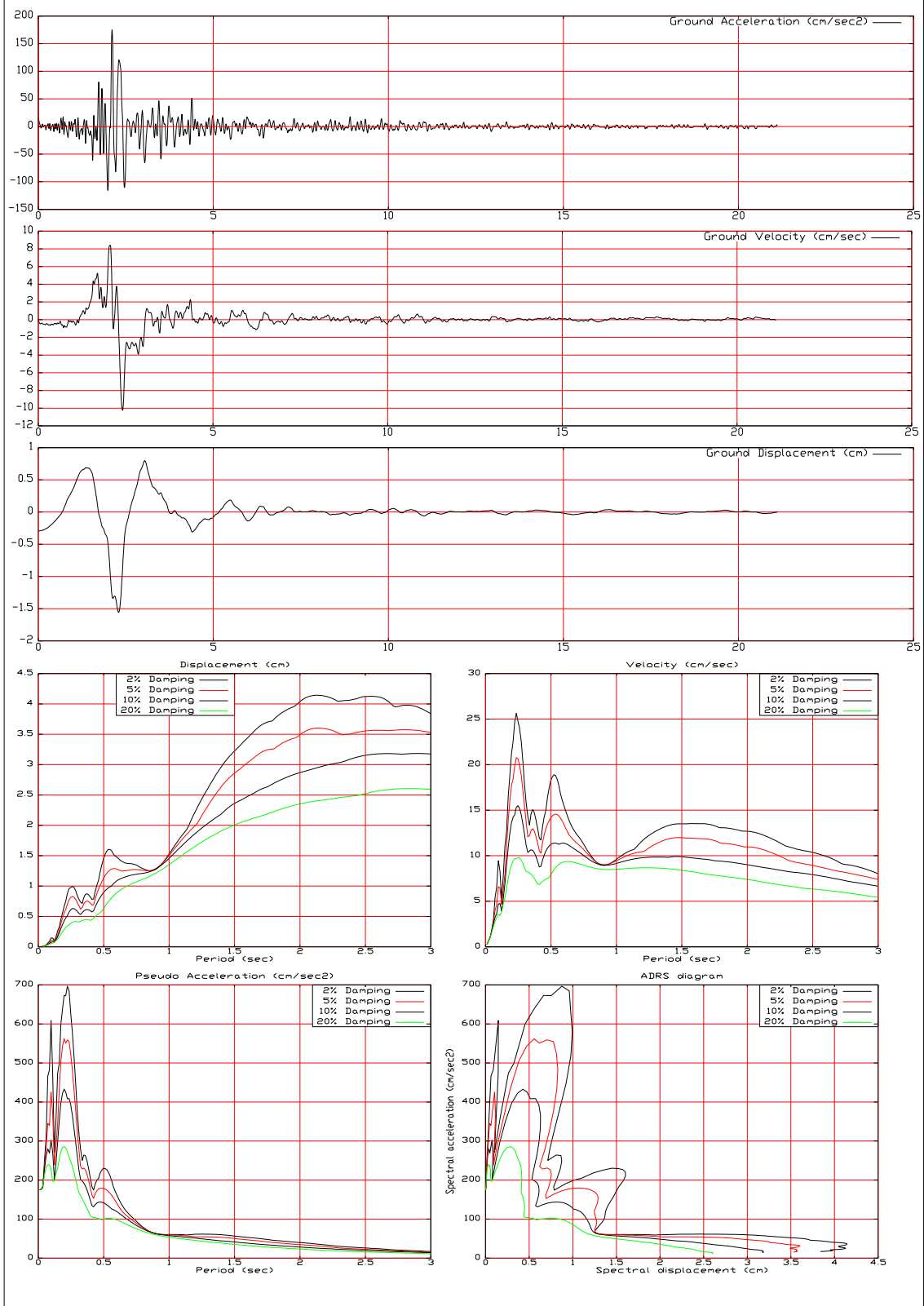
15. KAL286-2



16. LEF188-2



17. IER183-3



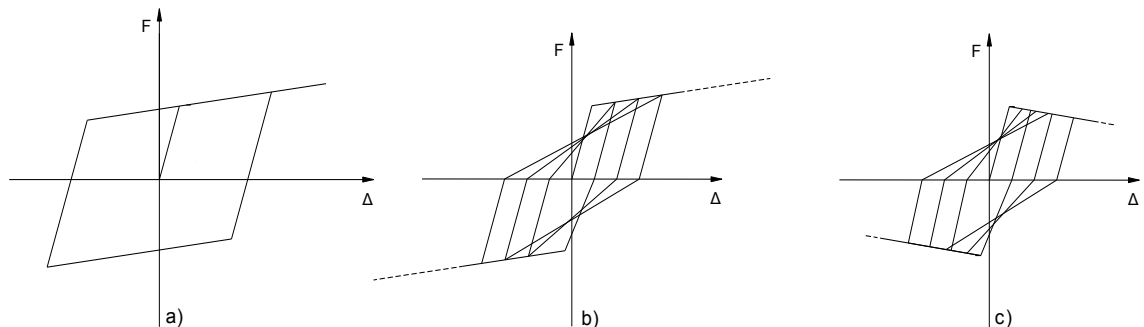
5.4 ΜΟΝΤΕΛΑ ΔΥΝΑΜΗΣ - ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Η επιλογή των μοντέλων δύναμης – μετακίνησης πρέπει να γίνει έτσι ώστε αυτά να μπορούν να περιγράψουν την απόκριση των κατασκευών και τις συνακόλουθες

μέγιστες τιμές των διαφόρων μεγεθών. Τα μοντέλα δύναμης – μετακίνησης, πρέπει να αναπαριστούν τη συμπεριφορά των τυπικών κτιρίων που εμφανίζονται στην Ελλάδα. Η πραγματική απόκριση των κατασκευών εξαρτάται από τις λεπτομέρειες της κατασκευαστικής διαμόρφωσης καθώς και την απόκριση των διαφόρων στοιχείων που απαρτίζουν τον φέροντα οργανισμό. Με την σειρά τους, αυτή εξαρτάται από τις πραγματικές ιδιότητες των υλικών καθώς επίσης και από την ιστορία των στατικών και δυναμικών φορτίων.

Ο στόχος των αναλύσεων που διενεργήθηκαν στα πλαίσια της παρούσης εργασίας, είναι να απομονώσει τις βασικές τάσεις της συμπεριφοράς των τυπικών κτιρίων κάτω από τις σεισμικές επιπλοήσεις του Ελληνικού χώρου. Η εκπλήρωση του παραπάνω στόχου δεν απαιτεί την ακρίβεια στην μοντελοποίηση που θα απαιτείτο για την κατανόηση της λεπτομερούς συμπεριφοράς μιας συγκεκριμένης κατασκευής.

Τα μοντέλα που χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία είναι τα εξής (Σχήμα 2):



Σχήμα 2: Τα τρία μοντέλα συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση

- Τύπος Α: Ελαστοπλαστικό μοντέλο με κράτυνση. Ο κλάδος της κράτυνσης εμφανίζει δυσκαμψία ίση με το 5% της αντίστοιχης ελαστικής. Το μοντέλο αυτό αντιστοιχεί σε τέλεια ελαστοπλαστική συμπεριφορά και χρησιμοποιείται στην παρούσα ανάλυση ως μοντέλο αναφοράς.
- Τύπος Β: Ελαστοπλαστικό μοντέλο απομειούμενης δυσκαμψίας με κράτυνση. Η συμπεριφορά αυτή είναι χαρακτηριστική για συστήματα με τοιχώματα με κυρίαρχη την καμπτική συμπεριφορά και είναι τυπική για νέα κτίρια, διαστασιολογημένα με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού. Ο κλάδος της κράτυνσης εμφανίζει και σε αυτό το μοντέλο δυσκαμψία ίση με το 5% της αντίστοιχης ελαστικής.
- Τύπος Γ: Ελαστοπλαστικό μοντέλο απομειούμενης δυσκαμψίας με φθίνοντα κλάδο για την περιγραφή της συμπεριφοράς μετά τη διαρροή. Η κλίση του φθίνοντα κλάδου αντιστοιχεί σε δυσκαμψία ίση με -10% της αντίστοιχης ελαστικής. Το μοντέλο αυτό είναι τυπικό για συστήματα με πλινθοδομές, όπου η αντοχή ελαττώνεται με την αύξηση των μετακινήσεων. Η απομείωση της αντοχής οφείλεται σε ψαθυρές μορφές αστοχίας. Η συμπεριφορά αυτή είναι χαρακτηριστική για παλαιότερες κατασκευές.

5.5 ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Με βάση τις χρονικές ιστορίες της παραγράφου 3, εκτελέσθηκαν δυναμικές αναλύσεις με χρονική ολοκλήρωση μονοβάθμιων ταλαντωτών με τα χαρακτηριστικά της παραγράφου 4.

Εκτελέσθηκαν δυναμικές αναλύσεις δύο βασικών κατηγοριών. Στην πρώτη κατηγορία η πλαστιμότητα μετακινήσεων μ διατηρείται σταθερή και μελετάται η απόκριση των ταλαντωτών. Λήφθηκαν υπόψη πέντε επίπεδα σταθερής πλαστιμότητας μετακινήσεων

με τιμές του μ ίσες με 1,2,4,6 και 8. Για το σκοπό αυτό θεωρήθηκαν ταλαντωτές τέτοιοι ώστε να επιτευχθούν 20 αρχικές περιόδους ταλάντωσης από $T=0.1$ έως $T=2.0$ sec.

Σε αυτές τις περιόδους, υπολογίστηκε η απαιτούμενη αντοχή F_y έτσι ώστε να επιτευχθεί πλαστιμότητα μετακινήσεων σχεδιασμού 1,2,4,6 and 8 χρησιμοποιώντας τα διγραμμικά μοντέλα της προηγούμενης παραγράφου, για κάθε μια από τις εδαφικές κινήσεις της παραγράφου 3. Ο λόγος της ελαστικής αντοχής F προς την ανελαστική αντοχή F_y συμβολίζεται με R και ονομάζεται συντελεστής μείωσης της ελαστικής αντοχής.

Στη δεύτερη κατηγορία θεωρείται σταθερός ο συντελεστής μείωσης της ελαστικής αντοχής και μελετάται η απόκριση των ταλαντωτών για τα διάφορα επιταχυνσιογραφήματα.

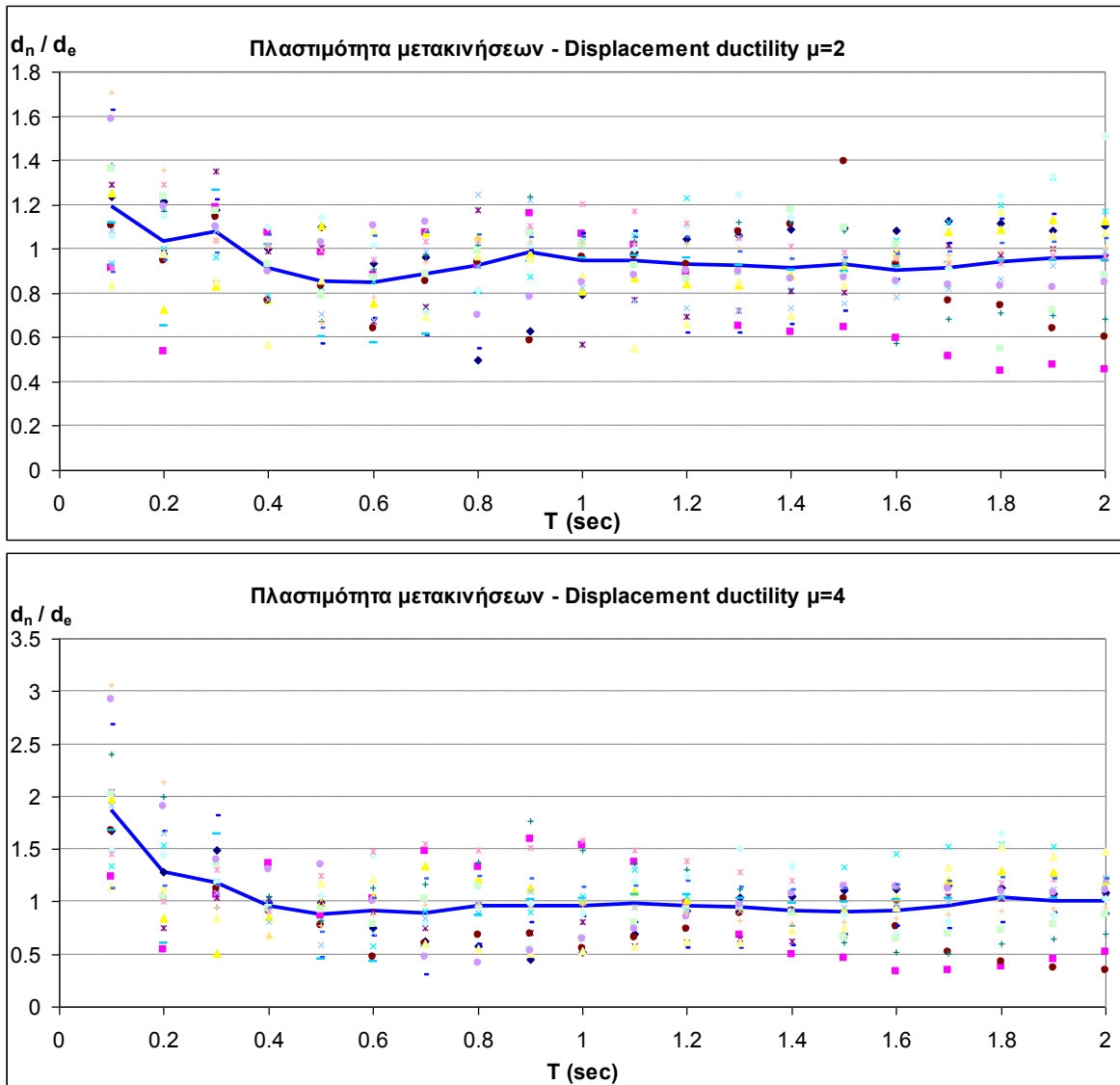
Θεωρούνται τέσσερα επίπεδα σταθερού R με τιμές ίσες με 2,3,4 και 5. Για το λόγο αυτό θεωρήθηκαν ταλαντωτές τέτοιοι ώστε να επιτευχθούν 20 αρχικές τιμές της συχνότητας από $\nu=0.01$ έως $\nu=10$. Στις τιμές αυτές της συχνότητας, προσδιορίστηκε η απαιτούμενη πλαστιμότητα μετακινήσεων έτσι ώστε να επιτευχθούν τιμές του R 2,3,4 και 5, χρησιμοποιώντας τα διγραμμικά μοντέλα της προηγούμενης παραγράφου για κάθε μια από τις εδαφικές κινήσεις της παραγράφου 3.

5.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Στην αποτίμηση που ακολούθησε, η προσοχή επικεντρώθηκε τον υπολογισμό της μέγιστης μετακίνησης του ταλαντωτή. Αναμένεται ότι μια αποδεκτή διαδικασία θα μπορεί να προσεγγίσει τη μέγιστη μετακίνηση του μη-γραμμικού συστήματος με ικανοποιητικά επίπεδα ακρίβειας. Για το λόγο αυτό, στα σχήματα που ακολουθούν μελετάται ο λόγος d_n/d_e όπου d_n είναι η μέγιστη μετακίνηση του μη-γραμμικού ταλαντωτή και d_e είναι η μέγιστη μετακίνηση του ελαστικού ταλαντωτή που έχει δυσκαμψία ίση με την αρχική δυσκαμψία του μη-γραμμικού ταλαντωτή.

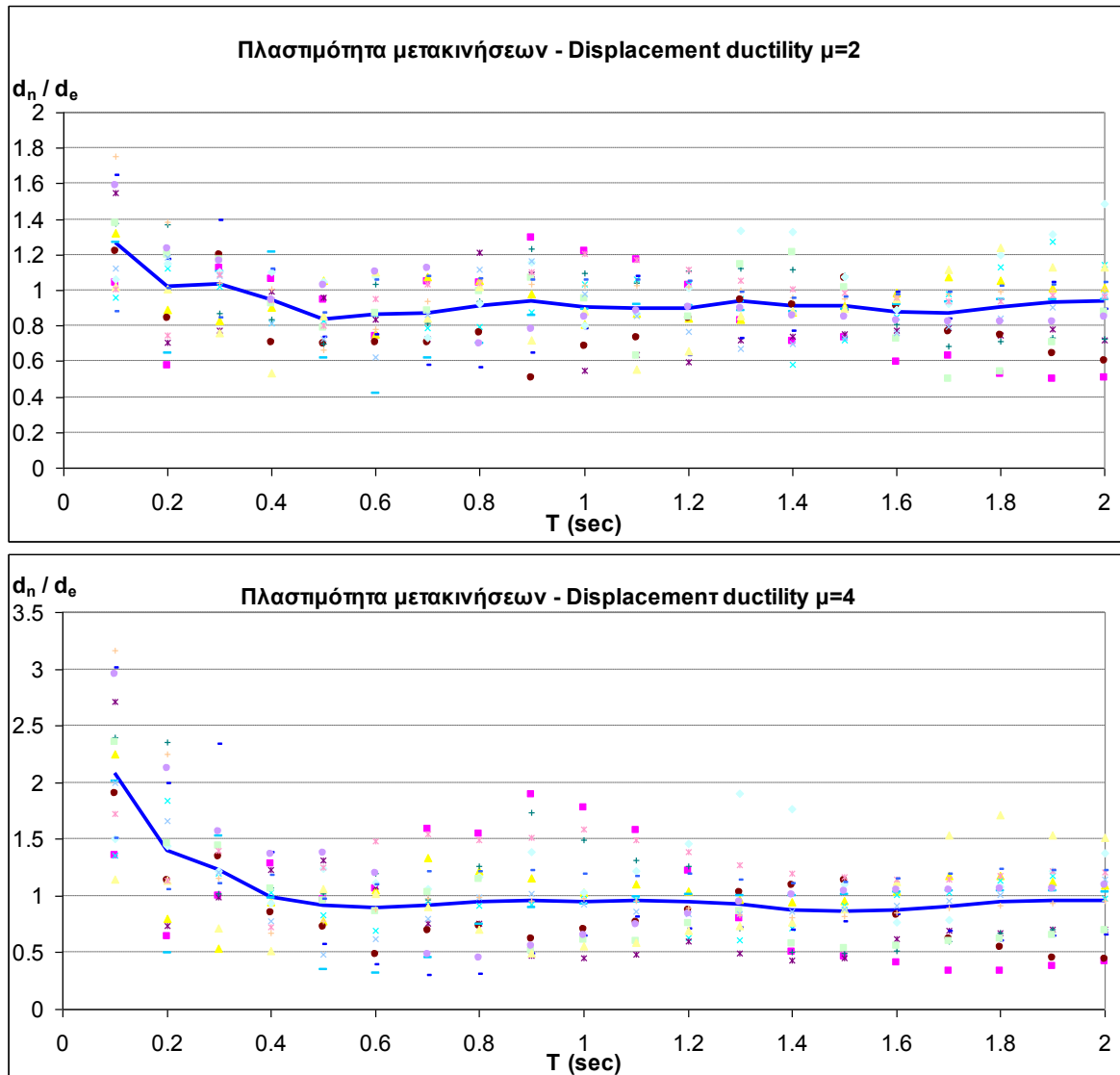
Τα σχήματα 3 έως 6 αντιστοιχούν στην πρώτη ομάδα των αναλύσεων που εκτελέστηκαν, όπου η πλαστιμότητα των μετακινήσεων θεωρείται σταθερή.

Στο Σχήμα 3 εμφανίζεται ο λόγος d_n/d_e για το μοντέλο τύπου A, για διάφορα επίπεδα πλαστιμότητας. Για οικονομία χώρου παρουσιάζονται μόνον τα αποτελέσματα για $\mu=2$, $\mu=4$. Η τάση που δείχνουν τα σχήματα εμφανίζει μια μέγιστη μετακίνηση του μη-γραμμικού συστήματος από 0.4 έως 5 φορές την μετακίνηση του αντίστοιχου ελαστικού. Σημειώνεται ότι η διασπορά αυξάνει με την αύξηση της πλαστιμότητας των μετακινήσεων. Η συνεχής γραμμή αναπαριστά τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίστηκαν για τις 17 εδαφικές κινήσεις. Παρά την ευρεία διασπορά, οι μέσοι όροι δείχνουν να ακολουθούν κάποιους κανόνες, για παράδειγμα, για περιόδους μεγαλύτερες από μια χαρακτηριστική περίοδο της τάξης των 0.4-0.6 sec, οι μέσοι όροι είναι κοντά στη μονάδα. Επίσης, οι αποκλίσεις από την τιμή αυτή αυξάνουν όσο μειώνεται η περίοδος. Τέλος η αύξηση της πλαστιμότητας, οδηγεί σε σημαντικά μεγαλύτερες μέσες τιμές μέσα στο εύρος αυτό των περιόδων.



Σχήμα 3: Λόγοι d_n/d_e για το μοντέλο τύπου A

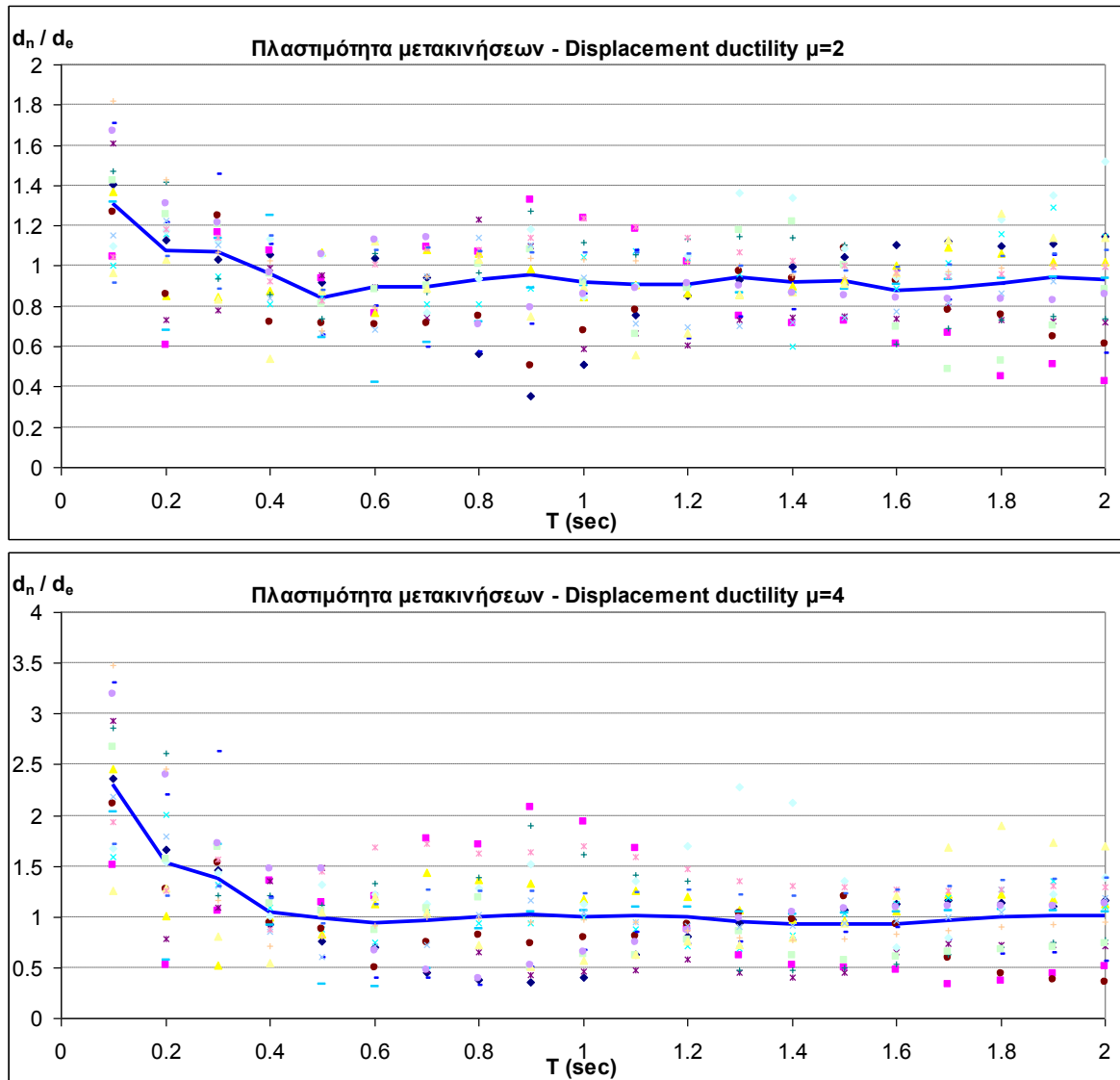
Παρόμοια είναι τα αποτελέσματα για το μοντέλο τύπου B που παρουσιάζονται στο Σχήμα 4. Σημειώνεται ότι οι μέσες τιμές που υπολογίστηκαν για το εύρος περιόδων μεταξύ 0.1-0.4 sec τείνουν να είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες τιμές που υπολογίστηκαν για το μοντέλο τύπου A



Σχήμα 4: Λόγοι d_n/d_e για το μοντέλο τύπου Β

Παρόμοιες παρατηρήσεις ισχύουν για τα αποτελέσματα που επιτεύχθηκαν με το μοντέλο τύπου Γ και παρουσιάζονται στο Σχήμα 5. Σημειώνεται ότι η διασπορά των αποτελεσμάτων αυξάνει και σημειώνονται τιμές μεταξύ 0.4 και 6.5.

Επίσης οι μέσες τιμές στο εύρος περιόδων μεταξύ 0.1-0.4 sec είναι σημαντικά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες που υπολογίστηκαν για το μοντέλο τύπου Α. Οι μεγαλύτερες διαφορές εμφανίζονται για $\mu=8$ όπου η μέση τιμή για περίοδο $T=0.1$ sec είναι 42% μεγαλύτερη από την αντίστοιχη για το μοντέλο τύπου Α.

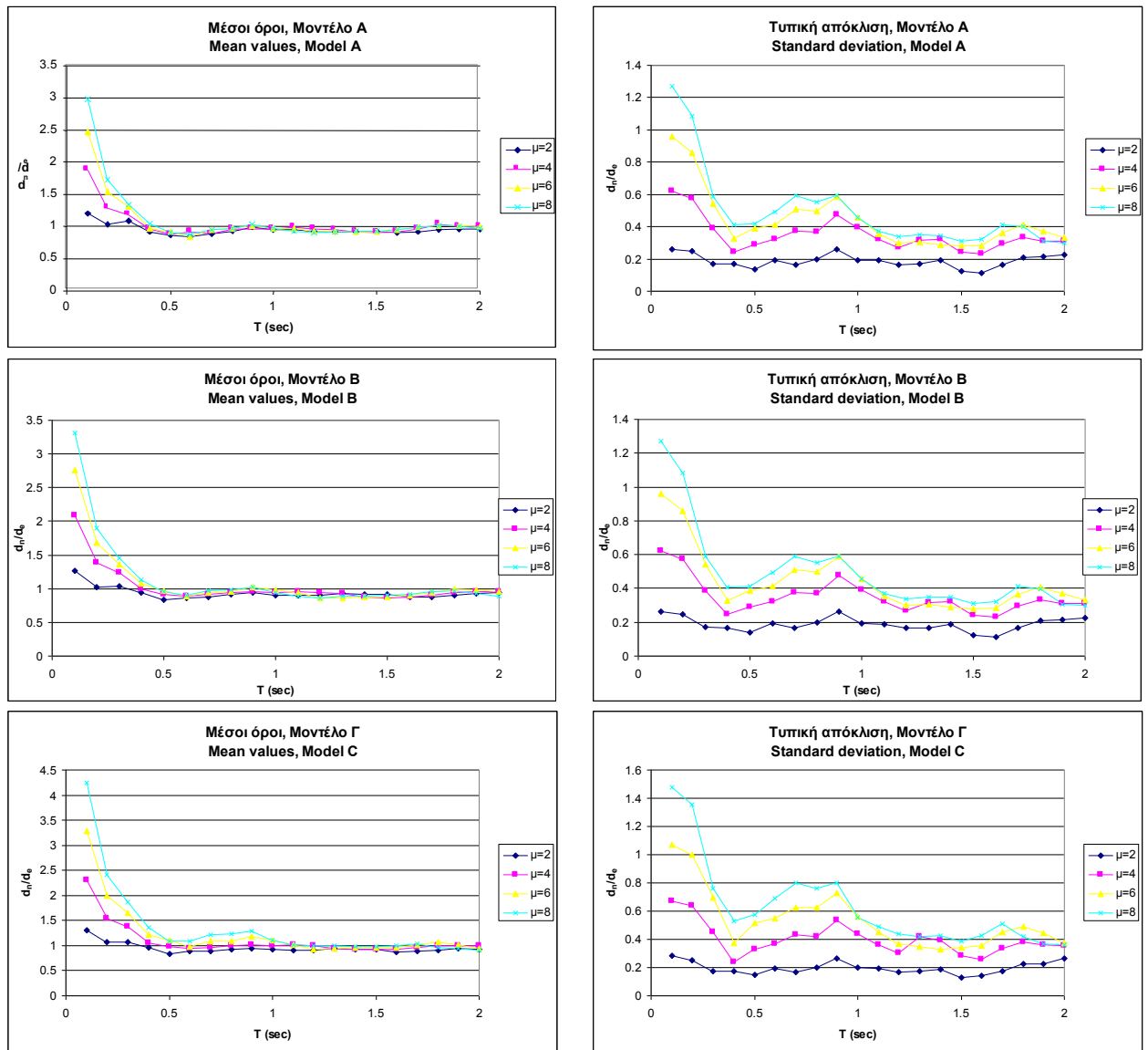


Σχήμα 5: Λόγοι d_n/d_e για το μοντέλο τύπου Γ

Τα παραπάνω αποτελέσματα επιβεβαιώνονται επίσης από τα διαγράμματα του σχήματος 6 που απεικονίζουν τις μέσες τιμές και την τυπική απόκλιση των αποτελεσμάτων για τα τρία μοντέλα και για διάφορα επίπεδα πλαστικότητας μετακινήσεων. Σημειώνεται ότι παρόλο που οι μέσες τιμές είναι κοντά στη μονάδα, μετά από μια χαρακτηριστική τιμή της περιόδου στο εύρος 0.4-0.6 sec, οι τιμές της τυπικής απόκλισης διαφέρουν πολύ, ανάλογα με το επίπεδο της πλαστικότητας.

Για $\mu=2$ η τυπική απόκλιση λαμβάνει μια μάλλον σταθερή τιμή ίση με 0.2 για όλα τα μοντέλα που θεωρήθηκαν στην παρούσα εργασία. Για μεγαλύτερες τιμές της πλαστικότητας, οι τιμές της τυπικής απόκλισης αυξάνουν, ιδιαίτερα στην περιοχή των χαμηλών περιόδων. Επίσης, οι τιμές της τυπικής απόκλισης δείχνουν να είναι μεγαλύτερες στην περίπτωση του μοντέλου τύπου Γ. Σημειώνεται επίσης, ότι οι τιμές των μέσων όρων τείνουν να είναι μικρότερες της μονάδας για ταλαντωτές στην περιοχή των μεγάλων περιόδων για τα μοντέλα τύπων Α και Β. Αυτό σημαίνει ότι ο μέσος όρος των μέγιστων μετακινήσεων που υπολογίζεται για τα μη-γραμμικά μοντέλα είναι μικρότερος των μετακινήσεων που υπολογίζονται για τα αντίστοιχα ελαστικά ή ισοδύναμα, ότι τα γραμμικά συστήματα υπερεκτιμούν τις μετακινήσεις των μη-γραμμικών. Αντίθετα, τα αποτελέσματα τείνουν να είναι μεγαλύτερα της μονάδας

(ειδικά για μεγάλες τιμές της πλαστιμότητας μετακινήσεων) για τους ταλαντωτές που αντιστοιχούν στο μοντέλο τύπου Γ.

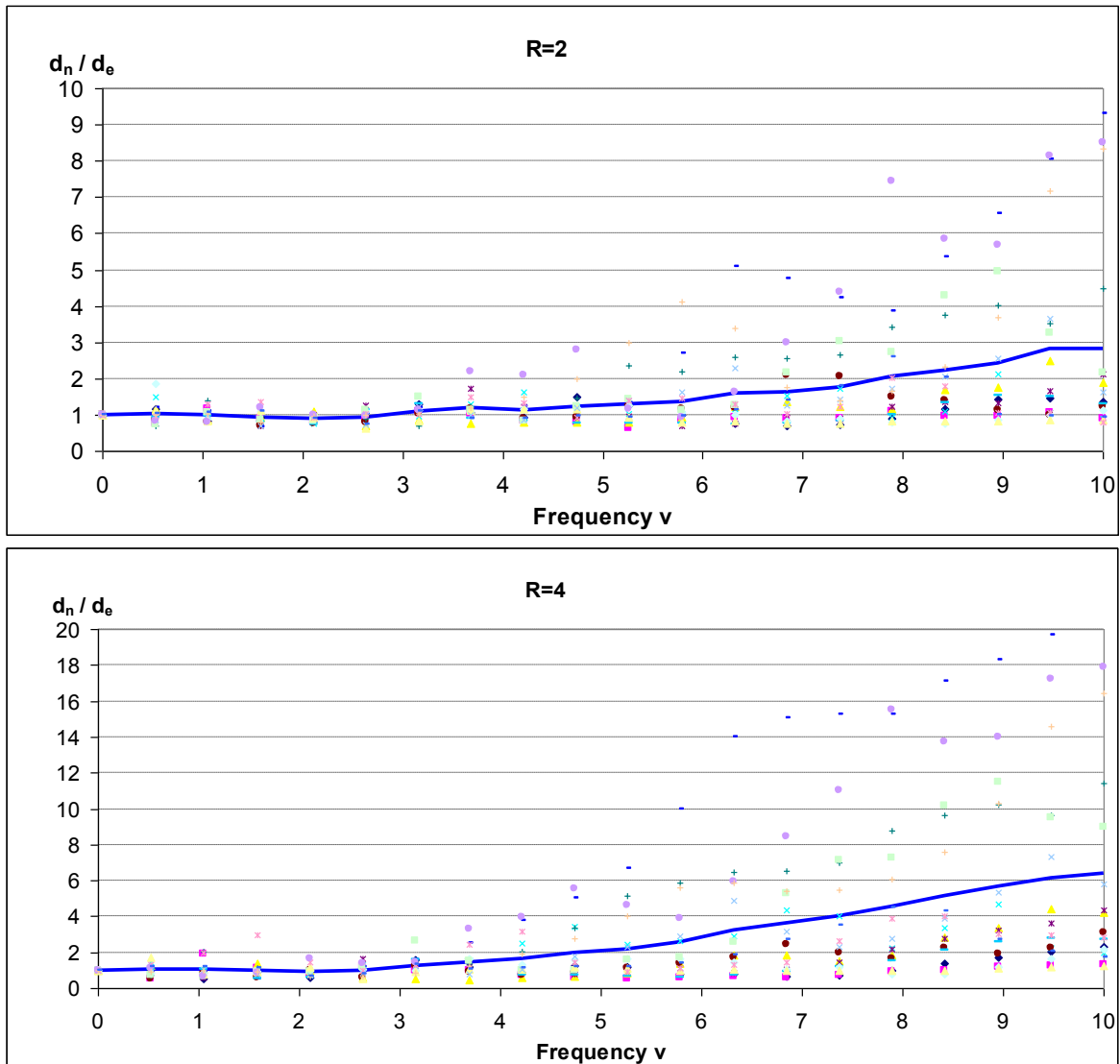


Σχήμα 6: Μέσοι όροι και τυπική απόκλιση του λόγου d_r/d_e

Τα σχήματα 7 έως 11 αντιστοιχούν στη δεύτερη ομάδα των αναλύσεων που διενεργήθηκαν, όπου διατηρείται σταθερός ο συντελεστής μείωσης της ελαστικής αντοχής R

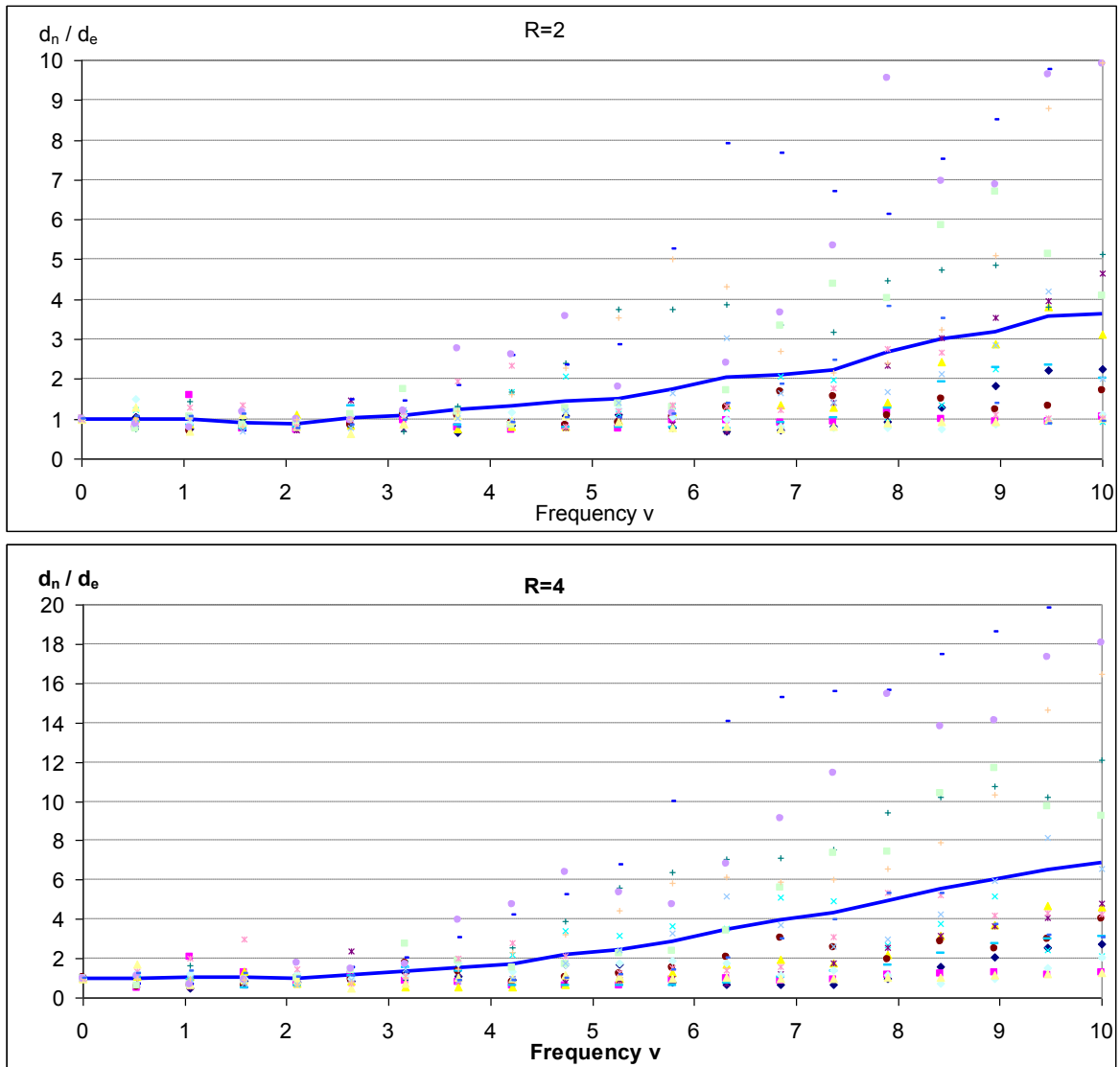
Στο Σχήμα 7 εμφανίζεται ο λόγος d_r/d_e για το μοντέλο τύπου A, για διάφορα επίπεδα του R .

Τα αποτελέσματα είναι κοντά στη μονάδα μέχρι μια χαρακτηριστική περίοδο περίπου ίση με 2.5. Μετά την περίοδο αυτή, οι τιμές διαφοροποιούνται από τη μονάδα και εμφανίζεται μεγάλη διασπορά των αποτελεσμάτων. Η συνεχής γραμμή και εδώ αντιστοιχεί στο μέσο όρο των τιμών που υπολογίστηκαν. Επίσης, μετά την χαρακτηριστική αυτή τιμή της συχνότητας, οι μέσες τιμές αυξάνουν όσο ο λόγος R μεγαλώνει.



Σχήμα 7: Λόγοι d_n/d_e για το μοντέλο τύπου Α

Ανάλογα είναι τα αποτελέσματα για το μοντέλο τύπου Β που δίνονται στο Σχήμα 8. Η κύρια διαφορά εντοπίζεται στο γεγονός ότι οι μέσες τιμές είναι αυξημένες σε σχέση με τις αντίστοιχες που υπολογίσθηκαν για το μοντέλο τύπου Α. Οι μεγαλύτερες διαφορές εμφανίζονται για χαμηλές τιμές του R , όπου τα αποτελέσματα για το μοντέλο τύπου Β είναι έως 29% μεγαλύτερα από τα αντίστοιχα του μοντέλου τύπου Α. Τα αποτελέσματα για το μοντέλο τύπου Γ είναι εντελώς διαφορετικά. Το μοντέλο αυτό εμφανίζει αρνητική κράτυνση. Τα μοντέλα του τύπου αυτού είναι επιρρεπή σε αστοχία, όπου η αστοχία ορίζεται ως το σημείο στο οποίο οι μετακινήσεις είναι τόσο μεγάλες ώστε η δύναμη που αντιστοιχεί στον ταλαντωτή τείνει στο μηδέν. Συνολικά, από τους 1700 ταλαντωτές που εξετάστηκαν (17 εδαφικές κινήσεις \times 20 τιμές της συχνότητας \times 5 επίπεδα του R), οι 692 αστόχησαν.



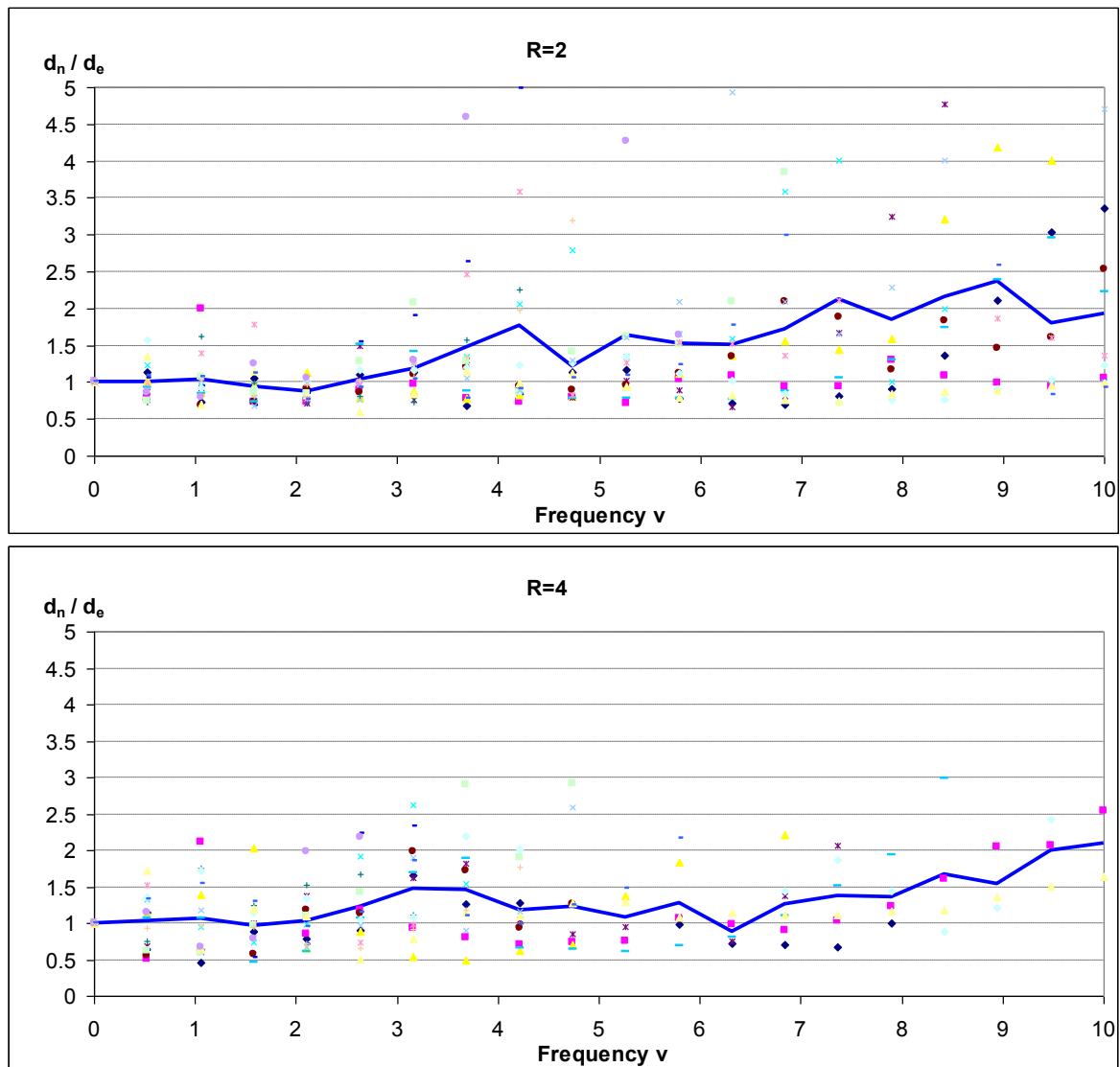
Σχήμα 8: Λόγοι d_n/d_e για το μοντέλο τύπου Β

Στον Πίνακα 2 παρουσιάζεται το ποσοστό των ταλαντωτών που αστόχησαν για τις διάφορες τιμές του R. Είναι προφανές ότι μεγαλύτερες τιμές του R συνηγορούν στην αστοχία. Αυτό σημαίνει ότι κατασκευές που χαρακτηρίζονται από αρνητική κράτνυση, πρέπει να παραμένουν σχεδόν ελαστικές έτσι ώστε να αποφεύγεται η αστοχία.

Στο Σχήμα 9 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μόνον για τους ταλαντωτές που δεν αστόχησαν. Τα αποτελέσματα, παρότι δεν είναι αντιπροσωπευτικά, δείχνουν να ακολουθούν σε γενικές γραμμές τα συμπεράσματα που παρουσιάσθηκαν παραπάνω.

R	2	3	4	5	6
Ταλαντωτές που αστόχησαν	53	113	145	176	205
Ποσοστό %	15.5	33.2	42.7	51.8	60.0

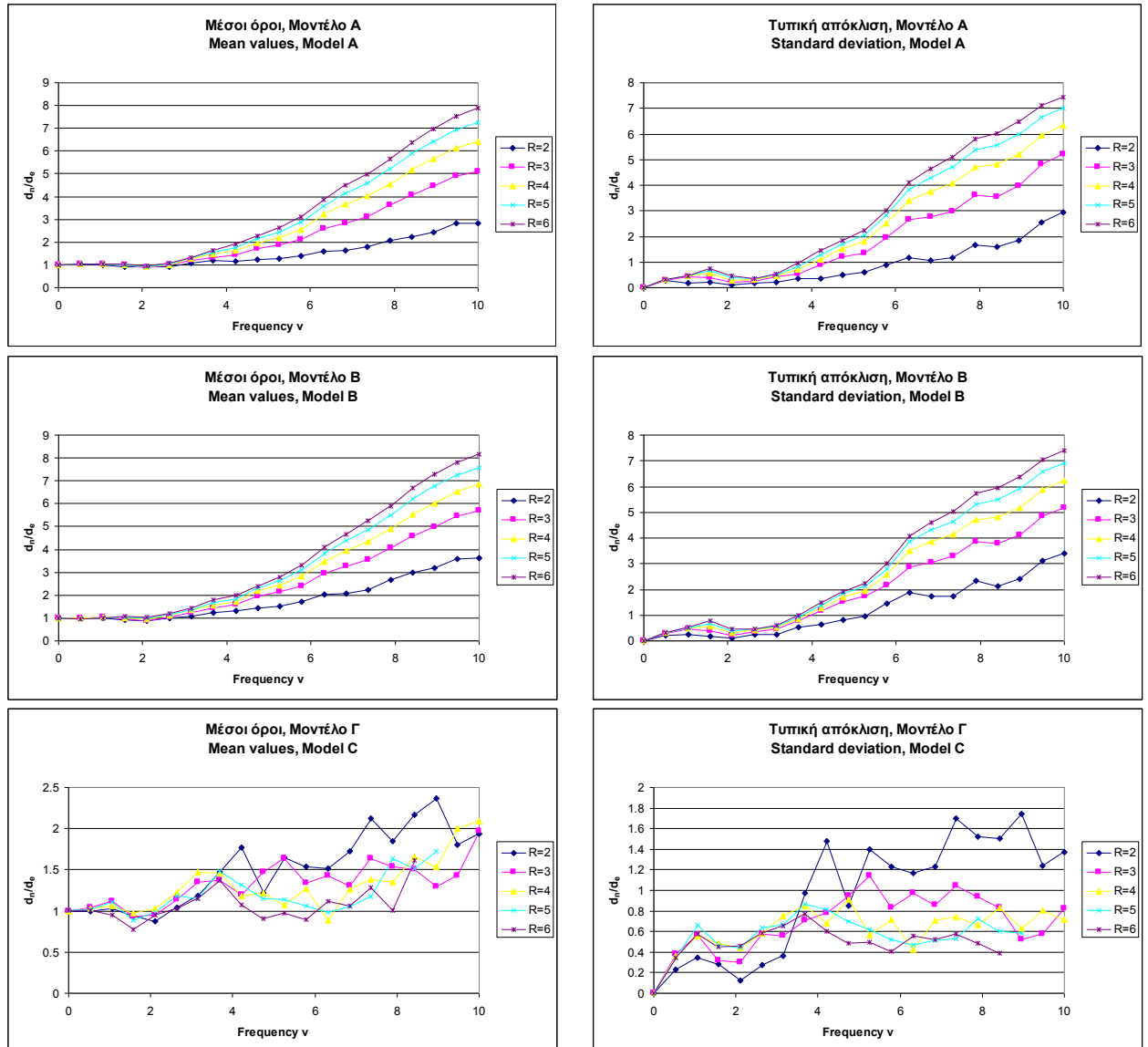
Πίνακας 2: Ταλαντωτές που αστόχησαν



Σχήμα 9: Λόγοι d_n/d_e για το μοντέλο τύπου Γ

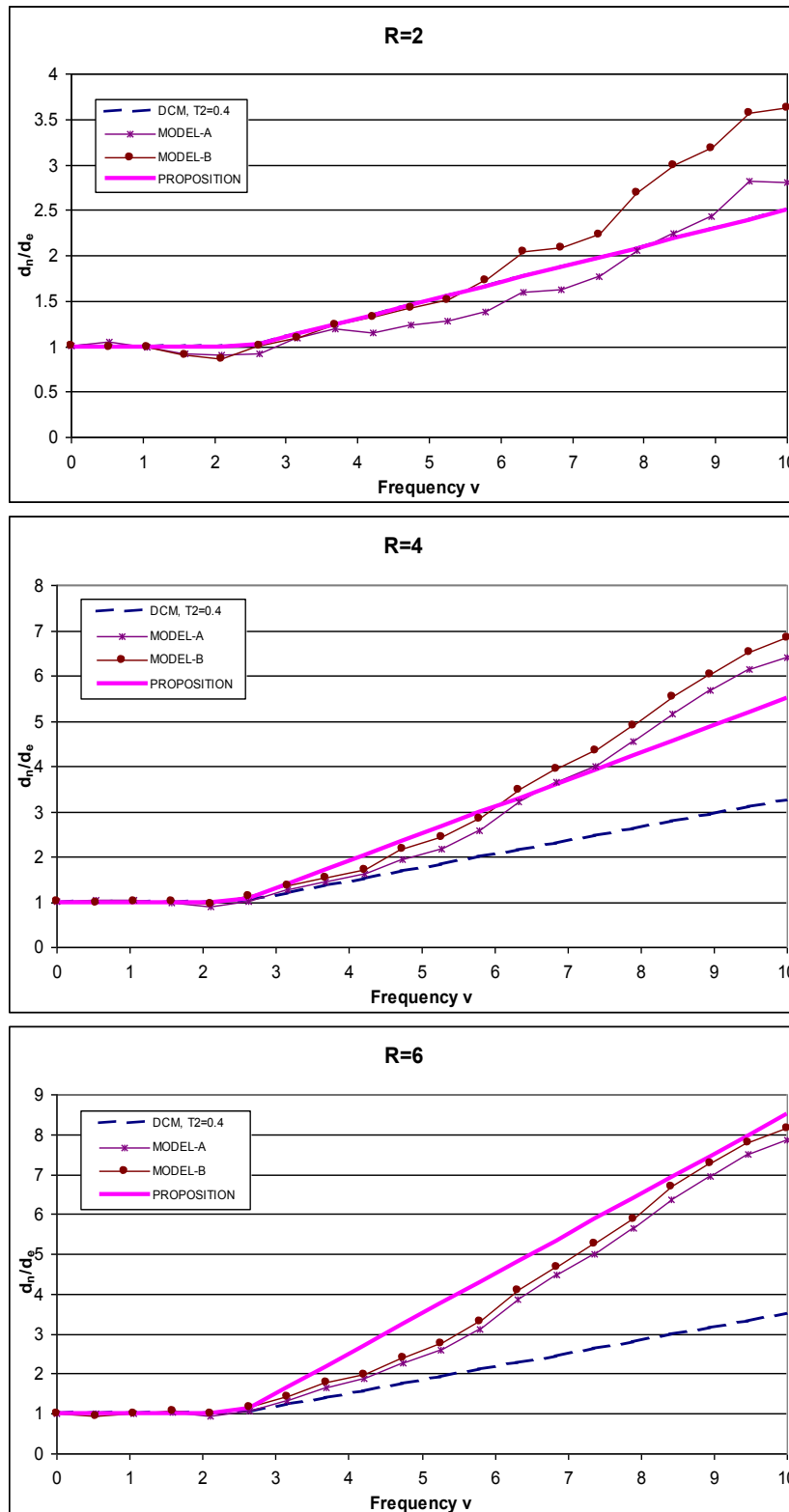
Τα παραπάνω επιβεβαιώνονται επίσης από τα διαγράμματα του σχήματος 10 που δίνουν τον μέσο όρο και την τυπική απόκλιση για τα τρία μοντέλα που εξετάστηκαν, για διάφορα επίπεδα του R . Οι μέσοι όροι είναι κοντά στη μονάδα μέχρι μια τιμή της συχνότητας ίση με 2.5, για όλα τα επίπεδα του R . Μετά την τιμή αυτή οι τιμές των μέσων όρων αυξάνουν, εξαρτώμενες κυρίως από το R . Ανάλογα, αυξάνουν και οι τιμές της τυπικής απόκλισης. Μεγάλες τιμές της τυπικής απόκλισης εμφανίζονται ιδιαίτερα σε υψηλές τιμές της συχνότητας. Τονίζεται και πάλι ότι τα αποτελέσματα για το μοντέλο τύπου Γ δεν είναι αντιπροσωπευτικά και ότι παρουσιάζονται μόνον για λόγους πληρότητας.

Στο Σχήμα 11 παρουσιάζονται οι μέσοι όροι των λόγων d_n/d_e σε σχέση με τη συχνότητα. Κάθε διάγραμμα αντιστοιχεί σε διαφορετική τιμή του R και περιέχει τις μέσες τιμές που έδωσαν τα μοντέλα τύπων Α και Β. Επίσης παρουσιάζεται το διάγραμμα που δίνει η εφαρμογή της μεθόδου DCM (διακεκομμένη γραμμή) από τη σχέση (1) με τις τιμές $C_0=1, C_2=1, C_3=1, T_2=0.4$ (μελετάται δηλαδή μόνον η επίδραση του συντελεστή C_1). Τα διαγράμματα δείχνουν το πόσο καλά ο συντελεστής C_1 μπορεί να περιγράψει τη «μέση» συμπεριφορά των ανελαστικών συστημάτων. Για χαμηλές τιμές της συχνότητας ($\nu < 2.5$) οι τιμές του C_1 είναι αξιόπιστες. Η παρατήρηση αυτή επιβεβαιώνεται από τις μάλλον χαμηλές τιμές της τυπικής απόκλισης που εμφανίζονται στο διάστημα αυτό, ιδιαίτερα για χαμηλές τιμές του R .



Σχήμα 10: Μέσοι όροι και τυπική απόκλιση του λόγου d_r/d_e

Για μεγαλύτερες τιμές της συχνότητας, υπάρχει ισχυρή εξάρτηση της απόκρισης των μη-γραμμικών συστημάτων από τον συντελεστή R . Παρόλο που οι τιμές του C_1 αυξάνουν με το R , φαίνεται ότι οι μέσες τιμές αυξάνουν με μεγαλύτερο ρυθμό. Συνεπώς, ένα γενικό συμπέρασμα που προκύπτει από την παραπάνω μελέτη είναι ότι ο συντελεστής C_1 δεν μπορεί να περιγράψει ικανοποιητικά την απόκριση ανελαστικών συστημάτων με υψηλές τιμές του R , ιδιαίτερα στην περιοχή των υψηλών συχνοτήτων. Τα παραπάνω επιβεβαιώνονται επίσης από το Σχήμα 12 που παρουσιάζει το λόγο μεταξύ των μέσων τιμών των μέγιστων ανελαστικών μετακινήσεων του μοντέλου τύπου A προς τις μετακινήσεις που δίνει η εφαρμογή της DCM. Για $R=2$ τα αποτελέσματα μπορούν να χαρακτηρισθούν ως «αποδεκτά» για τις μέσες τιμές. Για τιμές $R>2$ παρατηρούνται αποκλίσεις.

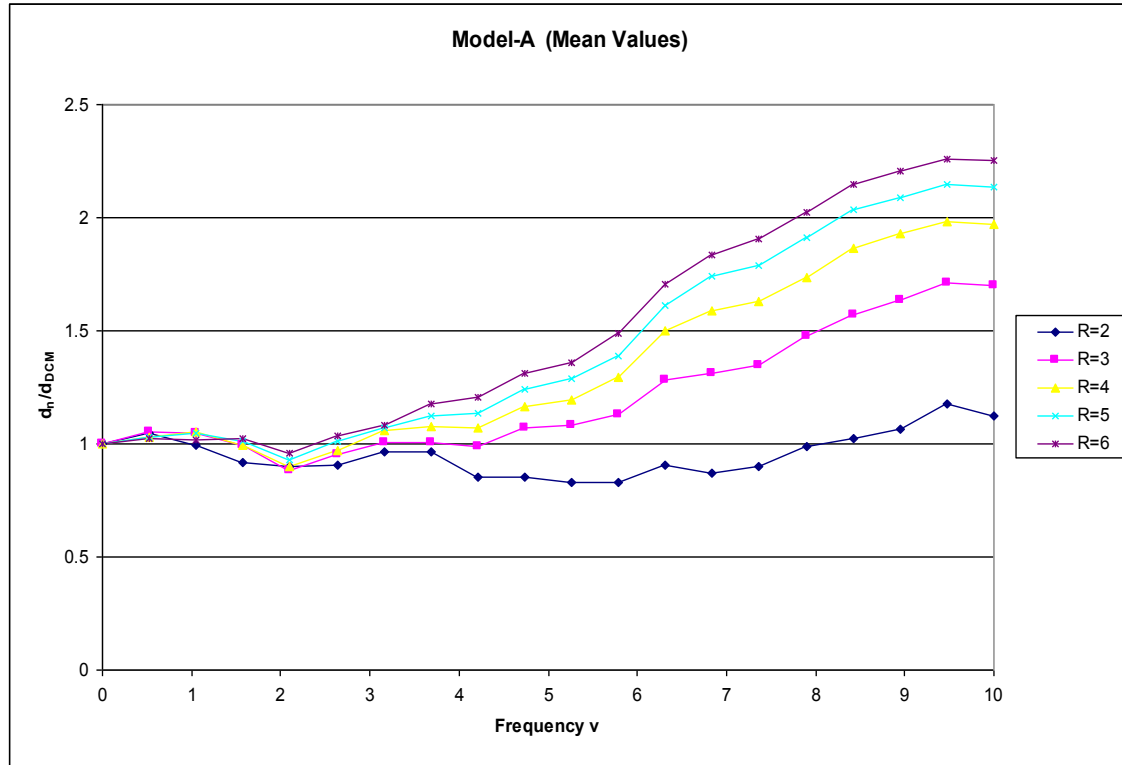


Σχήμα 11: Σύγκριση των αποτελεσμάτων για τα μοντέλα A και B ως προς αυτά της DCM.

Ως συνέπεια των προηγούμενων παρατηρήσεων προκύπτει η ανάγκη να προταθεί μια βελτιωμένη σχέση για τον υπολογισμό του συντελεστή C_1 . Προτείνεται η εξής σχέση

$$C_1 = 1 + (R-1)(T_g/T - 1)/2 \text{ για } T_g < T < 0.1\text{sec} \quad (4)$$

που οδηγεί στην συνεχή γραμμή των διαγραμμάτων του σχήματος 11. Για $R=2$, η σχέση (4) δίνει τα ίδια αποτελέσματα με τη σχέση (2). Διαφορές υφίστανται για $R>2$, όπου η σχέση (4) προσεγγίζει με καλύτερο τρόπο τις μέσες τιμές των d_n/d_e . Όπως μπορεί πολύ εύκολα να διαπιστώσει κανείς, οι τιμές που προκύπτουν από τη σχέση (4) ακολουθούν τα γενικά συμπεράσματα της παραπάνω ανάλυσης, δηλαδή αυξάνονται αναλογικά με την αύξηση του R , καθώς επίσης και με την αύξηση του λόγου T_g/T .



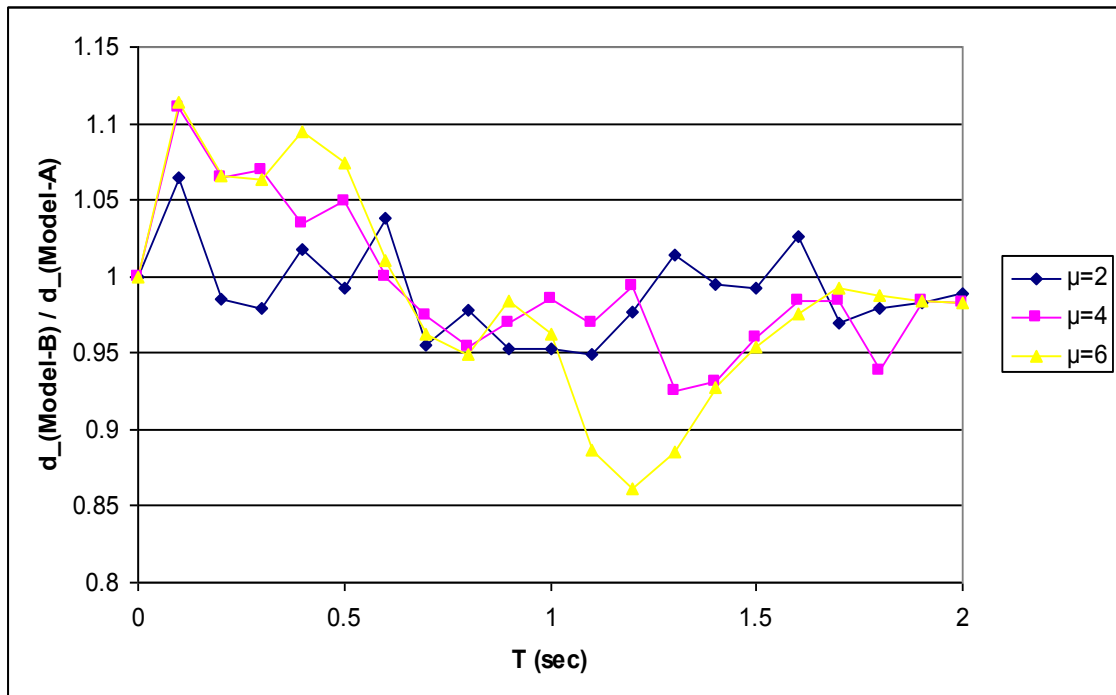
Σχήμα 12: Μέσοι όροι για το λόγο d_n/d_{DCM} για το μοντέλο τύπου A

Για να ληφθούν υπόψη υστερητικοί κύκλοι που εμφανίζουν φαινόμενα μείωσης της δυσκαμψίας στους επόμενους κύκλους μετά τον πρώτο, εισάγεται ο συντελεστής C_2 , όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 2. Για να διερευνηθεί κατά πόσο η μέθοδος DCM δίνει αποτελέσματα προς την ασφαλή πλευρά, κατασκευάστηκαν τα διαγράμματα των Σχημάτων 13 και 14. Το Σχήμα 13 δίνει τους λόγους των μέσων όρων των μετακινήσεων για τα μοντέλα τύπων Β και Γ προς τους μέσους όρους των μετακινήσεων του μοντέλου τύπου Α, ως προς την περίοδο και για διάφορα επίπεδα της πλαστιμότητας μετακινήσεων.

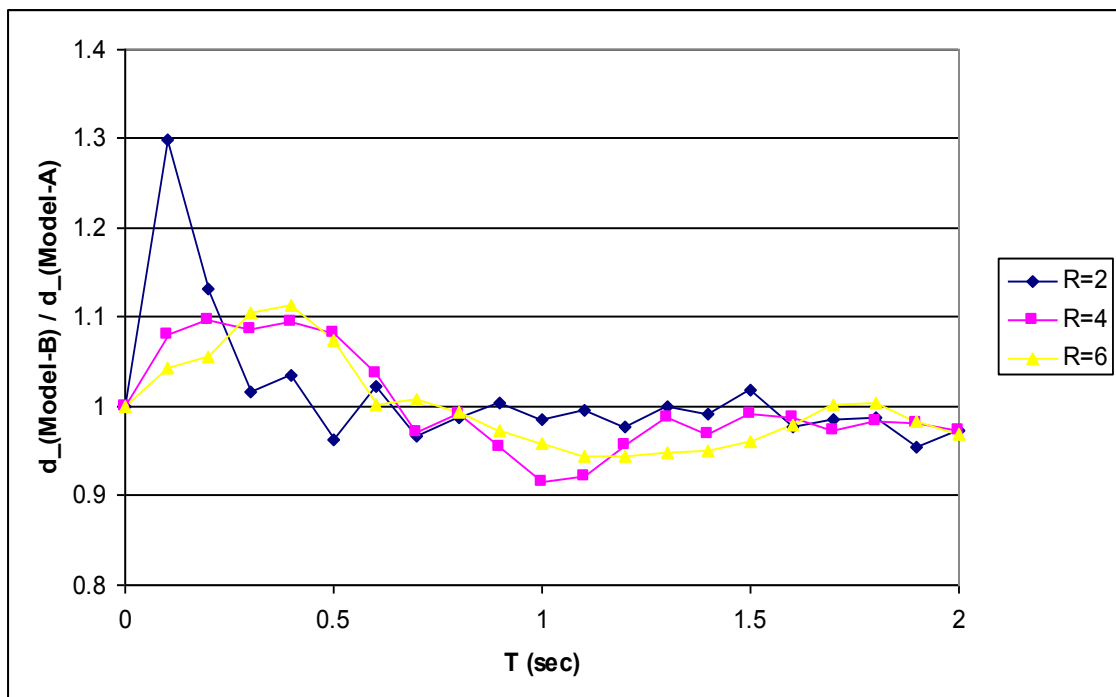
Παρατηρείται ότι τα αποτελέσματα εξαρτώνται από την περίοδο, με μεγαλύτερες τιμές στην περιοχή των χαμηλών περιόδων. Επίσης, παρατηρούνται χαμηλότερες τιμές για μικρότερα επίπεδα πλαστιμότητας. Τα παραπάνω είναι πιο εμφανή για το μοντέλο τύπου Γ. Επίσης, από το διάγραμμα του σχήματος 14 που δίνει το λόγο των μέσων όρων των μετακινήσεων για το μοντέλο τύπου Β προς τους μέσους όρους των μετακινήσεων του μοντέλου τύπου Α, ως προς την περίοδο και για διάφορα επίπεδα του λόγου R , παρατηρείται ότι οι τιμές αυξάνονται για χαμηλότερες τιμές του R .

Οι μέγιστη τιμή στα διαγράμματα των Σχημάτων 13 και 14 του σχήματος για συστήματα χαμηλής περιόδου είναι 1.29 ενώ για συστήματα μεγαλύτερης περιόδου η μέγιστη τιμή είναι κοντά στη μονάδα. Η μέγιστη τιμή που καθορίζεται από στη βιβλιογραφία (FEMA356, 2001) για τον C_2 είναι 1.5 και αντιστοιχεί σε κατασκευές χαμηλής περιόδου και για το επίπεδο prevention performance level (δηλαδή για απαιτήσεις μεγάλης πλαστιμότητας). Για κατασκευές μεγαλύτερης περιόδου και για το αυτό επίπεδο συμπεριφοράς, η τιμή του C_2 είναι 1.2. Συμπερασματικά, φαίνεται ότι οι τιμές για τον

συντελεστή C_2 που προδιαγράφονται στη βιβλιογραφία (FEMA356, 2001) καλύπτουν ικανοποιητικά την συμπεριφορά των κατασκευών στην Ελλάδα.



Σχήμα 13: Σύγκριση των αποτελεσμάτων για τα μοντέλα A και B, για διάφορα επίπεδα πλαστιμότητας



Σχήμα 14: Σύγκριση των αποτελεσμάτων για μοντέλα A και B, για διάφορα επίπεδα του λόγου R

5.7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από την παραπάνω ανάλυση προκύπτει ότι η εφαρμογή της μεθόδου DCM στον Ελληνικό χώρο προϋποθέτει κάποιες τροποποιήσεις των μαθηματικών τύπων στους οποίους βασίζεται. Συγκεκριμένα, προκύπτει ότι για δομήματα με όρια ιδιοπεριόδων που εμφανίζονται σε μεγάλη έκταση στον Ελληνικό χώρο, υπάρχει σοβαρή απόκλιση και επιβάλλεται προσαρμογή των διαφόρων συντελεστών της μεθόδου και προσεκτική διευκρίνιση των ορίων ισχύος τους, διαφορετικά υπάρχει κίνδυνος σοβαρής υποεκτίμησης των ενδεχομένων μερικής ή ολικής αστοχίας ψαθυρού τύπου που είναι και από τις βασικότερες αιτίες ζημιών που εμφανίστηκαν στους πρόσφατους σεισμούς.

6. Αρχές μοντελοποίησης για εφαρμογή της μη γραμμικής ανάλυσης

6.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται κανόνες για την δημιουργία αναλυτικών μοντέλων υφισταμένων κατασκευών από σκυρόδεμα. Οι κανόνες αυτοί είναι προσανατολισμένοι στην χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης. Προσπαθούν να περιγράψουν όλο το εύρος των μελών από σκυρόδεμα και της συμπεριφοράς τους λαμβάνοντας υπόψη ρηγμάτωση, δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, πιθανή μείωση αντοχής και απώλεια φέρουσας ικανότητας έναντι κατακορύφων φορτίων. Οι κανόνες βασίζονται στις αρχές της Μηχανικής, στην παρατηρηθείσα συμπεριφορά σε παλαιότερους σεισμούς, σε ένα μεγάλο εύρος πειραματικών αποτελεσμάτων και φυσικά στο κριτήριο του μηχανικού.

Οι κανόνες μοντελοποίησης που παρουσιάζονται εδώ σκοπό έχουν την ανάπτυξη ενός αναλυτικού μοντέλου που θα χρησιμοποιείται για την αποτίμηση της αντοχής ενός υφισταμένου κτιρίου ή τον σχεδιασμό της ενίσχυσής του. Και οι δύο περιπτώσεις αντιμετωπίζονται τόσο ποιοτικά όσο και ποσοτικά. Τα αναλυτικά κτιριακά μοντέλα που βασίζονται σε αυτούς τους κανόνες είναι πλήρη και ακριβή έτσι ώστε να μπορούν να χρησιμοποιηθούν με τη μη γραμμική στατική (Pushover) ανάλυση που αναπτύχθηκε στο προηγούμενο Κεφάλαιο, και τα επιτρεπτά όρια τα οποία δίνονται στο επόμενο Κεφάλαιο. Στους κανόνες αυτούς μπορεί επίσης να βασιστεί και η κλασική γραμμική ελαστική ανάλυση. Επιπρόσθετες θεωρήσεις οι οποίες αφορούν την μάζα, την απόσβεση κ.λ.π., απαιτούνται για την δυναμική ανάλυση με εν τω χρόνω ολοκλήρωση.

Εκτός από την περίπτωση των πολύ απλών κτιρίων, η ανάλυση συχνά σχετίζεται με ένα ή περισσότερα εξειδικευμένα προγράμματα υπολογιστών. Μερικά από τα ήδη διαθέσιμα προγράμματα μπορούν να χειριστούν τη μη γραμμική συμπεριφορά δύναμης- παραμόρφωσης για κάθε στοιχείο ξεχωριστά, ενώ άλλα επιτρέπουν μόνο γραμμική συμπεριφορά. Στη δεύτερη περίπτωση, απαιτείται μια σειρά από γραμμικές αναλύσεις, με τις ιδιότητες του στοιχείου να μεταβάλλονται σε κάθε ανάλυση, έτσι ώστε να αντιπροσωπεύεται η μη γραμμική συμπεριφορά. Στη συνέχεια τα αποτελέσματα επαλληλίζονται και εξάγεται η μη γραμμική καμπύλη συμπεριφοράς.

6.2 ΦΟΡΤΙΑ

6.2.1 Φορτία Βαρύτητας

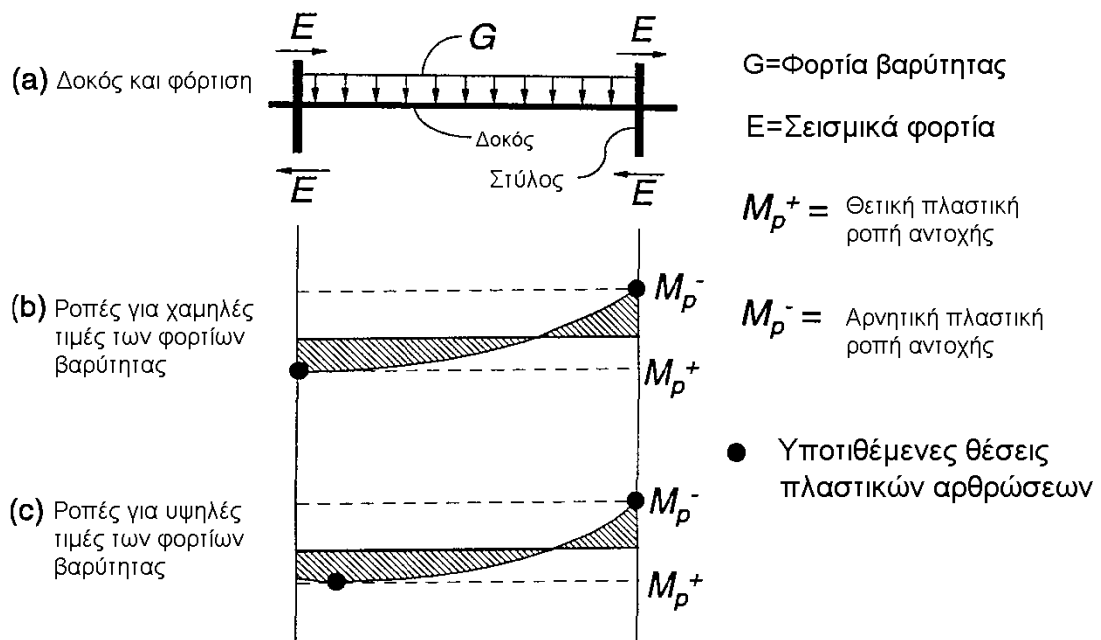
Η μη γραμμική ανάλυση μιας κατασκευής πρέπει να συμπεριλαμβάνει ταυτόχρονα επίδραση των φορτίων βαρύτητας και των σεισμικών φορτίων. Τα φορτία βαρύτητας πρέπει να συμπεριλαμβάνουν τα νεκρά φορτία και τα πιθανά κινητά φορτία.

Παρατήρηση: Η μη γραμμική απόκριση μιας κατασκευής στα σεισμικά φορτία εξαρτάται από τα φορτία βαρύτητας που υπάρχουν στην κατασκευή την στιγμή της σεισμικής φόρτισης. Η εξάρτηση αυτή παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.1:

- Θεωρώντας την δοκό του σχήματος 6.1, παρατηρούμε ότι τα μικρά φορτία βαρύτητας έχουν σαν αποτέλεσμα την μείωση των αποθεμάτων αντοχής ροπής και διάτμησης στο δεξί άκρο της και αύξηση των αποθεμάτων αντοχής στο αριστερό άκρο της δοκού (σαν απόθεμα αντοχής ορίζεται η διαφορά μεταξύ της ολικής αντοχής και της αντίστασης που προκύπτει από τα φορτία βαρύτητας). Έτσι, για μια δεδομένη γωνιακή παραμόρφωση, τα κατακόρυφα φορτία θα αυξάνουν τις απαιτήσεις ανελαστικής στροφής στο δεξί άκρο της δοκού και θα τις μειώνουν στο αριστερό της άκρο. Για μεγαλύτερα κατακόρυφα φορτία, οι

επιδράσεις αυτές μεγεθύνονται και ο ανελαστικός μηχανισμός μπορεί να μεταβάλλεται από πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα της δοκού σε πλαστική άρθρωση στο άνοιγμα της δοκού.

- Για έναν στύλο, οι μεταβολές στα φορτία βαρύτητας οδηγούν σε μεταβολές της αξονικής φόρτισης του στύλου, με ταυτόχρονες αλλαγές τόσο στην αντοχή του στύλου όσο και στην παραμορφωσιμότητά του. Αυξήσεις στην ροπή αντοχής οδηγούν σε αυξημένες απαιτήσεις διάτμησης που μπορεί να οδηγήσουν σε διατμητική αστοχία η οποία δεν θα αναμενόταν για μικρά αξονικά φορτία.



Σχήμα 6.1

Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι λόγω της μη γραμμικότητας των αλληλεπιδράσεων δεν είναι ενδείκνυται η αντιμετώπιση του προβλήματος με ξεχωριστές αναλύσεις για τα κατακόρυφα και σεισμικά φορτία αντίστοιχα στη συνέχεια η επαλληλία των αποτελεσμάτων. Αντ' αυτού, τα φορτία βαρύτητας πρέπει να εφαρμόζονται στο αριθμητικό μοντέλο και να παραμένουν όσο εφαρμόζονται οι οριζόντιες παραμορφώσεις.

Η ανάλυση για την επιρροή των κατακορύφων φορτίων είναι πολύπλοκη λόγω του γεγονότος ότι τα κινητά φορτία (και κατά δεύτερο λόγο τα μόνιμα φορτία) μεταβάλλονται κατά την διάρκεια ζωής του έργου και το μέγεθός τους τη στιγμή του σεισμού είναι γενικά άγνωστο. Συνήθως ακολουθούνται δύο προσεγγίσεις στις μη γραμμικές αναλύσεις.

- Η πρώτη προσέγγιση είναι να υποθέσουμε ένα εύρος των φορτίων βαρύτητας με τις πιο πιθανές τιμές τους, στην συνέχεια να εκτελέσουμε μια μη γραμμική ανάλυση για όλες αυτές τις πιθανές τιμές και τέλος να χρησιμοποιήσουμε την κρίσιμη τιμή από όλες τις αναλύσεις.
- Η δεύτερη προσέγγιση είναι να εκτελέσουμε μια μη γραμμική ανάλυση παίρνοντας φορτία βαρύτητας με την πιο πιθανή τιμή τους. Η προσέγγιση αυτή θεωρείται ικανοποιητική στις περισσότερες των περιπτώσεων και συνίσταται για όλες τις περιπτώσεις εκτός από α) την περίπτωση στην οποία τα κινητά φορτία είναι ένα σημαντικό ποσοστό των συνολικών φορτίων και β) την περίπτωση όπου οι μεταβολές στα κινητά φορτία πιθανόν να έχουν σημαντική επίδραση στην τελική μας εκτίμηση. Και στις δυο αυτές περιπτώσεις συνίσταται η πρώτη προσέγγιση.

Σαν μόνιμα φορτία λαμβάνονται το υπολογισμένο ίδιο βάρος της κατασκευής χωρίς τους συντελεστές ασφαλείας των φορτίων, μαζί με ρεαλιστικές εκτιμήσεις των επικαλύψεων καθώς και τα βάρη των άλλων μη δομικών στοιχείων (τοιχοπληρώσεις κ.λ.π.)

Πιθανά κινητά φορτία πρέπει να εκτιμώνται για κάθε κατασκευή και πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τόσο η τρέχουσα όσο και η αναμενόμενη μελλοντική χρήση της κατασκευής.

6.2.2 Σεισμικά Φορτία

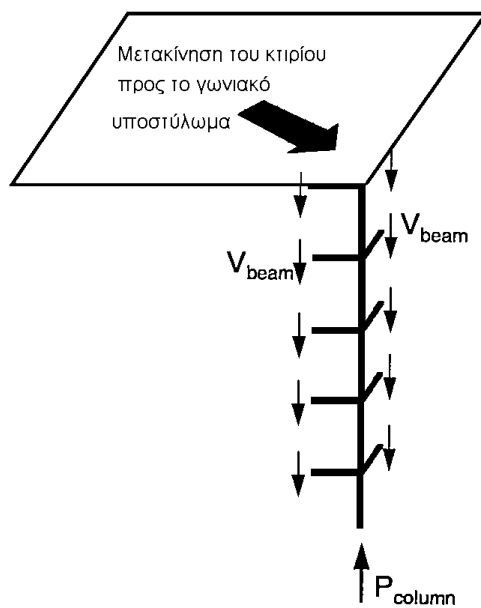
Τα σεισμικά φορτία πρέπει να εφαρμόζονται με μορφολογία η οποία να αντιπροσωπεύει τις επικρατούσες κατανομές των σεισμικών αδρανειακών φορτίων κατά την διάρκεια της κρίσιμης σεισμικής απόκρισης. Τα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται συνήθως στα επίπεδα των ορόφων. Επιπροσθέτως τα σεισμικά φορτία πρέπει να επιβάλλονται σε βήματα τα οποία να επιτρέπουν στο μηχανικό να παρακολουθεί την ανάπτυξη του ανελαστικού μηχανισμού. Τα φορτία βαρύτητας πρέπει να εφαρμόζονται στις πραγματικές θέσεις τους κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης. Γενικώς, η επιρροή των φαινομένων δεύτερης τάξης, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

Θεώρηση των φαινομένων β' τάξης

Όταν μια κατασκευή μετατοπίζεται οριζόντια, η δυσκαμψία της έναντι οριζοντίων φορτίων συνήθως μειώνεται με ταυτόχρονη αύξηση των οριζοντίων μετακινήσεων. Σε μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις, η αντίσταση σε οριζόντια φόρτιση μειώνεται με την αύξηση της μετακίνησης. Κάποια προγράμματα για στατική ανελαστική ανάλυση, απαιτούν την αύξηση των οριζοντίων φορτίων σε κάθε βήμα φόρτισης, μια συνθήκη η οποία δεν μπορεί να ικανοποιηθεί σε μια κατασκευή της οποίας η πραγματική αντοχή μειώνεται. Για τον λόγο αυτό το πρόγραμμα πρέπει να σταματά στην μετακίνηση που αντιστοιχεί στο μέγιστο σεισμικό φορτίο, ακόμα και στην περίπτωση που η κατασκευή μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερες μετακινήσεις χωρίς να καταρρεύσει. Στην περίπτωση αυτή είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν ειδικές τεχνικές προκειμένου να συνεχιστεί η ανάλυση για μεγαλύτερες μετακινήσεις.

6.3 ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΘΕΩΡΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Τα αναλυτικά μοντέλα για την εκτίμηση ή την ενίσχυση πρέπει να αντιπροσωπεύουν συνολικά τη τρισδιάστατη συμπεριφορά της κατασκευής, συμπεριλαμβανομένης της κατανομής της μάζας, της αντοχής, την ακαμψίας και της παραμορφωσιμότητας. Η πλήρης τρισδιάστατη στατική ανελαστική ανάλυση απαιτεί συνήθως σημαντική προσπάθεια. Μόνο λίγα από τα διαθέσιμα προγράμματα μπορούν απευθείας να μοντελοποιήσουν την τρισδιάστατη ανελαστική απόκριση μιας κατασκευής. Δισδιάστατα μοντέλα μπορούν να χρησιμοποιηθούν εάν αντιπροσωπεύουν ικανοποιητικά την συνολική σεισμική απόκριση της κατασκευής. Στην περίπτωση αυτή, συγκεκριμένες συνιστώσες από την τρισδιάστατη συμπεριφορά της κατασκευής πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.



Σχήμα 6.2

Για παράδειγμα, η αξονική φόρτιση σε ένα γωνιακό υποστυλώμα επηρεάζεται σημαντικά από την τρισδιάστατη απόκριση της κατασκευής επειδή οι αξονικές δυνάμεις αθροίζονται από την πλαισιακή λειτουργία των διασταυρούμενων πλαισίων (Σχήμα 6.2). Εάν υποθέσουμε ότι το κτίριο μετακινείται απότομα κατά μήκος ενός διαγώνιου άξονα σε κάποιο σημείο κατά την διάρκεια ενός σεισμού, οι δοκοί από τα πλαίσια και κατά τις δυο διευθύνσεις πιθανόν να αναπτύξουν καμπτική πλαστική άρθρωση. Στην περίπτωση αυτή το αξονικό φορτίο του υποστυλώματος ισούται με το άθροισμα των ικανοτικών τεμνουσών των δοκών και από τις δυο διευθύνσεις σε όλο το ύψος της υπερκείμενης κατασκευής. Ο μηχανικός πρέπει να είναι σε θέση να λάβει υπόψη του αυτές τις επιρροές άμεσα χρησιμοποιώντας ένα τρισδιάστατο μοντέλο ανάλυσης.

Εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιήσει ένα δισδιάστατο μοντέλο ανάλυσης για τη σεισμική φόρτιση και στη συνέχεια να τροποποιήσει κατάλληλα τα αποτελέσματα έτσι ώστε αυτά να αντανακλούν την αναμενόμενη τρισδιάστατη απόκριση της κατασκευής. Για μη συμμετρικές κατασκευές (μη συμμετρία στην ακαμψία ή στην αντοχή) μπορεί να χρησιμοποιηθεί τόσο ένα τρισδιάστατο όσο και ένα δισδιάστατο μοντέλο. Πρέπει όμως να τονισθεί ότι στην περίπτωση αυτή είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη οι στρεπτικές επιδράσεις στην συμπεριφορά της κατασκευής. Μελέτες (Goel and Chopra 1991, Sedarat and Bertero 1990) δείχνουν ότι η ακριβής ανελαστική στρεπτική απόκριση οδηγεί σε υπερβολές στα αποτελέσματα σε σύγκριση με τα αποτελέσματα που παίρνουμε χρησιμοποιώντας την γραμμική ελαστική δυναμική ανάλυση.

Οι στατικές ανελαστικές μέθοδοι και οι δυναμικές ελαστικές μέθοδοι δεν είναι ικανές να αποδώσουν ικανοποιητικά όλα τα αποτελέσματα της στρεπτικής απόκρισης. Τα μεγέθη της απόκρισης που σχετίζονται με την ανελαστική στρέψη μπορεί να είναι πολύ μεγαλύτερα συγκρινόμενα με αυτά που προκύπτουν από την εφαρμογή αυτών των προσεγγίσεων. Για κατασκευές που επηρεάζονται από την ανελαστική στρέψη είναι συνήθως περισσότερο κατάλληλη η χρήση απλών μοντέλων ή μεθόδων που θα προσδιορίζουν περίπου την επίδραση της μη κανονικότητας στην στρεπτική απόκριση, και να εφαρμόζουν αυτήν την επίδραση ανεξάρτητα είτε στη δισδιάστατη είτε στη τρισδιάστατη στατική ανελαστική ανάλυση του κτιρίου.

Στην περίπτωση όπου η ανελαστική στρεπτική απόκριση αναμένεται να είναι δεσπόζουσα στην ολική απόκριση της κατασκευής, είναι συνήθως προτιμότερο να ακολουθήσουμε μια στρατηγική ενίσχυσης του κτιρίου η οποία θα ελαττώνει την στρεπτική απόκριση από το να χρησιμοποιήσουμε μια αναλυτική μέθοδο η οποία θα λαμβάνει υπόψη την ανελαστική στρέψη.

6.3.1 Μοντελοποίηση της ανωδομής

Το αναλυτικό μοντέλο της κατασκευής πρέπει να αντιπροσωπεύει όλα τα νέα αλλά και τα υπάρχοντα στοιχεία που επηρεάζουν την μάζα, την αντοχή, την ακαμψία και την παραμορφωσιμότητα της κατασκευής στο αναμενόμενο σημείο συμπεριφοράς

(Performance Point) ή κοντά σε αυτό. Τα μέλη και τα στοιχεία που δεν επηρεάζουν σημαντικά την συμπεριφορά του κτιρίου δεν χρειάζεται να μοντελοποιηθούν.

Παρατήρηση: Τα μέλη και τα στοιχεία που αναμένεται να προσφέρουν πλευρική αντοχή καθώς και η ακαμψία μετά από αρκετούς κύκλους της σεισμικής φόρτισης πρέπει να μοντελοποιηθούν. Η απαίτηση να μοντελοποιηθεί η κατασκευή “στο αναμενόμενο σημείο συμπεριφοράς (Performance point) ή κοντά σε αυτό” σκοπεύει στην διευκόλυνση της ανάλυσης επιτρέποντας την εξαίρεση συγκεκριμένων μελών. Για παράδειγμα δύσκαμπτα, ασθενή μέλη τα οποία αναμένεται να ενδώσουν πολύ πριν η κατασκευή εξαντλήσει τα όρια της (σ’ ένα σημείο πάνω στην καμπύλη ικανότητας αρκετά πριν από το αναμενόμενο σημείο συμπεριφοράς), όπως συζευγμένες δοκοί ή κάποια τμήματα τοιχίων, δεν απαιτείται να μοντελοποιούνται.

Όμως όλα τα στοιχεία που μεταφέρουν φορτία βαρύτητας, ακόμη και οι εύκαμπτοι μηχανισμοί που δεν μοντελοποιούνται, πρέπει να ελέγχονται έναντι παραμορφώσεων είτε σαν κύρια είτε σαν δευτερεύοντα στοιχεία. Τα μέλη ορίζονται σαν κύρια ή δευτερεύοντα αναλόγως της σπουδαιότητάς τους στα διάφορα επίπεδα συμπεριφοράς της κατασκευής και όχι αναλόγως της σχετικής δυσκαμψίας ή αντοχής ούτε αναλόγως της ανάγκης να μοντελοποιηθούν σαφώς. Πρέπει να σημειωθεί ότι τα περισσότερα κύρια και μερικά δευτερεύοντα στοιχεία είναι αναγκαίο να μοντελοποιηθούν τουλάχιστον αρχικά. Όσο εξελίσσεται η ανάλυση, πιθανόν να γίνει σαφές ότι κάποια από τα αρχικά κύρια μέλη μπορούν να αντιμετωπισθούν σαν δευτερεύοντα ή σαν στοιχεία που δεν μεταφέρουν φορτία βαρύτητας, χωρίς συγκεκριμένα όρια παραμορφώσεων.

Μερικά μη κατασκευαστικά μέλη (π.χ. σκάλες) μπορεί να μετατρέψουν σημαντικά την ακαμψία και την αντοχή ενός πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και κατά συνέπεια τα στοιχεία αυτά δεν πρέπει να αγνοηθούν. Επιπλέον, οι ζημιές ή η αστοχία αυτών μπορεί να επηρεάσουν τον υπολογισμό της κατασκευής. Πρέπει να τονισθεί ότι τα τοιχοπληρωμένα πλαίσια δεν αφορούν αυτή την εργασία.

6.3.2 Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής

Η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής σχετίζεται με τις τροποποιήσεις στην απόκριση λόγω των φαινομένων αλληλεπίδρασης, τα οποία μπορεί να οδηγήσουν σε μείωση ή αύξηση της στοχευόμενης μετακίνησης (target displacement) και μοντελοποίηση του συστήματος έδαφος-θεμέλιο-ανωδομή.

Η ευκαμψία που πιθανόν να προσδώσει στο σύστημα η μοντελοποίηση του εδάφους οδηγεί σε αύξηση της περιόδου καθώς και σε αύξηση της απόσβεσης. Στην ανελαστική στατική ανάλυση όπως περιγράφεται σε αυτή την μεθοδολογία, οι βασικές επιπτώσεις της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής είναι η τροποποίηση της οριζόντιας στοχευόμενης μετακίνησης (target displacement) και η εξασφάλιση επιπλέον ευκαμψίας στη βάση η οποία ίσως ανακουφίσει απαιτήσεις ανελαστικές παραμορφώσεων στην ανωδομή. Επειδή οι καθαρές επιδράσεις δεν μπορούν να εκτιμηθούν εύκολα πριν ολοκληρωθεί λεπτομερώς η ανάλυση, συνίσταται η ευκαμψία των στοιχείων θεμελίωσης να λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση του μοντέλου.

Σε κάθε περίπτωση, η συμπεριφορά των στοιχείων της θεμελίωσης και η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής πρέπει να μοντελοποιούνται ή στην αντίθετη περίπτωση να αποδεικνύεται ότι δεν επηρεάζουν σημαντικά τα αποτελέσματα των υπολογισμών.

Στο κεφάλαιο 7 δίνονται οδηγίες για την μοντελοποίηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

6.4 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ

6.4.1 Γενικά

Ένα στοιχείο ορίζεται είτε σαν οριζόντιο είτε σαν κατακόρυφο τμήμα μιας κατασκευής το οποίο συμμετέχει στη μεταφορά οριζόντιων ή / και κατακορύφων φορτίων. Συνήθη κατακόρυφα στοιχεία στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι τα πλαίσια τα διατμητικά τοιχώματα καθώς και τα μικτά συστήματα πλαισίων-τοιχωμάτων. Οριζόντια στοιχεία στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα συνήθως είναι τα διαφράγματα.

6.4.2 Πλαίσια από Σκυρόδεμα

Τα πλαίσια από σκυρόδεμα χωρίζονται σε δύο κατηγορίες. Σε πλαίσια αποτελούμενα από δοκούς και υποστυλώματα και σε πλαίσια αποτελούμενα από πλάκες και υποστυλώματα. Στη συνέχεια τα πλαίσια αντιμετωπίζονται σαν επίπεδα στοιχεία, αν και πρέπει να αναγνωρισθεί ότι η διασταύρωση των πλαισίων τα επηρεάζει. Σε ένα τυπικό επίπεδο μοντέλο μιας κατασκευής, πρέπει να λαμβάνονται έμμεσα υπόψη οι επιρροές που προκύπτουν από τη διασταύρωση των πλαισίων.

6.4.2.1 Πλαίσια δοκών - υποστυλωμάτων

Το μοντέλο ανάλυσης για αυτήν την κατηγορία των πλαισίων πρέπει να αντιπροσωπεύει την αντοχή, την ακαμψία, και την ικανότητα παραμόρφωσης των δοκών, των υποστυλωμάτων, των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων και των υπολοίπων στοιχείων που συμμετέχουν στο πλαίσιο. Τα στοιχεία δοκών και υποστυλωμάτων πρέπει να μοντελοποιούνται λαμβάνοντας υπόψη καμπτικές και διατμητικές ακαμψίες, αν και οι διατμητικές ακαμψίες δύναται να αμεληθούν σε πολλές περιπτώσεις. Πιθανή αστοχία τόσο σε θέσεις αγκυρώσεων ή ματίσματος οπλισμών ίσως απαιτήσει κατάλληλη μοντελοποίηση. Γενικώς γίνεται η υπόθεση στερεών κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων, εκτός από την περίπτωση όπου η αντοχή του κόμβου επηρεάζει σημαντικά την ένταση των γειτονικών μελών. Η αλληλεπίδραση με τα άλλα μέλη συμπεριλαμβανομένων και των μη φερόντων στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο μοντέλο.

6.4.2.1.1 Συνολική γεωμετρία

Το αναλυτικό μοντέλο που αντιπροσωπεύει γενικά ένα πλαίσιο δοκών-υποστυλωμάτων χρησιμοποιεί γραμμικά στοιχεία με ιδιότητες συγκεντρωμένες στους άξονες τους. Σε μερικές περιπτώσεις όπου οι άξονες των δοκών και των υποστυλωμάτων δεν συντρέχουν στο ίδιο σημείο κάποια μέλη του πλαισίου δεν μπορούν να αντισταθούν πλήρως σε οριζόντια φορτία. Στις περιπτώσεις αυτές ίσως αναπτυχθεί και στρέψη. Όταν το μοντέλο εμφανίζει μικρές εκκεντρότητες τα η επίδρασή τους μπορεί γενικώς να αγνοηθεί. Όταν όμως εμφανίζονται μεγαλύτερες εκκεντρότητες η επιρροή τους πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είτε συνολικά στο μοντέλο του πλαισίου με μείωση της διαθέσιμης ακαμψίας αντοχής και ικανότητας παραμόρφωσης είτε μοντελοποιώντας απευθείας τις εκκεντρότητες. Όταν οι διατομές δοκών-υποστυλωμάτων δεν τέμνονται, αλλά δοκοί και υποστυλώματα ενώνονται με εγκάρσιες πλάκες ή δοκούς, τότε οι εγκάρσιες πλάκες και δοκοί πρέπει να μοντελοποιούνται απευθείας.

Ο κόμβος δοκού υποστυλώματος που κατασκευάζεται μονολιθικά πρέπει να αντιμετωπίζεται σαν μια στερεά ζώνη της οποίας οι οριζόντιες διαστάσεις ορίζονται από τις διαστάσεις της διατομής του σύλου και η κατακόρυφη διάσταση ισούται με το ύψος της δοκού. Όταν τα επίπεδα των δυνάμεων στον κόμβο αγγίζουν τα όρια αστοχίας, τότε ο κόμβος πρέπει να μοντελοποιείται χρησιμοποιώντας μη γραμμικά ελατήρια.

Το μοντέλο σύνδεσης υποστυλωμάτων-θεμελίων εξαρτάται από τις λεπτομέρειες αυτής της σύνδεσης και την ακαμψία του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης.

Η πλάκα συμπεριφέρεται σαν ένα διάφραγμα το οποίο καθορίζει τις αλληλεπιδράσεις μεταξύ των διαφόρων πλαισίων. Η πλάκα επίσης συμπεριφέρεται σύνθετα συμμετέχοντας μαζί με τη δοκό (διατομή πλακοδοκού) σε εφελκυσμό και θλίψη. Η συμπεριφορά αυτή πρέπει να αντιπροσωπεύεται στο σύνθετο μοντέλο της δοκού. Μη φέροντα στοιχεία (nonstructural components) τα οποία επηρεάζουν σημαντικά την συμπεριφορά του πλαισίου πρέπει επίσης να μοντελοποιούνται. Σημαντικά μη φέροντα στοιχεία τα οποία πρέπει να μοντελοποιούνται είναι οι τμηματικές τοιχοπληρώσεις (οι οποίες επηρεάζουν την πλαισιακή λειτουργία των στύλων) και τα curtain walls (τα οποία επηρεάζουν καθολικά την πλαισιακή λειτουργία ενός πλαισίου δοκών-υποστυλωμάτων). Γενικά οι σκάλες (οι οποίες μπορεί να συμπεριφέρονται σαν διαγώνιες αντηρίδες) (diagonal braces) δεν χρειάζεται να μοντελοποιούνται αλλά το κριτήριο του μηχανικού πρέπει να υπεισέρχεται σε ειδικές περιπτώσεις όπως π.χ. οι ράμπες των garage οι οποίες μπορεί να προσθέσουν σημαντική ακαμψία.

Παρατηρήσεις

Συνιστώνται γενικώς συμβατικές παραδοχές μοντελοποίησης. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα σε παλαιές υφιστάμενες κατασκευές πιθανόν να σχηματίζουν εκκεντρότητες που οδηγούν σε στρεπτική καταπόνηση των πλαισίων. Πειραματικά δεδομένα σε έκκεντρες συνδέσεις και σε συνδέσεις δοκών μεγάλου πλάτους οδηγούν στο συμπέρασμα ότι οι εκκεντρότητες μπορεί να είναι καθοριστικές στην ανάλυση του μοντέλου.

Μια πλάκα η οποία συνδέεται μονοιθικά με μια δοκό μπορεί να επηρεάζει σημαντικά την αντοχή και την ακαμψία της δοκού. Ειδικά όταν κάμπτεται η δοκός και κατά συνέπεια η πλάκα είναι σε εφελκυσμό η συνεργασία αυτή πρέπει να ληφθεί υπόψη.

6.4.2.1.2 Μοντελοποίηση της τοπικής απόκρισης

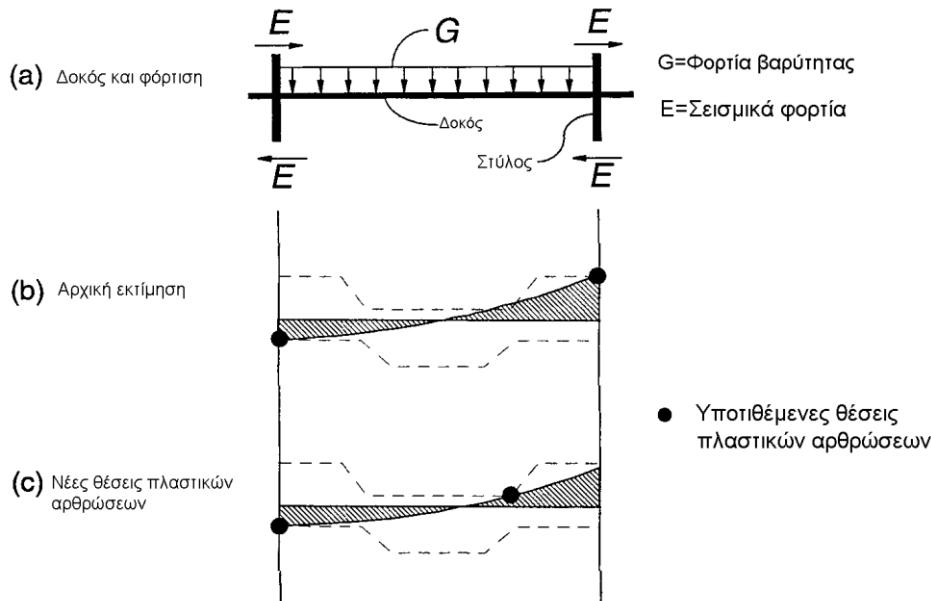
Τα αναλυτικά μοντέλα για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τους κόμβους πρέπει να μπορούν να αντιπροσωπεύουν τις κυρίαρχες παραμορφώσεις καθώς επίσης και τις μορφές αστοχίας.

Οι δοκοί μπορεί να αναπτύξουν ανελαστική απόκριση σχετιζόμενη με κάμψη, διάτμηση, αστοχία αγκύρωσης ή ολίσθηση των ράβδων του χάλυβα που είναι στερεωμένες στους κόμβους. Στρέψη θα μπορούσε να αναπτυχθεί σε μια δοκό η οποία συνδέει έκκεντρες δοκούς και υποστυλώματα. Το αναλυτικό μοντέλο πρέπει να μορφωθεί έτσι ώστε να αντιπροσωπεύει όλα τα πιθανά μοντέλα ανελαστικής απόκρισης.

Τα υποστυλώματα μπορεί να αναπτύξουν ανελαστική απόκριση σχετιζόμενη με κάμψη αξονική φόρτιση, διάτμηση και αστοχία της αγκύρωσης. Το αναλυτικό μοντέλο πρέπει να αντιπροσωπεύει όλα αυτά τα πιθανά μοντέλα.

Η αντοχή του κόμβου δοκού-υποστυλώματος μπορεί να περιορίζει τις δυνάμεις που μπορούν να αναπτυχθούν στα μέλη του πλαισίου που συντρέχουν στον κόμβο. Η πρώιμη αστοχία η οποία μας ενδιαφέρει είναι η διατμητική αστοχία του κόμβου. Το αναλυτικό μοντέλο πρέπει και εδώ να αντιπροσωπεύει όλες τις πιθανές μορφές αστοχίας που θα εμφανιστούν.

Παρατήρηση: Πιθανές μορφές ανελαστικής απόκρισης μπορούν να εντοπισθούν εξετάζοντας ένα απλό διάγραμμα ελευθέρου σώματος μιας απομονωμένης δοκού η οποία υπόκειται σε κατακόρυφα φορτία (φορτία βαρύτητας) και στροφές στα άκρα της λόγω σεισμικών φορτίων. Η διαδικασία φαίνεται στο Σχήμα 6.1α. Σε πολλές περιπτώσεις, η διατμητική αντοχή της δοκού μεταβάλλεται κατά μήκος του ανοίγματος και αυτό μπορεί να επηρεάζει τον τρόπο με τον οποίο αναπτύσσεται η ανελαστική απόκριση. Το μοντέλο των πλαστικών αρθρώσεων μπορεί να αναγνωρισθεί σε μεμονωμένα μέλη όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.3.



Σχήμα 6.3

Η καμπτική αντοχή (διακεκομμένη γραμμή του σχήματος 6.3b) υπολογίζεται με τις συνήθεις μεθόδους, λαμβάνοντας όμως υπόψη ότι η αναπτυσσόμενη τάση στον χάλυβα πρέπει να περιορισθεί σε περιπτώσεις ανεπαρκών μηκών αγκύρωσης. Κατ' αρχήν γίνεται η υπόθεση ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται στα άκρα των μελών και κατά συνέπεια οι πλαστικές ροπές αντοχής εμφανίζονται σε αυτές τις θέσεις. Στη συνέχεια κατασκευάζεται το διάγραμμα των ροπών θεωρώντας μόνο τα φορτία βαρύτητας. Εάν το διάγραμμα των ροπών υπερβαίνει την αντοχή κατά μήκος του ανοίγματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.3b, τότε είναι πιθανό οι πλαστικές αρθρώσεις να εμφανισθούν στο άνοιγμα και όχι στα άκρα του στοιχείου. Έτσι το διάγραμμα των ροπών και οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να τροποποιηθούν όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.3c. Για να μοντελοποιηθεί αυτή η συμπεριφορά είναι απαραίτητη η εισαγωγή ενδιάμεσων βαθμών ελευθερίας (ενδιάμεσοι κόμβοι) κατά μήκος του ανοίγματος έτσι ώστε να μπορούν να εμφανισθούν πλαστικές αρθρώσεις στις θέσεις αυτές.

Στην περίπτωση όπου η ανελαστική κάμψη είναι η κυρίαρχη καταπόνηση, αυτή η συμπεριφορά αντιπροσωπεύεται άμεσα χρησιμοποιώντας μοντέλα συγκεντρωμένων ή κατανεμημένων πλαστικών αρθρώσεων. Τα περισσότερα προγράμματα H/Y δεν παρέχουν ένα άμεσο τρόπο για να αναπαραστήσουν διατμητικές αστοχίες καθώς και αστοχίες συνάφειας. Αυτές μπορούν να ληφθούν υπόψη τροποποιώντας κατάλληλα την καμπτική αντοχή έτσι ώστε να αντιστοιχεί στην τιμή εκείνη στην οποία διατμητική αστοχία ή αστοχία συνάφειας είναι πιθανό να συμβεί. Για παράδειγμα, σε πολλά παλαιότερα πλαίσια ο κάτω οπλισμός της δοκού μπαίνει μέσα στο κόμβο μόνο σ' ένα μικρό μήκος. Αν και η ολίσθηση αυτού του οπλισμού είναι αυστηρά αστοχία συνάφειας τα αποτελέσματα της δύναμης να αναπαρασταθούν στο μοντέλο ανάλυσης υπολογίζοντας τις τάσεις που μπορούν να αναπτυχθούν στις ράβδους αυτές και θέτοντας ροπή αντοχής την ροπή που αντιστοιχεί σε αυτές τις τάσεις.

Οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών πρέπει να παρουσιάζονται απευθείας στα προγράμματα H/Y που μοντελοποιούν ανελαστική απόκριση. Εναλλακτικά, τα ίδια αποτελέσματα πρέπει να επιτυγχάνονται και από προγράμματα H/Y τα οποία μοντελοποιούν μόνον γραμμική ελαστική απόκριση. Σε αυτήν τη δεύτερη περίπτωση, η ανάλυση εξελίσσεται έως ότου εμφανισθεί διαρροή σε μια ή περισσότερες θέσεις. Για να μοντελοποιήσουμε την απόκριση της κατασκευής μετά την διαρροή, εισάγουμε μια άρθρωση ή ένα πολύ εύκαμπτο ελατήριο στην περιοχή της διαρροής και η ανάλυση

κόμβο είναι ικανές να προκαλέσουν διατμητική αστοχία του κόμβου, τότε αυτή πρέπει να μοντελοποιηθεί κατάλληλα. Εναλλακτικά, μπορούν να περιορισθούν οι αντοχές των μελών του πλαισίου που συντρέχουν στον κόμβο στις τιμές που αντιστοιχούν στην ανάπτυξη διατμητικής αστοχίας του κόμβου. Σημειώνεται ότι η αστοχία ενός κόμβου οδηγεί σε απώλεια της σύνδεσης όλων των δοκών και των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στο κόμβο αυτό.

6.4.2.2 Πλαίσια πλακών - υποστυλωμάτων

Το μοντέλο ανάλυσης ενός πλαισίου πλακών-υποστυλωμάτων πρέπει να είναι επαρκώς λεπτομερές ώστε να αναπαραστήσει την αντοχή, την ακαμψία και την ικανότητα παραμόρφωσης, των πλακών, των στύλων, των κόμβων πλακών-υποστυλωμάτων και άλλων μελών τα οποία πιθανόν να αποτελούν τμήμα του πλαισίου. Οι πλάκες και τα υποστυλώματα πρέπει να μοντελοποιούνται θεωρώντας καμπτικές και διατμητικές ακαμψίες, αν και οι δεύτερες μπορούν να αμεληθούν σε ειδικές περιπτώσεις. Η πιθανή αστοχία των αγκυρώσεων και των ματισμάτων απαιτεί την μοντελοποίηση αυτών των στοιχείων. Οι κόμβοι πλακών-υποστυλωμάτων λαμβάνονται στερεοί. Αλληλεπιδράσεις με άλλα στοιχεία, συμπεριλαμβανόμενων και των μη φερόντων στοιχείων πρέπει να αναπαρίστανται στο μοντέλο.

Η συνήθης πρακτική σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας είναι να αγνοείται η συνεισφορά των πλαισίων πλακών-υποστυλωμάτων στην αντίσταση σε πλευρική (σεισμική) φόρτιση. Η προσέγγιση αυτή δεν είναι κατάλληλη για την μεθοδολογία που προτείνεται εδώ επειδή τα πλαίσια πλακών-υποστυλωμάτων μπορούν να αναπτύξουν υπολογίσιμη πλευρική ακαμψία και αντοχή που οδηγούν πιθανά σε μείωση των απαιτούμενων ενισχύσεων, και επειδή οι ζημιές ή η κατάρρευση αυτών των πλαισιακών συστημάτων πρέπει να μπορούν να εκτιμηθούν κατά την αποτίμηση της συνολικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Για τους λόγους αυτούς τα πλαισιακά συστήματα πλακών-υποστυλωμάτων πρέπει να συμπεριλαμβάνονται άμεσα στην ανάλυση και στον υπολογισμό των συστημάτων που αντιστέκονται σε οριζόντια και κατακόρυφα φορτία.

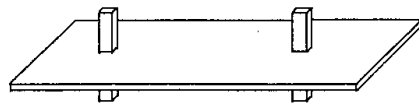
6.4.2.2.1 Συνολική γεωμετρία

Προτείνονται οι παρακάτω τρεις προσεγγίσεις κατά την μοντελοποίηση πλαισίων πλακών-υποστυλωμάτων (βλέπε Σχήμα 6.5).

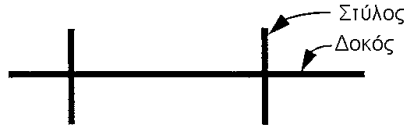
- Μοντέλο δοκού ενεργού πλάτους. Υποστυλώματα και πλάκες μοντελοποιούνται ως στοιχεία πλαισίου τα οποία είναι στερεά συνδεδεμένα στους κόμβους πλακών-υποστυλωμάτων.
- Ισοδύναμο μοντέλο πλαισίου. Υποστυλώματα και πλάκες αναπαρίστανται σαν στοιχεία πλαισίων τα οποία συνδέονται με ελατήρια.
- Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων. Τα υποστυλώματα αναπαρίστανται σαν στοιχεία πλαισίων και οι πλάκες σαν επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία πλακοδίσκου.

Σε κάθε μοντέλο πρέπει να λαμβάνονται υπόψη πιθανές αλλαγές των διατομών των στοιχείων από θέση σε θέση, συμπεριλαμβανομένων και των οπών των πλακών.

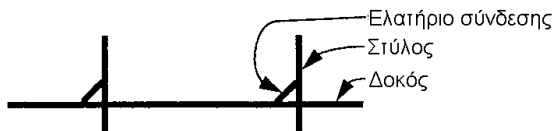
Παρατήρηση: Οι βασικές συνιστώσες των πλαισίων πλακών-υποστυλωμάτων είναι οι πλάκες, τα υποστυλώματα, οι κόμβοι πλακών-υποστυλωμάτων και οι συνδέσεις πλακών-υποστυλωμάτων. Στις περισσότερες περιπτώσεις οι κόμβοι πλακών-υποστυλωμάτων δεν είναι κρίσιμοι. Η σύνδεση πλάκας-υποστυλώματος είναι συνήθως η κρίσιμη συνιστώσα του συστήματος. Η σύνδεση αυτή περιλαμβάνει την περιοχή της πλάκας την άμεσα γεινιάζουσα με το υποστύλωμα. Διατμητική αστοχία της πλάκας σχετιζόμενη με μεταβίβαση διάτμησης και ροπής μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα την προοδευτική κατάρρευση σε περιπτώσεις όπου ο κάτω οπλισμός της πλάκας δεν είναι συνεχής σε όλο το υποστύλωμα.



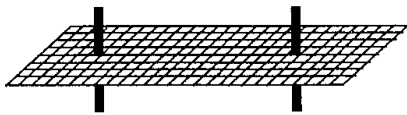
α) Διαμόρφωση συστήματος πλακών-στύλων



β) Μοντέλο δοκού ενεργού πλάτους



γ) Μοντέλο ισοδύναμου πλαισίου



δ) Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων

Για καθένα από τα τρία προαναφερθέντα μοντέλα, το υποστύλωμα αναπαρίσταται από ένα γραμμικό στοιχείο ή ακαμψία του οποίου ορίζεται από τις συμβατικές μεθόδους. Το μοντέλο ενεργού πλάτους δοκού αναπαριστά την πλάκα σαν ένα καμπτόμενο μέλος το οποίο έχει μειωμένη ακαμψία έτσι ώστε να αντιπροσωπεύει την έμμεση πλαισιακή λειτουργία ανάμεσα στην πλάκα και στο υποστύλωμα καθώς επίσης και την ρηγμάτωση της πλάκας. Το ισοδύναμο μοντέλο πλαισίου αναπαριστά την πλάκα με ένα καμπτόμενο μέλος το οποίο συνδέεται με το υποστύλωμα μέσω ενός εγκάρσιου στρεπτικού μέλους. Το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων αναπαριστά απευθείας την καμπτική, διατμητική και στρεπτική απόκριση της πλάκας.

Σχήμα 6.5

Για καθένα από τα τρία μοντέλα, η ακαμψία πρέπει να προσαρμόζεται κατάλληλα, διαφοροποιούμενη από τις θεωρητικές τιμές που προκύπτουν από τις πλήρεις διατομές, (ακαμψία σταδίου I) έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη η σημαντική επιρροή της ρηγμάτωσης της πλάκας στην απόκριση.

Το μοντέλο ενεργού πλάτους δοκού αν και απλό στη χρήση, έχει το μειονέκτημα του ότι δεν υπάρχει κάποιο στοιχείο που να ελέγχει (παρακολουθεί) άμεσα την μεταφορά διάτμησης και ροπής μεταξύ της πλάκας και του υποστυλώματος. Το στοιχείο αυτό είναι σημαντικό για τον έλεγχο της συμπεριφοράς του συστήματος. Το μοντέλο των πεπερασμένων στοιχείων έχει συγκεκριμένα πλεονεκτήματα, αλλά έχει σχετικά υψηλό υπολογιστικό κόστος. Σε πολλές περιπτώσεις, ίσως είναι προτιμότερο να χρησιμοποιήσουμε ένα ισοδύναμο μοντέλο πλαισίου επειδή είναι σχετικά απλό στην εφαρμογή και παρέχει την δυνατότητα έμμεσου ελέγχου της μεταφοράς διάτμησης και ροπής.

Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά της μοντελοποίησης είναι όμοια με αυτά των πλαισίων δοκών-υποστυλωμάτων όπως παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 6.4.2.1. Οι θεωρήσεις αυτές συμπεριλαμβάνουν την σύνδεση υποστυλωμάτων και θεμελίωσης, την διαφραγματική λειτουργία της πλάκας και την αλληλεπίδραση με τα μη φέροντα στοιχεία

6.4.2.2.2 Μοντελοποίηση τοπικής απόκρισης

Τα αναλυτικά μοντέλα για τις πλάκες, τα υποστυλώματα και τις συνδέσεις πλακών-υποστυλωμάτων πρέπει να είναι σε θέση να αναπαριστούν τις κυρίαρχες παραμορφώσεις και τις μορφές αστοχίας.

Οι βασικές παραμορφώσεις μιας πλάκας συνήθως περιλαμβάνουν την κάμψη κατά μήκος της πλάκας και την κάμψη και στρέψη στην πλάκα στην θέση σύνδεσης με το υποστύλωμα. Χαρακτηριστικές (δεσπόζουσες) μορφές αστοχίας συμπεριλαμβάνουν αστοχία από διάτρηση λόγω μεταβίβασης διάτμησης και ροπής, καμπτική αστοχία και

αστοχία που οφείλεται σε ανεπαρκείς λεπτομέρειες όπλισης. Επιπροσθέτως, προοδευτική κατάρρευση δύναται να προκύψει όταν μια σύνδεση αστοχεί από διάτρηση. Το αναλυτικό μοντέλο πρέπει κατάλληλα να αναπαριστά αυτά τα αποτελέσματα ανάλογα με τις λεπτομέρειες σύνδεσης και τις αναλογίες της πλάκας. Η μοντελοποίηση των υποστυλωμάτων πρέπει να ακολουθεί τις αρχές που περιγράψαμε στην παράγραφο 6.4.2.1. και οι οποίες αφορούν τα πλαίσια δοκών-υποστυλωμάτων.

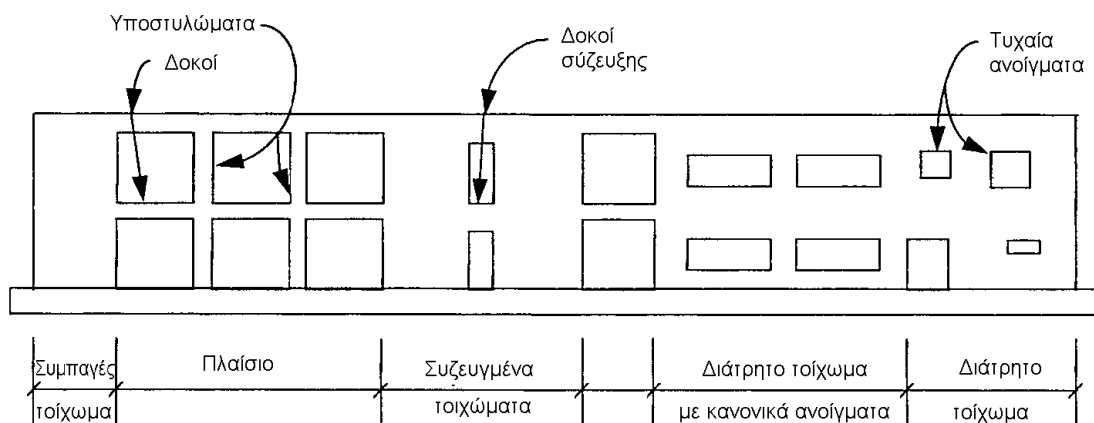
Παρατήρηση: Η πιθανότητα αστοχίας της σύνδεσης πλάκας-υποστυλώματος πρέπει να διερευνηθεί σε ένα διάγραμμα ελευθέρου σώματος της σύνδεσης πλάκας-υποστυλώματος το οποίο θα υπόκειται σε αντιπροσωπευτικά φορτία βαρύτητας και σεισμικά φορτία. Στην περίπτωση όπου οι αντοχές των παρακείμενων μελών είναι ικανές να προκαλέσουν αστοχία κατά την μεταβίβαση της διάτμησης και της ροπής, αυτή η μορφή αστοχίας πρέπει να μοντελοποιηθεί. Στα περισσότερα προγράμματα Η/Υ παρέχεται η δυνατότητα αναπαράστασης της αστοχίας της σύνδεσης απευθείας με την χρήση ενός στροφικού ελατηρίου που ενώνει την πλάκα και τα υποστυλώματα. Το ελατήριο αυτό είναι αρχικά πολύ άκαμπτο και διαρρέει στην ροπή που αντιστοιχεί στην ανάπτυξη των κρίσιμων δράσεων.

Αστοχία μιας σύνδεσης πλάκας-υποστυλώματος μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα την πλήρη διάτρηση σε αυτή την σύνδεση και κατά συνέπεια την μεταφορά των φορτίων βαρύτητας στις γειτονικές συνδέσεις, γεγονός το οποίο μπορεί να οδηγήσει σε προοδευτική κατάρρευση. Στις συμβατικά οπλισμένες πλάκες η προοδευτική κατάρρευση αποφεύγεται γενικώς εάν οι κάτω οπλισμοί της πλάκας είναι συνεχείς μέσα στις συνδέσεις. Στις περιπτώσεις όμως που αυτό δεν ισχύει, η δυνατότητα προοδευτικής κατάρρευσης πρέπει να μοντελοποιείται άμεσα, ή να διερευνάται με μια ξεχωριστή ανάλυση.

6.4.3 Διατμητικά τοιχώματα από σκυρόδεμα

Τα τοιχώματα από σκυρόδεμα διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- στα συμπαγή τοιχώματα,
- στα διάτρητα τοιχώματα,
- στα διάτρητα τοιχώματα με ανοίγματα που παρουσιάζουν κανονικότητα
- στα συζευγμένα τοιχώματα (coupled walls).



Σχήμα 6.6

Μια άλλη διάκριση είναι σε συνεχή και ασυνεχή τοιχώματα. Τα συμπαγή τοιχώματα δεν περιέχουν σημαντικές οπές, σε αντίθεση με τα διάτρητα τοιχώματα τα οποία έχουν σημαντικές οπές σε τυχαίες θέσεις. Τα διάτρητα τοιχώματα με ανοίγματα που παρουσιάζουν κανονικότητα συνίστανται από κατακόρυφα και οριζόντια τμήματα

τοιχωμάτων τα οποία είναι τοποθετημένα σε μία κανονική διάταξη. Τα τοιχώματα αυτά είναι γνωστά και ως πλαισιωτά τοιχώματα (framed walls).

Τα συζευγμένα τοιχώματα είναι μια ειδική περίπτωση των διάτρητων τοιχωμάτων με ανοίγματα που παρουσιάζουν κανονικότητα, όπου δυο ή περισσότερα τοιχώματα αλληλοσυνδέονται με οριζόντια πλαισιωτά στοιχεία. Τα ασυνεχή τοιχώματα δεν επεκτείνονται μέχρι την θεμελίωση αλλά αντ' αυτού στηρίζονται σε δοκούς υποστυλώματα ή άλλα στοιχεία.

Σχόλια για περιπτώσεις όπου χρησιμοποιείται δισδιάστατη μοντελοποίηση

- Όταν τα τοιχία διασταυρώνονται έτσι ώστε να δημιουργούν σύνθετα τοιχώματα (π.χ. τύπου L, Π), η επιρροή των επιμέρους τμημάτων των τοιχωμάτων αυτών στην ακαμψία και στην αντοχή πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.
- Σημαντικές αλληλεπιδράσεις τοιχωμάτων με παρακείμενα τοιχώματα καθώς επίσης και με γειτονικά πλαίσια πρέπει να εντοπίζονται και να λαμβάνονται υπόψη.

6.4.3.1 Συμπαγή τοιχώματα

Το μοντέλο ανάλυσης ενός ενιαίου τοιχώματος πρέπει να αντιπροσωπεύει την αντοχή, την ακαμψία και την ικανότητα παραμόρφωσης του τοιχώματος για φόρτιση εντός του επιπέδου του. Η εκτός επιπέδου συμπεριφορά του τοιχώματος δεν λαμβάνεται υπόψη εκτός από την περίπτωση των σύνθετων τοιχωμάτων. Τα συμπαγή τοιχώματα θεωρούνται “λυγηρά” όταν ο λόγος (ύψος/μήκος) είναι μεγαλύτερος ή ίσος του 4 ($hw/lw \geq 4$) και “κοντόχοντρα” όταν ο λόγος αυτός είναι : $hw/lw \leq 2$. Στα λυγηρά τοιχώματα κυρίαρχη είναι η καμπτική συμπεριφορά, αν και σε μερικές περιπτώσεις η διατμητική αντοχή μπορεί να είναι κρίσιμη. Αντίθετα, στην δεύτερη περίπτωση ($hw/lw \leq 2$) κυρίαρχη είναι η διατμητική συμπεριφορά αν και κάποιες φορές η κάμψη μπορεί επίσης να είναι κρίσιμη. Η απόκριση των τοιχωμάτων στις περιπτώσεις όπου $2 \leq hw/lw \leq 4$ επηρεάζεται συνήθως και από την κάμψη και από την διάτμηση. Πιθανή αστοχία των αγκυρώσεων και των ματισμάτων απαιτεί ειδική μοντελοποίηση ώστε να ληφθούν υπόψη και αυτά τα στοιχεία. Αλληλεπιδράσεις με άλλα στοιχεία, συμπεριλαμβανομένων και των μη φερόντων στοιχείων, πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη.

6.4.3.1.1 Συνολική γεωμετρία

Το αναλυτικό μοντέλο δύναται να αναπαριστά ένα συμπαγές τοίχωμα με ένα ισοδύναμο υποστύλωμα το οποίο τοποθετείται στον άξονα του τοιχώματος χρησιμοποιώντας πολλαπλά ελατήρια, ράβδους δικτυωμάτων ή επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Στις περιπτώσεις όπου η αντοχή διατμητικής ολίσθησης σε έναν οριζόντιο αρμό διακοπής εργασίας περιορίζει την διατμητική ικανότητα του τοιχώματος, η συμπεριφορά αυτή πρέπει να μοντελοποιείται με ένα εύκαμπτο ελατήριο.

Παρατήρηση: Το μοντέλο του ισοδύναμου υποστυλώματος είναι περισσότερο κατάλληλο για τα λυγηρά τοιχώματα παρά για τα “κοντόχονδρα” αν και έχουν επιτευχθεί ικανοποιητικά αποτελέσματα ακόμα και για πολύ μικρούς λόγους hw/lw .

Εάν ένα τοίχωμα διαρρέει σε κάμψη ή εάν διαρρέει η θεμελίωση, η συνεχιζόμενη οριζόντια μετακίνηση συνεπάγεται πλαστικές στροφές στην περιοχή του θλιβόμενου άκρου του τοιχώματος με ταυτόχρονο “ανασήκωμα” στην περιοχή που βρίσκεται σε εφελκυσμό. Το μοντέλο του ισοδύναμου υποστυλώματος δεν μπορεί να αναπαραστήσει το φαινόμενο αυτό εξαιτίας του ότι το ισοδύναμο υποστύλωμα τοποθετείται στον άξονα του τοιχώματος και όχι στο άκρο. Αυτό μπορεί να οδηγήσει σε ανακρίβειες όσον αφορά στις αλληλεπιδράσεις του τοιχώματος με τα γειτονικά στοιχεία τα οποία μπορεί να επηρεάζονται από αυτό το “ανασήκωμα”.

Όταν οι αλληλεπιδράσεις με τα γειτονικά στοιχεία είναι σημαντικές, τότες ίσως είναι προτιμότερο για την μοντελοποίηση του τοιχώματος να χρησιμοποιηθούν πιο

πολύπλοκες τεχνικές οι οποίες θα αναπαριστούν το πλάτος του τοιχώματος. Έτσι μπορούν για παράδειγμα να χρησιμοποιηθούν τα μοντέλα των πολλαπλών-ελατηρίων. Τα μοντέλα αυτά χρησιμοποιούν δύο ή τρία κατακόρυφα ελατήρια για να αναπαραστήσουν στην αξονική ακαμψία και αντοχή καθώς και την καμπτική ακαμψία και αντοχή και τουλάχιστον ένα οριζόντιο ή διαγώνιο ελατήριο για να αναπαραστήσουν την διατμητική ακαμψία και αντοχή του τοιχώματος.

Το μοντέλο της σύνδεσης ανάμεσα στο τοίχωμα και στη θεμελίωση εξαρτάται από τις λεπτομέρειες αυτής της σύνδεσης και από την δυσκαμψία του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης.

1.4.3.1.2 Μοντελοποίηση της τοπικής απόκρισης

Το αναλυτικό μοντέλο πρέπει να μπορεί να αναπαραστήσει τόσο τις ελεγχόμενες παραμορφώσεις όσο και τις μορφές αστοχίας. Τα τοιχώματα δύνανται να αναπτύξουν ανελαστική απόκριση σχετιζόμενη με την κάμψη, την διάτμηση, τις ενώσεις των οπλισμών και με τις στροφές της θεμελίωσης. Το αναλυτικό μοντέλο πρέπει να αναπαριστά όλες αυτές τις μορφές ανελαστικής απόκρισης.

Παρατήρηση: Διαγώνιες ρωγμές εφελκυσμού μπορεί να αναπτυχθούν στα τοιχώματα σε επίπεδα μέτριων διατμητικών τάσεων και αυτό μπορεί να οδηγήσει σε ανεπάρκειες εάν ο οριζόντιος οπλισμός είναι ανεπαρκής. Εάν το τοίχωμα έχει επαρκή οριζόντιο οπλισμό και οι διατμητικές τάσεις είναι μεγάλες, το σκυρόδεμα μπορεί να συντριβεί λόγω της διαγώνιας θλίψης. Όταν η φόρτιση αντιστρέφεται τότε μπορεί να συμβεί συντριβή του σκυροδέματος στο άλλο άκρο του τοιχώματος και μετά από αρκετούς κύκλους της φόρτισης, το κατεστραμμένο σκυρόδεμα μπορεί να εκτείνεται σε ένα σημαντικό μήκος του τοιχώματος. Το γεγονός αυτό μπορεί να οδηγήσει σε μεγάλη απώλεια αντοχής. Αστοχία διατμητικής ολίσθησης μπορεί να συμβεί σε ένα ασθενές επίπεδο όπως π.χ. σε έναν κατασκευαστικό αρμό ή κατά μήκος διατμητικών ρωγμών οι οποίες αλληλοσυνδέονται μετά από αρκετούς κύκλους φόρτισης δημιουργώντας έτσι ένα επίπεδο διατμητικής αστοχίας. Στο σημείο αυτό η διάτμηση μεταφέρεται με την τριβή και την δράση βλήτρου. Μετά από συνεχόμενους κύκλους φόρτισης, η διατμητική αντίσταση τριβής πέφτει. Επίσης, ολίσθηση κατά μήκος του κόμβου μπορεί να οδηγήσει σε στρέβλωση των κατακόρυφων ράβδων και κατά συνέπεια στην θραύση τους.

Όμως, αν και περιορισμένη ολίσθηση κατά μήκος των κατασκευαστικών κόμβων παρατηρείται συχνά μετά τους σεισμούς, δεν αναμένεται η ολίσθηση αυτή να καθορίζει την συμπεριφορά του κτιρίου εκτός ίσως από την περίπτωση των μεγάλου μήκους “κοντόχοντρων” τοιχωμάτων των οποίων η ονομαστική διατμητική και καμπτική αντοχή είναι εξαιρετικά υψηλές. Αναμένεται ο κατασκευαστικός αρμός να είναι το ασθενέστερο σημείο ενός τυπικού τοιχώματος και κατά συνέπεια ίσως εμφανισθεί εκεί μια οριζόντια ολίσθηση, στη συνέχεια όμως η δυσκαμψία αυξάνεται εκ νέου λόγω των φαινομένων εμπλοκής, και επιτρέπει στο τοίχωμα να αναπτύξει την ονομαστική του αντοχή. Έτσι, εκτός από την περίπτωση όπου η ολίσθηση κατά τη διάρκεια αρκετών κύκλων φόρτισης είναι ικανή να επιφέρει θραύση των κατακόρυφων οπλισμών του τοιχώματος, το αποτέλεσμα της περιορισμένης ολίσθησης είναι η κατανάλωση ενέργειας, χωρίς πολλές ζημιές ή απώλεια της ικανότητας του τοιχώματος. Για τον λόγο αυτό είναι συνήθως συντηρητική προσέγγιση να παραλείπονται οι κατασκευαστικοί κόμβοι από το μοντέλο. Επιπροσθέτως, ορθολογικά μοντέλα κατασκευαστικών αρμών (βασισμένα στη δράση βλήτρου και εμπλοκής των αδρανών) υποεκτιμούν την ικανότητα και την μεταλαστική συμπεριφορά που παρατηρήθηκε μετά τους σεισμούς. Γενικώς, αξιόπιστοι κανόνες μοντελοποίησης δεν υπάρχουν.

Χαμηλότερες τιμές για τις επικαλύψεις του οπλισμού ήταν συνήθεις σε παλαιότερα κτίρια από σκυρόδεμα. Στα διατμητικά τοιχώματα όπου η καμπτική συμπεριφορά είναι η επικρατούσα, ανεπαρκείς επικαλύψεις του οπλισμού μπορεί να περιορίσουν την ροπή αντοχής του τοιχώματος.

Τα παραπάνω στοιχεία για τη συμπεριφορά του τοιχώματος αναγνωρίζονται συνήθως εξετάζοντας το διάγραμμα ελευθέρου σώματος ενός μεμονωμένου τοιχώματος το οποίο υπόκειται σε φορτία βαρύτητας και οριζόντια φορτία, όπως περιγράφηκε παραπάνω για τις δοκούς. Η καμπτική δράση μπορεί να ελεγχθεί στα σημεία της μέγιστης ροπής (συνήθως στην βάση και πιθανόν σε μερικά ενδιάμεσα επίπεδα όπου υπάρχει σημαντική αλληλεπίδραση πλαισίου-τοιχώματος) και στα σημεία όπου αλλάζει το σκυρόδεμα ή ο οπλισμός. Το ενδεχόμενο διατμητικής αστοχία σχετίζεται με την διατμητική αντοχή του τοιχώματος, η οποία με τη σειρά της εξαρτάται από τη δράση της διαγώνιας θλίψης ή του διαγώνιου εφελκυσμού, καθώς επίσης και την διατμητική ολίσθηση στη βάση και σε άλλες θέσεις όπου χρησιμοποιούνται κατασκευαστικοί αρμοί. Τα ματίσματα του διαμήκη οπλισμού πρέπει να ελέγχονται για να καθορίσουν εάν τα μήκη και η περίσφιξη είναι επαρκή για την αναμενόμενη δύναμη και τις απαιτήσεις παραμορφώσεων.

Το μοντέλο του τοιχώματος πρέπει να διαμορφώνεται κατάλληλα ώστε να αναπαριστά όλα αυτά τα φαινόμενα στις θέσεις όπου είναι σημαντικά.

Απαιτούνται κόμβοι στη βάση, στα επίπεδα των ορόφων και σε ενδιάμεσες περιοχές όπου είναι πιθανό να έχουμε ανελαστική απόκριση. Είναι προτιμότερο το αναλυτικό μοντέλο του τοιχώματος να συμπεριλαμβάνει την αλληλεπίδραση ανάμεσα στην αξονική φόρτιση και στην καμπτική αντοχή. Όπου το αναλυτικό μοντέλο δεν το λαμβάνει αυτό υπόψη, θα πρέπει ο μελετητής “χειρωνακτικά” να τροποποιεί τις καμπτικές αντοχές έτσι ώστε να παίρνει τιμές που θα αντιστοιχούν στα αναμενόμενα αξονικά φορτία και οπωσδήποτε τα αποτελέσματα πρέπει να επαληθεύονται. Τα αξονικά φορτία πρέπει να προσδιορίζονται θεωρώντας κατάλληλα φορτία βαρύτητας και τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης με τα γειτονικά πλαίσια και τοιχώματα.

6.4.3.2 Συζευγμένα, διάτρητα τοιχώματα που παρουσιάζουν κανονικότητα, διάτρητα τοιχώματα

Το αναλυτικό μοντέλο για τα συζευγμένα τοιχώματα, τα κανονικά διάτρητα τοιχώματα και τα διάτρητα τοιχώματα γενικά πρέπει να αναπαριστά την αντοχή, την ακαμψία και την ικανότητα παραμόρφωσης του τοιχώματος, των τμημάτων του και των συνδέσεων των κατακόρυφων τμημάτων με τα τμήματα που ορίζονται μεταξύ των οπών. Οι θεωρήσεις είναι ανάλογες με αυτές των ενιαίων (συμπαγών) τοιχωμάτων. Οι θεωρήσεις για τα επί μέρους τμήματα των τοιχωμάτων όπως π.χ. τις δοκούς σύζευξης, τα κατακόρυφα τμήματα και τα τμήματα που ορίζονται μεταξύ των οπών πρέπει να βασίζονται στις αρχές που αφορούν στα τοιχώματα και στις δοκούς ανάλογα με τις σχετικές αναλογίες και τις λεπτομέρειες όπλισης.

Παρατήρηση: Στις διαδικασίες μοντελοποίησης και αξιολόγησης για τα κανονικά διάτρητα τοιχώματα και τα διάτρητα γενικώς τοιχώματα, πρέπει να υπεισέρχεται η κρίση του μηχανικού. Οι απαιτήσεις συμπεριφοράς και ανάλυσης εξαρτώνται από το σχετικό μέγεθος των κατακόρυφων τμημάτων, των τμημάτων που ορίζονται μεταξύ των οπών και των οπών. Τα διάτρητα τοιχώματα με ή χωρίς κανονικότητα, δύνανται να συμπεριφέρονται σαν πλαίσια δοκών-υποστυλωμάτων ή σαν συμπαγή τοιχώματα με πολλές ενδιάμεσες καταστάσεις. Μια εκτίμηση της συμπεριφοράς μας δίνεται από την μελέτη των αποτελεσμάτων γραμμικής (ή μη γραμμικής) ελαστικής ανάλυσης μοντέλων πεπερασμένων στοιχείων που αναφέρονται σε τμήματα των τοιχωμάτων.

6.4.3.2.1 Συνολική γεωμετρία

Τα τοιχώματα και τα τμήματα αυτών πρέπει να μοντελοποιούνται με ισοδύναμα συστήματα δοκών-υποστυλωμάτων, συστήματα πολλαπλών ελατηρίων, συστήματα δικτυωμάτων, ή επίπεδων πεπερασμένων στοιχείων. Γραμμικά μοντέλα κοντών υποστυλωμάτων και υψίκορμων δοκών πρέπει να λαμβάνουν κατάλληλα υπόψη και

την καμπτική και την διατμητική ακαμψία. Για τα διάτρητα τοιχία με ή χωρίς κανονικότητα της διάταξης των οπών, η μοντελοποίηση της ακαμψίας πρέπει να βασίζεται σε προκαταρκτικές μελέτες με πεπερασμένα στοιχεία. Απλοποιημένα μοντέλα γραμμικών στοιχείων ίσως είναι ακατάλληλα για κάποιες περιπτώσεις διάτρητων τοιχωμάτων. Οι δοκοί σύζευξης πρέπει να μοντελοποιούνται έτσι ώστε να συνδέουν τις παρειές των τοιχωμάτων.

6.4.3.2.2 Μοντελοποίηση της τοπικής απόκρισης

Το αναλυτικό μοντέλο πρέπει να μπορεί να αναπαραστήσει τις κυρίαρχες παραμορφώσεις και τις μορφές αστοχίας. Οι γενικές θεωρήσεις μοντελοποίησης είναι ίδιες με αυτές που περιγράφηκαν στην παράγραφο 6.4.3.1. Τα συζευγμένα τοιχώματα καθώς και τα διάτρητα τοιχώματα με ή χωρίς κανονικότητα δύνανται να αναπτύξουν ανελαστική απόκριση σχετιζόμενη με κάμψη, τα ματίσματα και τις στροφές της θεμελίωσης.

Παρατήρηση: Η σύζευξη ανάμεσα σε τοιχώματα έχει ως αποτέλεσμα σημαντικές μεταβολές των αξονικών δυνάμεων που προέρχονται από την εφαρμογή των οριζοντίων φορτίων. Το γεγονός αυτό πρέπει να ληφθεί υπόψη κατά τον καθορισμό των ακαμψιών και των αντοχών. Εάν οι δοκοί σύζευξης είναι μορφής πλακοδοκού, οι επιρροές της πλάκας στην ακαμψία και στην αντοχή πρέπει να συμπεριλαμβάνονται στο μοντέλο.

6.4.3.3 Ασυνεχή τοιχώματα

Το μοντέλο ανάλυσης για ένα ασυνεχές τοίχωμα πρέπει να αντιπροσωπεύει την αντοχή, την ακαμψία και την ικανότητα παραμόρφωσης του τοιχώματος και των στοιχείων στήριξης.

Παρατήρηση: Τα υποστυλώματα ή οι δοκοί στήριξης πιθανά να υπόκεινται σε σημαντικά φορτία και παραμορφώσεις. Η δυνατότητα αστοχίας αυτών των στοιχείων πρέπει να αναπαρίσταται προσεκτικά, διότι αστοχία αυτών των στοιχείων έχει προκαλέσει ολική κατάρρευση κτιρίων σε προηγούμενους σεισμούς. Επιπροσθέτως, στο επίπεδο της ασυνέχειας, ίσως είναι αναγκαίο να μοντελοποιηθεί η ροή των διατμητικών δυνάμεων από το ένα επίπεδο κατακόρυφης αντίστασης στα άλλα μέσω του διαφράγματος του ορόφου.

6.4.3.3.1 Συνολική γεωμετρία

Πρέπει να τονισθεί εδώ ότι πέραν όλων των άλλων θεωρήσεων μοντελοποίησης των τοιχωμάτων και των μελών στήριξης είναι αναγκαίο, κατά την μοντελοποίηση να αναπαρίσταται κατάλληλα η ροή των δυνάμεων από το ένα στοιχείο στο άλλο.

Παρατήρηση: Στις θέσεις όπου τα ασυνεχή τοιχώματα στηρίζονται σε άλλα στοιχεία μπορεί να έχουμε σημαντικές απαιτήσεις τόσο από πλευράς δυνάμεων όσο και από πλευράς παραμορφώσεων για τα στοιχεία στήριξης. Επίσης, μπορεί να υπάρχουν σημαντικές συγκεντρώσεις τάσεων στις θέσεις όπου τέμνονται τα τοιχώματα με τα στοιχεία στήριξης. Και οι δυο αυτές περιπτώσεις πρέπει να εκφράζονται κατάλληλα στο μοντέλο ανάλυσης.

6.4.3.3.2 Μοντελοποίηση της τοπικής απόκρισης

Το αναλυτικό μοντέλο πρέπει να μπορεί να αναπαραστήσει τις κυρίαρχες παραμορφώσεις και τις μορφές αστοχίας. Τα ασυνεχή τοιχώματα μπορεί να αναπτύξουν ανελαστική απόκριση σχετιζόμενη με την κάμψη, τη διάτμηση, τα

ματίσματα και τις στροφές της θεμελίωσης. Το αναλυτικό μοντέλο πρέπει να αναπαριστά τις πιθανές μορφές ανελαστικής απόκρισης. Οι αρχές μοντελοποίησης είναι ίδιες με αυτές που περιγράφηκαν στην παράγραφο 6.4.3.1.

6.4.4 Μικτά συστήματα πλαισίων - τοιχωμάτων

Το μοντέλο ανάλυσης για τα μικτά συστήματα πλαισίων- τοιχωμάτων πρέπει να αναπαριστά την αντοχή, την ακαμψία και την ικανότητα παραμόρφωσης του τοιχώματος, του πλαισίου και των συνδέσεων. Θεωρήσεις για τα τοιχώματα και τα πλαίσια δίνονται στις παραγράφους 6.4.2. και 6.4.3.

6.4.4.1 Συνολική γεωμετρία

Το αναλυτικό μοντέλο ενός μικτού συστήματος πρέπει να αναπαριστά τις αλληλοσυνδέσεις των υπο-στοιχείων πλαισίου και τοιχώματος. Στις περισσότερες περιπτώσεις, οι δοκοί ενώνονται πλαισιακά στα άκρα του τοιχώματος. Το τοίχωμα μοντελοποιείται με την βοήθεια γραμμικών στοιχείων στον άξονα του Επίσης, μια άκαμπτη ή σχεδόν άκαμπτη ράβδος πρέπει να χρησιμοποιηθεί για να αναπαραστήσει το γεγονός της σύνδεσης της δοκού με τα άκρα του τοιχώματος.

6.4.4.2 Μοντελοποίηση της τοπικής απόκρισης

Λεπτομέρειες μοντελοποίησης του πλαισίου και του τοιχώματος δίνονται στις παραγράφους 6.4.2. και 6.4.3.

6.4.5 Διαφράγματα ορόφων από Σκυρόδεμα

Το μοντέλο ανάλυσης για ένα διάφραγμα ορόφου πρέπει να αναπαριστά την αντοχή, την ακαμψία και την ικανότητα παραμόρφωσης για την φόρτιση μέσα στο επίπεδο. Οι αξονικές, διατμητικές και καμπτικές παραμορφώσεις του διαφράγματος πρέπει να μοντελοποιούνται, εκτός εάν τα διαφράγματα μπορούν να θεωρηθούν άκαμπτα και μεγάλης αντοχής ώστε να παραμένουν ουσιαστικά ελαστικά κάτω από τα εφαρμοζόμενα σεισμικά φορτία. Το μοντέλο πρέπει να επιτρέπει τον υπολογισμό (εκτίμηση) της διάτμησης, της κάμψης, της αγκύρωσης, του ματίσματος και των συνδέσεων του διαφράγματος με τα κατακόρυφα στοιχεία. Γενικά, η αξιολόγηση του σχεδιασμού ενίσχυσης πρέπει να εξετάσει πως το διάφραγμα ενώνει τα κατακόρυφα στοιχεία και τα στοιχεία που αντιστέκονται στα σεισμικά φορτία και πως επίσης αντιστηρίζει στοιχεία τα οποία υπόκεινται σε εκτός επιπέδου φορτία ή παραμορφώσεις.

Παρατήρηση: Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται εδώ αφορά διαφράγματα τα οποία σκυροδετούνται επί τόπου. Τα προκατασκευασμένα (precast) διαφράγματα από σκυρόδεμα δεν καλύπτονται σαφώς. Τα διαφράγματα ορόφων από σκυρόδεμα αποτελούνται από πλάκες, δοκούς (struts), collectors και τένοντες (chords).

Οι πλάκες συνήθως έχουν πολλαπλές λειτουργίες διότι είναι ένα τμήμα του ορόφου ή ολόκληρο το σύστημα ορόφου που υφίσταται τα φορτία βαρύτητας, λειτουργούν σαν εφελκόμενα ή θλιβόμενα περύγια των δοκών του ορόφου και επίσης συμπεριφέρονται σαν ένα τμήμα του οριζοντίου διαφράγματος. Στην λειτουργία της σαν τμήμα ενός διαφράγματος, η πλάκα μπορεί να αναπτύξει διατμητικές, καμπτικές και αξονικές δυνάμεις οι οποίες σχετίζονται με την μεταφορά των δυνάμεων από ένα κατακόρυφο στοιχείο που αντιστέκεται στα σεισμικά φορτία στο άλλο, ή με την συμπεριφορά της πλάκας σαν ένα στοιχείο αντιστήριξης (bracing element) για τμήματα της κατασκευής που φορτίζονται εκτός επιπέδου.

Ενισχύσεις κατασκευάζονται μέσα στα διαφράγματα στις θέσεις όπου η καθορισμένη απαίτηση των τάσεων υπερβαίνει την ικανότητα του διαφράγματος χωρίς αυτά. Τυπικές θέσεις είναι οι περιοχές γύρω από τις οπές, ανάμεσα σε στοιχεία που αντιστέκονται στη σεισμική φόρτιση κλπ.

Οι ενισχύσεις, συνήθως στα άκρα ενός οριζοντίου διαφράγματος, λειτουργούν βασικά στο να αντιστέκονται στην εντός επιπέδου καμπτική δράση του διαφράγματος. Οι εφελκυστικές δυνάμεις είναι συνήθως περισσότερο κρίσιμες, αλλά οι θλιπτικές δυνάμεις σε λεπτές πλάκες μπορεί να είναι ένα πρόβλημα. Τα εξωτερικά τοιχώματα εξυπηρετούν την λειτουργία της ενίσχυσης του διαφράγματος εάν υπάρχει επαρκής οριζόντια διατμητική ικανότητα ανάμεσα στην πλάκα και στο τοίχωμα.

Το αναλυτικό μοντέλο αναπαριστά συνήθως το διάφραγμα σαν μια συνεχή ή ενός ανοίγματος (simple-span) οριζόντια δοκό η οποία στηρίζεται από κατακόρυφα στοιχεία μεταβλητής ακαμψίας. Τα περισσότερα προγράμματα θεωρούν ένα άκαμπτο διάφραγμα. Η επάρκεια (ορθότητα) αυτής της υπόθεσης πρέπει να ελέγχεται.

Οι κανόνες μοντελοποίησης πρέπει να ορισθούν θεωρώντας την σχετική ευκαμψία του διαφράγματος και των κατακορύφων στοιχείων στήριξης. Όπου αναμένεται διαφραγματική μη γραμμικότητα θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο μοντέλο.

Οι διαδικασίες μοντελοποίησης που παρουσιάστηκαν για τα πλαίσια και τα τοιχώματα (παράγραφοι 6.4.2. και 6.4.3.) παρέχουν έναν γενικό προσανατολισμό για την μοντελοποίηση των διαφραγμάτων.

6.4.6 Θεμελιώσεις

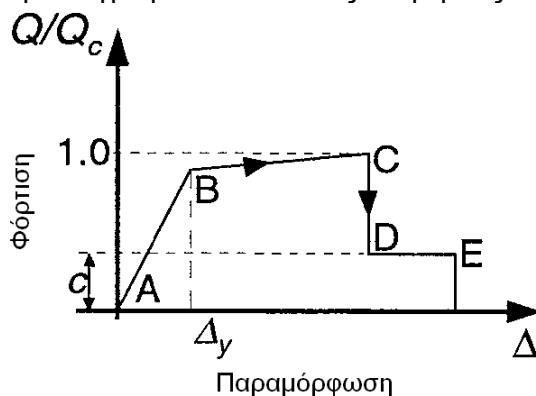
Το αναλυτικό μοντέλο πρέπει να επιτρέπει τον καθορισμό των χαρακτηριστικών του εδάφους και της θεμελίωσης και να αναπαριστά την μη γραμμική απόκριση του συστήματος της θεμελίωσης. Η απόκριση του συστήματος της θεμελίωσης μπορεί να αναπαρασταθεί με ένα απλό ελαστοπλαστικό μοντέλο. Για επιφανειακές θεμελιώσεις, πρέπει να χρησιμοποιούνται κατάλληλα μοντέλα για της προσομοίωση της γραμμική ακαμψίας και αντοχής, εξαρτώμενα από τον τύπο της θεμελίωσης. Οι επιρροή των παραμορφώσεων της θεμελίωσης στην απόκριση της κατασκευής πρέπει επίσης να λαμβάνεται υπόψη.

6.5 ΜΟΝΤΕΛΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ

6.5.1 Γενικά

Οι παρούσες οδηγίες αναφέρονται σε μέλη από σπλισμένο σκυρόδεμα. Γενικώς, οι δυσκαμψίες και οι αντοχές των δομικών στοιχείων πρέπει να υπολογίζονται με βάση τις αρχές της Μηχανικής. Επειδή το συμπέρασμα ότι μια υφιστάμενη κατασκευή δεν πληροί κάποια κριτήρια συμπεριφοράς, πιθανόν να έχει σημαντικές συνέπειες, είναι σημαντικό οι υπολογισμοί της αντοχής των μελών να γίνεται με βάση τις βέλτιστες εκτιμήσεις για τις ιδιότητες των υλικών παρά με βάση κάποιες συντηρητικές παραδοχές. Για τον ίδιο λόγο, επιβάλλεται η χρήση των πλέον λεπτομερών μεθόδων υπολογισμού, εκτός από τις περιπτώσεις όπου η χρήση απλοποιημένων μεθόδων παρέχει μια ικανοποιητική λύση με παράλληλα σημαντική εξοικονόμηση χρόνου. Οι υπολογισμοί για τα νέα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν για τις ενισχύσεις, επεμβάσεις κλπ. πρέπει να βασίζονται στις ονομαστικές ιδιότητες των υλικών, όπως αυτές προδιαγράφονται από τους διάφορους κανονισμούς.

Η συμπεριφορά των μελών πρέπει γενικά να μοντελοποιείται με μη-γραμμικές σχέσεις μεταξύ φόρτισης παραμόρφωσης. Τα διαγράμματα των σχέσεων αυτών μπορούν να προσεγγίζονται με ευθύγραμμα τμήματα. Το σχήμα 6.7 δίνει ένα παράδειγμα τέτοιας μοντελοποίησης. Στο σχήμα αυτό το μέγεθος Q_c παριστάνει την αντοχή κάποιου δομικού μέλους ενώ το μέγεθος Q παριστάνει την αντίστοιχη σεισμική απαίτηση.



Σχήμα 6.7

Όπως φαίνεται στο σχήμα, η απόκριση είναι γραμμική μέχρι το σημείο διαρροής B. Μετά το σημείο αυτό εμφανίζεται διαρροή (πιθανόν με κράτυνση) μέχρι το σημείο C. Μετά το σημείο C εμφανίζεται μείωση της αντοχής μέχρι το σημείο D. Τέλος, ο κλάδος DE δίνει την ικανότητα του μέλους μέχρι την τελική αστοχία στο σημείο E. Πιο λεπτομερή διαγράμματα είναι αποδεκτά αλλά πιθανόν να οδηγήσουν σε μεγάλο υπολογιστικό φόρτο. Τέλος είναι δυνατή η χρήση διγραμμικών προσεγγίσεων που να περιλαμβάνουν μόνο το τμήμα ABC, εφόσον βέβαια υπάρχει η βεβαιότητα ότι η συνολική συμπεριφορά της κατασκευής θα είναι τέτοια ώστε να μην οδηγηθούμε σε περιοχές μετά το C.

Το παραπάνω σχήμα περιγράφει μια συμπεριφορά γενικού τύπου, η οποία είναι κατάλληλη για τα περισσότερα μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Το σημείο A αντιστοιχεί στην κατάσταση που το μέλος είναι αφόρτιστο. Η ανάλυση πρέπει να αναγνωρίζει ότι τα φορτία βαρύτητας πιθανόν να εισάγουν αρχικές εντάσεις και παραμορφώσεις στον φορά, οι οποίες πρέπει να ληφθούν υπόψη. Συνεπώς, η έναρξη της εισαγωγής των οριζόντιων φορτίων πιθανόν να βρίσκει τα μέλη σε κατάσταση που δεν αντιστοιχεί στο σημείο A.

Το σημείο B αντιστοιχεί στην ονομαστική αντοχή διαρροής. Συνήθως, η τιμή αυτή είναι μικρότερη από την οριακή αντοχή του μέλους.

Η κλίση από το B στο C λαμβάνεται συνήθως ίση με το 5% έως 10% της αντίστοιχης αρχικής κλίσης. Η κρατυνόμενη αυτή συμπεριφορά που παρατηρείται στην πλειοψηφία των μελών παίζει σημαντικό ρόλο στην ανακατανομή των εσωτερικών δυνάμεων στα γειτονικά στοιχεία.

Το σημείο C αντιστοιχεί στην ονομαστική αντοχή του μέλους. Σε κάποια προγράμματα Η/Υ δεν είναι δυνατός ο απευθείας καθορισμός της τιμής της αντοχής που αντιστοιχεί στο σημείο C. Αντίθετα, απαιτείται ο προσδιορισμός της αντοχής στο σημείο B και ο καθορισμός της κλίσης του κλάδου BC. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να γίνεται ένας έλεγχος ώστε να επιβεβαιώνεται ότι οι τελικές τιμές των δυνάμεων είναι συνεπείς με τις αναμενόμενες αντοχές για το συγκεκριμένο επίπεδο παραμόρφωσης. Τιμές της κράτυνσης που οδηγούν σε δυνάμεις μεγαλύτερες από τις αντοχές πρέπει να αποφεύγονται.

Η τετμημένη του σημείου C αντιστοιχεί στην παραμόρφωση για την οποία εμφανίζεται σημαντική απομείωση της αντοχής του μέλους. Μετά τη παραμόρφωση αυτή, γενικώς δεν είναι δυνατή η επίτευξη σημαντικής αντοχής σε πειράματα κυκλικής φόρτισης. Για πλαστικά μέλη, η παραμόρφωση αυτή είναι μεγαλύτερη της παραμόρφωσης που αντιστοιχεί στη διαρροή.

Η απομείωση της αντοχής από το C στο D παριστάνει την αρχική αστοχία του μέλους. Μπορεί να συνοδεύεται από φαινόμενα θραύσης του διαμήκους οπλισμού, θρυμματισμού του σκυροδέματος, ή από απότομη διατμητική αστοχία. Συνήθως η αντοχή των μελών σε οριζόντια φορτία μετά το σημείο C δεν είναι αξιόπιστη. Κατά συνέπεια, κύρια μέλη που παραλαμβάνουν σεισμικά φορτία δεν θα πρέπει να επιτρέπονται να εισέρχονται στην περιοχή μετά το C.

Σε αρκετές περιπτώσεις, η εναπομένουσα αντοχή από το D στο E μπορεί να είναι μη μηδενική. Στις περιπτώσεις όπου δεν υπάρχουν συγκεκριμένες πληροφορίες, η εναπομένουσα αντοχή μπορεί να θεωρείται ίση με το 20% της ονομαστικής αντοχής. Η χρήση του τμήματος αυτού επιτρέπει τη μοντελοποίηση μελών που έχουν χάσει την αντοχή τους έναντι οριζόντιων φορτίων αλλά είναι ακόμη ικανά να παραλαμβάνουν φορτία βαρύτητας.

Το E ορίζεται ως το σημείο που αντιστοιχεί στην μέγιστη ικανότητα παραμόρφωσης. Παραμορφώσεις μετά το όριο αυτό δεν επιτρέπονται διότι το φορτίο βαρύτητας δεν μπορεί πλέον να αναληφθεί. Σε μερικές περιπτώσεις η αρχική αστοχία στο C οδηγεί επίσης σε απώλεια της αντοχής έναντι φορτίων βαρύτητας, οπότε η τετμημένη του E ταυτίζεται με αυτήν του C. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις, η συνέχιση της παραμόρφωσης μετά το C πρέπει να επιτρέπεται ακόμη και στις περιπτώσεις όπου η εναπομένουσα αντοχή είναι μηδενική.

Στις περιπτώσεις μελών όπου η αντοχή απομειώνεται σημαντικά κατά τη διάρκεια ανακυκλιζόμενης φόρτισης (όπως π.χ. σε δοκούς με κυρίαρχη τη διατμητική συμπεριφορά, υποστυλώματα, πυλώνες κλπ.), εμφανίζεται σημαντική απώλεια αντοχής μεταξύ των σημείων B και C. Η συμπεριφορά αυτή διαφέρει σημαντικά από την πλάστιμη. Κάποια από τα φορτία που μεταφέρονται από τα εν λόγω μέλη σε κάποιον κύκλο φόρτισης, πρέπει να μεταφερθούν από άλλα μέλη κατά τους επόμενους κύκλους. Επίσης, είναι πιθανή η μεταβολή της συνολικής συμπεριφοράς του κτιρίου, εάν η συμπεριφορά αυτή εμφανιστεί σε αρκετά στοιχεία. Κατά συνέπεια, η συμπεριφορά αυτή πρέπει να μοντελοποιείται κατάλληλα.

Στη μη γραμμική στατική ανάλυση, η απομείωση της αντοχής γίνεται κατανοητή μέσω της αποφόρτισης των κρίσιμων στοιχείων, χωρίς την επιβολή πρόσθετου φορτίου. Εάν τα προγράμματα H/Y δεν μπορούν να αποδώσουν αυτή τη συμπεριφορά άμεσα, η απομείωση της αντοχής μπορεί να προσομοιωθεί μέσω μιας σειράς αναλύσεων. Στην πρώτη ανάλυση επιβάλλονται φορτία μέχρις ότου κάποια κρίσιμα στοιχεία να εισέλθουν σε ένα επίπεδο παραμορφώσεων στο οποίο αναμένεται να εμφανίσουν μείωση αντοχής. Στη δεύτερη ανάλυση τα κρίσιμα αυτά στοιχεία μοντελοποιούνται με μειωμένη αντοχή ή/και δυσκαμψία και το μοντέλο που αντιστοιχεί στη δεύτερη επίλυση φορτίζεται με επιπλέον φορτία μέχρις ότου εμφανιστούν φαινόμενα απομείωσης αντοχής σε νέα στοιχεία. Στη συνέχεια μορφώνεται ένα τρίτο μοντέλο κ.ο.κ. Τέλος, λαμβάνοντας τα κατάλληλα τμήματα από τις καμπύλες ικανότητας που αντιστοιχούν σε κάθε μοντέλο, κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής. Εναλλακτικά, εάν κάποιο στοιχείο αναμένεται να εμφανίσει μείωση αντοχής πολύ πριν τη στοχευόμενη μετακίνηση, είναι αποδεκτό να το εξαιρέσουμε από το μοντέλο.

6.5.2 Μοντέλα υλικών

6.5.2.1 Γενικά

Τα μοντέλα των υλικών πρέπει να λαμβάνουν υπόψη όλες τις διαθέσιμες πληροφορίες, συμπεριλαμβανομένων των αρχικών σχεδίων και υπολογισμών, τις παραδοχές του σχεδιασμού, τις επί τόπου παρατηρήσεις, τις δοκιμές καθώς επίσης και τυχόν πληροφορίες για τα υλικά και τις μεθόδους κατασκευής κατά την εποχή της κατασκευής του υπό μελέτη έργου. Γενικώς, οι ποιότητες των υλικών πρέπει να εκτιμώνται μετά από επί τόπου έλεγχο και δοκιμές.

6.5.2.2 Σκυρόδεμα

Η αποτίμηση των ιδιοτήτων του σκυροδέματος, περιλαμβάνει τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής, του μέτρου ελαστικότητας και του ποσοστού των αδρανών. Επίσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η μεταβλητότητα που πιθανόν να εμφανίζει η σύσταση του σκυροδέματος από θέση σε θέση, μετά από προσεκτική επί τόπου επιθεώρηση.

Η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας μπορούν να εκτιμηθούν είτε με καταστροφικές είτε με μη καταστροφικές δοκιμές.

6.5.2.3 Οπλισμός

Η αποτίμηση των ιδιοτήτων του οπλισμού περιλαμβάνει τον προσδιορισμό της ποιότητάς του, την κατάστασή του (συμπεριλαμβανομένων πιθανών διαβρώσεων) καθώς επίσης και τον προσδιορισμό της θέσης του μέσα στα δομικά στοιχεία. Η ποιότητα μπορεί να εκτιμηθεί από τα αρχικά σχέδια και τις παραδοχές του σχεδιασμού, από τα χαρακτηριστικές ραβδώσεις των οπλισμών σε θέσεις όπου αυτοί βρίσκονται για οποιοδήποτε λόγο εκτεθειμένοι, από απλές δοκιμές εφελκυσμού σε δοκίμια από το

υλικό και τέλος από πληροφορίες για την ποιότητα των οπλισμών της εποχής που κατασκευάστηκε το έργο. Η θέση των οπλισμών μέσα στα δομικά στοιχεία μπορεί να εκτιμηθεί από τα αρχικά κατασκευαστικά σχέδια, ή από επί τόπου επιθεώρηση και δοκιμές.

6.5.2.4 Αρχική δυσκαμψία των μελών

Η ενεργός δυσκαμψία των μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να μοντελοποιηθεί με τη χρήση της τέμνουσας δυσκαμψίας, όπως αυτή ορίζεται από το σημείο διαρροής της διατομής (βλέπε π.χ. την κλίση του κλάδου AB του διαγράμματος του Σχήματος 6.6). Για μέλη με κυρίαρχη την καμπτική συμπεριφορά, η δυσκαμψία αυτή αντιστοιχεί περίπου στη δυσκαμψία της πλήρως ρηγματωμένης διατομής (δυσκαμψία σταδίου II). Για μέλη με κυρίαρχη τη διατμητική συμπεριφορά, η τέμνουσα δυσκαμψία αντιστοιχεί περίπου στη δυσκαμψία της αρηγμάτωτης διατομής (δυσκαμψία σταδίου I). Γενικώς η δυσκαμψία πρέπει να καθορίζεται σαν συνάρτηση των ιδιοτήτων των υλικών, των διαστάσεων των μελών, της ποσότητας του οπλισμού, των συνοριακών συνθηκών καθώς επίσης και των αναμενόμενων επιπέδων έντασης και παραμόρφωσης.

Στις περισσότερες περιπτώσεις δεν είναι πρακτικό να υπολογίζονται οι ενεργές δυσκαμψίες με βάση τις αρχές της Μηχανικής. Συνίσταται, οι ενεργές δυσκαμψίες μπορούν να υπολογίζονται με βάση τις συστάσεις του ΕΑΚ2000.

6.5.4 Αντοχή των μελών

6.5.4.1 Γενικά

Οι δράσεις σε μια κατασκευή (εντάσεις και παραμορφώσεις) διακρίνονται γενικώς σε δύο κατηγορίες

- Δράσεις όπου κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις
- Δράσεις όπου κρίσιμες είναι οι δυνάμεις

Τα μέλη κατατάσσονται σε κατηγορίες ανάλογα με τις δράσεις στις οποίες υποβάλλονται (π.χ. υποστύλωμα υπό κάμψη, υποστύλωμα υπό διάτμηση). Έτσι, τα μέλη διακρίνονται σε κύρια και δευτερεύοντα καθώς επίσης και σε μέλη για τα οποία κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις ή δυνάμεις. Τα παρακάτω αφορούν μόνον κύρια μέλη.

Σε δράσεις όπου κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις επιτρέπεται η υπέρβαση των ορίων της ελαστικότητας κάτω από τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού. Οι αντοχές για τα μέλη αυτά μπορούν να ληφθούν ίσες με τις αναμενόμενες αντοχές που υπολογίζονται είτε με βάση τις αρχές της Μηχανικής είτε πειραματικά. Ως αναμενόμενη αντοχή ορίζεται η μέση μέγιστη αντίσταση που αναμένεται σε ένα εύρος παραμορφώσεων στο οποίο πιθανόν να υποβληθεί το μέλος. Όταν χρησιμοποιούνται υπολογιστικές μέθοδοι για να οριστεί η μέση αναμενόμενη αντοχή, χρησιμοποιούνται οι αναμενόμενες αντοχές των υλικών, λαμβανομένης υπόψη και της κράτυνσης. Η εφελκυστική τάση διαρροής του διαμήκους οπλισμού πρέπει να λαμβάνεται ίση με $1.25f_y$ όπου f_y είναι το όριο διαρροής του χάλυβα. Σε περίπτωση χρήσης των διατάξεων του ΕΚΩΣ2000, οι συντελεστές ασφαλείας πρέπει να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

Σε δράσεις όπου κύριες είναι οι δυνάμεις δεν επιτρέπεται η υπέρβαση των ορίων της ελαστικότητας για τα σεισμικά φορτία. Στα μέλη αυτά οι αντοχές πρέπει να λαμβάνονται ίσες με τη κατώτερη αντοχή που υπολογίζεται πειραματικά ή με βάση τις αρχές της Μηχανικής. Η κατώτερη αντοχή ορίζεται γενικώς ως αυτή που αντιστοιχεί στο κατώτερο 5% των αναμενόμενων αντοχών. Όταν η αντοχή μειώνεται με την αύξηση των κύκλων φόρτισης ή με την αύξηση των παραμορφώσεων, η κατώτερη αντοχή ορίζεται ως η

αναμενόμενη ελάχιστη τιμή μέσα το εύρος των παραμορφώσεων ή των κύκλων φόρτισης που πιθανόν θα υποβληθεί το μέλος. Στην περίπτωση χρήσης υπολογιστικών μεθόδων για τον υπολογισμό της κατώτερης αντοχής πρέπει να χρησιμοποιούνται επίσης οι κατώτερες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών.

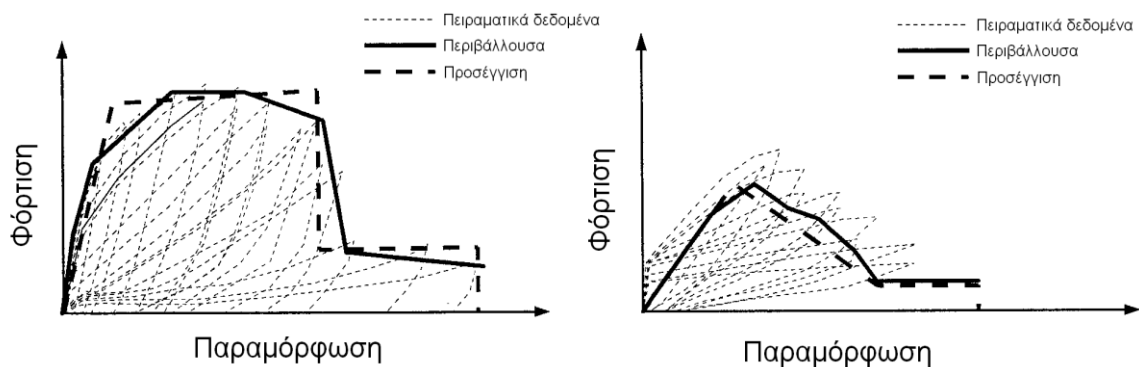
Για κατασκευές που καλύπτονται από το παρόν κείμενο, οι δράσεις όπου κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις περιορίζονται στις εξής:

- Κάμψη σε δοκούς, πλάκες, στύλους και τοιχώματα
- Διάτμηση σε τοιχώματα ή τμήματα αυτών
- Στροφή της σύνδεσης σε συνδέσεις στύλων-πλακών

Παρατήρηση: Η παρούσα μεθοδολογία είναι βασισμένη στον έλεγχο των μετακινήσεων και των παραμορφώσεων. Η βάση της έγκειται στον υπολογισμό των οριζόντιων μετατοπίσεων και των επακόλουθων παραμορφώσεων και εντάσεων των μελών. Για πλαστικά μέλη που υπόκεινται σε δράσεις όπου κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, η επιτελεσματικότητα μετρείται με το λόγο της απαιτούμενης προς την διαθέσιμη παραμόρφωση. Το επίπεδο των εντάσεων και των τάσεων έχει μικρότερη σημασία για τα μέλη αυτά. Αντίθετα, για τα μέλη που υπόκεινται σε δράσεις όπου κρίσιμες είναι οι δυνάμεις, αναμένεται σχετικά ψαθυρή συμπεριφορά και το βασικό μέτρο της επιτελεσματικότητας είναι τα επίπεδα των εντάσεων και των τάσεων. Τα επίπεδα των εντάσεων και των τάσεων στα μέλη αυτά εξαρτώνται κυρίως από τις δυνάμεις που μεταφέρονται στα μέλη αυτά από τα διαρρέοντα μέλη (όπου κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις).

Η εκτίμηση των ανώτερων τιμών των αντοχών είναι επιβεβλημένη για μέλη όπου είναι κρίσιμες οι παραμορφώσεις διότι, σε μια διαρρέουσα κατασκευή, αυτές καθορίζουν τις απαιτήσεις για τα μέλη όπου κρίσιμες είναι οι δυνάμεις. Αντίθετα, η εκτίμηση των κατώτερων τιμών των αντοχών είναι επιβεβλημένη για μέλη όπου είναι κρίσιμες οι δυνάμεις, διότι οι δράσεις αυτές πιθανόν να επιφέρουν ψαθυρές αστοχίες, και ένας από τους βασικούς στόχους του σχεδιασμού των ενισχυτικών διατάξεων είναι η αποφυγή των αστοχιών αυτών. Υπάρχει μια εξαίρεση: όταν τα ίδια υλικά επηρεάζουν την αντοχή τόσο έναντι δράσεων όπου κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις όσο και έναντι δράσεων όπου κρίσιμες είναι οι δυνάμεις, είναι λογικό να θεωρούνται οι ίδιες τιμές για τις ιδιότητες των υλικών παρά άνω όρια των τιμών για τη μια και κάτω όρια των τιμών για την άλλη.

Όταν χρησιμοποιούνται πειραματικά δεδομένα για τον προσδιορισμό των αντοχών και των ορίων παραμόρφωσης των μελών, τα πειράματα πρέπει να είναι αντιπροσωπευτικά των αναλογιών, των λεπτομερειών όπλισης και των αναμενόμενων επιπέδων των τάσεων στα στοιχεία αυτά. Η αναμενόμενη μεταβλητότητα στις τιμές των πειραμάτων πρέπει επίσης να λαμβάνεται υπόψη. Η ιστορία της φόρτισης που χρησιμοποιείται στα πειράματα πρέπει να αντιπροσωπεύει την συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση και τις αναμενόμενες βλάβες για την κρίσιμη φόρτιση.



Σχήμα 6.8

Τα πειραματικά δεδομένα χρησιμοποιούνται για να ορισθούν εξιδανικευμένες πολυγραμμικές σχέσεις δυνάμεων-παραμορφώσεων σύμφωνα με την παρακάτω μεθοδολογία:

- Για δράσεις όπου κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις η περιβάλλουσα καμπύλη (Σχήμα 6.8α) πρέπει να αντιπροσωπεύει τα άνω όρια των δυνάμεων καθώς επίσης και την πτώση της αντοχής όταν η απομείωση της αντοχής γίνει σημαντική στα πειράματα ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Είναι δυνατή η χρήση μιας πολυγραμμικής εξιδανικευμένης σχέσης δυνάμεων-παραμορφώσεων για την προσέγγιση της περιβάλλουσας καμπύλης. Για να θεωρηθεί η δράση ως έχουσα κρίσιμες τις παραμορφώσεις, πρέπει η σχέση αυτή να δίνει μια πλαστιμότητα τουλάχιστον ίση με 2. Διαφορετικά, η δράση πρέπει να ορισθεί ως έχουσα κρίσιμες τις δυνάμεις.
- Για δράσεις όπου κρίσιμες είναι οι δυνάμεις, η περιβάλλουσα καμπύλη πρέπει να αντιπροσωπεύει τα κάτω όρια των δυνάμεων (Σχήμα 6.8β), ακολουθούμενη από έναν φθίνοντα κλάδο, έτσι ώστε να προσεγγίσει τα πειραματικά δεδομένα. Η εξιδανικευμένη σχέση δυνάμεων-παραμορφώσεων δεν πρέπει να δείχνει πλαστιμότητα.

6.5.4.2 Κάμψη με αξονική δύναμη

Η καμπτική αντοχή των μελών είναι γενικώς αποδεκτό να υπολογισθεί με βάση την υπόθεση της μονοτονικότητας της φόρτισης. Επίσης μπορεί να γίνει η συνήθης παραδοχή της επιπεδότητας των διατομών, όπου οι παραμορφώσεις μεταβάλλονται γραμμικά κατά μήκος της διατομής και οι τάσεις συνδέονται με τις παραμορφώσεις με βάση έναν μονότονο νόμο τάσεων-παραμορφώσεων. Σε τοιχώματα με μικρό λόγο πλάτους προς ύψος, είναι θεμιτός ο συνυπολογισμός φαινομένων μη γραμμικότητας των παραμορφώσεων κατά μήκος της διατομής.

Σε μέλη αποτελούμενα από κορμό και πέλμα που δρουν ανεξάρτητα, η συνδυασμένη δυσκαμψία και αντοχή για την κάμψη με αξονική δύναμη πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη ένα ενεργό πλάτος του πέλματος σε κάθε πλευρά του κορμού. Το πλάτος αυτό πρέπει να είναι ίσο με το μικρότερο από τα παρακάτω

- Το πραγματικό πλάτος του πέλματος
- Την ήμισυ της απόστασης μέχρι τον επόμενο κορμό
- Το 1/8 του ανοίγματος για δοκούς ή το 1/4 του συνολικού ύψους για τοιχώματα.

Ειδικά για δοκούς το συνεργαζόμενο πλάτος των πλακοδοκών μπορεί να υπολογίζεται με βάση τις συστάσεις του ΕΚΩΣ2000.

Όταν το πέλμα είναι υπό θλίψη, τόσο το σκυρόδεμα όσο και ο οπλισμός μέσα στο ενεργό πλάτος μπορούν να θεωρούνται ότι παραλαμβάνουν ροπή και αξονική δύναμη. Όταν το πέλμα είναι σε εφελκυσμό, ο διαμήκης οπλισμός μέσα στο ενεργό πλάτος μπορεί να θεωρείται ενεργός στην παραλαβή ροπής και αξονικής δύναμης. Το τμήμα του πέλματος πέρα από το πλάτος του κορμού πρέπει να θεωρείται ανενεργό στην παραλαβή διατμητικών δυνάμεων που βρίσκονται μέσα στο επίπεδο του κορμού.

Η καμπτική αντοχή μπορεί να υπολογίζεται με βάση τον ΕΚΩΣ2000.

6.5.4.3 Στρέψη και διάτμηση

Η αντοχή σε στρέψη και διάτμηση μπορούν γενικώς να υπολογισθούν με βάση τον ΕΚΩΣ2000. Η αντοχή σε στρέψη και διάτμηση είναι γνωστό ότι απομειώνεται με την αύξηση των κύκλων φόρτισης και με την αύξηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας. Το φαινόμενο αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και να συνυπολογίζεται στην αποτίμηση της αντοχής του υφισταμένου κτιρίου όσο και στο σχεδιασμό των ενισχυτικών διατάξεων. Οι διατάξεις του ΕΚΩΣ2000 αφορούν αντοχές για λίγους κύκλους φόρτισης. Όταν αναμένονται σεισμικές δράσεις με μεγαλύτερη διάρκεια ή όταν η κατασκευή έχει μικρή ιδιοπερίοδο (γεγονός το οποίο οδηγεί σε μεγαλύτερο αριθμό κύκλων φόρτισης)

απαιτείται κάποια μείωση της διατμητικής αντοχής που υπολογίζεται από τους τύπους του ΕΚΩΣ2000.

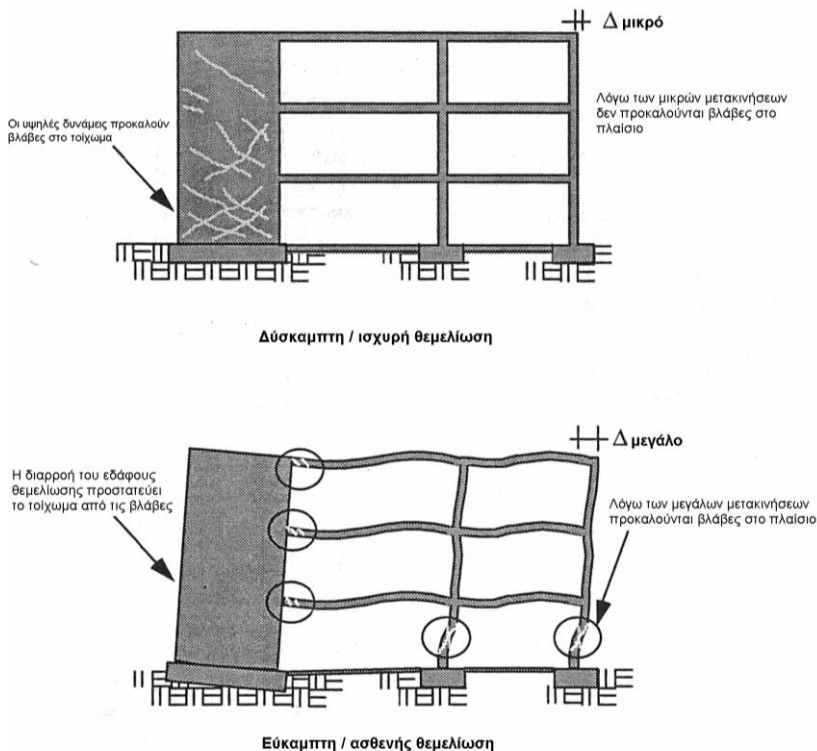
7. Μοντελοποίηση του εδάφους

7.1 ΣΥΣΤΗΜΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Η ανάλυση της επιτελεστικότητας ενός κτιρίου είναι δυνατόν να εμπεριέχει τα χαρακτηριστικά της θεμελίωσης και του εδάφους, εάν συμπεριληφθεί άμεσα η θεμελίωση στο δομικό μοντέλο. Η φύση και η έκταση του δομικού μοντέλου που περιλαμβάνει και τα χαρακτηριστικά της θεμελίωσης, εξαρτάται από ένα πλήθος αλληλοσχετιζόμενων παραγόντων. Ο μηχανικός πρέπει κρίνει τη λεπτομέρεια στην οποία πρέπει να υπεισέλθει κατά το στάδιο κατασκευής του μοντέλου έτσι ώστε να συμπεριλάβει τα στοιχεία που αντιπροσωπεύουν τα χαρακτηριστικά ενός συγκεκριμένου κτιρίου.

7.1.1 Παράγοντες που επηρεάζουν τα μοντέλα θεμελίωσης

Η δυσκαμψία και η αντοχή της θεμελίωσης, επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων. Ο μηχανικός πρέπει να προσδιορίσει το πώς θα συμπεριληφθούν τα χαρακτηριστικά της θεμελίωσης στο μοντέλο με το οποίο γίνεται η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός υφισταμένου κτιρίου. Σε πολλές περιπτώσεις η συμμετοχή ενός εξειδικευμένου γεωτεχνικού μηχανικού στην ομάδα εκπόνησης της μελέτης είναι απαραίτητη. Πάντως, πρέπει να γίνει αντιληπτό ότι μια δύσκαμπτη και ισχυρή θεμελίωση δεν είναι απαραίτητα καλύτερη από μια εύκαμπτη και ασθενή.



Επίσης, οι παραδοχή ενός μαλακού εδάφους δεν οδηγεί πάντοτε σε συντηρητικά αποτελέσματα όσον αφορά τη συνολική συμπεριφορά μιας κατασκευής. Ίσως είναι απαραίτητη η θεώρηση ενός εύρους διακύμανσης των τιμών των διαφόρων παραμέτρων έτσι ώστε να κατασκευασθεί μια περιβάλλουσα των πιθανών καταστάσεων. Πολύ λεπτομερείς εκτιμήσεις των χαρακτηριστικών του εδάφους, συνήθως στοιχίζουν αρκετά.

Συνεπώς, πολλές φορές οι αποφάσεις πρέπει να ληφθούν με σχετικά χονδρικές εκτιμήσεις των χαρακτηριστικών του εδάφους. Για το λόγο αυτό είναι απαραίτητη η εκτέλεση κατάλληλων παραμετρικών αναλύσεων έτσι ώστε να προσδιορισθεί η

σημασία των διάφορων δομικών και εδαφικών χαρακτηριστικών. Στη συνέχεια γίνεται μια σύνοψη των παραγόντων που επηρεάζουν τη μοντελοποίηση του εδάφους και της θεμελίωσης.

7.1.1.1 Γεωτεχνικές συνθήκες

Τα μαλακά και ασθενή εδάφη είναι πιο πιθανό να επηρεάσουν τη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων. Αυτό είναι ακόμα πιο πιθανό στην περίπτωση που υπάρχουν εμφανή σημάδια καταπόνησης του συστήματος θεμελίωσης, όπως για παράδειγμα μετακινήσεις των πεδίων. Πάντως η ύπαρξη σκληρών εδαφών κάτω από το σύστημα της θεμελίωσης δεν αίρει αυτομάτως τη σημασία του συνυπολογισμού της θεμελίωσης. Ένα φαινόμενο που συχνά επηρεάζει τη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων είναι για παράδειγμα το ανασήκωμα των μεμονωμένων πεδίων, ειδικά κάτω από υψηλά και δύσκαμπτα κατακόρυφα στοιχεία. Η ύπαρξη ενός σκληρού εδάφους κάτω από αυτά τα πέδιλα, συνήθως δεν μπορεί να εμποδίσει την ταλάντωση τους ως στερεά σώματα πάνω στο έδαφος.

Πέδιλα για τα οποία τα μόνιμα και κινητά φορτία οδηγούν σε σημαντικό ποσοστό εξάντλησης της αντοχής τους, είναι πιο πιθανό να επηρεάσουν τη συνολική συμπεριφορά των κτιρίων. Για παράδειγμα, εάν τα φορτία αυτά εξαντλούν το 50-67% της αντοχής των πεδίων, η καταπόνησή τους με σεισμικά φορτία μπορεί να οδηγήσει σε σημαντικές μόνιμες μετακινήσεις στο σύστημα θεμελίωσης. Επίσης, εάν ο συντελεστής αυτός διαφέρει σημαντικά μεταξύ των διαφόρων στοιχείων του συστήματος θεμελίωσης, είναι πιθανόν να υπάρξουν ανακατανομές της έντασης στην πλαστική περιοχή. Αυτό συμβαίνει όταν τα πλέον καταπονημένα στοιχεία θεμελίωσης διαρρέουν, οδηγώντας σε ανακατανομή της έντασης στα υπόλοιπα στοιχεία θεμελίωσης. Η ανελαστική αυτή κατανομή της έντασης, πιθανόν να οδηγήσει σε προβλήματα, όπως π.χ. εισάγοντας στρεπτικές καταπονήσεις σε ένα κατά τα άλλα κανονικό κτίριο.

7.1.1.2 Βασικό δομικό σύστημα

Γενικά, κτίρια που περιέχουν σχετικά λυγηρά τοιχώματα επηρεάζονται πιο εύκολα από τον τύπο της θεμελίωσης και τα χαρακτηριστικά του εδάφους. Αντίθετα, χαμηλά πλαισιωτά συστήματα μπορούν να αποτιμηθούν αγνοώντας τα χαρακτηριστικά της θεμελίωσης. Όμως τα περισσότερα κτίρια βρίσκονται κάπου ενδιάμεσα. Δομήματα με ιδιοπερίοδο μεταξύ 0.3 έως 1.0 sec είναι αυτά που επηρεάζονται περισσότερο.

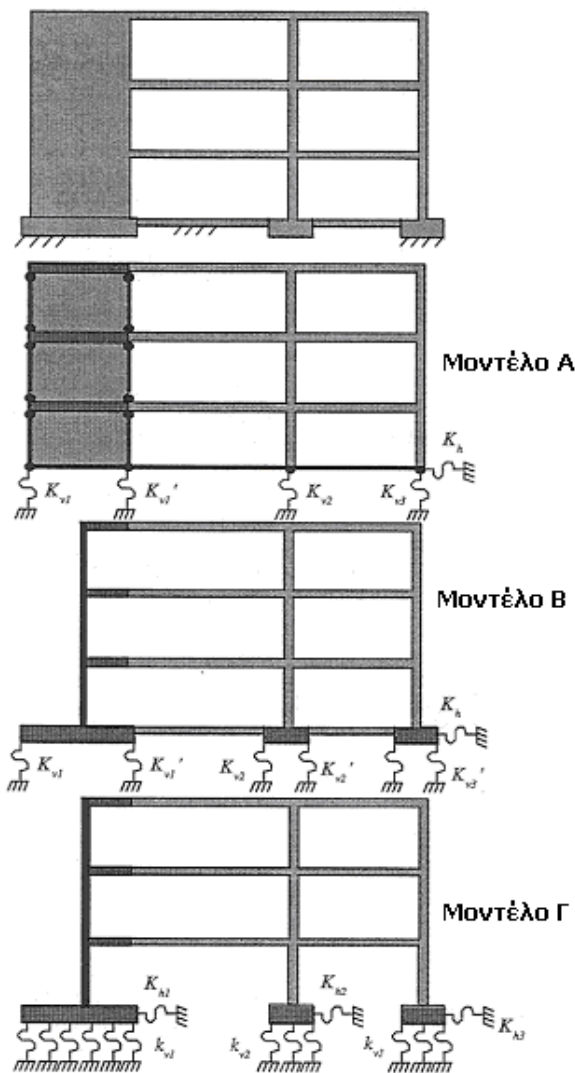
Παρόλο που τα χαμηλά πλαισιωτά συστήματα επηρεάζονται λιγότερο από τα υπόλοιπα από τη πιθανή στροφή των θεμελίων, η πάκτωση των στύλων είναι μια σημαντική παράμετρος σε ότι αφορά την σεισμική τους συμπεριφορά. Εάν υπάρχουν επαρκή στοιχεία, είναι δυνατό να μοντελοποιηθεί η δυσκαμψία και η αντοχή των στοιχείων της θεμελίωσης και να ληφθούν με ακρίβεια υπόψη στην ανάλυση. Παρόλα αυτά, είναι συνήθως επαρκές να κατασκευασθεί μια περιβάλλουσα θεωρώντας τους στύλους διαδοχικά πλήρως πακτωμένους και αρθρωτούς. Στις περισσότερες περιπτώσεις, η κατασκευαστική λεπτομέρεια διαμόρφωσης της σύνδεσης στύλων / πεδίων, είναι ο πιο σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει την πάκτωση.

7.1.1.3 Σύστημα θεμελίωσης

Τα συστήματα θεμελίωσης για κατασκευές από σκυρόδεμα συνήθως απαρτίζονται είτε από επιφανειακά στοιχεία (πέδιλα, πεδιλοδοκοί κλπ.) είτε από στοιχεία βαθιάς θεμελίωσης (πάσσαλοι). Σπανιότερα συναντώνται και συνδυασμοί των δύο μεθόδων

θεμελίωσης. Οι επιφανειακές θεμελιώσεις απαρτίζονται συνήθως από μεμονωμένα πέδιλα, πεδילוδοκούς γενικές ή μερικές κοιτοστρώσεις, που εδράζονται απευθείας στο έδαφος. Σε σύγκριση με τις βαθιές θεμελιώσεις, παρέχουν περιορισμένη δυσκαμψία και αντοχή σε κατακόρυφα φορτία και στρωφικές καταπονήσεις. Η αντοχή σε ανασήκωμα εξαρτάται αποκλειστικά από τα υπερκείμενα φορτία.

Τα στοιχεία των βαθιών θεμελιώσεων είναι οι έγχυτοι πάσσαλοι και οι προκατασκευασμένοι (από σκυρόδεμα ή μέταλλο) πάσσαλοι που τοποθετούνται με έμπηξη. Τα στοιχεία αυτά παραλαμβάνουν τα φορτία μέσω της πλευρικής τριβής τους με το έδαφος, καθώς επίσης και με την αντίσταση της αιχμής τους και προσφέρουν συνήθως σημαντική αντίσταση σε ανασήκωμα (εάν βέβαια είναι επαρκώς συνδεδεμένα με την ανωδομή). Παρόλο που οι βαθιές θεμελιώσεις είναι συνήθως δύσκαμπτες και ισχυρές, αυτό δεν σημαίνει ότι οι πιθανές μετακινήσεις τους δεν επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά της ανωδομής.



Σχήμα 2. Διάφορα μοντέλα προσομοίωσης του συστήματος εδάφους / θεμελίου

Συνδυασμένα συστήματα επιφανειακών και βαθιών θεμελιώσεων επηρεάζονται σημαντικά από τα χαρακτηριστικά του εδάφους λόγω των εγγενών διαφορών στις δυσκαμψίες και αντοχές των διαφόρων στοιχείων τους. Για παράδειγμα, εάν κάποιο τοίχωμα θεμελιωμένο επιφανειακά αρχίσει να ταλαντώνεται επί του εδάφους ως στερεό σώμα, είναι πιθανό ότι θα συμβεί σημαντική ανακατανομή της έντασης προς άλλα τοιχώματα που είναι θεμελιωμένα επί πασσάλων.

Επίσης, συνήθως τα διάφορα στοιχεία θεμελίωσης συνδέονται μεταξύ τους (π.χ. με πασσαλοδέσμους, συνδετήριες δοκούς τοιχώματα υπογείων, πλάκες ή άλλα στοιχεία) προκειμένου να σχηματίσουν το σύστημα θεμελίωσης (βλ. σχήμα 2). Τα στοιχεία αυτά επηρεάζουν τη συμπεριφορά του κτιρίου και την ευαισθησία του στις εδαφικές παραμέτρους. Η παρατήρηση αυτή είναι πιο εμφανής στην περίπτωση των τοιχωμάτων υπογείων που επιτρέπουν την ανακατανομή της έντασης σε μεγάλες περιοχές και αυξάνουν την αντίσταση σε στρωφικές καταπονήσεις.

Τέλος, αρκετά συστήματα θεμελίωσης είναι σχετικά δύσκαμπτα και ισχυρά στην οριζόντια διεύθυνση. Για παράδειγμα, οι παθητικές ωθήσεις στις κατακόρυφες παρειές των στοιχείων θεμελίωσης (πέδιλα, πάσσαλοι) συνεργάζονται με τις δυνάμεις τριβής (κάτω από τα πέδιλα, τους κεφαλόδεσμούς, κλπ.) για τη μεταβίβαση των οριζοντίων φορτίων στο έδαφος. Η σύγκριση των οριζόντιων δυσκαμψιών και αντοχών των

στοιχείων αυτών με αυτές των δομικών στοιχείων μπορεί να δώσει μια ιδέα για την αναγκαιότητα συνυπολογισμού των οριζόντιων αυτών βαθμών ελευθερίας στην ανάλυση.

7.1.2 Κατάστροψη του συνολικού μοντέλου

Ο μηχανικός μπορεί να διατάξει τα διάφορα στοιχεία έτσι ώστε να σχηματίσει ένα μοντέλο για το σύστημα της θεμελίωσης. Η διαδικασία αυτή είναι παρόμοια με αυτήν για τα υπόλοιπα στοιχεία, της ανωδομής, και απαιτεί την κατάλληλη εμπειρία ώστε να επιτευχθεί ο βέλτιστος συνδυασμός μεταξύ ακρίβειας και απλότητας. Ένα μοντέλο που παραλείπει ένα σημαντικό φυσικό χαρακτηριστικό της κατασκευής πιθανόν να δώσει μη αξιόπιστα αποτελέσματα. Από την άλλη πλευρά, ένα εξαιρετικά πολύπλοκο μοντέλο αυξάνει τις πιθανότητες να μην ανιχνευθεί κάποιο λάθος και μπορεί να καταστήσει δυσνόητη την βασική συμπεριφορά του κτιρίου. Όταν επιχειρείται η προσομοίωση του συστήματος εδάφους / θεμελίωσης, πρέπει να συντονισθεί το μοντέλο της ανωδομής με αυτό της θεμελίωσης έτσι ώστε τα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς που είναι σημαντικά για την σεισμική συμπεριφορά του συγκεκριμένου κτιρίου να συμπεριληφθούν στο συνολικό μοντέλο.

Στο σχήμα 2 φαίνεται μια τυπική μικτή κατασκευή που αποτελείται από τοίχωμα και πλαίσιο που συνεργάζονται για τη μεταφορά των οριζόντιων φορτίων. Το σύστημα της θεμελίωσης αποτελείται από συμβατικά μεμονωμένα πέλδρα που πιθανόν να συνδέονται με συνδετήριες δοκούς. Τα διάφορα δισδιάστατα μοντέλα που φαίνονται παρακάτω είναι διαφορετικές εκδοχές ενός υπολογιστικού μοντέλου για τη προσομοίωση της συμπεριφοράς του εν λόγω κτιρίου. Σε κάθε μοντέλο, το έδαφος θεμελίωσης προσομοιώνεται με στοιχεία που έχουν ιδιότητες K . Στο μοντέλο Α, για τη προσομοίωση της διατμητικής δυσκαμψίας και παραμόρφωσης των τοιχωμάτων χρησιμοποιούνται επιφανειακά στοιχεία και ενεργούν σε συνδυασμό με ραβδωτά στοιχεία που συγκεντρώνουν τα καμπτικά χαρακτηριστικά στα άκρα των τοιχωμάτων. Τα στοιχεία προσομοίωσης του εδάφους κάτω από τους στύλους του ισόγειου αναπαριστούν την μεταφορική και στροφική δυσκαμψία των μεμονωμένων πεδίων.

Στα μοντέλα Β και Γ, τα καμπτικά και διατμητικά χαρακτηριστικά του τοιχώματος προσομοιώνονται με ραβδωτά στοιχεία. Στις περιπτώσεις αυτές, τα στερεά στοιχεία δοκού στη βάση του τοιχώματος, βοηθούν στη μοντελοποίηση της στροφικής συμπεριφοράς του θεμελίου. Σε κάποιες περιπτώσεις, οι συνδετήριες δοκοί ή τα τοιχώματα των υπογείων, οδηγούν σε ισχυρή και δύσκαμπτη σύνδεση των στοιχείων θεμελίωσης. Η ύπαρξη των στοιχείων αυτών, πιθανόν να επιτρέπει τη χρήση μεμονωμένων ελατηρίων για τη προσομοίωση της οριζόντιας δυσκαμψίας και αντοχής του συστήματος εδάφους / θεμελίου, όπως για παράδειγμα στα μοντέλα Α και Β. Το μοντέλο Γ αντιστοιχεί σε εκείνη την περίπτωση όπου οι οριζόντιες αντοχές και δυσκαμψίες των στοιχείων θεμελίωσης, είναι σημαντικά μεγαλύτερες από αυτές των στοιχείων σύνδεσης (π.χ. μικρές και ασθενώς οπλισμένες συνδετήριες δοκοί). Σε ορισμένες περιπτώσεις, η οριζόντια δυσκαμψία των στοιχείων θεμελίωσης πιθανόν να είναι τόσο μεγάλη που να δικαιολογείται η πλήρης παράλειψη του οριζόντιου βαθμού ελευθερίας.

Σε ορισμένες περιπτώσεις, τα υποστυλώματα πιθανόν να μην έχουν ικανή αντοχή ώστε να έχουν τη δυνατότητα να ενεργοποιήσουν την στροφική αντίσταση των αντίστοιχων θεμελίων. Το μοντέλο Α προσομοιώνει την κατάσταση αυτή χρησιμοποιώντας άρθρωση στη βάση των στύλων. Τα στοιχεία θεμελίωσης παρέχουν μόνον αντίσταση σε κατακόρυφα φορτία, αλλά μπορούν να συνεργασθούν με άλλα παρόμοια στοιχεία ώστε να σχηματίσουν ζεύγη που ανθίστανται στις ροπές ανατροπής. Τα μοντέλα Β και Γ αντιστοιχούν στην περίπτωση που τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα στο θεμέλιο. Η αντίσταση των πεδίων προέρχεται από τον διαχωρισμό των ελατηρίων προσομοίωσης του εδάφους και τη χρήση στερεών

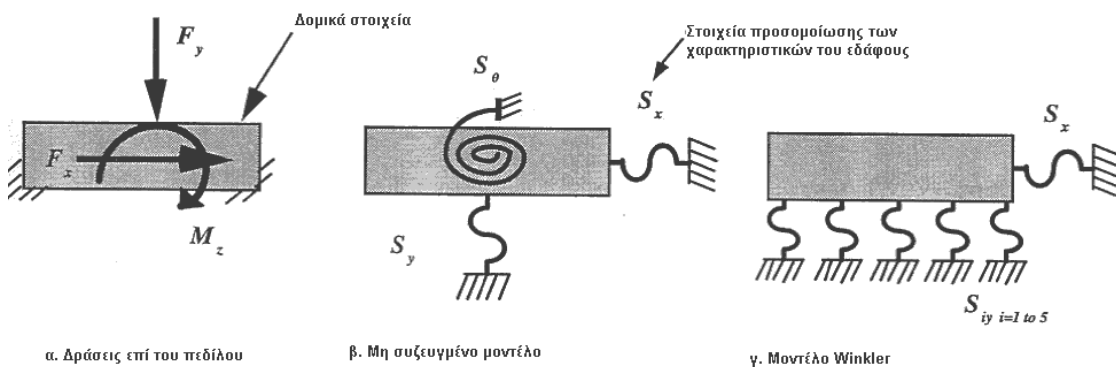
στοιχείων έτσι ώστε να σχηματίζεται ένα τοπικό ζεύγος. Στο μοντέλο Β, η στροφική αντίσταση ενισχύεται με την συνεισφορά των συνδετήριων δοκών.

7.2. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Στην παράγραφο αυτή δίνονται στοιχεία για την προσομοίωση της συμπεριφορά τυπικών συστημάτων εδάφους / θεμελίωσης. Τα μοντέλα αυτά αποτελούνται τόσο από δομικά στοιχεία όσο και από στοιχεία προσομοίωσης της συμπεριφοράς του εδάφους. Η ορθή μοντελοποίηση εξαρτάται από τις φυσικές παραμέτρους, τη διάταξη των δομικών στοιχείων και την αλληλεπίδρασή τους με το έδαφος.

Η διαδικασία που ακολουθείται έχει ως στόχο τη προσομοίωση των μη γραμμικών ιδιοτήτων του εδάφους ώστε να αντικατοπτρίζεται η δυνατότητα διαρροής του εδάφους, ολίσθησης και ανασηκώματος του πεδίου, καθώς επίσης και προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων.

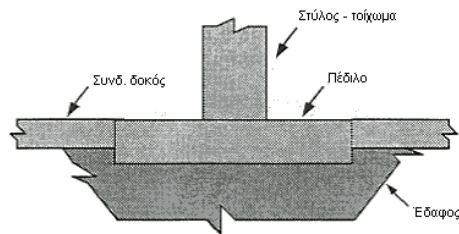
Το μοντέλο ενός στοιχείου θεμελίωσης πρέπει να αναπαριστά τη συμπεριφορά του σε όρους δύναμης – μετακίνησης. Το στοιχείο θεμελίωσης του σχήματος 3α μπορεί να είναι ένα μεμονωμένο πέδιλο ή ένα σύστημα πασσάλων-κεφαλόδεσμου. Τα εντατικά μεγέθη που δρουν στο στοιχείο αυτό (κατακόρυφη δύναμη F_y , οριζόντια δύναμη F_x , ροπή M_z) οδηγούν στις μετακινήσεις Δ_x και Δ_y και στη στροφή θ_z . Ένα μη συζευγμένο μοντέλο ενός κόμβου για το στοιχείο αυτό δίνεται στο σχήμα 3β. Τα γεωτεχνικά στοιχεία S_x , S_y , S_θ) μοντελοποιούν τη δυσκαμψία και αντοχή καθενός από τους ανεξάρτητους βαθμούς ελευθερίας. Η μοντελοποίηση με έναν μόνο κόμβο, είναι κατάλληλη στις περιπτώσεις που τα δομικά στοιχεία του πεδίου είναι σχετικά δύσκαμπτα και δεν αλληλεπιδρούν σε σημαντικό βαθμό με το έδαφος. Εναλλακτικά, το μοντέλο δύναμης – μετακίνησης μπορεί να προσομοιώνεται με συζευγμένα στοιχεία τύπου Winkler, όπως φαίνεται στο σχήμα 3γ. Το μοντέλο αυτό μπορεί να αναπαραστήσει με μεγαλύτερη ακρίβεια την θεωρητική πλαστική συμπεριφορά των αλληλοσχετιζόμενων στοιχείων. Είναι επίσης κατάλληλο, στην περίπτωση που τα δομικά στοιχεία του θεμελίου είναι σχετικά εύκαμπτα και είναι πιθανή η σημαντική αλληλεπίδρασή τους με τα στοιχεία του εδάφους.



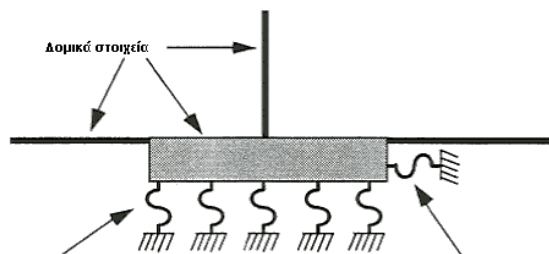
Σχήμα 3: Γενικευμένο μοντέλο θεμελίωσης / εδάφους

7.2.1 Επιφανειακές θεμελιώσεις

Οι επιφανειακές θεμελιώσεις απαρτίζονται συνήθως από μεμονωμένα πέλδια, πεδילוδοκούς ή συνδυασμό αυτών, που αλληλοσυνδέονται με συνδετήριες δοκούς. Στο γενικευμένο μοντέλο του σχήματος 4, για την προσομοίωση των στύλων, δοκών, τοιχωμάτων, χρησιμοποιούνται κλασικά ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία. Σε κάποιες περιπτώσεις, ειδικά κάτω από τα τοιχώματα, το στοιχείο της θεμελίωσης μπορεί να θεωρηθεί ως απολύτως στερεό σε σχέση με το υποκείμενο έδαφος. Η αντίσταση σε κατακόρυφα φορτία και στροφή είναι το αποτέλεσμα της άμεσης έδρασης του θεμελίου στο υποκείμενο έδαφος. Τα κατακόρυφα στοιχεία προσομοίωσης του εδάφους, αναπαριστούν την αντοχή και τη δυσκαμψία του συστήματος. Η έδραση των συνδετήριων δοκών επί του εδάφους είναι επίσης δυνατόν να προσομοιωθεί με χρήση κατάλληλων κατακόρυφων ελατηρίων. Όσο πιο μικρή είναι η απόσταση των ελατηρίων αυτών, τόσο μεγαλύτερη είναι η θεωρητική ακρίβεια της λύσης. Παραμετρικές μελέτες πάνω στη σχετική δυσκαμψία των στοιχείων προσομοίωσης των δομικών και γεωτεχνικών χαρακτηριστικών, μπορούν να δώσουν μια γρήγορη και απλή εικόνα σε ότι αφορά το θέμα αυτό. Πάντως, η εγγενής αβεβαιότητα που υπάρχει στην εκτίμηση των ιδιοτήτων του εδάφους, συνήθως αποτρέπει τους μηχανικούς από τη χρήση πολύπλοκων μοντέλων.



α. Θεμελίωση με μεμονωμένα πέλδια



Κατανομημένα κατακόρυφα στοιχεία προσομοίωσης του εδάφους
 - Εδαφικές ιδιότητες σχετιζόμενες με την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων
 - Στοιχεία κατανομημένα κατά μήκος του πεδίου

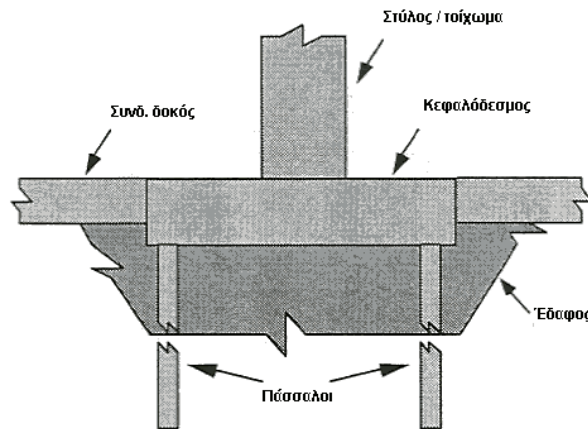
Οριζόντια στοιχεία προσομοίωσης του εδάφους
 - Παθητικές ωθήσεις στις κατακόρυφες παρειές του πεδίου
 - Τριβή στην επιφάνεια έδρασης του πεδίου

β. Προσομοίωμα

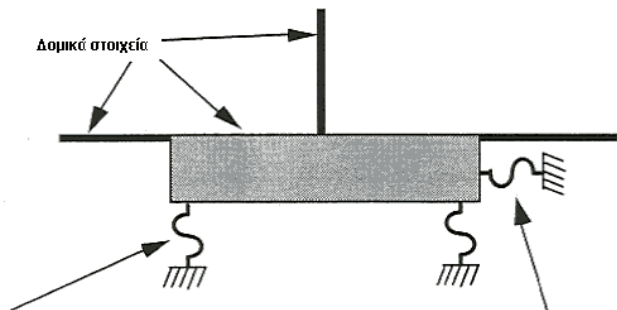
Σχήμα 4: Προσομοίωση επιφανειακών θεμελιών

Η πλευρική αντοχή, που οφείλεται στο συνδυασμό της τριβής των οριζόντιων και κατακόρυφων επιφανειών των πεδίων με το έδαφος καθώς επίσης και στις παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στις κατακόρυφες παρειές των πεδίων, μπορούν να μοντελοποιηθούν και πάλι με τη χρήση κατάλληλων οριζόντιων ελατηρίων.

7.2.2 Βαθείες θεμελιώσεις



α. Βαθεία θεμελίωση επί πασσάλων

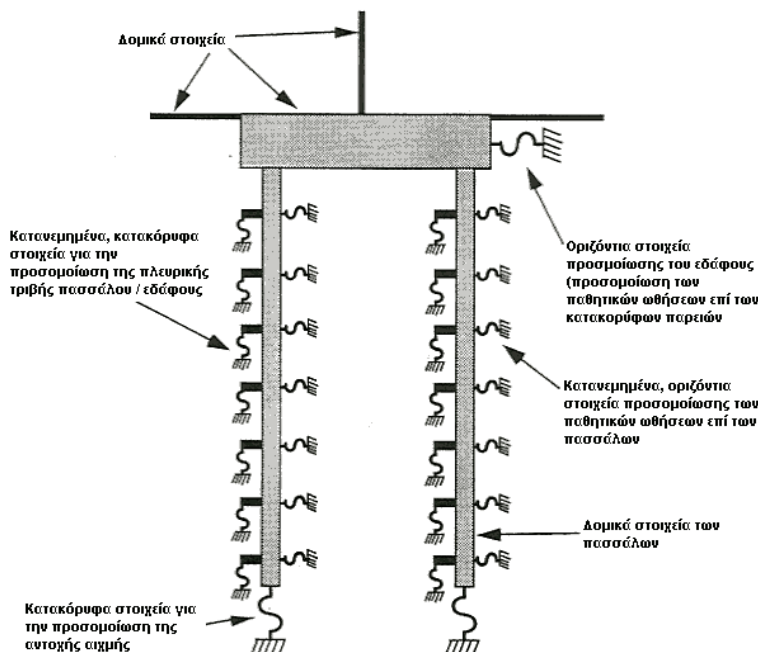


Κατακόρυφα στοιχεία προσομοίωσης του εδάφους
 - Αντοχή αιχμής των πασσάλων
 - Πλευρική τριβή πασσάλων / εδάφους

Οριζόντια στοιχεία προσομοίωσης του εδάφους
 - Παθητικές ωθήσεις στις κατακόρυφες παρειές
 - Πλευρική δυσκαμψία των πασσάλων

β. Προσομοίωμα

Σχήμα 5. Απλοποιημένο μοντέλο βαθιάς θεμελίωσης



Σχήμα 6. Εναλλακτικό μοντέλο βαθιάς θεμελίωσης

Ένα απλοποιημένο μοντέλο για βαθιά θεμελίωση δίνεται στο σχήμα 5. Τα στοιχεία βαθιάς θεμελίωσης συνήθως απαρτίζονται από μια επίπεδη πλάκα ή / και στοιχεία δοκού που εδράζονται πάνω σε πασσάλους. Οι πάσσαλοι παρέχουν αξονική αντίσταση μέσω της πλευρικής του τριβής με το έδαφος και μέσω της αντοχής της αιχμής τους. Για την προσομοίωση των δομικών στοιχείων (πάσσαλοι, δοκοί, πλάκες) χρησιμοποιούνται συνήθως συμβατικά ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία. Η αντίσταση σε κατακόρυφα φορτία και στροφή είναι το αποτέλεσμα της αξονικής αντίστασης των πασσάλων και λαμβάνεται υπόψη μέσω κατάλληλων ελατηρίων που προσομοιώνουν το έδαφος. Η αντίσταση σε οριζόντια φορτία είναι αποτέλεσμα του συνδυασμού των τριβών των οριζόντιων και κατακόρυφων επιφανειών των στοιχείων θεμελίωσης με το έδαφος και των παθητικών ωθήσεων που αναπτύσσονται στις κατακόρυφες παρειές αυτών και λαμβάνεται υπόψη μέσω κατάλληλα διατεταγμένων οριζόντιων ελατηρίων.

Ένα εναλλακτικό, περισσότερο ακριβές, μοντέλο βαθιάς θεμελίωσης δίνεται στο σχήμα 6. Σε αυτό, η αλληλεπίδραση των στοιχείων θεμελίωσης με το έδαφος γίνεται με αμεσότερο τρόπο. Η προσέγγιση αυτή είναι πιο κατάλληλη όταν η δυσκαμψία των πασσάλων είναι σχετικά υψηλή (για παράδειγμα πάσσαλοι διαμέτρου μεγαλύτερης των 70cm).

8. Κριτήρια αποδοχής

8.1 ΓΕΝΙΚΑ

Από πλευράς ψαθυρών μορφών αστοχίας διακρίνουμε τη διατμητική, τη διάτρηση πλακών (συγγενείς), τη θλιπτική (χωρίς περίσφιξη) καθώς και τη θλιπτική υπο εγκάρσια μήκυνση, που αφορά τους κορμούς των τοιχωμάτων ή δοκών. Στις παραπάνω περιπτώσεις η ένταση αστοχίας είναι κρίσιμη, δεδομένου ότι δεν διατίθεται πλαστιμότητα λόγω της υψής του φαινομένου. Συγκεκριμένα πρόκειται για μια απότομη συγκέντρωση των ανελαστικών παραμορφώσεων σε μια περιορισμένη ζώνη (strain localization) που οδηγεί σε άμεση εξάντληση της φέρουσας ικανότητας. Τα κριτήρια αστοχίας είναι μικτά, δηλαδή εκφράζονται συναρτήσει των τάσεων και των παραμορφώσεων. Παραμένουσα αντοχή πρακτικά δεν υπάρχει, άλλωστε σε περίπτωση φορτίων βαρύτητας αυτή δεν θα είχε καμία θετική επίδραση σε πρωτεύοντα μέλη (όπου η ανακατανομή των εντάσεων είναι περιορισμένη).

Από πλευράς πλαστιμων μορφών παραμόρφωσης που οδηγούν σε μείωση της δυσκαμψίας και αντοχής μετά από κάποια όρια, διακρίνουμε τις στροφές στις πλαστικές αρθρώσεις κατακορύφων και οριζοντίων στοιχείων (δοκών, στύλων, τοιχωμάτων, δοκών σύζευξης) καθώς και τις στροφές στο πέλαμα των θεμελίων λόγω ανελαστικής παραμόρφωσης του εδάφους, τη διατμητική ολίσθηση σε τοιχώματα ή τοιχοποιίες (κυρίως οπλισμένες) και την ανελαστική βράχυνση περισφιγμένων θλιβόμενων περιοχών σκυροδέματος. Σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις δε παρατηρείται συγκέντρωση των ανελαστικών παραμορφώσεων σε περιορισμένες ζώνες αλλά μια κατανομή λιγότερο ή περισσότερο ομοιόμορφη. Τα κριτήρια απώλειας της αντοχής συναρτήσει των παραμορφώσεων είναι και εδώ μικτά, π.χ. η διατμητική και θλιπτική καταπόνηση επηρεάζει το μέγεθος της πλαστικής στροφής των στύλων.

Σε όλες τις περιπτώσεις η ερευνητική ομάδα κατέληξε σε πινακοποιημένες μορφές για πρακτική εφαρμογή.

8.2. ΤΥΠΟΙ ΑΣΤΟΧΙΩΝ

8.2.1 Αστοχία λόγω εξάντλησης πλαστιμότητας στροφής

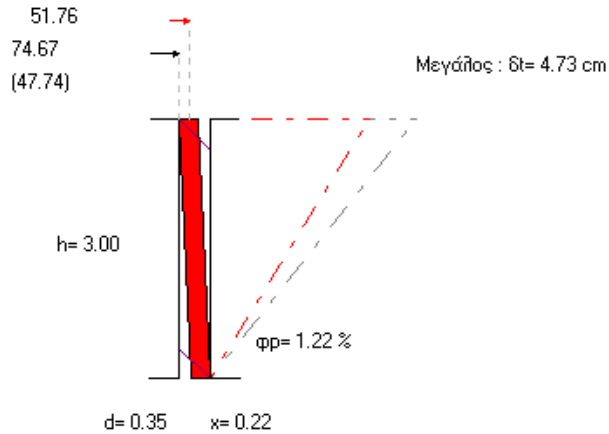
Μέσω της ανάλυσης των μετακινήσεων, προσδιορίζεται η μέγιστη πιθανή μετακίνηση του ορόφου για ένα δεδομένο επίπεδο σεισμού βάσει του αντίστοιχου φάσματος. Η μετακίνηση αυτή περιλαμβάνει ένα ελαστικό και ένα ανελαστικό τμήμα. Το ανελαστικό τμήμα διαιρούμενο με το ελεύθερο μήκος του μέλους μας δίδει την ανελαστική στροφή στις πλαστικές αρθρώσεις που εμφανίζονται στα άκρα του (Σχήμα 1).

Από πειραματική έρευνα αλλά και από θεωρητικά προσομοιώματα [Κανελλόπουλος, 1986] γνωρίζουμε, ότι ένα μέλος από οπλισμένο σκυρόδεμα έχει περιορισμένη ικανότητα πλαστικής στροφής, η οποία μάλιστα επηρεάζεται κυρίως από τους παρακάτω παράγοντες :

- Από την ανηγμένη θλιπτική καταπόνηση του μέλους και συγκεκριμένα όσο αυξάνεται, τόσο μειώνεται η ικανότητα πλαστικής στροφής.
- Από την ανηγμένη διατμητική καταπόνηση του μέλους, η οποία οδηγεί σε συγκέντρωση της πλαστικής παραμόρφωσης στη θλιβόμενη ζώνη και μείωση της ικανότητας πλαστικής στροφής.

- Από την περίσφιξη, η οποία οδηγεί σε αύξηση της ικανότητας ανελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος στη θλιβόμενη ζώνη και επομένως αύξηση της ικανότητας πλαστικής στρώφης.

Παρακάτω δίνεται πίνακας μέγιστων τιμών της πλαστικής στρώφης σε εξάρτηση από τις παραπάνω παραμέτρους ο οποίος βασίζεται στα κείμενα [FEMA 273/356] και [ATC 40].



Σχήμα 1: Μηχανισμός πλαστικών αρθρώσεων κεφαλής και ποδός σε στύλο pilotis

Δοκοί					
$\frac{\rho \cdot \rho'}{\rho_{bal}}$	Συνδετηρες	$\frac{V}{bd\sqrt{f_c}}$	IO ‰	LS ‰	SS ‰
≤ 0	C	≤ 3	5	20	25
≤ 0	C	≥ 6	5	10	20
≥ 0.5	C	≤ 3	5	10	20
≥ 0.5	C	≥ 6	5	5	15
≤ 0	NC	≤ 3	5	10	20
≤ 0	NC	≥ 6	0	5	10
≥ 0.5	NC	≤ 3	5	10	10
≥ 0.5	NC	≥ 6	0	5	5

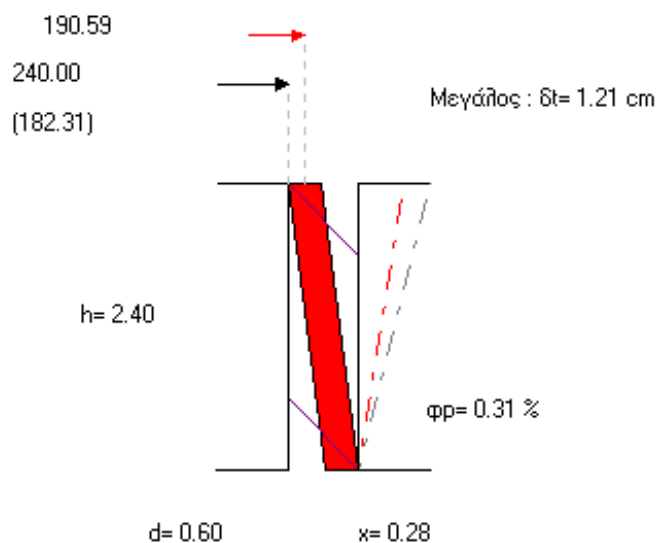
Στύλοι					
$\frac{N}{A_c f_c}$	Συνδετηρες	$\frac{V}{bd\sqrt{f_c}}$	IO ‰	LS ‰	SS ‰
≤ 0.1	C	≤ 3	5	10	20
≤ 0.1	C	≥ 6	5	10	15
≥ 0.4	C	≤ 3	0	5	15
≥ 0.4	C	≥ 6	0	5	10
≤ 0.1	NC	≤ 3	5	5	10
≤ 0.1	NC	≥ 6	5	5	5
≥ 0.4	NC	≤ 3	0	0	5
≥ 0.4	NC	≥ 6	0	0	0

Τοιχώματα					
$\frac{N}{t_w l_w f_c}$	$\frac{V}{t_w l_w f_c}$	Άκραιο υποστύλωμα	IO ‰	LS ‰	SS ‰
≤ 0.1	≤ 3	C	5	10	15
≤ 0.1	≥ 6	C	4	8	10
≥ 0.25	≤ 3	C	3	6	9
≥ 0.25	≥ 6	C	1	3	5
≤ 0.1	≤ 3	NC	2	4	8
≤ 0.1	≥ 6	NC	2	4	6
≥ 0.25	≤ 3	NC	1	2	3
≥ 0.25	≥ 6	NC	1	1	2

Πίνακας 1: Μέγιστες τιμές της πλαστικής στρώφης

8.2.2 Αστοχία σε διάτμηση λόγω ανεπάρκειας συνδετήρων

Ένας δεύτερος, αυτή τη φορά ψαθυρός τρόπος αστοχίας των μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι όταν λόγω ανεπάρκειας συνδετήρων δεν μπορεί να σχηματισθεί δικτύωμα Moersch για τη μεταφορά της τέμνουσας. Ουσιαστικά πρόκειται για το τμήμα αυτό της τέμνουσας $V_c - V_{cc}$ που οφείλεται στην καμπτική αντοχή που προσδίδει ο διαμήκης οπλισμός στο μέλος, διότι το τμήμα V_{cc} , που οφείλεται στην αξονική θλιπτική δύναμη, μεταφέρεται κατά κανόνα ασφαλώς μέσω του κεκλιμένου θλιπτήρα που σχηματίζεται στον κορμό του μέλους (Σχήμα 2). Για το λόγο αυτό κινδυνεύουν κυρίως μέλη που έχουν δυσανάλογα πολύ διαμήκη οπλισμό σε σχέση με τους εγκάρσιους συνδετήρες. Επίσης κινδυνεύουν μέλη που εμφανίζουν αυξημένη πλαστική στροφή στις αρθρώσεις, δηλαδή απαιτούν αυξημένη πλαστιμότητα. Αυτό οφείλεται στο ότι το σκυρόδεμα διαθέτει σε αρηγμάτωση κατάσταση μια ικανοποιητική εφελκυστική αντοχή, η οποία και απουσία συνδετήρων είναι σε θέση να μεταφέρει σημαντικό ποσοστό τέμνουσας V_{cs} (όπως στις πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα που κατα κανόνα δεν οπλίζονται με συνδετήρες). Όταν όμως σχηματίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις το σκυρόδεμα ρηγματώνεται σταδιακά και χάνει αυτή την ικανότητα [Κανελλόπουλος, 1986], [Priestley, Seible, Calvi, 1996]. Εάν υπάρχουν επαρκείς συνδετήρες σχηματίζεται δικτύωμα Moersch και μεταφέρονται ασφαλώς οι δυνάμεις. Εάν οι συνδετήρες είναι ανεπαρκείς διαρρέουν ή πολύ συχνά απαγκυρώνονται και ανοίγει ρωγμή μεγάλου εύρους, που αποκλείει περαιτέρω ανακατανομή δυνάμεων μέσω εμπλοκής (interlock) των αδρανών στις παρειές των ρωγμών και αλλαγής κλίσης των θλιπτήρων του σκυροδέματος.



Σχήμα 2: Μηχανισμοί μεταφοράς τέμνουσας σε θλιβομενο μέλος

Στο παραπάνω σχήμα 2 ισχύει :

τέμνουσα στύλου:	$V_c = 430 \text{ kN}$
τέμνουσα λόγω θλίψης :	$V_{cc} = 190 \text{ kN}$
τέμνουσα αντοχής σκυροδ. :	$V_{cs} = 182 \text{ kN}$
τέμνουσα συνδετήρων:	$V_{yb} = 153 \text{ kN}$
απαιτούμενοι συνδετήρες :	$a_{sb} = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\text{ανηγμένη αξονική δύναμη} \quad n = N / (bdf_c) \quad (1)$$

$$\text{ανηγμένη ροπή κάμψης:} \quad m = M / (bd^2f_c) \quad (2)$$

$$\text{μηχ. ποσοστ. διαμ. οπλ.} \quad \omega_l = A_s f_s / (bdf_c) \quad (3)$$

Στην πρώτη περίπτωση θραύσης του θλιπτήρα υπολογίζεται αρχικά το ενεργό πλάτος του θλιπτήρα κατα τους τύπους της FEMA (Σχήμα 3) :

$$\alpha = 0.04(\lambda_1 h_c)^{-0.4} r_i \text{ [m]} \quad (13)$$

$$\lambda_1 = [E_i t_i \sin 2\theta / (E_c h_c 9.6 \cdot 10^6 I_c)]^{1/4} \quad (14)$$

όπου I_c [m⁴] η ροπή αδράνειας του στύλου. Ως τάση αντοχής του θλιπτήρα λαμβάνεται η ελάχιστη θλιπτική αντοχή της πλινθοδομής σε οριζόντια διεύθυνση f_i . Η αντοχή του θλιπτήρα υπολογίζεται ως :

$$V_{yi}^c = \alpha L_i t_i f_i / r_i \quad \text{[kN]} \quad (15)$$

Υπάρχει όμως και η δεύτερη περίπτωση αστοχίας μέσω διατμητικής ολίσθησης. Ο τύπος για αυτή την περίπτωση είναι :

$$V_{yi}^s = 5.3 L_i t_i \sqrt{2 f_i} \quad \text{[kN]} \quad (16)$$

Από τη σύγκριση των δύο τύπων προκύπτει :

$$V_{yi}^c / V_{yi}^s = \alpha \sqrt{f_i} / (7.5 r_i) \quad (17)$$

Όσο μεγαλώνει η θλιπτική αντοχή f_i και το πλάτος του θλιπτήρα α προς το μήκος της διαγωνίου r_i , τόσο αυξάνεται η αντοχή του θλιπτήρα και μπορεί να γίνει κρίσιμη η αντοχή σε διατμητική ολίσθηση. Στο παράδειγμά μας με $f_i = 2400 \text{ kN/m}^2$ θα πρέπει $\alpha > r_i / 6,5$ για να είναι κρίσιμη η διατμητική ολίσθηση. Αυτός ο έλεγχος πρέπει να γίνεται και στην εισαγωγή της αντοχής στους θλιπτήρες των τοίχων κατα την ακριβή ανάλυση χωρικού πλαισίου μέσω εφαρμογής της μεθόδου των μετακινήσεων.

Η πλαστιμότητα των τοίχων και συγκεκριμένα οι μέγιστες επιτρεπτές τιμές της ανελαστικής γωνιακής παραμόρφωσης γ_i [%] λαμβάνονται από τις συστάσεις της FEMA 356, όπου γίνεται διάκριση μεταξύ άοπλης και οπλισμένης πλινθοδομής και σε κάθε περίπτωση τα όρια εξαρτώνται από το επίπεδο ζημιών το οποίο εξετάζεται :

Πίνακας 2 : Όρια γωνιακής παραμόρφωσης [%] τοίχων πλήρωσης

	KA	ΠΖ	AZ	AK
Άοπλοι	0	1,5	3	6
Οπλισμένοι	2	4	6	15

όπου: KA= άμεση κατάληψη, ΠΖ= περιορισμός ζημιών, AZ= ασφάλεια ζωής, AK= αποφυγή κατάρρευσης.

9. Εφαρμογές

9.1. ΚΤΙΡΙΟ ΕΥΣΤΡΕΠΤΟ ΜΕ ΑΣΘΕΝΕΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΥΣ ΠΥΡΗΝΕΣ

9.1.1 Γενικά

Το κτίριο βρίσκεται στη Θεσσαλονίκη και ανεγέρθη σταδιακά σε δύο φάσης
 Α' Φάση: υπόγεια Α και Β, ισόγειο, Α και Β όροφοι
 Β' Φάση: Προσθήκη Γ' ορόφου



Σχήμα 9.1-1 Σκαρίφημα της διάταξης των κατακορύφων στοιχείων

Βρέθηκαν τεύχη υπολογισμών, καθώς και ξυλότυποι των διαφόρων σταθμών του έργου καθώς και πρόσφατα σχέδια αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού. Από επί τόπου αυτοψίες διαπιστώθηκαν τα ακόλουθα.

- Το επάνω δεξιά τμήμα, προβλέπονταν από την αρχική μελέτη να κατασκευασθεί με προεντεταμένη πλάκα. Στην περιοχή αυτή τα αρχικά σχέδια δεν τηρήθηκαν και διαμορφώθηκε συμβατική κατασκευή με ισχυρά υποστυλώματα και δοκούς.
- Διαπιστώθηκαν σε αρκετές θέσεις διαφορές μεταξύ των σχεδίων της αποτύπωσης και των αρχικών ξυλοτύπων του έργου.

Προκειμένου να διευκρινισθεί το πώς ακριβώς κατασκευάστηκε ο φέρων οργανισμός έγιναν πολλαπλές επισκέψεις για εργασίες αποτύπωσης. Επίσης, προκειμένου να

διαπιστωθούν οι οπλισμοί που τοποθετήθηκαν στα διάφορα δομικά στοιχεία έγινε μαγνητοσκοπική αποτύπωση σε επιλεγμένες θέσεις. Τέλος για να διαπιστωθούν και να επαληθευτούν οι διάμετροι των οπλισμών που χρησιμοποιήθηκαν έγιναν διερευνητικές τομές σε διάφορες θέσεις.

Αντικείμενο της παρούσης μελέτης είναι η αποτίμηση της σεισμικής αντοχής της υφιστάμενης κατασκευής και η διαπίστωση των βλαβών που πιθανόν να πραγματοποιηθούν σε περίπτωση σεισμού σχεδιασμού.

Για το σκυρόδεμα προβλέπονταν από την αρχική μελέτη ποιότητα B225. Ο ποιοτικός έλεγχος δοκιμίων που λήφθηκαν από το σκυρόδεμα του κτιρίου έδωσε αποτελέσματα που πλησιάζουν την ποιότητα C12/15 για τα υποστυλώματα και την ποιότητα C16/20 για τις δοκούς. Οι παραπάνω ποιότητες χρησιμοποιήθηκαν για την μοντελοποίηση των διατομών του φέροντος οργανισμού.

Για τα υποστυλώματα και τους συνδετήρες των δοκών προβλέπονταν η χρήση χάλυβα ST-I ενώ για τον διαμήκη οπλισμό των δοκών και τους οπλισμούς των πλακών χάλυβα ST-III. Από τον έλεγχο που διενεργήθηκε διαπιστώθηκε ότι οι παραπάνω προδιαγραφές τηρήθηκαν.

Από στατικής απόψεως, είναι προφανές ότι το κτίριο κατασκευάστηκε χωρίς να πληρείται η βασική φιλοσοφία των νέων αντισεισμικών κανονισμών που απαιτεί διάταξη ισχυρών στύλων και ασθενέστερων δοκών, κάτι που γίνεται εντονότερο στους ανώτερους δύο ορόφους. Βέβαια, κάτι τέτοιο είναι αναμενόμενο για κτίρια της περιόδου του τέλους της δεκαετίας του '60. Επίσης ο ξυλότυπος του κτιρίου δεν διαθέτει σαφή συστήματα ανάληψης των οριζοντίων δυνάμεων. Χαρακτηριστική είναι η διαμόρφωση πολλών έμμεσων στηρίξεων δοκών, που δεν προάγουν την σεισμική ασφάλεια. Επίσης χαρακτηριστική είναι η διαφοροποίηση του στατικού συστήματος μεταξύ του δεξιού και του αριστερού τμήματος της κατασκευής. Συγκεκριμένα, ενώ στο δεξί τμήμα διατάσσονται αρκετά τοιχώματα και πυρήνες, στο αριστερό τμήμα τέτοια στοιχεία απουσιάζουν παντελώς.

Για την αποτίμηση του επιπέδου σεισμικής επάρκειας της κατασκευής χρησιμοποιείται ελαστοπλαστική ανάλυση σύμφωνα με τις Αμερικανικές προδιαγραφές ATC40 και FEMA273.

Παρακάτω περιγράφεται η βασική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς. Κατ' αρχήν επιλύεται ελαστοπλαστικά η κατασκευή και υπολογίζεται η πιθανή μέγιστη μετακίνηση της για τον σεισμό σχεδιασμού. Στη συνέχεια επιλέγεται κάποιο επίπεδο συμπεριφοράς από τα παρακάτω

- Άμεση κατάληψη
- Ασφάλεια ζωής
- Αποφυγή κατάρρευσης

Τέλος, τα διάφορα δομικά μέλη ελέγχονται σε πλαστική στροφή και διάτμηση και τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τις επιτρεπόμενες τιμές που αντιστοιχούν στο επίπεδο συμπεριφοράς, βάση των κειμένων FEMA273 και ATC40.

Για τις ανάγκες του παρόντος έργου, η κατασκευή ελέγχθηκε για επίπεδο συμπεριφοράς «αποφυγής κατάρρευσης». Διευκρινίζεται ότι το επίπεδο αυτό περιλαμβάνει βαριές ζημιές σε δομικά μέλη αλλά η κατασκευή είναι να σε θέση να μεταφέρει τα φορτία βαρύτητας. Υπάρχει όμως σημαντική εξάντληση των περιθωρίων έναντι κατάρρευσης, σημαντική πτώση της δυσκαμψίας και αντοχής του συστήματος ανάληψης των οριζοντίων δυνάμεων, παραμένουσες παραμορφώσεις και σε κάποιο ίσως ποσοστό πτώση της φέρουσας ικανότητας έναντι κατακόρυφης φόρτισης. Το κτίριο κατά κανόνα ΔΕΝ επισκευάζεται και δεν είναι ασφαλές προς χρήση διότι μπορεί να καταρρεύσει σε έναν μετασεισμό.

Στην περίπτωση που από τη διαδικασία υπολογισμού αποδειχθεί ότι το σύνολο των μελών ικανοποιεί τους παραπάνω ελέγχους, η κατασκευή θεωρείται ασφαλής έναντι κατάρρευσης, σύμφωνα και με τις παρατηρήσεις που εκτέθηκαν παραπάνω. Εάν όμως

βρεθεί αριθμός μελών που δεν ικανοποιεί τους παραπάνω ελέγχους, τότε η κατασκευή ΔΕΝ θεωρείται ασφαλής έναντι κατάρρευσης.

Η στατική μελέτη ακολουθεί τα εξής στάδια

A. Επίλυση πλακών

Επιλύονται κατ' αρχήν οι πλάκες του κτιρίου με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων. Οι πλάκες φορτίζονται με τα μόνιμα και τα κινητά φορτία. Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στα φορτία των τοίχων τα οποία τοποθετήθηκαν με ακρίβεια. Από την επίλυση των πλακών προκύπτουν οι αντιδράσεις στις θέσεις των στηρίξεων. Με τις αντιδράσεις αυτές φορτίζεται στη συνέχεια το χωρικό μοντέλο.

B. Μόρφωση του χωρικού μοντέλου

Σε δεύτερο στάδιο μορφώνεται χωρικό μοντέλο το οποίο περιλαμβάνει μόνον το υφιστάμενο κτίριο. Οι διατομές του μοντέλου περιέχουν τους οπλισμούς που προδιαγράφονται στην αρχική μελέτη. Σε όσες θέσεις έγιναν αλλαγές κατά τη διάρκεια της κατασκευής, οι οπλισμοί προέκυψαν από την επί τόπου αποτύπωση (μαγνητοσκοπική και διερευνητικές τομές). Συνολικά χρησιμοποιήθηκαν περίπου 650 διατομές. Ειδικά στις δοκούς χρησιμοποιούνται σε κάθε διατομή δύο οπλισμικές διατάξεις που αντιστοιχούν στην αρχή και στο πέρας της δοκού.

Η σεισμική αντοχή του κτιρίου υπολογίζεται με τη μεθοδολογία που προβλέπεται από τις Αμερικανικές προδιαγραφές ATC40 και FEMA273.

9.1.2 Κανονισμοί που εφαρμόστηκαν

Κατά την σύνταξη της παρούσης στατικής μελέτης εφαρμόστηκαν οι παρακάτω κανονισμοί

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων Δομικών Έργων (Β.Δ. της 10/31 Δεκ. 1945 Φ.Ε.Κ. 171 Α/16.5.1946 με τις όποιες μεταγενέστερες τροποποιήσεις του).

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ2000)

FEMA 273/356: NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, October 1997/2001, Washington, D.C.

ATC40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol 1, November 1996.

9.1.3 Κατηγορίες Υλικών κατασκευής

Οπλισμένο Σκυρόδεμα C16/20 για τις δοκούς

Οπλισμένο Σκυρόδεμα C12/15 για τα υποστυλώματα

Νευροχάλυβας σκυροδέματος S220 για τον διαμήκη οπλισμό των στύλων και τους συνδετήρες των δοκών και των στύλων.

Νευροχάλυβας σκυροδέματος S400 για τον διαμήκη οπλισμό των δοκών

Χάλυβας ελατών διατομών Fe-360

Κοχλίες γενικώς 8.8

9.1.4 Φορτία και φορτίσεις

Αναλυτικά οι τιμές των φορτίων που λήφθηκαν υπόψη έχουν ως εξής:

Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25 kN/m ³
Ίδιο βάρος μορφοχάλυβα	75 kN/m ³
Οπτοπλινθοδομές μπατικές	3.6 kN/m ²
Οπτοπλινθοδομές δρομικές	2.1 kN/m ²
Επικαλύψεις ορόφων	1.1 kN/m ²
Επικαλύψεις δώματος	2.0 kN/m ²
Κινητό θαλάμων	2.0 kN/m ²
Κινητό χειρουργείων	3.5 kN/m ²
Κινητό δώματος (μοντέλο πριν την προσθήκη)	1.0 kN/m ²
Κινητό γραφείων προσθήκης	2.0 kN/m ²
Κινητό κυλικείου προσθήκης	5.0 kN/m ²

9.1.5 Σεισμικά φορτία.

Χρησιμοποιούνται οι παρακάτω παράμετροι σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	II
Κατηγορία σπουδαιότητας	Σ3
Κατηγορία εδάφους	A
Συντελεστής θεμελίωσης	1.00

9.1.6 Χρησιμοποιηθέντα προγράμματα Η/Υ

Η στατική ανάλυση/διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε με την σειρά προγραμμάτων της εταιρείας CUBUS [cubus, 1998], [Κανελλόπουλος, 1999]. Ειδικότερα για την ανάλυση των πλακών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων CEDRUS-3. Οι χωρικοί φορείς επιλύθηκαν με τα αντίστοιχα προγράμματα υπολογισμού των εντατικών μεγεθών και διαστασιολόγησης STATIK-3 και FAGUS-3. Η ελαστοπλαστική ανάλυση έγινε με το πρόγραμμα STATIK3-PUSHOVER.

9.1.7 Επιλύσεις – αποτελέσματα – συμπεράσματα

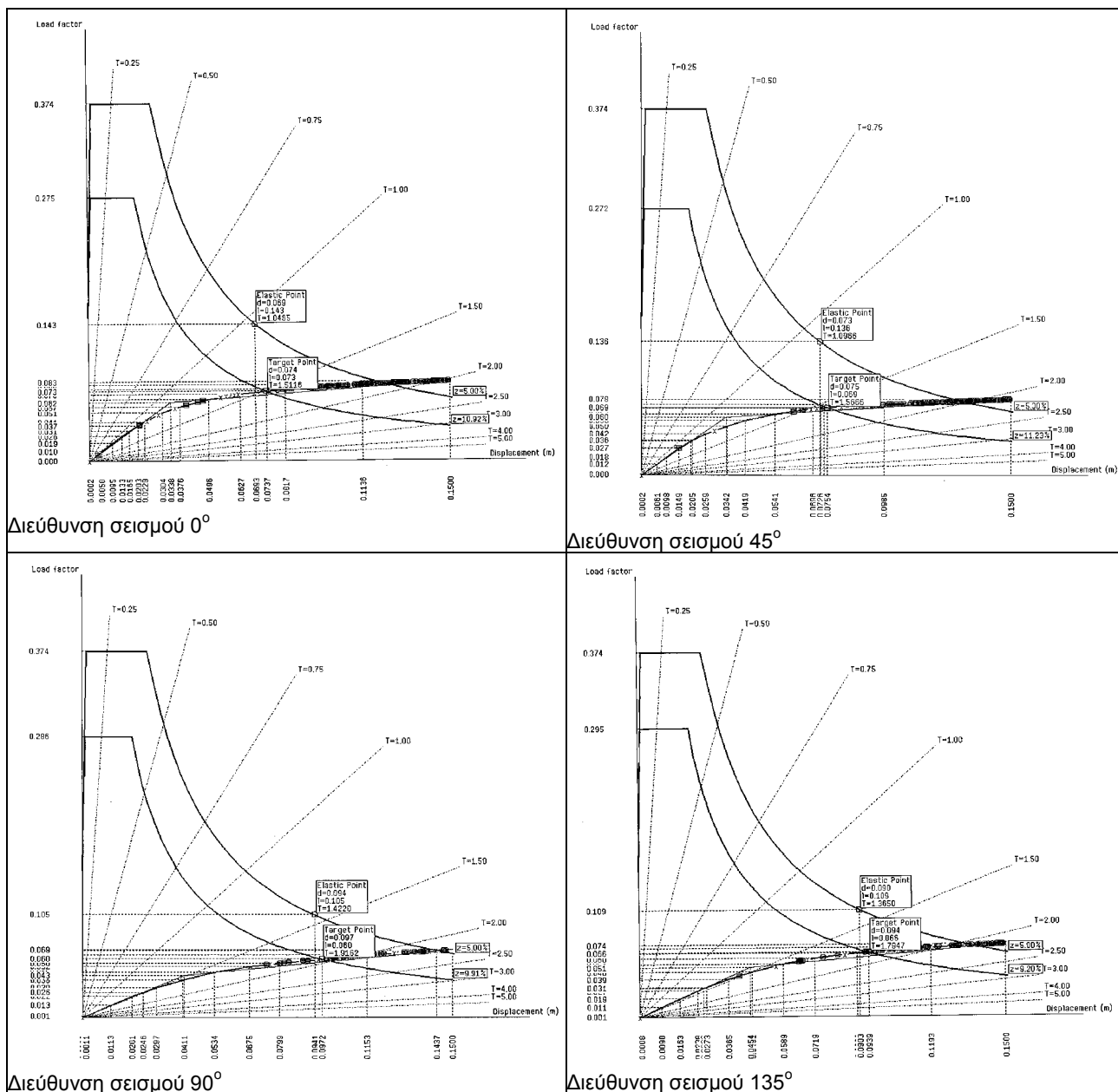
Για να διαπιστωθεί το επίπεδο σεισμικής επάρκειας του κτιρίου πραγματοποιήθηκαν δύο σειρές αναλύσεων, μια για το μοντέλο πριν την προσθήκη και μια για το μοντέλο μετά τη μεταλλική προσθήκη.

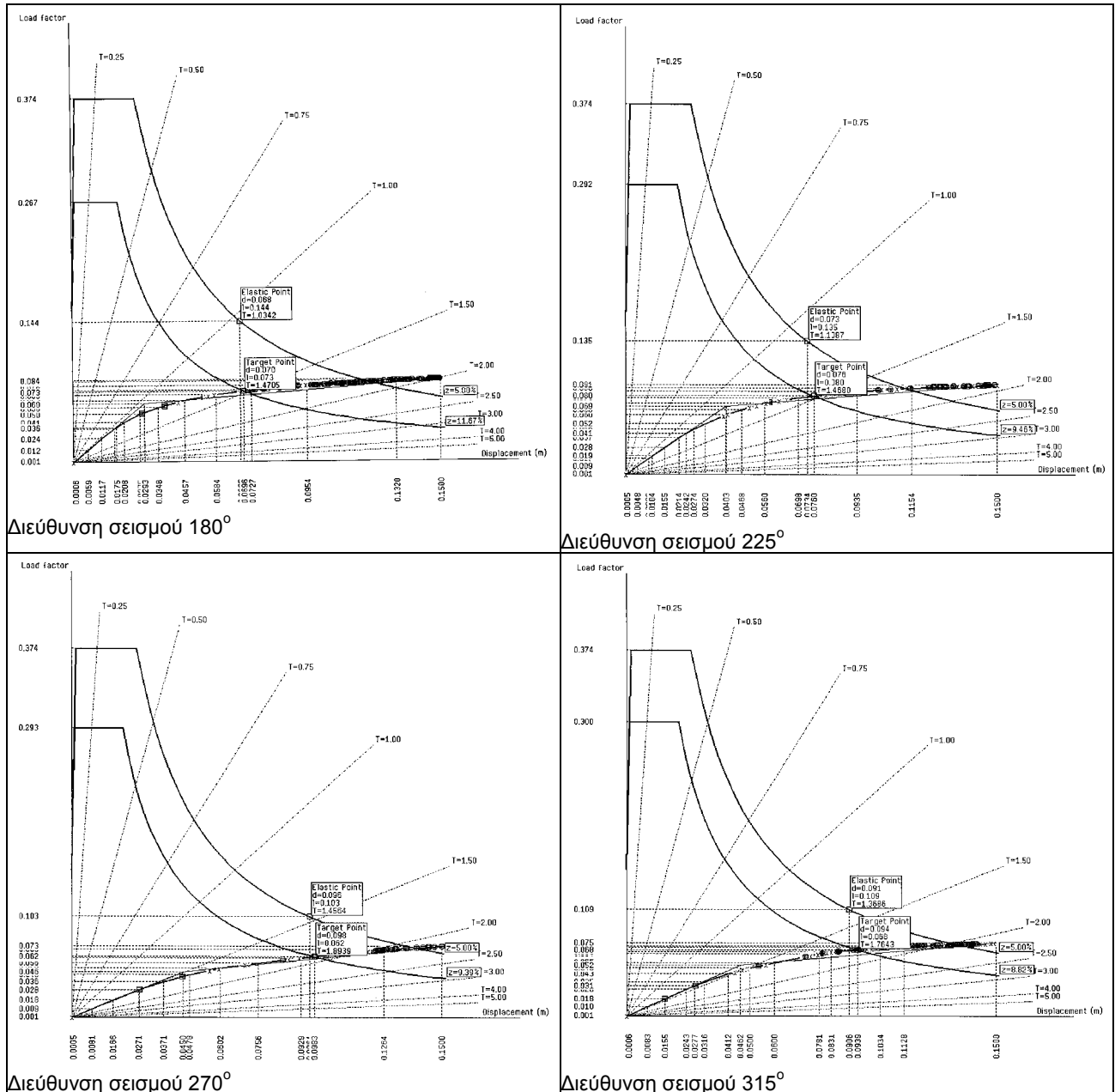
Για καθένα από τα δύο μοντέλα διενεργήθηκαν 8 σειρές ελαστοπλαστικών αναλύσεων μεταβάλλοντας τη γωνία σεισμικής φόρτισης ανά 45°. Έτσι υπολογίστηκε η συμπεριφορά των κατασκευών για γωνίες 0°, 45°, 90°, 135°, 180°, 225°, 270° και 315°.

Κατ' αρχήν, όλες οι αναλύσεις δείχνουν ότι η κατασκευή είναι εξαιρετικά χαμηλής δυσκαμψίας. Χαρακτηριστικό είναι ότι σε όλες τις διευθύνσεις που εξετάστηκαν, η ιδιοπερίοδος της κατασκευής στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς κυμαίνεται από 0.98 έως 1.51 sec, ενώ στην ελαστοπλαστική περιοχή μεταξύ 1.47 και 2.26sec. Ανάλογα, μεγάλες είναι και οι μέγιστες μετακινήσεις που αναπτύσσονται κατά τον σεισμό σχεδιασμού και κυμαίνονται μεταξύ 7.1 και 10.4cm. Οι οριζόντιες δυνάμεις που αναπτύσσονται στο κτίριο, ως ποσοστό επί των κατακορύφων (δηλ. ο σεισμικός συντελεστής), κυμαίνονται μεταξύ 3.9% και 7.9%. Παράλληλα, για την μετακίνηση σχεδιασμού η πλειοψηφία των διατομών πλαστικοποιείται ενώ σημαντικός αριθμός μελών (κυρίως υποστυλώματα) εμφανίζει **μη επιτρεπτές** πλαστικές στροφές. Επίσης σε αρκετά δομικά μέλη αναπτύσσονται διαμητρικές δυνάμεις που είναι **αδύνατο** να παραληφθούν από το σκυρόδεμα και τον οπλισμό διάτμησης.

Οι μεγαλύτερες βλάβες αναπτύσσονται στα υποστυλώματα της αριστερής πλευράς του κτιρίου. Αυτό οφείλεται στη μειωμένη δυσκαμψία που εμφανίζει η περιοχή αυτή σε σχέση με την υπόλοιπη κατασκευή και έχει ως αποτέλεσμα την εμφάνιση σημαντικής στροφής στα διαφράγματα των διαφόρων ορόφων. Η εικόνα που εμφανίζει η περιοχή αυτή σε περίπτωση σεισμικής φόρτισης 90° **αντιστοιχεί πρακτικά με κατάρρευση του αντίστοιχου τμήματος**. Επίσης, αρκετές ζημίες αναπτύσσονται στις σειρές των υποστυλωμάτων που βρίσκονται στην πρόσοψη του κτιρίου επί της οδού Βιζύης. Οι ζημίες εμφανίζονται στις ανώτερες στάθμες και είναι αποτέλεσμα της υπερβολικής μείωσης των διατομών (από 20/60 στο υπόγειο, γίνονται στις ανώτερες στάθμες 20/35).

Παράλληλα, για τις διάφορες διευθύνσεις της σεισμικής δράσης, εμφανίζονται υπερβάσεις της αντοχής σε διάφορα άλλα δομικά μέλη.



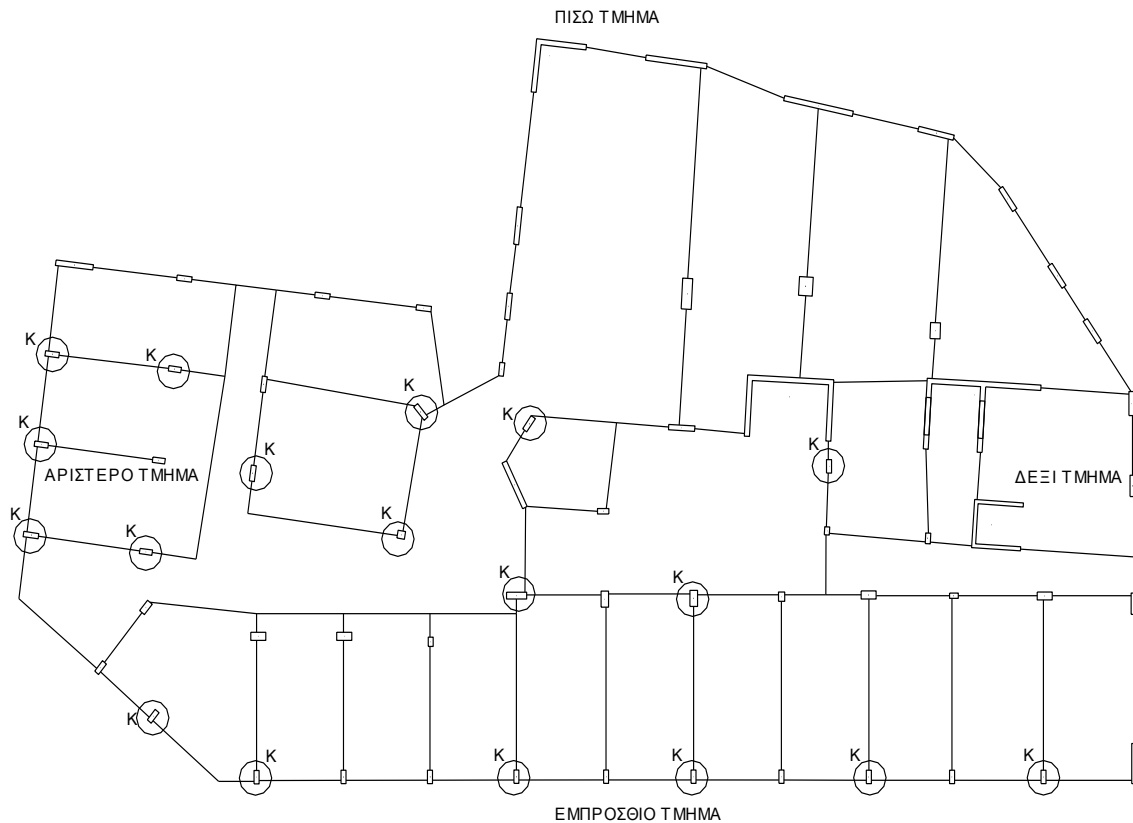


Σχήμα 9.1-2 Καμπύλες συμπεριφοράς του κτιρίου για διάφορες διευθύνσεις της σεισμικής δράσης

Συμπερασματικά, το κτίριο απαιτεί επεμβάσεις βελτίωσης της συμπεριφοράς του, οι οποίες πρέπει να έχουν ως άξονες τα εξής:

- Την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του κτιρίου η οποία θα έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των μετακινήσεων και κατά συνέπεια τη μείωση των διατομών που βρίσκονται στην πλαστική περιοχή καθώς επίσης και τη μείωση των αναπτυσσόμενων πλαστικών στρωφών στις διατομές που πλαστικοποιούνται. Επίσης ως αποτέλεσμα της ανωτέρω επέμβασης θα επέλθει και η μείωση της διατμητικής καταπόνησης των διαφόρων μελών. Η αύξηση της δυσκαμψίας πρέπει να γίνει με τέτοιο τρόπο ώστε το κέντρο ελαστικής στροφής να μετακινηθεί πλησιέστερα στο κέντρο μάζας έτσι ώστε να μειωθούν οι σχετικές στροφές μεταξύ των διαφραγμάτων. Τα παραπάνω μπορούν να επιτευχθούν με προσθήκη νέων τοιχωμάτων και με αύξηση των διατομών υφιστάμενων τοιχωμάτων. Τα νέα τοιχώματα θα πρέπει να θεμελιωθούν κατάλληλα ώστε να μεταφέρονται τα σεισμικά φορτία με ασφάλεια στο έδαφος.

- Την ενίσχυση με μανδύες των διατομών συγκεκριμένων υποστυλωμάτων στους ανώτερους ορόφους.
- Την ενίσχυση των διατομών που μετά τις παραπάνω επεμβάσεις θα εξακολουθούν να εμφανίζουν αστοχίες φαθρού τύπου με μανδύες διάτμησης.



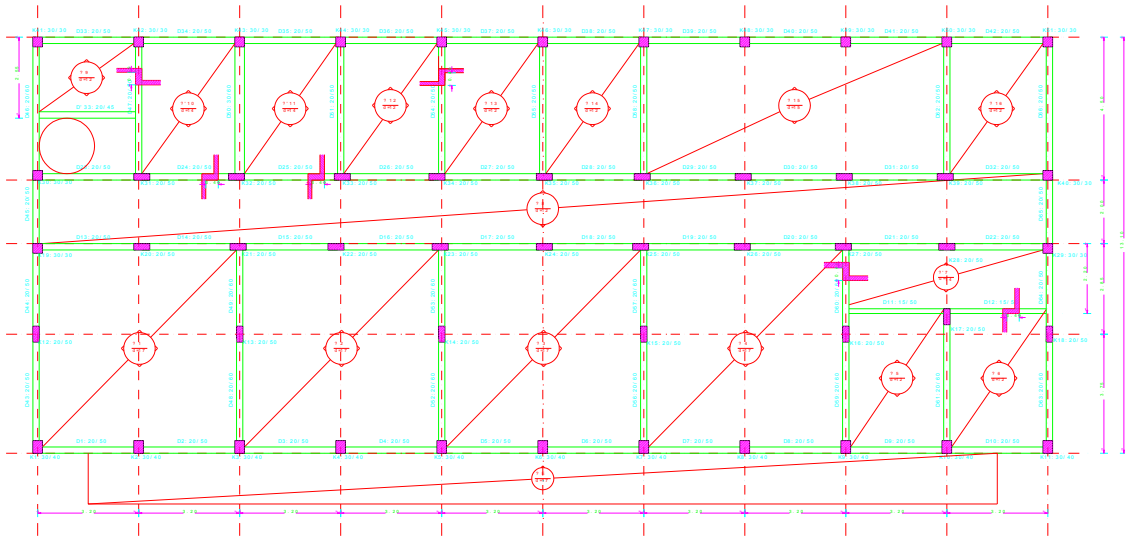
Σχήμα 9.1-3 Κατακόρυφα στοιχεία που εμφανίζουν σημαντική απομείωση της φέρουσας ικανότητάς τους έναντι κατακορύφων φορτίων

9.2 ΚΤΙΡΙΟ ΤΡΙΩΝ ΟΡΟΦΩΝ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

9.2.1 Γενικά

Από την έρευνα στα αρχεία της υπηρεσίας βρέθηκε τεύχος υπολογισμών, από όπου αντλήθηκαν σημαντικά στοιχεία για το έργο.

Η στατική μελέτη του κτιρίου εγκρίθηκε το 1963 για κατασκευή ισογείου και ενός ορόφου, ενώ το κτίριο διαμορφώνεται σήμερα με ισόγειο, πρώτο και δεύτερο όροφο. **Δηλαδή κατασκευάστηκε ακόμη ένας όροφος πέραν των προβλεπόμενων.**



Σχήμα 9.2-1 Ξυλότυπος της τυπικής στάθμης του κτιρίου πριν την ενίσχυση

Οι παραδοχές της στατικής μελέτης προβλέπουν κατηγορία σκυροδέματος B160 και χάλυβα ST-I. Ο ποιοτικός έλεγχος δοκιμών που λήφθηκαν από το σκυρόδεμα του κτιρίου έδωσε αποτελέσματα που υπολείπονται αρκετά της προβλεπόμενης αντοχής. Συγκεκριμένα, η σημερινή αντοχή του σκυροδέματος είναι μικρότερη της αντίστοιχης της κατηγορίας B120.

Από την αποτύπωση των οπλισμών των υποστυλωμάτων, διαπιστώθηκε ότι οι τοποθετημένοι οπλισμοί διαφέρουν σημαντικά των προβλεπόμενων από τη στατική μελέτη του κτιρίου. Χαρακτηριστικά αναφέρεται ότι σε σειρά στύλων οι τοποθετημένοι οπλισμοί είναι 4Φ12 αντί για 7Φ22.

Τέλος, ο ποιοτικός έλεγχος του σκυροδέματος επιβεβαίωσε την ενανθράκωση του σκυροδέματος. Σε ορισμένες θέσεις η ενανθράκωση έχει προχωρήσει αρκετά με αποτέλεσμα να εμφανίζονται αποφλοιώσεις.

Επίσης έχουν ληφθεί υπόψη τα παρακάτω φορτία

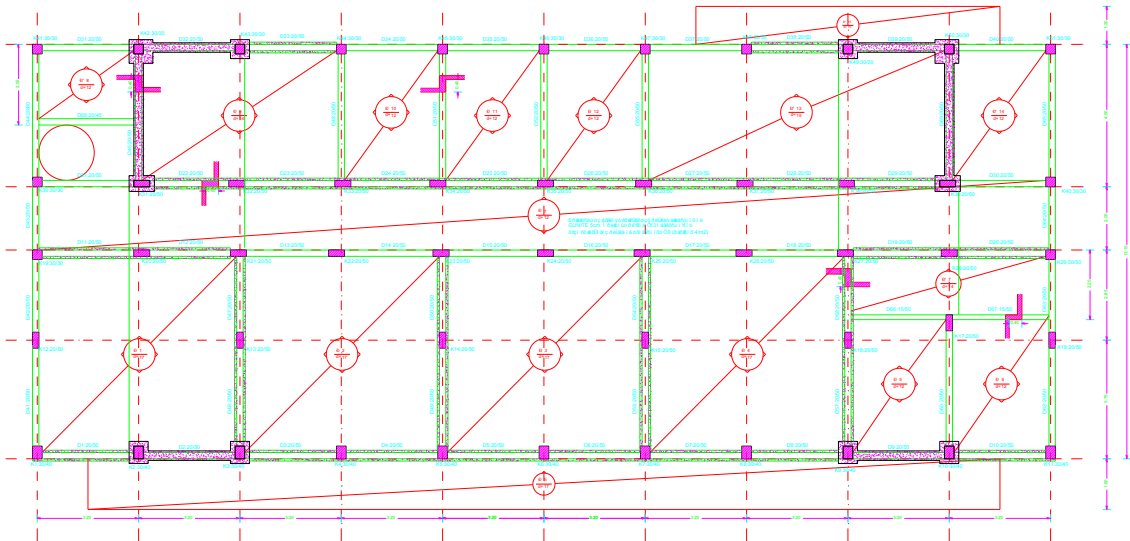
Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	24 kN/m ³
Οπτοπλινθοδομές μπατικές	3.6 kN/m ²
Οπτοπλινθοδομές δρομικές	2.1 kN/m ²
Επικαλύψεις ορόφων	0.8 kN/m ²
Επικαλύψεις δώματος	3.0 kN/m ²
Επικαλύψεις κλιμάκων	1.50 kN/m ²
Κινητό ορόφων	3.0 kN/m ²
Κινητό δώματος	1.5 kN/m ²
Κινητό κλίμακας-εξωστών	5.0 kN/m ²

Το κτίριο φέρει σήμερα ξύλινη στέγη με κεραμίδια η οποία εδράζεται στην πλάκα οροφής του δευτέρου ορόφου.

Ήδη από τους πρώτους υπολογισμούς φάνηκε ότι το στατικό σύστημα είναι ανεπαρκές και αποφασίσθηκε η ενίσχυσή του.

Θεωρήθηκε σκόπιμο να περιοριστεί κατά το δυνατόν το εύρος της ενίσχυσης και αποφασίσθηκε η τοποθέτηση τεσσάρων αντισεισμικών τοιχωμάτων τα οποία βελτιώνουν σημαντικά την συμπεριφορά του κτιρίου υπό οριζόντια φορτία. Τα τοιχώματα αυτά τοποθετήθηκαν σε θέσεις όπου είναι εύκολη η επέμβαση, χωρίς να θίγεται η μερική λειτουργικότητα του κτιρίου κατά το στάδιο των εργασιών. Οι εργασίες προέβλεπαν επίσης επέμβαση στη θεμελίωση έτσι ώστε να είναι εφικτή η ασφαλής

παραλαβή των φορτίων από το έδαφος. Τα τοιχώματα θα συνδέθηκαν με τα υφιστάμενα στοιχεία μέσω βλήτρων.



Σχήμα 9.2-2 Ξυλότυπος της τυπικής στάθμης του κτιρίου μετά την ενίσχυση

9.2.2 Κανονισμοί που εφαρμόστηκαν

Κατά την σύνταξη της παρούσης στατικής μελέτης εφαρμόστηκαν οι παρακάτω κανονισμοί

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων Δομικών Έργων (Β.Δ. της 10/31 Δεκ. 1945 Φ.Ε.Κ. 171 Α/16.5.1946 με τις όποιες μεταγενέστερες τροποποιήσεις του).

Νέος Κανονισμός Σκυροδέματος

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ2000)

FEMA 273/356: NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, October 1997/2001, Washington, D.C.

ATC40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol 1, November 1996.

9.2.3 Κατηγορίες Υλικών κατασκευής

Οπλισμένο σκυρόδεμα C16/20

Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C25/30

Νευροχάλυβας σκυροδέματος S500.

Χάλυβας ελατών διατομών Fe-360

Κοχλίες γενικώς 8.8

9.2.4 Φορτία και φορτίσεις

Αναλυτικά οι τιμές φορτίων που λήφθηκαν υπόψη έχουν ως εξής:

Επίσης έχουν ληφθεί υπόψη τα παρακάτω φορτία

Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	24 kN/m ³
Οπτοπλινθοδομές μπατικές	3.6 kN/m ²
Οπτοπλινθοδομές δρομικές	2.1 kN/m ²
Επικαλύψεις ορόφων	0.8 kN/m ²
Επικαλύψεις δώματος	3.0 kN/m ²
Επικαλύψεις κλιμάκων	0.15 kN/m ²
Κινητό ορόφων	3.0 kN/m ²
Κινητό δώματος	1.5 kN/m ²
Κινητό κλίμακας-εξωστών	5.0 kN/m ²

9.2.5 Σεισμικά φορτία.

Υπολογίζεται η οριζόντια συνιστώσα του φάσματος επιταχύνσεων σύμφωνα με τον ΝΕΑΚ:

Ζώνη σεισμικής επικυνδυνότητας	II
Κατηγορία σπουδαιότητας	Σ3
Κατηγορία εδάφους	B
Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	1.5
Συντελεστής θεμελίωσης	1.00

9.2.6 Χρησιμοποιηθέντα προγράμματα Η/Υ

Η στατική ανάλυση/διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε με την σειρά προγραμμάτων της εταιρείας CUBUS [cubus, 1998], [Κανελλόπουλος, 1999]. Ειδικότερα για την ανάλυση των πλακών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων CEDRUS-3. Οι χωρικοί φορείς επιλύθηκαν με τα αντίστοιχα προγράμματα υπολογισμού των εντατικών μεγεθών και διαστασιολόγησης STATIK-3 και FAGUS-3. Η διαστασιολόγηση των κατασκευών από σκυρόδεμα έγινε με το πρόγραμμα HOCH-3.

9.2.7 Επιλύσεις – αποτελέσματα – συμπεράσματα

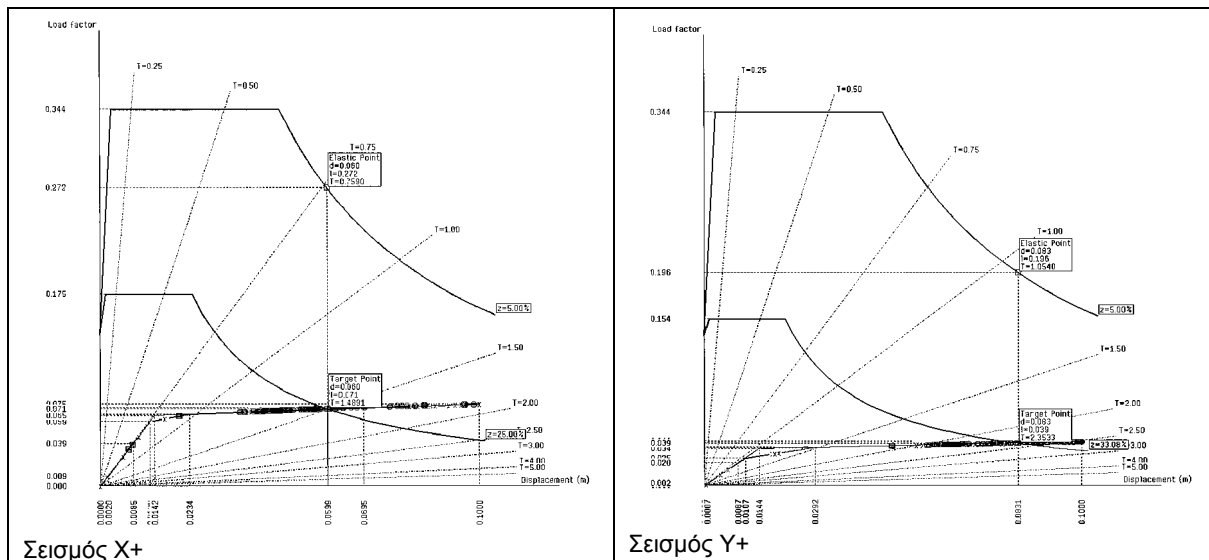
Η στατική μελέτη ακολουθεί τα εξής στάδια.

A. Επίλυση πλακών

Επιλύθηκαν κατ' αρχήν οι πλάκες του κτιρίου με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων. Οι πλάκες φορτίζονται με τα μόνιμα και τα κινητά φορτία. Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στα φορτία των τοίχων τα οποία τοποθετήθηκαν με ακρίβεια (βλέπε μέρος Α της στατικής μελέτης). Από την επίλυση των πλακών προκύπτουν οι αντιδράσεις στις θέσεις των στηρίξεων. Με τις αντιδράσεις αυτές φορτίζεται στη συνέχεια το χωρικό μοντέλο. Επίσης υπολογίσθηκαν οι απαιτούμενοι οπλισμοί και παρουσιάζονται με τη μορφή διαγραμμάτων ισουψών καμπυλών. Οι απαιτούμενοι οπλισμοί στη συνέχεια συγκρίθηκαν με τους τοποθετημένους οι οποίοι φαίνονται στο τεύχος της στατικής μελέτης που δόθηκε από την υπηρεσία. Γενικώς υπήρξε επάρκεια οπλισμών και δεν απαιτήθηκε ενίσχυση.

B. Μόρφωση του χωρικού μοντέλου πριν την ενίσχυση

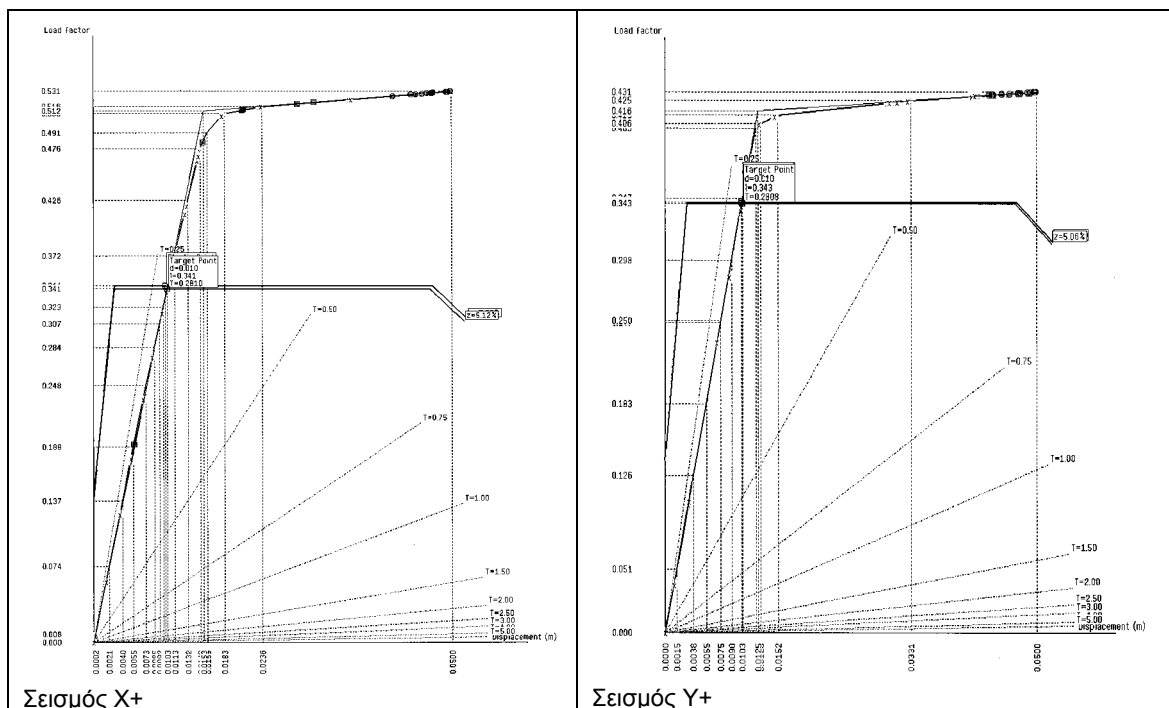
Σε δεύτερο στάδιο μορφώθηκε χωρικό μοντέλο το οποίο περιλάμβανε μόνον το υφιστάμενο κτίριο. Η σεισμική αντοχή του κτιρίου υπολογίσθηκε με τη μεθοδολογία που προβλέπεται από τις Αμερικανικές προδιαγραφές ATC40 και FEMA273. Ο έλεγχος έδειξε σημαντική ανεπάρκεια του κτιρίου υπό οριζόντια φορτία και σοβαρές ζημιές σε οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία που αντιστοιχούν πρακτικά σε κατάρρευση. Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν για σεισμική φόρτιση στις διευθύνσεις X και Y.



Σχήμα 9.2-3 Καμπύλες ικανότητας του κτιρίου πριν την ενίσχυση

Γ. Μόρφωση του χωρικού μοντέλου μετά την ενίσχυση

Στη συνέχεια μορφώθηκε χωρικό μοντέλο το οποίο περιλάμβανε τόσο το υφιστάμενο κτίριο όσο και τα τέσσερα νέα αντισεισμικά τοιχώματα. Εφαρμόστηκαν και πάλι οι Αμερικανικές προδιαγραφές ATC40 και FEMA273. Η συμπεριφορά του κτιρίου ήταν σαφώς βελτιωμένη. Διατμητικές αστοχίες εμφανίσθηκαν σε κάποιες δοκούς της οροφής του ισογείου και της οροφής του Α' ορόφου. Για τον λόγο αυτό αποφασίστηκε η ενίσχυση έναντι διατμήσεως των στοιχείων αυτών με προσθήκη πλέγματος οπλισμού και επένδυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα GUNITE. Οι νέες καμπύλες ικανότητας δίνονται στο παρακάτω σχήμα



Σχήμα 9.2-4 Καμπύλες ικανότητας του κτιρίου μετά την ενίσχυση

Δ. Διαστασιολόγηση των νέων στοιχείων.

Ακολούθησε διαστασιολόγηση των νέων στοιχείων σκυροδέματος σε στατικά και σεισμικά φορτία, σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000.

Ε. Υπολογισμός της θεμελίωσης

Τέλος υπολογίσθηκε με λεπτομέρεια η θεμελίωση των τεσσάρων νέων αντισεισμικών τοιχωμάτων. Η θεμελίωση υλοποιήθηκε με νέα πέδιλα τα οποία επικάλυψαν τα υφιστάμενα στοιχεία. Η στάθμη θεμελίωσης τοποθετήθηκε στο -2.00. Ο έλεγχος έγινε με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων με τη παραδοχή της ελαστικής έδρασης επί του εδάφους. Στην αρχική στατική μελέτη προβλέπονταν τάση θεμελίωσης ίση με $1.5 \text{ kg/cm}^2 = 15 \text{ kN/m}^2$. Η εδαφοτεχνική έρευνα έδωσε νέα επιτρεπόμενη τάση θεμελίωσης ίση με $2.5 \text{ kg/cm}^2 = 25 \text{ kN/m}^2$. Η τάση αυτή για να αναχθεί σε επίπεδο οριακής αντοχής πολλαπλασιάσθηκε με το 1.4 και προέκυψε η οριακή αντοχή του εδάφους ίση με $\sigma_{op} = 35 \text{ kN/m}^2$. Προκειμένου να εξασφαλισθεί η μεταφορά των οριζοντίων φορτίων προτάθηκε η ανακατασκευή τμημάτων της πλάκας του δαπέδου του ισογείου.

Σύνοψη των προβλεπόμενων επεμβάσεων

Οι προβλεπόμενες επεμβάσεις συνοπτικά είναι οι παρακάτω

Προσθήκη τεσσάρων νέων αντισεισμικών τοιχωμάτων.

Θεμελίωση των τεσσάρων νέων τοιχωμάτων

Ανακατασκευή τμημάτων της πλάκας του δαπέδου του ισογείου με σκοπό την δημιουργία νέου διαφράγματος στη θέση αυτή.

Ενίσχυση δοκών έναντι διάτμησης στις στάθμες της οροφής ισογείου και οροφής Α' ορόφου.

Επιπροσθέτως, μετά την έναρξη των εργασιών προετοιμασίας των επιφανειών, διαπιστώθηκε ότι η πλειοψηφία των δοκών της οροφής του ισογείου εμφάνιζε πλημμελείς επικαλύψεις. Επίσης, πλημμελείς επικαλύψεις εμφανίστηκαν σε αρκετές θέσεις στις μεγάλες πλάκες της ίδιας στάθμης. Για το λόγο αυτό αποφασίστηκε οι επεμβάσεις να εμφανίσουν γενικευμένο χαρακτήρα στη στάθμη αυτή και πιο συγκεκριμένα.

Ενίσχυση των δοκών της οροφής του ισογείου με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με τρόπο ανάλογο με αυτό των υπολοίπων δοκών.

Ενίσχυση των μεγάλων πλακών της οροφής του ισογείου με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 5cm

Ενίσχυση των διαδρόμων σε όλες τις στάθμες με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 5cm με σκοπό τη βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας

Ενίσχυση των πλακών στα φατνώματα όπου τοποθετούνται τα τοιχώματα με εκτόξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 10cm.

10. Συμπεράσματα

Με την παρούσα εργασία επιχειρήθηκε να παρουσιασθεί μια ολοκληρωμένη πρόταση για την αποτίμηση της αντοχής υφιστάμενων δομημάτων σε σεισμική καταπόνηση και τη βελτίωση της συμπεριφοράς τους μέσω τεχνικών επεμβάσεων. Για το σκοπό αυτό, όπως προκύπτει από την προηγηθείσα ανάπτυξη, απαιτούνται τα παρακάτω :

A) Σε σχέση με το δόμημα

- Γεωμετρική αποτύπωση των φερόντων στοιχείων του υφιστάμενου δομήματος καθώς και των λεπτομερειών όπλισης (διάταξη, διάμετρος, επικάλυψη) ως έχουν ή έλεγχος, και ενδεχομένως τροποποίηση, των διαθέσιμων σχεδίων.
- Γεωμετρική αποτύπωση ως έχουν ή έλεγχος, και ενδεχομένως τροποποίηση, των διαθέσιμων σχεδίων ως προς τη θέση και το μέγεθος των μονίμων φορτίων που οφείλονται σε μη φέροντα στοιχεία (τοιχοποιίες, επικαλύψεις δαπέδων, μονώσεις, επενδύσεις κατακόρυφων επιφανειών κ.ά.).
- Προσδιορισμός των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών (σκυρόδεμα, χάλυβας οπλισμού)

B) Σε σχέση με το Σεισμικό Κίνδυνο

- Εκτίμηση των χαρακτηριστικών της εδαφικής δόνησης στη θέση του δομήματος (υπό τη μορφή Φάσματος Απόκρισης) για σεισμούς με διάφορες Περιόδους Επαναφοράς, π.χ. 72, 225, 475, 975, 2475 χρόνια ή διάφορες πιθανότητες υπέρβασης μέσα σε ορισμένο χρονικό διάστημα, π.χ. 50 χρόνια.
Έτσι, σεισμοί με τις παραπάνω Περιόδους Επαναφοράς έχουν πιθανότητες να συμβούν τουλάχιστον μία φορά μέσα σε διάστημα 50 χρόνων ίσες με 50%, 20%, 10%, 5% και 2% αντίστοιχα.

Γ) Σε σχέση με το Στόχο της Σεισμικής Αποκατάστασης

- Καθορισμός των επιθυμητών επιπέδων επιτελεστικότητας του δομήματος για ένα ή περισσότερα (συνήθως μέχρι δύο) επίπεδα σεισμικού κινδύνου, π.χ. άμεση λειτουργικότητα μετά από ένα σεισμό με περίοδο επαναφοράς 72 χρόνια και εξασφάλιση από ανθρώπινες απώλειες για ένα σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια.
Το στάδιο αυτό, το οποίο μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι ισοδύναμο με τον καθορισμό της μέγιστης αποδεκτής Σεισμικής Διακινδύνευσης, είναι καθοριστικό για τη χάραξη της στρατηγικής της αποκατάστασης (έκταση και είδος επεμβάσεων) και απαιτεί ουσιαστικά συμμετοχή του Κυρίου του Έργου στη λήψη των σχετικών αποφάσεων ή τη θέσπιση από την αρμόδια Αρχή ειδικών κατά περίπτωση κριτηρίων.

Δ) Σε σχέση με την (διαπιστωμένη ή εκτιμώμενη) ελαττωματική συμπεριφορά του δομήματος

- Εποπτικός εντοπισμός των ασθενών σημείων και των αδυναμιών του δομήματος με επί τόπου εξέταση της κατάστασής του σε συνδυασμό με

εξέταση και αξιολόγηση των πληροφοριών της αποτύπωσης και των ιδιοτήτων των υλικών.

- Εκτέλεση απλοποιημένων υπολογισμών για την εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς και την επαλήθευση του εποπτικού ελέγχου. Περαιτέρω επισήμανση των μελών στα οποία ο λόγος απαιτούμενη προς διαθέσιμη αντοχή προσεγγίζει ή υπερβαίνει το 1,0.

E) Σε σχέση με τον έλεγχο της συμπεριφοράς του δομήματος μετά την επέμβαση

- Πρώτη προσέγγιση στον καθορισμό των επεμβάσεων μετά από εξέταση εναλλακτικών λύσεων για τη βελτίωση της συμπεριφοράς του δομήματος.
- Κατάλληλη μοντελοποίηση του φέροντος οργανισμού για τη δημιουργία της καμπύλης ικανότητας του δομήματος, δηλ. της καμπύλης Τέμνουσα Βάσης προς Μετακίνηση του Κέντρου Βάρους της οροφής. Η καμπύλη αυτή αποδίδει τη μη γραμμική στατική συμπεριφορά του δομήματος για βαθμιαία αυξανόμενο φορτίο (pushover) και προκύπτει μέσω μιας ακολουθίας διαδοχικών γραμμικών αναλύσεων. Κάθε μία απ' αυτές τις γραμμικές αναλύσεις εκτελείται για μία βαθμίδα φορτίου, η κατανομή του οποίου προσομοιώνει τη σεισμική δράση και το μέγεθός του είναι τόσο μόνο, ώστε η καταπόνηση που αναπτύσσεται σε κάποιο στοιχείο ή στοιχεία να φτάνει στα όρια της αντοχής τους με αποτέλεσμα τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα σημεία αυτά και τη μείωση της συνολικής ακαμψίας του δομήματος. Η επόμενη ανάλυση εκτελείται για μια νέα βαθμίδα φορτίου αλλά σε τροποποιημένο στατικό σύστημα λόγω των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν στο προηγούμενο βήμα. Η διαδικασία για τη δημιουργία της καμπύλης ικανότητας του δομήματος ολοκληρώνεται όταν το πλήθος των τοπικών αστοχιών οδηγήσει το δόμημα σε ολική αστοχία.
- Εκτίμηση, με βάση την καμπύλη ικανότητας του δομήματος, το Φάσμα Απόκρισης Επιταχύνσεων και τεσσάρων διορθωτικών συντελεστών της Μετακίνησης Στόχου (Μέθοδος Συντελεστή Μετακίνησης).
- Έλεγχος αν οι παραμορφώσεις και οι αντοχές των μελών του φέροντος οργανισμού (περιλαμβανομένου και του εδάφους) ικανοποιούν τα κριτήρια αποδοχής για το συγκεκριμένο επίπεδο επιτελεστικότητας του δομήματος. Τα κριτήρια αποδοχής δίνονται στα εγχειρίδια εφαρμογής της μεθόδου (FEMA 273, FEMA 356).
- Εάν τα κριτήρια αποδοχής ικανοποιούνται η επέμβαση θεωρείται επιτυχής.
- Εάν τα κριτήρια αποδοχής δεν ικανοποιούνται γίνεται κατάλληλη τροποποίηση/συμπλήρωση του σχήματος της επέμβασης και η διαδικασία E) επαναλαμβάνεται από την αρχή.

Η παραπάνω μεθοδολογία εκτίθεται διεξοδικά στην παρούσα εργασία με ιδιαίτερη έμφαση στην παρουσίαση των μεθόδων προσδιορισμού των ιδιοτήτων του σκυροδέματος και του χάλυβα ως έχουν στο κτίριο και στην ανάπτυξη του τρόπου εκτίμησης της σεισμικής διακινδύνευσης, ο οποίος συμπληρώνεται με επεξηγηματικά παραδείγματα.

Στη συνέχεια δίνονται οδηγίες για τη χάραξη μιας στρατηγικής επεμβάσεων, αρχίζοντας με τον εντοπισμό των ασθενών σημείων του δομήματος και ολοκληρώνοντας με μια συνοπτική περιγραφή ορισμένων κατηγοριών επεμβάσεων. Ακολουθεί αναλυτική παρουσίαση της Μεθόδου του Συντελεστή Μετακίνησης, η οποία επεκτείνεται στη διερεύνηση της εφαρμοσιμότητας της μεθόδου και στην Ελλάδα λαμβάνοντας υπόψη τις χαρακτηριστικές ιδιότητες επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων του ελληνικού χώρου. Προϊόν αυτής της διεξοδικής έρευνας είναι μια πρόταση για τροποποίηση του τύπου με τον οποίο υπολογίζεται ο διορθωτικός συντελεστής C1 της μεθόδου.

Για την πρακτική εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης παρατίθεται μια λεπτομερής ανάπτυξη των αρχών που διέπουν τη μοντελοποίηση των υφισταμένων κατασκευών από σκυρόδεμα, τόσο στο σύνολο του φορέα όσο και σε τοπικό επίπεδο μέλους. Τα στοιχεία που παρέχονται για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των μελών χρησιμοποιούνται και για τον έλεγχο των κριτηρίων αποδοχής, τα οποία εξετάζονται στο επόμενο κεφάλαιο. Ιδιαίτερη αναφορά γίνεται στην προσομοίωση της θεμελίωσης και στην επιρροή του συστήματος θεμελίωση-έδαφος στη σεισμική συμπεριφορά του δομήματος.

Η εργασία ολοκληρώνεται με την εφαρμογή της μεθόδου σε πραγματικές κατασκευές.

Από την ανάπτυξη και την εφαρμογή της μεθόδου της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης προκύπτουν τα εξής :

- Η μέθοδος έχει αναπτυχθεί για τον έλεγχο της συμπεριφοράς υφισταμένων κτιρίων πριν και μετά τις επεμβάσεις, μπορεί όμως να χρησιμοποιηθεί και σε νέα κτίρια.
- Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί και σε γέφυρες.
- Η εφαρμογή της μεθόδου δεν είναι απλή και απαιτεί υψηλό επίπεδο γνώσεων τόσο στη δυναμική των κατασκευών όσο και στη μηχανική των υλικών.
- Εφόσον υιοθετηθεί η εφαρμογή της μεθόδου θα πρέπει να προβλεφθεί και ένας κατάλληλος μηχανισμός ελέγχου της μελέτης από άτομα του αυτού τουλάχιστον επιπέδου με τον μελετητή.
- Λόγω του ότι η τεχνολογία των επεμβάσεων εξελίσσεται και αναπτύσσεται συνεχώς, ο μελετητής θα πρέπει να γνωρίζει σε βάθος την τεχνολογία των προτεινόμενων επεμβάσεων και να συνοδεύει τη μελέτη του από αναλυτικές κατασκευαστικές οδηγίες και προδιαγραφές.
- Η εφαρμογή της μεθόδου, συγκρινόμενη με τις παραδοσιακά ακολουθούμενες πρακτικές επεμβάσεων, συνεπάγεται εν γένει υψηλότερο κόστος μελέτης και, τουλάχιστον σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα, υψηλότερο κόστος και για την υλοποίηση των επεμβάσεων.

Αυτή όμως η αύξηση του κόστους μπορεί να αποδοθεί στο γεγονός ότι με τη νέα μεθοδολογία το κόστος εξαρτάται άμεσα από το επιλεγόμενο (πολλές φορές) υψηλότερο επίπεδο επιτελεσματικότητας και σε κάθε περίπτωση η αύξηση του κόστους εξισορροπείται από το γεγονός ότι οι παραδοσιακές πρακτικές δεν παρέχουν την ίδια ελεγχόμενη ποιότητα αποτελέσματος ως προς την επιθυμητή επιτελεσματικότητα του δομήματος. Αν, επιπρόσθετως, ληφθεί υπόψη η επιρροή της μεθόδου επέμβασης που εφαρμόστηκε και στην έκταση των πιθανών βλαβών που θα προκαλέσει ένας μελλοντικός σεισμός, η οικονομική σύγκριση αποβαίνει υπέρ της νέας πρακτικής.

11. Βιβλιογραφία

1. ATC 40 (November 1996): Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol1, California
2. Bachmann H. (1998): Αντισεισμική προστασία των κατασκευών, Μ.Γκιουρδός
3. Biggs J.M. (1964): Introduction to Structural Dynamics, McGraw - Hill
4. Chung H.W., Law K.S.: "Diagnosing in situ concrete by ultrasonic pulse technique", **Concrete International**, Oct. 1983.
5. cubus Hellas Ltd (1998): "STATIK-3/ST Πρόγραμμα Στατικής και Δυναμικής Ανάλυσης Κτιρίων Γεφυρών και άλλων Χωρικών Φορέων", FAGUS-3 "Πρόγραμμα Ελέγχου και Διαστασιολόγησης Διατομών από Οπλισμένο και Προεντεταμένο Σκυρόδεμα"
6. DIN 1048
7. Facaoaru I., "Contribution a l etude de la relation entre le resistance du beton a la compression et la vitesse de propagation longitudinale des ultra-sons", **RILEM Bulletin No 12**, Septembre 1961, pp 125-154
8. Facaoaru I., "Contribution a l'etude de la relation entre la resistance du beton a la compression et de la vitesse de propagation longitudinale des ultrasons", **RILEM No 22**, 9/1961, pp 125-154
9. FEMA 273 (October 1997): NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington, D.C.
10. FEMA 356 (2001): "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Washington, D.C.
11. Priestley ,Seible, Calvi (1996): Seismic design and retrofit of bridges, John Wiley & Sons
12. ΕΑΚ 2000 : Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός
13. ΙΤΣΑΚ, (1997), "Δελτία καταγραφής ισχυρών σεισμικών κινήσεων του δικτύου επιταχυνσιογράφων του ΙΤΣΑΚ (περίοδος 1980-1994)", Θεσσαλονίκη.
14. Κανελλόπουλος Α. (1999): Manual STATIK-3H. Στατικός και Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων, Μέθοδος Μετακινήσεων (Push Over)
15. Kanellopoulos A. (1986): Zum unelastischen Verhalten und Bruch von Stahlbeton, 'Ανελαστική Συμπεριφορά και Θραύση Οπλισμένου Σκυροδέματος' IBK-ETHZ, Birkhaeuser Verlag, Basel-Boston-Stuttgart, Zuerich
16. Κανελλόπουλος Α. (2001): Αντισεισμικός σχεδιασμός υπάρχουσων και νέων κατασκευών με τη μέθοδο των μετακινήσεων (push over), δελτίο ΣΠΜΕ τεύχη 287 – 288
17. Κανελλόπουλος Α. (Ιανουάριος 2001): Ενίσχυση κτιρίων έναντι σεισμού με προσθήκη τοιχωμάτων, πυρήνων ή μεταλλικών κατασκευών, Διεθνές επιστημονικό διήμερο ΤΕΕ – Επιμελητηρίου Πολιτικών Μηχανικών Τουρκίας, Αθήνα – Κωνσταντινούπολη
18. Κανελλόπουλος Α. (Μάρτιος 2001): Ενίσχυση κτιρίων έναντι σεισμού – εφαρμογή της μεθόδου των μετακινήσεων (Push over), δελτίο ΣΠΜΕ, τεύχος 284
19. Logothetis L.: "A contribution to the in-situ assessment of concrete strength by means of combined non-destructive methods" (in greek), **Dr Eng. Thesis** (Supervisor T. Tassios), Nat. Tech. University, Athens 1978.
20. Μαραβέλιας Χ.Ε.: "Συσχέτιση συμβατικής αντοχής και επί τόπου αντοχής του σκυροδέματος με χρήση έμμεσων μεθόδων και πυρήνων - διαφοροποίηση της αντοχής ανά δομικό στοιχείο", **Διπλωματική Εργασία**, Ιούνιος 1991.(ΕΩΣ/ΕΜΠ)
21. Malhotra V.M., Carrete G., "Comparison of pullout strength of concrete with compressive strength of cylinders and cores, pulse velocity and rebound number", **ACI journal**, May-June 1980, pp 161-170

22. Mikulic D., Pause Z., Ukraincik V., "Determination of concrete quality in a structure by combination of destructive and non destructive methods", **Materials and Structures**, **25**, 1992, pp65-69
23. Mitchell L., Hoagland G.: "Investigation of the impact type concrete test hammer", **Highway Research Board**, Bulletin **305**, 1961
24. Mommens A., "La precision de l' estimation de la resistance du beton au moyen de l' indice sclerometrique", **Materiaux et Construction**, Vol **10** No **55**, 1977, pp 49-54
25. Nasser K., Almanaseer A., "Comparison of non-destructive testers of hardened concrete", **ACI materials journal**, Sep-Oct 1987, pp 374-380
26. Ε.Σ. Μυστακίδης και Α.Π. Κανελλόπουλος, "Αξιοπιστία της μεθόδου του συντελεστού μετακινήσεων για τον απλοποιημένο μη γραμμικό υπολογισμό κατασκευών", 2ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Θεσσαλονίκη, Νοέμβριος 2001
27. SEAOC 99 (1999) : Recommended lateral force requirements and commentary
28. SCHMIDT hammer, User's manual of.
29. Tassios T.P.: "A-posteriori estimation of conventional concrete strength from in-situ measurements", **RILEM workshop: "Testing during concrete construction"**, Mainz, Germany 5-7/3/1990
30. Τάσιος Θ., Τρέζος Κ., Μαραβέλιας ΧΡ. "Ανάπτυξη μεθόδου για την αξιοπιστία των εμμέσων μεθόδων επιτόπου προσδιορισμού της αντοχής σκυροδέματος σε δομήματα Ω.Σ.", **Εργαστήριο Ω.Σ/ΕΜΠ, 1η έκθεση προόδου**, Αθήνα, Αύγουστος 1991
31. Τάσιος Θ., Τρέζος Κ., Μαραβέλιας ΧΡ. "Επιτόπου προσδιορισμός της αντοχής του σκυροδέματος και συσχέτιση με την συμβατική αντοχή", **10ο Συνέδριο Σκυροδέματος**, Ρόδος, Οκτώβριος 1991, σελ 36-50
32. Trezos C., "Etudes probabiliste de la resistance ultime des assemblages soudes en K", **Construction Metallique**, No **1**, 1978, pp 37-57
33. Κ. Γ. Τρέζος, Κ. Γεωργίου, Χ. Μαραβέλιας "προσδιορισμός της επιτόπου αντοχής του σκυροδέματος με Έμμεσες Μεθόδους. Βαθμονόμηση του κρουσιμέτρου και των υπερήχων"
34. Tomsett H.N.: "The practical use of ultrasonic pulse velocity measurements in the assessment of concrete quality", **Magazine of concrete research**, **32**, March 1980, pp 7-16