

στους γονείς μου,
στη Χρυσαλένα,
στον Γιάννη,
στην Όλγα

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Διευθυντή του Δομοστατικού Τομέα του Ε.Μ.Π. και Διευθυντή του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Σπυράκο για την ανάθεση της διπλωματικής αυτής εργασίας, την καθοδήγησή του, την πρακτική και την ηθική υποστήριξη και το άριστο κλίμα συνεργασίας κατά την εκπόνηση της εργασίας αυτής.

Επίσης ευχαριστώ θερμά τον επιστημονικό συνεργάτη του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας κ. Ιωάννη Ταφλαμπά, ο οποίος παρείχε χρήσιμες πληροφορίες, σημαντικές γνώσεις, γενικές και επιστημονικές γνώσεις.

Οφείλω επίσης να ευχαριστήσω:

τον κ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή, Διδάκτορα στο Εργαστήριο Ω.Σ. του ΕΜΠ, για τις χρήσιμες συζητήσεις και ανταλλαγή απόψεων καθ' όλη την διάρκεια της διπλωματικής, καθώς και για την βοήθεια στον έλεγχο του λογισμικού που αναπτύχθηκε.

τον κ. Στέλιο Αντωνίου, Δρ Πανεπιστημίου του Λονδίνου που με βοήθησε στη χρήση και κατανόηση του λογισμικού SEISMOSTRUCT

την κ. Λένα Σμύρου, Διδάκτορα στο Εργαστήριο Αντισεισμικής του ΕΜΠ

την κ. Βίκυ Δημακοπούλου, υποψήφια διδάκτορα στο Εργαστήριο Αντισεισμικής του ΕΜΠ.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	4
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΠΡΙΝ ΤΟ 1985	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΕΞΕΛΙΞΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ	10
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.....	19
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ [EC8]	26
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	29
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	42
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ	59
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ	63
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	74
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	101

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή

1.1 Στόχος διπλωματικής

Η Ελλάδα είναι μια από τις πλέον σεισμογενείς Ευρωπαϊκές χώρες και στα τελευταία 25 χρόνια έχει θρηνήσει περίπου 260 νεκρούς από σεισμούς ενώ οι οικονομικές ζημιές, άμεσες και έμμεσες, υπερβαίνουν τα 2-3 δισεκατομμύρια Ευρώ. Οι συνέπειες αυτές θα μπορούσαν να θεωρηθούν σχετικά μικρές, αν για παράδειγμα συγκριθούν με εκείνες από το σεισμό του 1999 που έπληξε τη γειτονική μας Τουρκία. Όμως και οι σεισμοί που τις προκάλεσαν ήταν σχετικά μικροί, αρκετά ασθενέστεροι από τους μέγιστους αναμενόμενους σε διάφορες τεκτονικές ζώνες της χώρας μας.

Το μεγάλο πρόβλημα στη χώρα μας είναι οι οικοδομές που έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν το 1984, δηλαδή πριν την πρώτη βασική τροποποίηση του Κανονισμού του 1959, ο οποίος στην ουσία αντανάκλούσε γνώσεις της δεκαετίας 20'-30'. Σ' αυτό συνέβαλε και η απουσία ισχυρών σεισμικών γεγονότων, όπως αυτά που ακολούθησαν τις επόμενες δεκαετίες, που δεν έδωσε τη δυνατότητα αποκάλυψης των εγγενών αδυναμιών των ισχυουσών κανονιστικών διατάξεων και των πρακτικών σχεδιασμού δόμησης εκείνης της περιόδου. Έτσι, η έντονη ανοικοδόμηση που επικράτησε κατά τις δεκαετίες '60 και '70, είχε ως αποτέλεσμα ένα τεράστιο τμήμα του δομικού πλούτου της Ελλάδας (~70%) και κυρίως των μεγάλων αστικών κέντρων, να αποτελείται από κτίρια της κατηγορίας αυτής, που υστερούσαν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας, συγκρινόμενα με τα σύγχρονα κτίρια.

Μια προσεισμική επέμβαση ενίσχυσης αυτού του τύπου κτιρίων είναι σχετικά εύκολη και οικονομική δεδομένου ότι μπορεί να γίνει εξωτερικά χωρίς να διαταράξει τη λειτουργία του κτιρίου και χωρίς να προκαλέσει πρόσθετες επισκευές. Αν και δεν αποτελεί πλήρη θωράκιση, εν τούτοις μειώνει σημαντικά την τρωτότητα του κτιρίου που οφείλεται στο εξαιρετικά ασθενές από πλευράς σεισμικής αντοχής κτίριο.

Προκειμένου μια επέμβαση να είναι επιτυχής και αποτελεσματική, απαιτείται καλή γνώση της αναμενόμενης συμπεριφοράς του υφιστάμενου δομήματος 'ως έχει' σε κάποιο ισχυρό μελλοντικό σεισμό. Ο μηχανικός καλείται να αποτιμήσει την ικανότητα του κτιρίου να φέρει σεισμικές δράσεις, και να δώσει σαφή, ποσοτική απάντηση στο ερώτημα « Ποια είναι η πραγματική αντοχή αυτού έναντι σεισμικών φορτίων; ». Προς τούτο απαιτείται θεσμοθέτηση κριτηρίων για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων.

Στην κατεύθυνση αυτή κινούνται σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως οι Αμερικάνικες οδηγίες της FEMA, ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, το μέρος 3 του EC κ.λ.π. , υιοθετούν τον σχεδιασμό και την αποτίμηση βάσει δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας.

Στόχος της παρούσης εργασίας είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς πολυώροφων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος έναντι σεισμικών δράσεων και η εκτίμηση της πραγματικής τους αντοχής. Για το σκοπό αυτό γίνεται χρήση σύγχρονων ανελαστικών και δυναμικών μεθόδων ανάλυσης.

Κεφάλαιο 2 Κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα πριν το 1985

2.1 Ισχύοντες κανονισμοί και τρόποι υπολογισμού έως το 1985

Ο Αντισεισμικός σχεδιασμός εισήχθη σε όλους τους νομούς της Ελλάδας με τη θέσπιση του πρώτου Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 (Βασιλικό Διάταγμα της 19/26.2.1959). Προ του 1959 είχαν εφαρμοσθεί σε ορισμένες περιοχές της χώρας που είχαν πληγεί από σεισμούς, μια σειρά από αντισεισμικά μέτρα, τα οποία κωδικοποίησε ο Κανονισμός του 1959. Από την άλλη πλευρά η θέσπιση Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν, ιδίως οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα, διέθεταν σημαντική αντοχή σε σεισμό.

Και τούτο διότι ο αντισεισμικός αυτός Κανονισμός αντανakλούσε γνώση της δεκαετίας του 1920-30 και αφορούσε περισσότερο μονώροφες κατασκευές παρά πολυκατοικίες. Η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία βασίζονταν στο μοντέλο του μονώροφου (ανάλυση κατά Α. Ρουσόπουλο «Διανομή οριζοντίων δυνάμεων υπό ακάμπτου πλακός εις ολосώμους εν τω χώρω φορείς. Περιπτώσεις σεισμικών δυνάμεων . Διανομή και δίαιτα αυτών.» 1932) και αναφέρεται στον κανονισμό του 1959 με το όνομα «ακριβής ελληνική μέθοδος», εφαρμόσθηκε χωρίς επαρκή αιτιολόγηση και στα πολυώροφα κτίρια . Έτσι ο έλεγχος γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης για τα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπόψιν η πλαισιακή λειτουργία και η συμμετοχή των δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης.

Οι χαμηλοί σεισμικοί συντελεστές που είχαν υιοθετηθεί κατά περιοχές με βάση αυτόν τον κανονισμό, είχαν ως επακόλουθο τους οι σεισμικές δράσεις που λαμβάνονταν κατά την ανάλυση να είναι αρκετά μειωμένες έως ανύπαρκτες. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με την απουσία ισχυρής σεισμικής δραστηριότητας για μεγάλο χρονικό διάστημα, άρα τη μη συνειδητοποίηση του σεισμικού κινδύνου από τους μηχανικούς και τους πολίτες, είχε σαν αποτέλεσμα την ανέγερση πολλών πολυκατοικιών, των οποίων ο αντισεισμικός σχεδιασμός ήταν ελλιπέστατος και πρακτικά είχε εκφυλιστεί σε ένα απλό έλεγχο περιμετρικών δοκών. Φυσικά και ο ποιοτικός έλεγχος ήταν πρακτικά ανύπαρκτος, γεγονός που είχε πρόσθετες δυσμενείς συνέπειες στη σεισμική αντοχή των κτιρίων της περιόδου εκείνης.

Για την διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμενε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954 (Βασιλικό Διάταγμα της 18.2/26.7.1954) ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 (DIN 1045) και δεν περιελάμβανε διατάξεις για την κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα.

Ο Κανονισμός αυτός δηλαδή ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν κυρίως κατακόρυφα φορτία. Η ίδια αντίληψη, αυτή της ανάληψης μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος.

Ως αποτέλεσμα τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

2.2 Χαρακτηριστικά των κτιρίων και βασικές αδυναμίες

Τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν στο διάστημα περιγράφεται στην προηγούμενη ενότητα, δεν μπορούν να χαρακτηρισθούν σε καμία περίπτωση ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές. Και τούτο διότι την περίοδο εκείνη, έννοιες όπως ανελαστική συμπεριφορά, πλαστιμότητα, ικανοτικός σχεδιασμός, σεισμικός κίνδυνος κ.λ.π ήταν παντελώς άγνωστες στους μηχανικούς. Οι έννοιες αυτές άρχισαν να εισέρχονται στην Ελληνική βιβλιογραφία και πρακτικά μετά τους πρώτους καταστροφικούς σεισμούς (Θεσσαλονίκη 1978, Αλκυονίδες 1981) που έπληξαν μεγάλα αστικά κέντρα και προκάλεσαν καταρρεύσεις πολυκατοικιών.

Ως γνωστόν η γενική συμπεριφορά ενός δομικού συστήματος εξαρτάται από την συμπεριφορά των επιμέρους δομικών μελών που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό του. Στη συνέχεια παρατίθενται τα κύρια χαρακτηριστικά δομικών μελών οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένων με βάση τους παλιούς κανονισμούς :

1) Ανεπαρκώς αγκυρωμένοι ή ακόμη και ανοικτοί συνδετήρες σε γωνία 90° , γεγονός που τους εμπόδιζε να αναπτύξουν τη συνολική τους εφελκυστική αντοχή. Πολλές φορές η αντοχή τέτοιων συνδετήρων είναι πρακτικά μηδενική.

2) Ιδιαίτερα χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού, που για μεν τους πρώτους οφείλονταν κυρίως στη μέθοδο ανάλυσης και στις χαμηλές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, ψευδοστατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου $\varepsilon \cdot W$, όπου ε σεισμικός συντελεστής $\varepsilon = 0.04-0.16$, για δε τους συνδετήρες οφειλόταν επιπλέον στην απουσία ελέγχων περίσφιξης και στις ελλειπείς κατασκευαστικές διατάξεις. Δεν έλειπαν βέβαια και οι περιπτώσεις όπου τα χαμηλά ποσοστά οπλισμού οφειλόταν κυρίως στη μη εφαρμογή της μελέτης από τους εργολάβους, για καθαρά κερδοσκοπικούς λόγους.

Σεισμική ζώνη	Σεισμικοί Συντελεστές		
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	0,12	0,16

Πίνακας 2.1 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας εδάφους με τρεις τιμές του ε για κάθε ζώνη ανάλογα με την ποιότητα του εδάφους (σκληρό προς μαλακό από αριστερά προς τα δεξιά).

3) Ανεπαρκείς λεπτομέρειες κατασκευαστικής όπλισης, κυρίως σε ότι έχει να κάνει με τον εγκάρσιο οπλισμό.

4) Χαμηλές αντοχές σκυροδέματος, σκυρόδεμα εργοταξιακό B120 ή B160 με ποτάμια αδρανή, καθώς και ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητας του σκυροδέματος στα διάφορα τμήματα του φορέα, γεγονός που οφειλόταν κυρίως στην επιτόπου παρασκευή του σκυροδέματος.

5) Χαμηλές αντοχές χάλυβα ST I, με ευρεία χρήση λείου οπλισμού με άγκιστρα.

6) Φτωχές αγκυρώσεις διαμήκους οπλισμού και ανεπαρκή μήκη αλληλοκάλυψης που πολλές φορές γινόταν εντός κρίσιμων περιοχών.

7) Διαστασιολόγηση με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις και μόνον έναντι κατακορύφων φορτίων, απουσία ικανοτικού σχεδιασμού δοκών-υποστυλωμάτων σε κάμψη και διάτμηση.

8) Τήρηση μικρών επικαλύψεων με συνέπεια την έντονη ενανθράκωση του σκυροδέματος και διάβρωση των οπλισμών.

9) Θεμελιώσεις επιφανειακές, όλων των τύπων, ανάλογα με την αντοχή του εδάφους.

10) Πλάκες μικρού πάχους (8-12 cm).

11) Οι δυσκολίες εκτίμησης των συντελεστών δυσκαμψίας των στύλων και ιδιαίτερα των τοιχομάτων οδήγησαν τελικά σε άτυπες προσεγγίσεις, οι οποίες υπερεκτιμούσαν συνήθως τις τέμνουσες των τοιχομάτων, ανακουφίζοντας τα υποστυλώματα, ενώ υποτιμούσαν την καμπτική καταπόνηση των τοιχομάτων, εξετάζοντάς τα ανά όροφο.

Κεφάλαιο 3 Εξέλιξη μεθόδων σχεδιασμού και σεισμικής αποτίμησης

Η βασική ιδέα όλων των μεθόδων σεισμικού σχεδιασμού και αποτίμησης είναι η σύγκριση μεταξύ κάποιου μεγέθους «απαίτησης» το οποίο επιβάλλεται από τον σεισμό στην κατασκευή και του αντίστοιχου μεγέθους «ικανότητας» της κατασκευής να αντισταθεί. Οι παραδοσιακές μέθοδοι σχεδιασμού χαρακτηρίζουν την απαίτηση και την ικανότητα ως δυνάμεις, και συνήθως χρησιμοποιούν την τέμνουσα βάση. Κατά τους πρώτους Κανονισμούς εθεωρείτο ότι οι σεισμικές επιταχύνσεις παράγουν δυνάμεις ανάλογες με την μάζα της κατασκευής. Αναγνωρίστηκε, επίσης, ότι ορισμένα κτίρια αυξάνουν το μέγεθος ικανότητας τους βάσει των χαρακτηριστικών του δομικού συστήματος και των υλικών του. Οι σύγχρονες μέθοδοι σχεδιασμού και αποτίμησης χρησιμοποιούν τις μετακινήσεις αντί για τις δυνάμεις, ως μεγέθη για την σύγκριση της απαίτησης και της ικανότητας μία κατασκευής. Αυτή η προσέγγιση, περιλαμβάνει την θεώρηση της πλαστιμότητας της κατασκευής. Η πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων είναι μία σημαντική παράμετρος της ικανότητας της κατασκευής στο να αντιστέκεται στην σεισμική απαίτηση. Η ανελαστική ικανότητα της κατασκευής είναι ένα μέτρο της ικανότητας της στην απορρόφηση ενέργειας.

3.1 Η έννοια της πλαστιμότητας

Ο όρος πλαστιμότητα χρησιμοποιείται για τον χαρακτηρισμό της ικανότητας μιας κατασκευής, στοιχείου κατασκευής ή υλικού να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις σε μικρό ή μεγάλο βαθμό, χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας. Υλικά με μικρή ή μηδενική πλαστιμότητα είναι γνωστά σαν ψαθυρά υλικά (άοπλο σκυρόδεμα) ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα είναι γνωστά σαν όλκιμα (χάλυβας). Η σημασία της πλαστιμότητας για τις αντισεισμικές κατασκευές είναι μεγάλη διότι αποτελεί έναν από τους κύριους παράγοντες από τους οποίους θα εξαρτηθεί αν μια κατασκευή θα αποφύγει την κατάρρευση σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού. Και τούτο γιατί οι σεισμικοί συντελεστές που καθορίζονται από του διάφορους κανονισμούς έχουν προσδιορισθεί με την προϋπόθεση πως ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης της κατασκευής, δηλαδή πως η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή.

Έτσι αν μια κατασκευή δεν έχει πλαστιμότητα είναι άκρως επικίνδυνη, έστω και αν οι μέγιστες τάσεις από τα φορτία λειτουργίας και τα σεισμικά είναι αρκετά μικρότερα από τις επιτρεπόμενες τάσεις. Δηλαδή η ικανοποίηση σε όλες τις διατομές μιας κατασκευής της συνθήκης $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{επ}}$, όπου σ_{\max} περιλαμβάνει και τάσεις από σεισμό, δεν επαρκεί για να εξασφαλίσει την ασφάλεια της κατασκευής ακόμα και για το σεισμό σχεδιασμού. Και τούτο διότι λόγω αβεβαιοτήτων στις μελλοντικές σεισμικές δράσεις και στις ιδιότητες των υλικών της κατασκευής κλπ. υπάρχει σημαντική πιθανότητα $\sigma_{\max} > \sigma_{\text{επ}}$ οπότε η υπέρβαση σημαίνει πρακτικά αστοχία, αν δε υπάρχει πλαστιμότητα.

Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής δεν είναι εύκολο να υπολογισθεί ή έστω να εκτιμηθεί, γιατί δεν υπάρχουν ευρέως καθιερωμένες μέθοδοι αντισεισμικού υπολογισμού ή αντισεισμικοί κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν ένα φυσικό μέγεθος. Η πλαστιμότητα σε επίπεδο κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των δομικών μελών-φερόντων στοιχείων από τα οποία εκείνη αποτελείται .

Ένα δομικό μέλος λέμε ότι έχει πλάστιμη συμπεριφορά, όταν, για μεν μονοτονική ένταση παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς ουσιαστική μείωση της αντίστασης (αντοχής), για δε ανακυκλιζόμενη ένταση οι βρόγχοι υστέρησης δύναμης-παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντιθέτως, σε ένα μέλος που δεν έχει πλάστιμη συμπεριφορά μετά από δύο ή τρεις κύκλους παρατηρείται απότομη πτώση της αντοχής και της δυσκαμψίας Σχ. 3.1.

Ο δείκτης πλαστιμότητας μιας διατομής (σε όρους καμπυλοτήτων) ορίζεται ως το πηλίκο της καμπυλότητας την στιγμή της αστοχίας προς την καμπυλότητα διαρροής

$$\mu_{\frac{1}{r}} = \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_u}{\left(\frac{1}{r}\right)_y}$$

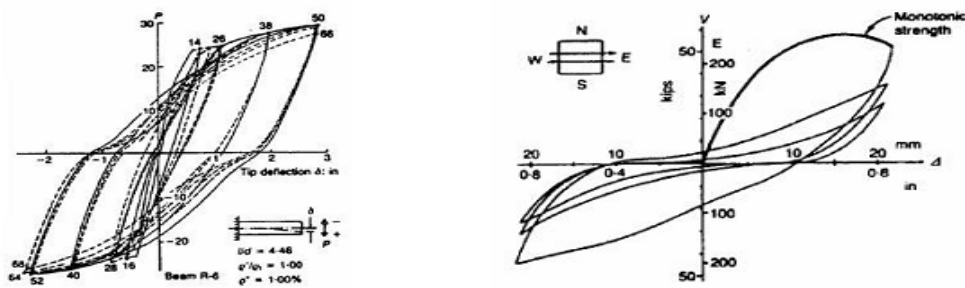
Από μία προσεγγιστική ποιοτική έκφραση για τον δείκτη πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων (Τάσιος 1999).

$$\mu_1 = \frac{\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + 0.001}}{\nu + \frac{f_{sy}}{f_c}(\rho - \zeta \cdot \rho')}$$

(ζ είναι ο βαθμός ενεργοποίησης του θλιβόμενου οπλισμού 0.7~ 1.0)

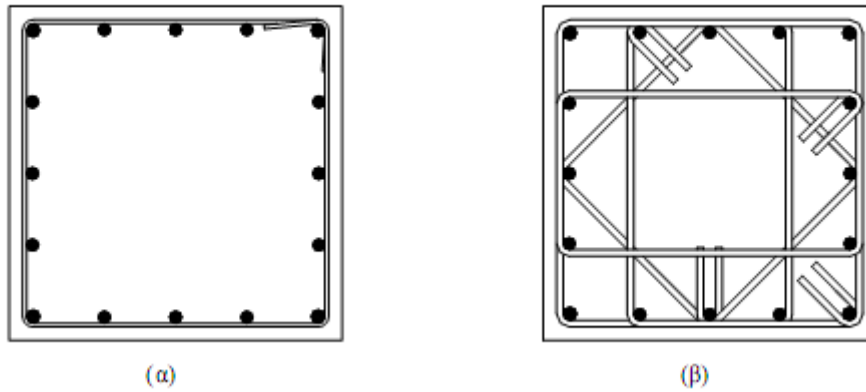
Η πλαστιμότητα αυξάνεται :

- μειωμένου του ορίου διαρροής του διαμήκους οπλισμού
- αυξανόμενης της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος
- μειωμένου του ανηγμένου αξονικού φορτίου στη διατομή, $\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_c}$
- μειωμένου του ποσοστού εφελκόμενου οπλισμού, ρ, και αυξανόμενου του ποσοστού θλιβόμενου οπλισμού, ρ
- αυξανόμενης της παραμορφώσεως αστοχίας του σκυροδέματος



Σχήμα 3.1 α) πλάστιμη συμπεριφορά, β) ψαθυρή συμπεριφορά

Πρακτικά η πλάστιμη συμπεριφορά ενός μέλους (χαρακτηριστικό πάνω στο οποίο στηρίζονται όλοι οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί), εξασφαλίζεται μέσω της αύξησης της πλαστιμότητας των υλικών που συνθέτουν τη διατομή του, και συγκεκριμένα του σκυροδέματος, που είναι από τη φύση του ψαθυρό. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων κατασκευαστικών λεπτομερειών όπλισης, και συγκεκριμένα μέσω του εγκάρσιου οπλισμού (συνδετήρες) των διατομών Σχ.3.2.



Σχήμα 3.2 α) Σχεδιασμός προ του 1984, β) Σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός

Σύγχρονα υποστυλώματα με κλειστούς και πυκνούς συνδετήρες (Σχ.3.2.β) που σχηματίζουν μαζί με τις διαμήκειες ράβδους έναν κλωβό με αμετακίνητους κόμβους, αυξάνουν σημαντικά την αντοχή και πλαστιμότητα του σκυροδέματος, μέσω της εγκάρσιας περίσφιξης.

Η εικόνα αυτή δεν έχει καμία σχέση με την εικόνα που παρουσιάζουν τα υποστυλώματα κτιρίων παλαιού τύπου, όπου στη συνηθέστερη περίπτωση, τα τσέρκια δεν ξεπερνούσαν το $\Phi 6/20$ ή και ακόμη και $\Phi 6/30$. Ο ελάχιστος αυτός εγκάρσιος οπλισμός σε συνδυασμό με την ανεπαρκή αγκύρωσή του, έχει σαν αποτέλεσμα τη μειωμένη ικανότητα ανάπτυξης εγκάρσιων τάσεων περίσφιξης του σκυροδέματος, και συνεπώς οι αντίστοιχοι στύλοι έχουν εξαιρετικά μειωμένες διατμητικές αντοχές και ανύπαρκτη πλαστιμότητα. Δηλαδή, πρόκειται ουσιαστικά περί ψαθυρών στοιχείων.

3.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που

θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Αντίθετα, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των παλαιότερων αντισεισμικών κατασκευών (μέθοδος δυνάμεων) εξέταζε μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν έλεγχε με το τι συμβαίνει μετά. Το ελάχιστο επίπεδο ασφαλείας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Οι συντελεστές συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση που έχουμε αποκτήσει από προηγούμενους σεισμούς και την πειραματική και αναλυτική έρευνα που έχει διεξαχθεί, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός-έλεγχος αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (EC8-Μέρος3, ΚΑΝ.ΕΠΕ, FEMA356, ATC-40 κλπ).

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Για τον λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε με δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ [Σχέδιο 3, 2009] θεσπίζει τρεις «στάθμες επιτελεστικότητας» υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος (Πίνακας 3.1) και του μη-φέροντος οργανισμού (Πίνακας 3.2) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού). Ο όρος «φέρων οργανισμός» χρησιμοποιείται εδώ με την κλασική του έννοια και αντιστοιχεί στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Αναλόγως ο όρος «μη-φέρων οργανισμός» αντιστοιχεί στο σύστημα που δεν

συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Οι στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης.

Πίνακας 3.1. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος οργανισμού [KAN.ΕΠΕ,2009]

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 3.2. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Μη-Φέροντος οργανισμού [KAN.ΕΠΕ, 2009]

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	α1	β1	γ1
50%	α2	β2	γ2

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Η πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 χρόνια αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 72 χρόνια ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 474 χρόνια.

3.2.1.Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού

Άμεση χρήση μετά σεισμό (Immediate occupancy) :

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Α), το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε αναμένεται ότι καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδής ρωγμές

καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό. Έτσι, κατά τον σχεδιασμό πρέπει να ελεγχθούν και να περιοριστούν οι παραμορφώσεις που αναμένονται από τον σεισμό, και να εξασφαλιστεί επαρκής αντοχή σε όλα τα στοιχεία της κατασκευής ώστε να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία (στάθμη α), επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφάλειας (πχ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες κλπ.) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία.

Σε αυτή την στάθμη ο φέρον οργανισμός (και ο οργανισμός συμπληρώσεως) αναμένεται να έχει οιονεί ελαστική συμπεριφορά και να μη αναπτύξει μετελαστικές παραμορφώσεις.

Προστασία ζωής (Life safety) :

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Β), αναμένονται να εμφανιστούν βλάβες οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για την επανάχρηση της κατασκευής μετά τον σεισμό απαιτείται να επισκευασθούν οι βλάβες.

Όσον αφορά τα μη-φέροντα στοιχεία (στάθμη β), αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής λόγω πτώσης αντικειμένων.

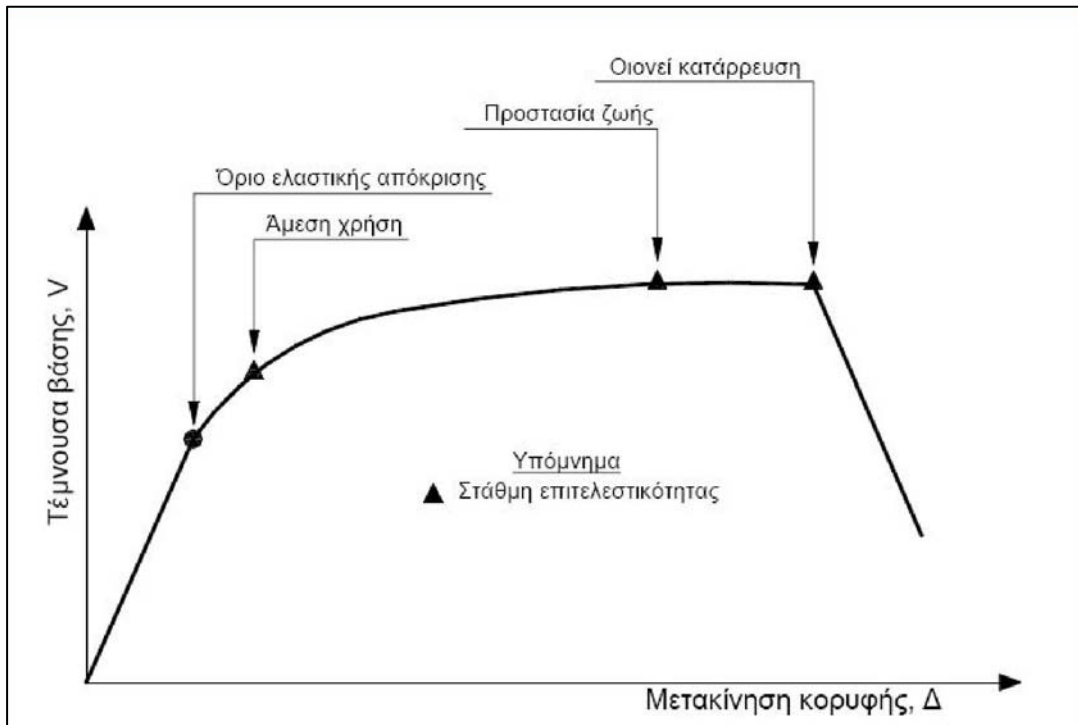
Σε αυτή την στάθμη όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφάλειας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους $R_d = 0.5 \frac{\delta_y + \delta_u}{\gamma_{Rd}}$.

Οιονεί κατάρρευση (Structural stability) :

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Γ) αναμένονται να εμφανιστούν κατά τον σεισμό σχεδιασμού εκτεταμένες σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες χωρίς όμως να χάσει την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία. Η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφαλείας έναντι ολικής ή

$$\text{μερικής κατάρρευσης } R_d = \frac{\delta_u}{\gamma_{Rd}}.$$

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία (στάθμη γ), αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξαιρέση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης σε χώρους συνάθροισης κοινού.



Σχήμα 3.3 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης

3.2.2 Συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφισταμένων κτιρίων συνήθους σπουδαιότητας, είναι δυνατή η θεώρηση ενός από τους «στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού» του Πίνακα 3.3, δηλαδή συνδυασμού ενός στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του Φέροντος οργανισμού (Πίνακας 3.1) και ενός στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του Μη-Φέροντος (Πίνακας 3.2). Γι' αυτά τα κτίρια, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ συνιστά την υιοθέτηση συνδυασμένου στόχου «προστασίας ζωής» (Bi-βι) του Πίνακα 3.3 όπου $i=1, 2, 3$ ($i=1$ δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια, $i=2$ δηλώνει

σεισμό με περίοδο επανάληψης 475 χρόνια, $i=3$ σεισμός με περίοδο επανάληψης 2475 χρόνια).

Στάθμη επιτελεστικότητας Μη-Φέροντος οργανισμού	Στάθμη επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	$A_i - a_i$	$B_i - a_i$	Δεν επιτρέπεται
Προστασία ζωής	$A_i - \beta_i$	$B_i - \beta_i$	$\Gamma_i - \beta_i$
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	Δεν επιτρέπεται	$B_i - \gamma_i$	$\Gamma_i - \gamma_i$

Πίνακας 3.3. Συνδυασμένοι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού κτιρίου $i=1, 2, 3$

Κεφάλαιο 4 Επίδραση των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική απόκριση κτιρίων ωπλισμένου σκυροδέματος

4.1 Εισαγωγή

Στόχος του κεφαλαίου αυτού είναι να παρουσιάσει τη συμπεριφορά κτιρίων ωπλισμένου σκυροδέματος, κατά κύριο λόγο πλαισιακού τύπου, με τοιχοπληρώσεις, υπό σεισμικά φορτία. Οι τοιχοπληρωμένοι με χρήση άοπλης οπτοπλινθοδομής για μερική ή ολική κάλυψη των φατνωμάτων φορείς ωπλισμένου σκυροδέματος, αποτελούν τον κοινότερο τύπο κτιριακού φορέα στην Ελλάδα και σε πολλές άλλες χώρες.

Οι φορείς αυτοί σχεδιάζονται και διαστασιολογούνται ‘γυμνοί’, απουσία δηλαδή τοιχοπληρώσεων. Μετά τη σκυροδέτηση χτίζονται οι τοιχοπληρώσεις σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις (πλήρης κάλυψη των φατνωμάτων, ή μερική με ανοίγματα).

Η έλλειψη προδιαγραφών για τα υλικά και τις ιδιότητες τους καθώς και η απουσία ποιοτικού ελέγχου, έχει ως αποτέλεσμα την τεράστια διασπορά στα μηχανικά χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων. Άλλωστε δεν πρέπει να ξεχνάμε ότι η Παρασκευή του κονιάματος γίνεται επί τόπου και οι αναλογίες των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν αποφασίζονται συνήθως από τον εκάστοτε τεχνίτη.

Έτσι η συμπεριφορά αυτών των στοιχείων χαρακτηρίζονται από μεγάλη αβεβαιότητα και δεν μπορεί εύκολα και με ακρίβεια να εκτιμηθεί. Γι’ αυτό οι περισσότεροι Κανονισμοί αγνοούν τις τοιχοπληρώσεις ως στοιχείο ανάληψης της σεισμικής δράσης, ή ακόμη και τις αντιμετωπίζουν δυσμενώς. Κατά τη συνήθη

πρακτική σχεδιασμού οι τοιχοπληρώσεις απουσιάζουν από το προσομοίωμα ανάλυσης ενώ λαμβάνονται υπόψη μόνο ως κατακόρυφα φορτία και μάζες.

Παρ' όλα αυτά οι τοιχοπληρώσεις αποτελούν στοιχεία με μεγάλη αντοχή και δυσκαμψία μέσα στο επίπεδό τους, και συχνά μπορούν να αναπτύξουν μεγάλη αντίσταση σε οριζόντια φορτία. Η ύπαρξη τους όμως μπορεί να μεταβάλλει έντονα την ομοιόμορφη διασπορά της ανελαστικής συμπεριφοράς σε όλη την έκταση του δομήματος, στην οποία στοχεύει ο σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός, ενώ η ένταση που αναπτύσσεται στον υπόλοιπο φορέα οπλισμένου σκυροδέματος κατά τον σεισμό, συχνά απέχει κατά πολύ από εκείνη για την οποία αυτός σχεδιάστηκε και διαστασιολογήθηκε.

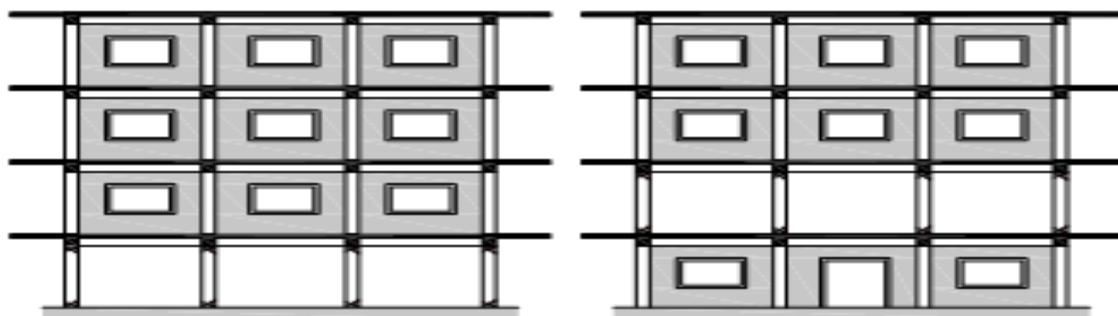
Ο σημαντικότερος παράγοντας που καθορίζει το αν οι τοιχοπληρώσεις έχουν ευμενή ή δυσμενή επιρροή στη συμπεριφορά απόκριση μιας κατασκευής, είναι η διάταξη τους σε κάτοψη, σε τομή, αλλά και μέσα στα φατνώματα οπλισμένου σκυροδέματος.

Τοιχοπληρώσεις οι οποίες κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της περιμέτρου του κτιρίου και χωρίς ασυνέχειες καθ' ύψος έχουν γενικά ευνοϊκό ρόλο σε σχέση με την αντίσταση του κτιρίου σε σεισμικά φορτία. Η θετική αυτή επιρροή είναι σημαντική κυρίως για πλαισιακούς φορείς οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένους με παλαιότερες αντιλήψεις, αφού αυξάνουν την αντοχή τους υπό οριζόντια φορτία. Εκτός από την αντοχή, αυξάνεται και η συνολική πλευρική δυσκαμψία αυτών των φορέων, με αποτέλεσμα να μειώνονται οι μετακινήσεις λόγω σεισμού, άρα και οι ροπές και τέμνουσες δευτέρας τάξεως φαινόμενα (έντονα σε εύκαμπτες πλαισιακές κατασκευές) τα οποία προκαλούν την τελική κατάρρευση υπό σεισμικά φορτία.

Στην πραγματικότητα όμως είναι οι ελάχιστοι είναι οι πλαισιακοί φορείς με γεωμετρία που να χαρακτηρίζεται από συμμετρίες και τοιχοπληρώσεις ομοιόμορφα κατανεμημένες σε κάτοψη και τομή. Στις περισσότερες των περιπτώσεων τουλάχιστον η διάταξη των τοιχοπληρώσεων, αν όχι και η γεωμετρία του φορέα, για διάφορους λόγους (αρχιτεκτονικούς, γωνιακές οικοδομές κ.α) χαρακτηρίζεται από σημαντική ασυμμετρία και μη κανονικότητα. Τέτοια διάταξη τοιχοπληρώσεων συνήθως οδηγεί σε δυσμενή επιρροή στην απόκριση του φορέα κατά τη σεισμική διέγερση.

4.2 Διατάξεις τοιχοπληρώσεων που επηρεάζουν δυσμενώς την απόκριση του φορέα

Εξαιρετικά δυσμενής διάταξη είναι εκείνη κατά την οποία οι τοιχοπληρώσεις είναι ανομοιομορφα κατανεμημένες καθ' ύψος (Σχ.4.1). Τέτοια διάταξη, Pilotis ή ενδιάμεσου μη τοιχοπληρωμένου ορόφου οδηγεί σε περίπτωση ισχυρού σεισμού στην ανάπτυξη μηχανισμού μαλακού ορόφου.



Σχήμα 4.1 Καθ' ύψος ανομοιομορφία των τοιχοπληρώσεων

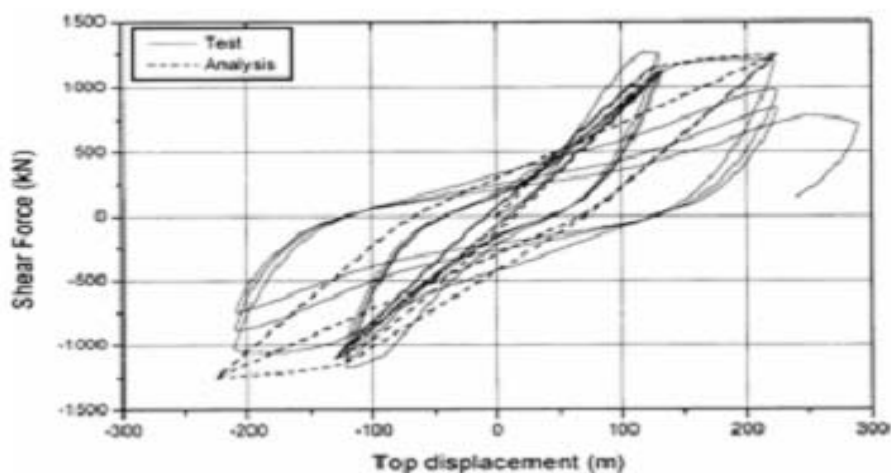
Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι, η ύπαρξη της τοιχοπλήρωσης σε έναν όροφο συνεισφέρει σημαντικά στη διατμητική αντοχή του ορόφου, εμποδίζει την ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων στο περιμετρικό πλαίσιο, με αποτέλεσμα όλες οι παραμορφώσεις που αναπτύσσει η κατασκευή να συγκεντρώνονται στον μη τοιχοπληρωμένο όροφο, που είναι και ο πιο εύκαμπτος όλων.

Ουσιαστικά έχουμε δημιουργία μηχανισμού με πλαστικές αρθρώσεις στην κορυφή και η βάση όλων των υποστυλωμάτων του γυμνού ορόφου και συγκέντρωση εκεί όλων των μετακινήσεων της κατασκευής. Επακόλουθο αυτών των μετακινήσεων είναι η εμφάνιση φαινομένων δευτέρας τάξεως ενώ τα υποστυλώματα είναι ανίκανα πλέον να φέρουν κατακόρυφα φορτία. Ελάχιστες ζημιές μπορεί να εμφανιστούν και στον αμέσως επόμενο τοιχοπληρωμένο όροφο.

Η εμπειρία από τις καταρρεύσεις σε πρόσφατους αλλά και παλαιότερους σεισμούς καθιστά σαφές ότι κατασκευές και ιδιαίτερα οι πολυκατοικίες οπλισμένου σκυροδέματος σε πιλοτή είναι τα πλέον ευάλωτα και τρωτά δομικά συστήματα. Η συμπεριφορά τους σε έναν ισχυρό σεισμό είναι λίγο πολύ προδιαγεγραμμένη.

Στο Σχ.4.2 παρουσιάζεται ένας τυπικός βρόγχος υστέρησης κτιρίου με πιλοτή. Το διάγραμμα δίδεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετατόπισης της οροφής του ισογείου, και προέκυψε από ψευδοδυναμικό πείραμα τριώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα (Fardis et al. 1999). Είναι φανερό ότι μετά τους τρεις πρώτους κύκλους φόρτισης αποφόρτισης επέρχεται σημαντική μείωση της πλευρικής δυσκαμψίας του κτιρίου καθώς και μείωση της μέγιστης τέμνουσας βάσης.

Ωστόσο αξίζει σε αυτό το σημείο να τονισθεί ότι το συγκεκριμένο κτίριο κατασκευάστηκε με σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30 και χάλυβα S500 για μέση κατηγορία πλαστιμότητας (DCM) κατά τον Ευρωκώδικα 8. Οι δε αστοχίες των υποστυλωμάτων του ισογείου ήταν καθαρά καμπτικές.



Σχήμα 4.2 Τέμνουσας βάσης-μετατόπισης ισογείου από πείραμα σε τριώροφο κτίριο τύπου Pilotis (Fardis et. al. 1999)

Εύλογα λοιπόν κανείς μπορεί να συμπεράνει πως η συμπεριφορά ενός κτιρίου σε πιλοτή με ιδιότητες και χαρακτηριστικά δομικών μελών όπως αυτά παλαιού τύπου θα ήταν πολύ χειρότερη. Πιο συγκεκριμένα η μειωμένη διατμητική αντοχή και η ανύπαρκτη πλαστιμότητα τέτοιων μελών θα οδηγούσε σε ψαθυρές παρά πλάστιμες καμπτικές αστοχίες.

Η αντίστοιχη καμπύλη ενός κτιρίου παλαιού τύπου θα χαρακτηριζόταν από εντονότερη, μάλλον απότομη, απομείωση δυσκαμψίας και αντοχής οδηγώντας πρόωρα στην αστοχία της κατασκευής.

4.3 Μηχανισμοί αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων

Η συνολική συμπεριφορά ενός τοιχοπληρωμένου πλαισίου εξαρτάται άμεσα από τον τρόπο αλληλεπίδρασης πλαισίου τοιχοπλήρωσης. Στις περισσότερες περιπτώσεις η συνολική πλευρική αντίσταση του συστήματος δεν μπορεί να αναλυθεί ως άθροισμα των δύο επιμέρους, πλαισίου και τοιχοπλήρωσης, και αυτό γιατί ο τρόπος με τον οποίο αυτά τα δύο αλληλεπιδρούν μπορεί να μεταβάλλει σημαντικά το μηχανισμό αντίστασης που αναπτύσει το καθένα ξεχωριστά.

Για χαμηλά επίπεδα πλευρικής φόρτισης ένα τοιχοπληρωμένο πλαίσιο συμπεριφέρεται μονολιθικά, σαν σύνολο, όπου πλαίσιο και τοιχοπλήρωση αντιστέκονται ταυτόχρονα. Με την αύξηση του πλευρικού φορτίου παρατηρείται σταδιακή αποκόλληση της τοιχοπλήρωσης από το περιμετρικό πλαίσιο στις δύο απέναντι γωνίες και μηχανισμός θλιβόμενης διαγωνίου αναπτύσσεται ανάμεσα στις δύο γωνίες που παραμένουν σε επαφή με το πλαίσιο.

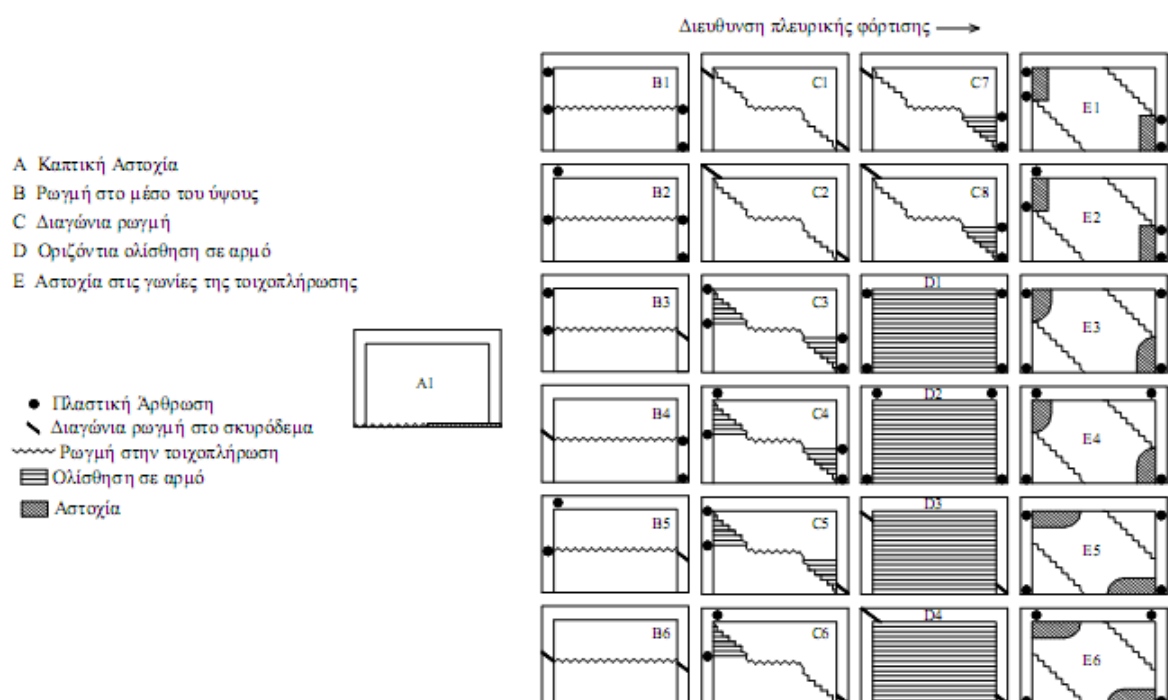
Ωστόσο πειραματικά έχουν διαπιστωθεί και άλλοι μηχανισμοί αστοχίας. Ο κύριος μηχανισμός αντίστασης και αστοχίας εξαρτάται από πολλές παραμέτρους, με σημαντικότερες τη σχετική δυσκαμψία και αντοχή πλαισίου-τοιχοπλήρωσης.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται και περιγράφονται οι κυριότεροι μηχανισμοί αστοχίας που έχουν παρατηρηθεί στις διάφορες πειραματικές εργασίες πάνω σε τοιχοπληρωμένα πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος.

Ο μηχανισμός (Α) είναι ένας καθαρά καμπτικός τρόπος αστοχίας στη βάση πλαισίου τοιχοπλήρωσης, όπου αναπτύσσεται εφελκυσμός στο ένα και θλίψη στο άλλο άκρο. Τέτοιος μηχανισμός εμφανίζεται σπάνια και αναπτύσσεται σε χαμηλά επίπεδα φόρτισης όπου δεν υφίσταται διαχωρισμός πλαισίου τοιχοπλήρωσης. Παρουσιάζεται κυρίως σε πλαίσια μεγάλου ύψους με χαμηλό ποσοστό διαμήκους οπλισμού στα υποστυλώματα. Το χαμηλό αυτό

ποσοστό οδηγεί στην πρόωρη διαρροή του διαμήκους οπλισμού των υποστυλωμάτων που βρίσκονται στην πλευρά φόρτισης.

Ο μηχανισμός (B) αστοχίας χαρακτηρίζεται από μια οριζόντια ρωγή στην τοιχοπλήρωση η οποία συνήθως εμφανίζεται στη θέση του αρμού. Ο μηχανισμός αυτός οδηγεί στην εμφάνιση κοντών υποστυλωμάτων. Πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται στα υποστυλώματα, ενώ συνήθισμένη είναι η περίπτωση κατά την οποία τα υποστυλώματα αστοχούν διατμητικά αναπτύσσοντας διαγώνιες ρωγμές.



4.3 Σχήμα Μηχανισμοί αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων (Shing 2002).

Στον μηχανισμό (C) αναπτύσσεται στην τοιχοπλήρωση μια διαγώνια ρωγή η οποία ξεκινά από την γωνία που ασκείται το φορτίο, καταλήγει στην απέναντι γωνία, ενώ ταυτόχρονα μπορεί να συνοδεύεται και από ολίσθηση σε ενδιάμεσο αρμό. Στην περίπτωση αυτή η τοιχοπλήρωση λειτουργεί σαν θλιβόμενη διαγώνιο η οποία συνήθως οδηγεί σε ψαθυρή αστοχία των γωνιών του τοίχου και ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων ή διατμητικών ρωγμών στα μέλη οπλισμένου σκυροδέματος.

Ο μηχανισμός (D) είναι η περίπτωση κατά την οποία αναπτύσσονται ρωγμές οριζόντιες στους περισσότερους, αν όχι σε όλους, τους αρμούς της τοιχοπλήρωσης. Αυτό συμβαίνει στην περίπτωση που το κονίαμα που έχει χρησιμοποιηθεί έχει πάρα πολύ μικρή διατμητική αντοχή. Με την προϋπόθεση ότι τα υποστυλώματα δεν θα αστοχήσουν

διατμητικά, ο μηχανισμός αυτός μπορεί να οδηγήσει σε μια πλάστιμη συμπεριφορά του πλαισίου συνολικά, με υψηλά ποσοστά απόσβεσης σε δυναμική απόκριση.

Ο μηχανισμός (E) αστοχίας αποτελεί και αυτός περίπτωση θλιβόμενης διαγωνίου κατά την οποία όμως ανπτύσσονται δύο παράλληλες διαγώνιες ρωγμές στον τοίχο. Συχνά ο μηχανισμός αυτός συνοδεύεται από αστοχία στις γωνίες, άκρα της θλιβόμενης διαγωνίου, ενώ έχουν παρατηρηθεί και περιπτώσεις όπου ταυτόχρονα υπήρξαν αστοχίες και στο κέντρο του φανώματος.

Κεφάλαιο 5 Χαρακτηριστικά αντισεισμικών κατασκευών [EC8]

Στατική απλότητα : χαρακτηρίζεται από την άμεση όδευση των σεισμικών φορτίων και είναι απαραίτητη διότι κατά τη μελέτη και την κατασκευή του φορέα η αβεβαιότητα θα έχει περιοριστεί και θα μπορούμε να έχουμε μια αξιόπιστη πρόβλεψη σεισμικής συμπεριφοράς.

Ομοιομορφία, συμμετρία και υπερστατικότητα : η ομοιομορφία στην κάτοψη χαρακτηρίζεται από ομαλή κατανομή των φερόντων στοιχείων τα οποία είναι υπεύθυνα για τη μεταφορά των αδρανειακών δυνάμεων.

Επιπλέον είναι απαραίτητο να εξασφαλιστεί και ομοιομορφία καθ' ύψος του κτιρίου διότι με αυτό τον τρόπο είναι δυνατό να αποφύγουμε τη δημιουργία ευαίσθητων ζωνών στις οποίες αν έχω συγκέντρωση έντασης μπορεί να έχουμε κατάρρευση της κατασκευής.

Η ομοιομορφία μπορεί να επιτευχθεί με μια συμμετρική μορφή του κτιρίου με μια συμμετρική διάταξη φερόντων στοιχείων τα οποία θα είναι καλά κατανεμημένα στην κάτοψη. Με τη χρήση ομοιόμορφα κατανεμημένων φερόντων στοιχείων η υπερστατικότητα αυξάνει και έτσι μπορούμε να εξασφαλίσουμε μιαν ευνοϊκή κατανομή εντατικών μεγεθών.

Διαξονική αντοχή και δυσκαμψία : η σεισμική κίνηση είναι διαξονικό φαινόμενο οπότε ο φορέας θα πρέπει να έχει αντοχή προς όλες τις κατευθύνσεις στα οριζόντια φορτία.

Για να ισχύει αυτό πρέπει τα φέροντα στοιχεία να διατάσσονται σε ορθογωνική διάταξη ώστε να έχουμε παρόμοια χαρακτηριστικά αντοχής και δυσκαμψίας και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Ταυτόχρονα θα πρέπει να περιορίσουμε την ανάπτυξη υπερβολικών μετακινήσεων.

Στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία : ώστε να περιορίζεται η ανάπτυξη των στρεπτικών κινήσεων που οδηγούν τα διάφορα φέροντα στοιχεία σε ανομοιόμορφη καταπόνηση.

Διαφραγματική δράση στα επίπεδα των ορόφων : στα κτίρια οι δίσκοι έχουν πολύ σημαντικό ρόλο στη συνολική συμπεριφορά του φορέα. Λειτουργούν σαν οριζόντια διαφράγματα που συλλέγουν και μεταφέρουν αδρανειακές δυνάμεις στα κατακόρυφα στοιχεία. Τα διαφράγματα θα πρέπει να έχουν επαρκή δυσκαμψία και αντοχή στο επίπεδο τους για να έχω επιτυχή κατανομή των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων.

Επαρκής θεμελίωση : η μελέτη και η κατασκευή των θεμελίων και η σύνδεσή τους με την ανωδομή θα πρέπει να εξασφαλίζει την ομοιόμορφη σεισμική διέγερση ολόκληρου του κτιρίου.

Κριτήρια για στατική κανονικότητα : Για την αντισεισμική μελέτη των κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς και μη φορείς. Η διάκριση αυτή έχει επιπτώσεις στο στατικό προσομοίωμα, στη μέθοδο ανάλυσης και στην τιμή του συντελεστή q . Τα χαρακτηριστικά κανονικότητας σε όψη και σε κάτοψη θα εξετάζονται ξεχωριστά για τις επιπτώσεις της στατικής κανονικότητας στην ανάλυση και στη μελέτη του φορέα.

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

Πίνακας 5.1 Επιπτώσεις στατικής κανονικότητας στην σεισμική ανάλυση και μελέτη (EC8).

α) Κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη : Το κτίριο θα πρέπει να είναι συμμετρικό στην κάτοψη και στις δύο διευθύνσεις όσον αφορά την αντοχή στα οριζόντια φορτία και στην κατανομή της μάζας. Στην περίπτωση που έχω ανωμαλίες στην κάτοψη θα θεωρούμε ότι αυτές οι ανωμαλίες δεν επηρεάζουν την κανονικότητα του κτιρίου όταν δεν επηρεάζουν τη δυσκαμψία της πλάκας. Επίσης θα πρέπει η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή

επίδραση στην κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων ώστε η δυσκαμψία της να είναι σημαντική σε σχέση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων.

Η λυγρηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη, $\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}}$, δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 4.

Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y η στατική εκκεντρότητα e_0 και η ακτίνα δυστρεψιάς r ικανοποιούν τις παρακάτω συνθήκες :

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r \quad \text{και} \quad r_x \geq l_s$$

e_{ox} : είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, κατά την διεύθυνση x, κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης.

r_x : είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψιάς προς την μεταφορική δυσκαμψία στην y και

l_s : είναι η ακτίνα αδράνειας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη .

Κριτήρια για κανονικότητα σε όψη : θα πρέπει τα συστήματα ανάληψης των οριζοντίων φορτίων (φέροντα στοιχεία, πυρήνες ή πλαίσια) να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τη θεμελίωση μέχρι την άνω επιφάνεια του κτιρίου. Επιπλέον θα πρέπει η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων να παραμένουν σταθερές ή να μειώνονται βαθμιαία χωρίς να έχω απότομες αλλαγές από τη βάση μέχρι την κορυφή του κτιρίου.

Κεφάλαιο 6 Κριτήρια αστοχίας

Αστοχία του δομήματος μπορεί να συμβεί εξαιτίας απαίτησης σε παραμόρφωση ή σε αντοχή σε έναν όροφο ίσης ή μεγαλύτερης από εκείνη που δύναται να αναληφθεί. Μπορεί επίσης να οφείλεται σε αστοχία ενός μέλους (τοπικό κριτήριο).

Τα κριτήρια αστοχίας είναι συμβατικά κριτήρια που χρησιμοποιούνται για μία συντηρητική πρόβλεψη της μέγιστης παραμορφωσιμότητας του κτιρίου, και δεν υποδηλώνουν ότι η κατασκευή θα καταρρεύσει πραγματικά όταν ένα κριτήριο ξεπεραστεί. Αν και τα τοπικά κριτήρια παρακολουθούνται σε όλα τα μέλη της κατασκευής, στην παρούσα εργασία θεωρείται ότι η τοπική αστοχία συμβαίνει μόνο όταν αστοχήσει ένα υποσύλωμα, θεωρώντας ότι η αστοχία μίας δοκού δεν θα προκαλέσει ψαθυρό τύπο αστοχίας όλης της κατασκευής λόγω της αναμενόμενης ανακατανομής των φορτίων.

Σύμφωνα με τον EC8 για τον έλεγχο των δομικών στοιχείων γίνεται διαχωρισμός ανάμεσα στα «πλάστιμα» και στα «ψαθυρά». Τα πρώτα θα ελέγχονται, εξασφαλίζοντας ότι οι απαιτήσεις δεν υπερβαίνουν τις αντίστοιχες ικανότητες σε όρους παραμορφώσεων. Τα δεύτερα θα ελέγχονται, εξασφαλίζοντας ότι οι απαιτήσεις δεν υπερβαίνουν τις αντίστοιχες ικανότητες σε όρους αντοχών, 2.2.1.3)P. Για τον υπολογισμό των ικανοτήτων των πλάστιμων και ψαθυρών στοιχείων θα χρησιμοποιούνται μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υπαρχόντων υλικών 2.2.1.5)P.

6.1 Τοπικά κριτήρια αστοχίας

Αφορά αστοχίες σε επίπεδο διατομής και ο έλεγχος γίνεται βάσει των εντατικών μεγεθών της διατομής(τέμνουσα κατά ΕΚΩΣ 2000) και παραμορφωσιακών μεγεθών [γωνίας στροφής χορδής ΚΑΝ.ΕΠΕ, της καμπυλότητας , των ανηγμένων παραμορφώσεων χάλυβα και σκυροδέματος (περισφιγμένου και μη)].

6.1.1 Φέρουσα ικανότητα έναντι τέμνουσας

Η εξασθένιση της διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση οφείλεται στο συνδυασμό πολλών μηχανισμών, όπως είναι η λειοτριβήση των επιφανειών των ρωγμών

και η εξασθένιση αλληλοεμπλοκής αδρανών, η διεύρυνση των ρωγμών με τη συσσώρευση ανελαστικών παραμορφώσεων στους συνδετήρες, η μείωση των τάσεων συνάφειας κατά μήκος τους λόγω της ανακύκλησης, καθώς και η επακόλουθη πρόσθετη εξασθένιση του μηχανισμού αλληλοεμπλοκής αδρανών, η εξασθένιση της δράσης βλήτρου με την ανακύκληση της έντασης

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για τους παραπάνω λόγους στο παράρτημα 7Γ έχει έναν μακροσκελή τύπο για τον υπολογισμό της μειωμένης διατμητικής αντοχής στοιχείων ΟΣ με την ανακύκληση των μετελαστικών μετακινήσεων. Για λόγους απλοποίησης στην παρούσα εργασία ο έλεγχος διατμητικής αντοχής θα γίνεται σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ θεωρώντας την σταθερή αφού εξαιτίας της παλαιότητας του κτιρίου δεν αναμένεται να έχουμε μεγάλες μετελαστικές μετακινήσεις εξαιτίας της σύντομης αστοχίας του.

Σε κάθε βήμα της ανάλυσης και σε κάθε μέλος, η τέμνουσα η οποία αναπτύσσεται κατά την διάρκεια της ανελαστικής ανάλυσης συγκρίνεται με την αντίστοιχη αντίσταση των στοιχείων έναντι τέμνουσας:

- λόγω της λοξής θλίψης του κορμού V_{Rd2} και
- λόγω της συνεισφοράς του σκυροδέματος V_{cd} και του οπλισμού διάτμησης V_{wd}

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

$$V_{wd} = 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd} \frac{A_{sw}}{S}$$

A_{sw} : διατομή οπλισμού διάτμησης

s: απόσταση μεταξύ ράβδων οπλισμού διάτμησης

Για τον υπολογισμό του V_c διακρίνονται δύο περιπτώσεις ανάλογα με την τιμή του λόγου της ανηγμένης αξονικής δύναμης $\nu = \frac{N_{sd}}{A \cdot f}$

όπου N_s είναι η αξονική δύναμη σε κάθε βήμα της ανάλυσης

(i) Για $\nu > -0.10$ (στοιχεία κυρίως καμπτόμενα)

Ο όρος V_{cd} λαμβάνεται μειωμένος ως εξής:

- Για γραμμικά στοιχεία, στις κρίσιμες περιοχές

$$V_{cd} = 0.30 \cdot V_{Rd1}$$

(ii) Για $\nu < -0.10$ (στοιχεία υπό κάμψη με θλιπτική δύναμη)

- Για γραμμικά στοιχεία, στις κρίσιμες περιοχές

$$V_{cd} = 0.90 \cdot V_{Rd1}$$

V_{Rd1} : είναι η αντοχή σε τέμνουσα στοιχείου χωρίς οπλισμό διάτμησης

V_{Rd2} : είναι η αντοχή του θλιβόμενου θλιπτήρα σκυροδέματος

V_{Rd3} : είναι η αντοχή σε τέμνουσα ενός στοιχείου με οπλισμό διάτμησης

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1.20 + 40 \rho_l) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d$$

τ_{Rd} : είναι η αντοχή (σε εφελκυσμό) του σκυροδέματος παρουσία ταυτόχρονης εγκάρσιας θλίψης (καθαρή διάτμηση),

$k = 1.6 - d \geq 1$ (d σε m), ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα κλίμακας. Όσο μεγαλύτερες είναι οι διαστάσεις μίας ρωγμής τόσο μικρότερο ποσοστό του κορμού συμμετέχει στην ανάληψη της τέμνουσας, δηλαδή η αλληλεμπλοκή των αδρανών γίνεται αναποτελεσματικότερη. Έχει αποδειχτεί ότι η μείωση της αντοχής με την αύξηση του ύψους d της διατομής μπορεί να δοθεί από αυτή την εμπειρική σχέση.

ρ_l : είναι το ποσοστό του διαμήκους εφελκυσμένου οπλισμού, ο οποίος διαπερνάει μία πιθανή ρωγμή, και συμβάλλει στην μείωση του ανοίγματος της και στην εξασφάλιση αποτελεσματικότερης αλληλοεμπλοκής αδρανών κατά μήκος της ρωγμής,

σ_{cp} : είναι η τάση λόγω αξονικών φορτίων, για να ληφθεί υπόψη ο ευνοϊκός ρόλος της θλιπτικής δυνάμεως στην αύξηση της διατμητικής αντοχής,

b_w : είναι το μικρότερο πλάτος της διατομής και

d : είναι το στατικό ύψος της διατομής

Επειδή κατά την διάρκεια της ανελαστικής ανάλυσης η τιμή του αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων μεταβάλλεται και ως γνωστόν η τιμή της τέμνουσας είναι δυσμενής όταν

δεν υπάρχει αξονικό φορτίο, είναι υπέρ της ασφαλείας να επιλέγεται το ελάχιστο αξονικό φορτίο που προκύπτει για τα υποστυλώματα με την ίδια όπλιση και η τιμή της αντοχής της τέμνουσας(ικανότητα) που προκύπτει να συγκρίνεται με αυτήν (απαίτηση) από την ανελαστική ανάλυση.

$$V_{Rd2} = 0.5 v f_c b_w 0.9 d (1 + \cot\alpha)$$

όπου $v = (0.7 - f_c / 200) \geq 0.5$ (f_c σε MPa) και α είναι η κλίση των συνδετήρων. Για κατακόρυφους συνδετήρες $\cot\alpha = 0$.

Για τον υπολογισμό της V_{Rd1} , λαμβάνεται υπόψη η μέση τιμή της τ_{Rd} , δηλαδή $\tau_{Rd} \cdot \gamma_c$.

$$\text{Σκυρόδεμα B160} \rightarrow \tau_{Rd} = 0.16 \text{ MPa} \cdot 1.5 = 0.24 \text{ MPa} .$$

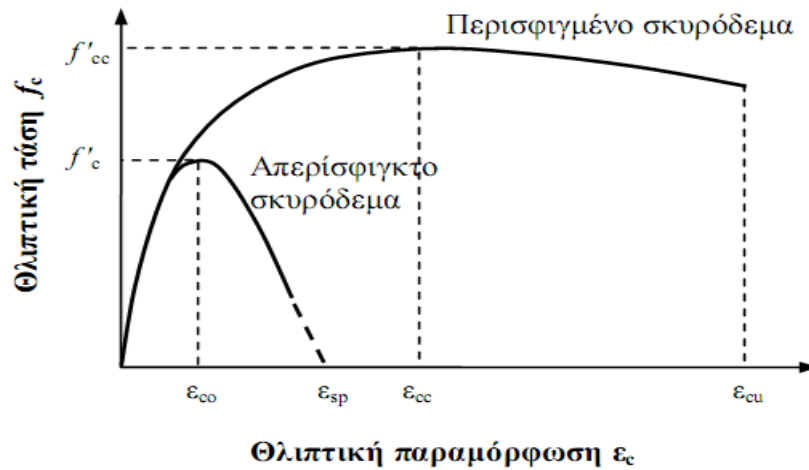
6.1.2 Παραμορφώσεις αστοχίας στοιχείων Ω.Σ

α)Καμυλότητα διατομής ΟΣ κατά την αστοχία

Η καμυλότητα αστοχίας διατομής συνήθως καθορίζεται από την μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση ε_{cu} στην ακραία ίνα του περισφιγμένου σκυροδέματος, αφού η παραμόρφωση αστοχίας του χάλυβα ε_{su} είναι συνήθως υψηλή [Paulay & Priestley, 1992]. Η συνεισφορά του απερίσφιγκτου σκυροδέματος αμελείται, γιατί η πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της επικάλυψης συμβαίνει νωρίτερα (Σχ.6.1)

Η καμυλότητα αστοχίας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να υπολογισθεί συντάσσοντας διάγραμμα ροπών-καμυλοτήτων της διατομής μέχρι την αστοχία , λαμβάνοντας υπόψη ότι η διατομή μπορεί να αστοχήσει είτε λόγω θραύσης του

εφελκόμενου οπλισμού είτε λόγω αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη (ΚΑΝ.ΕΠΕ 7.2.4.1.α).



Σχήμα 6.1 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων μονοτονικής φόρτισης περισφιγμένου και απερίσφιγκτου σκυροδέματος σε θλίψη.

Η καμπυλότητα αστοχίας λόγω θραύσης του εφελκόμενου χάλυβα είναι :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{su} = \frac{\varepsilon_{su}}{(1 - \xi_{su})d}$$

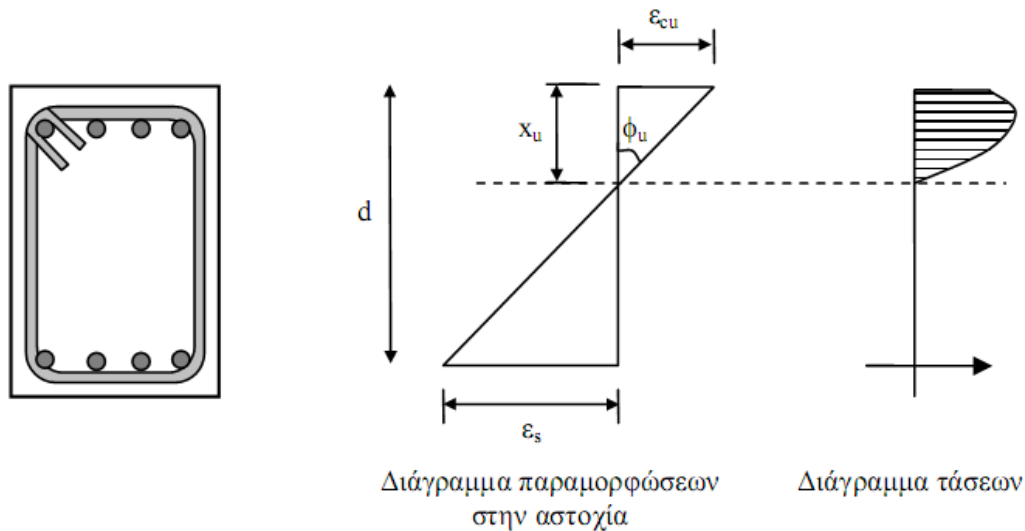
ενώ λόγω αστοχίας θλιβόμενου σκυροδέματος είναι :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_{cu}d}$$

ξ_{su} και ξ_{cu} είναι το ανηγμένο στο ύψος d της θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία του χάλυβα και του σκυροδέματος

ε_{su} : η ομοιόμορφη μήκυνση αστοχίας του εφελκόμενου οπλισμού

ε_{cu} : η βράχυνση αστοχίας της ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος



Σχήμα 6.2 Παραμορφώσεις και τάσεις στη διατομή

Οι Lappas και Tassios (1988) θέτουν ως καμπυλότητα αστοχίας την καμπυλότητα του στοιχείου όταν η ροπή αντοχής υπό μέσο αξονικό φορτίο παρουσιάζει πτώση κατά 15% της μέγιστης τιμής .

β) Πλαστική γωνία στροφής χορδής

Οι εκτιμήσεις της μέγιστης πλαστικής στροφής γίνονται είτε με ανάλυση σε επίπεδο διατομής για τον προσδιορισμό των διαγραμμάτων ροπών – καμπυλοτήτων, είτε χρησιμοποιώντας μέσες τιμές ικανότητας πλαστικής στροφής καμπτόμενων μελών που προτείνονται στην βιβλιογραφία (π.χ. ATC-40 [1996], Panagiotakos and Fardis [2001] και ΚΑΝΕΠΕ [2006], μεταξύ άλλων) για δοκούς και υποστυλώματα. Πρόκειται για εμπειρικές σχέσεις, οι οποίες βασίζονται σε πειραματικά αποτελέσματα.

Η πλαστιμότητα σε όρους στροφών (ΚΑΝ.ΕΠΕ) δίνεται από την σχέση: $\mu_{\theta} = \frac{\theta_{um}}{\theta_y}$ όπου

θ_{um} και θ_y είναι η μέση τιμή κατά την αστοχία και η καμπτική διαρροή της γωνίας στροφής δοκών ή υποστυλωμάτων.

Για δοκούς και υποστυλώματα :

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot d_b \cdot f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, τότε :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d}$$

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος, τότε :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d}$$

Για τη μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί προ του 1985 και οι διαμήκεις οπλισμοί του στοιχείου αποτελούνται από λείες ράβδους, γίνεται συναρτήση των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων :

$$\theta_{um} = \frac{1}{1.2} \cdot 0.95 \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max\{0.01, \omega'\}}{\max\{0.01, \omega\}} \cdot f_c \right]^{0.025} a_s^{0.35} 25^{\left(\frac{f_{yw} a_r}{f_c}\right)} (1.25^{100 \cdot \rho_d})$$

a_s : M/Vh , ο λόγος διάτμησης

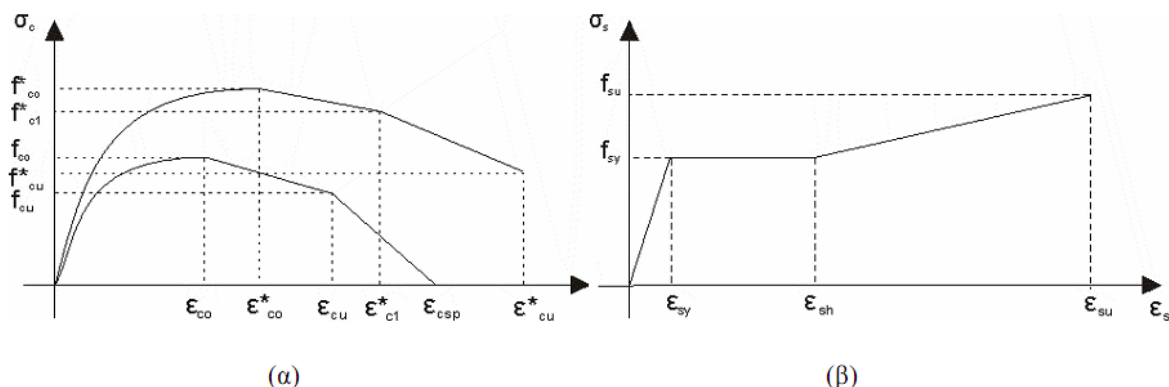
ω, ω' : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού

v : ανηγμένο αξονικό φορτίο στη διατομή $\frac{N}{bh f_c}$

ρ_s : το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παραλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης

γ) Μηχανικά χαρακτηριστικά χάλυβα και σκυροδέματος (περισφιγμένου και μη)

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών είναι ανάλογα με την ποιότητα τους όπως φαίνεται στους πίνακες που ακολουθούν :



6.3 Σχήμα Διαγράμματα περιβάλλουσας Τάσεων-Παραμορφώσεων (α) για το σκυρόδεμα (περισφιγμένο και μη) και (β) χάλυβα

Σκυρόδεμα	f_{cc} [MPa]	f_{cc1} [MPa]	f_{cc2} [MPa]	ϵ_{co}	ϵ_{cu}	ϵ_{csp}
B160	16.0	13.6	0	0.002	0.0035	0.006
B225	22.5	19.125	0	0.002	0.0035	0.006
C12/16	16.0	13.6	0	0.002	0.0035	0.006
C16/20	22.5	19.125	0	0.002	0.0035	0.006

6.1 Πίνακας Μέσες τιμές διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων για το σκυρόδεμα

Χάλυβας	f_{sy} [MPa]	f_{su} [MPa]	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}
St I	310	430	0.00155	0.03	0.1
St III	430	630	0.00215	0.03	0.1
S220	310	430	0.00155	0.03	0.1
S400	430	630	0.00215	0.03	0.1

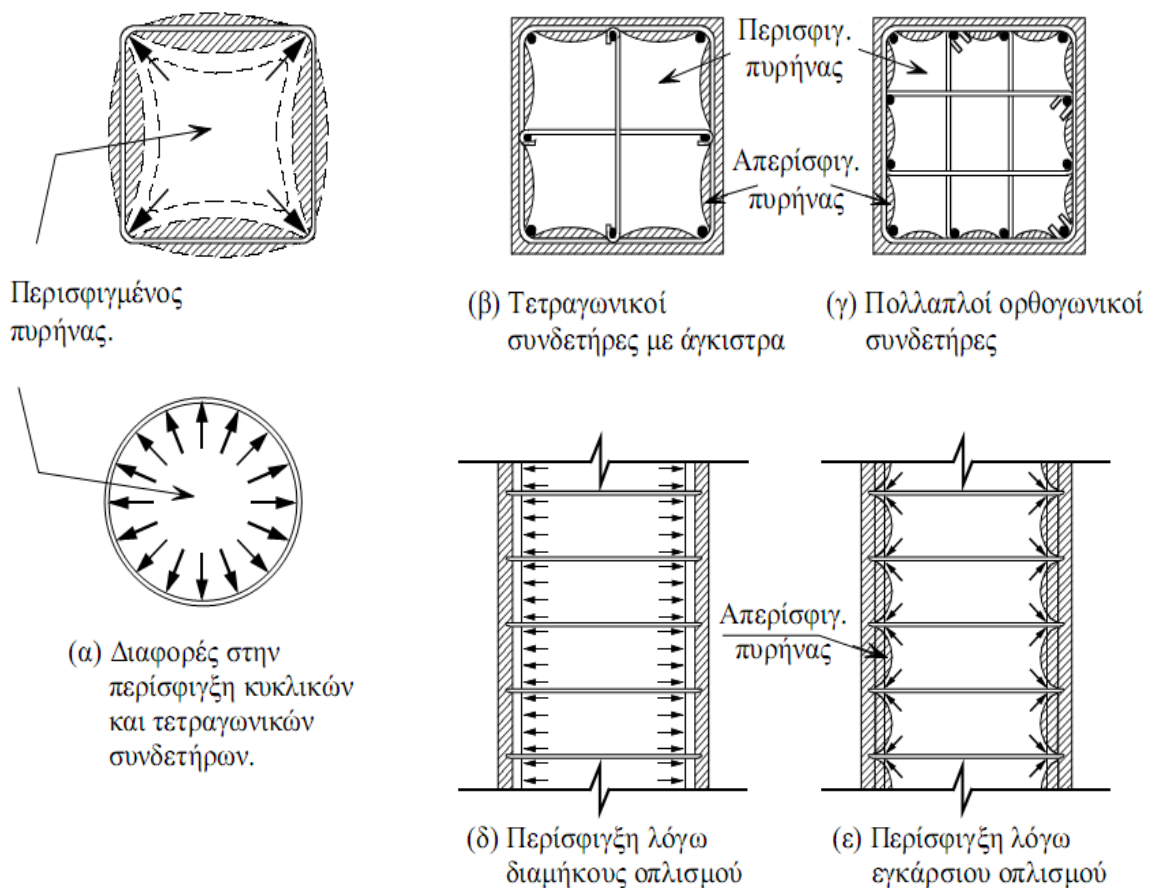
6.2 Πίνακας Μέσες τιμές διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων για τον χάλυβα

Για το απερίσφιγκτο σκυρόδεμα, θεωρείται ότι η παραμόρφωση στην μέγιστη θλιπτική τάση του σκυροδέματος ισούται με 0.002, ενώ η παραμόρφωση αστοχίας του

σκυροδέματος ισούται με 0.0035. Η θλιπτική τάση του απερίσφιγκτου σκυροδέματος στην μέγιστη παραμόρφωση ϵ_{cu} θεωρείται ίση με το 85% της μέγιστης θλιπτικής τάσης του (f_c).

Όπως φαίνεται από το σχ. 6.4 η περίσφιγξη είναι πιο αποτελεσματική στις θέσεις των συνδετήρων και λιγότερο αποτελεσματική στα μεταξύ τους διαστήματα. Είναι φανερό, όσο περισσότερα σκέλη καλά κλεισμένων συνδετήρων διατάσσονται σε μια διατομή και όσο πυκνότεροι είναι καθ' ύψος, τόσο μεγαλύτερη θα είναι και η αποτελεσματικότητα της περισφίγγεως.

Μέχρι πρότινος, δεν υπήρχε ακριβές αναλυτικό προσομοίωμα, το οποίο να επέτρεπε να προβλεφθεί η συμπεριφορά του σκυροδέματος υπό τριαξονική θλίψη, λόγω της παρουσίας των συνδετήρων. Υπήρξαν πολλά εμπειρικά προσομοιώματα (Priestley, Park 1988, CEB-FIP Model Code 1990), τα οποία βασίζονταν σε αποτελέσματα που είχαν προκύψει από δοκιμές κυλινδρικών και πρισματικών δοκιμίων σκυροδέματος για διάφορες διατάξεις και πυκνότητες συνδετήρων.



6.4 Σχήμα Περίσφιξη υποστλωμάτων με συνδετήρες και διαμήκεις ράβδους

Το προσομοίωμα στο οποίο έχουν βασισθεί οι σχετικές διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού και του EC 8 προτείνει τις ακόλουθες σχέσεις για τα μηχανικά χαρακτηριστικά του περισφιγμένου σκυροδέματος.

$$f_c^* = (1 + 2.5a\omega_w) \cdot f_c, \quad a \cdot \omega_w \leq 0.1$$

$$f_c^* = (1.125 + 1.25a\omega_w) \cdot f_c, \quad a\omega_w \geq 0.1$$

όπου a είναι η αποτελεσματικότητα περίσφιγξης $a = a_n a_s$

a_n : αποτελεσματικότητα εντός διατομής. Εκφράζει το ποσοστό της διατομής που περισφίγγεται και εξαρτάται από την εντός της διατομής διάταξη των συνδετήρων.

a_s : αποτελεσματικότητα καθ' ύψος. Εξαρτάται από την καθ' ύψος απόσταση των συνδετήρων

$$\varepsilon_{co}^* = \left(\frac{f_c^*}{r} \right)^2 \varepsilon_{co}, \quad \varepsilon_{co} = 0.002$$

$$\varepsilon_{cu}^* = \varepsilon_{cu} + 0.1a\omega_w, \quad \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

ω_w : το ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό των συνδετήρων στο στοιχείο.

6.2 Γενικά κριτήρια αστοχίας

Σε ότι αφορά το σύνολο του δομήματος, εξετάζονται τα εξής κριτήρια για τον καθορισμό της αστοχίας.

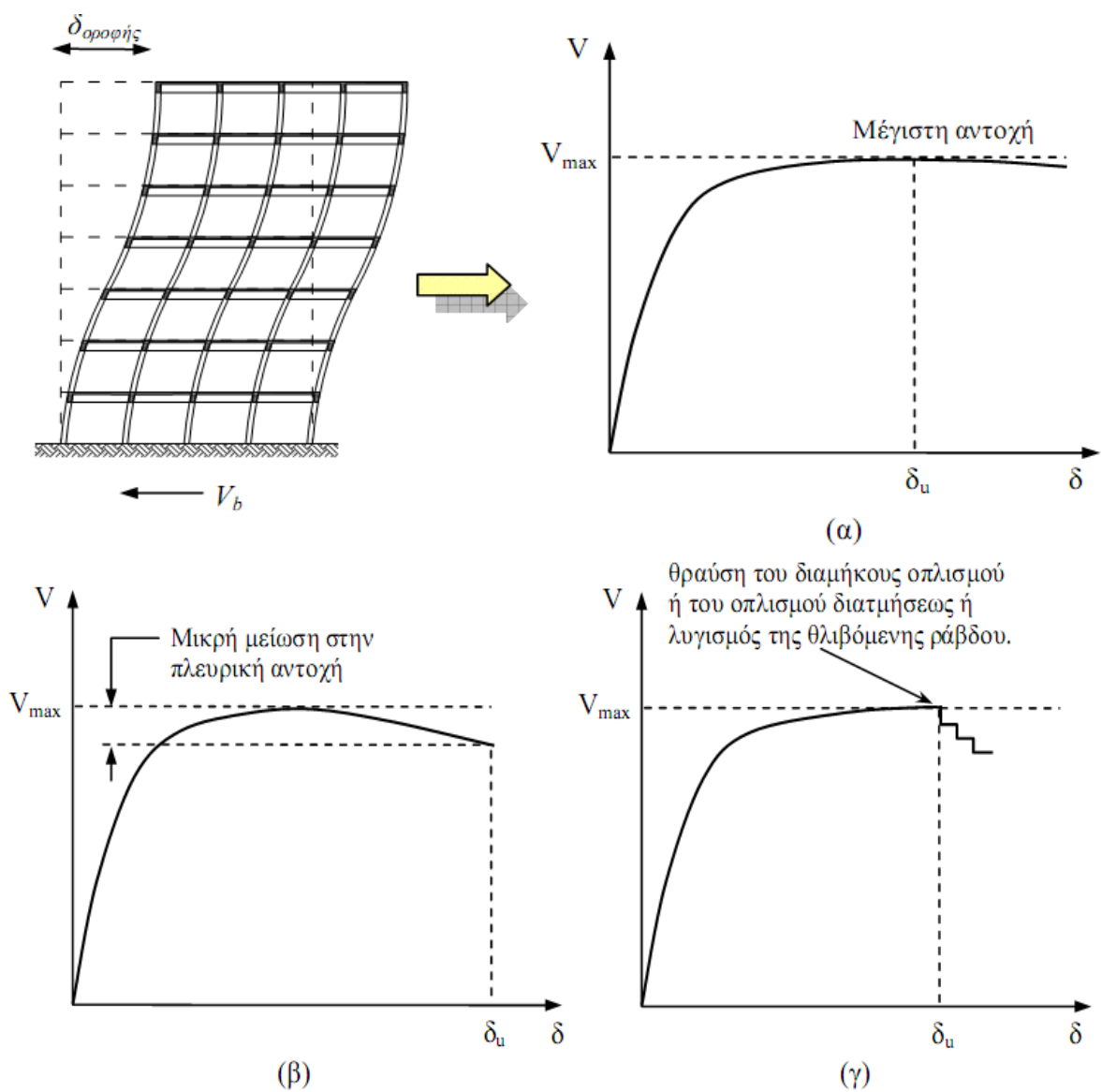
6.2.1 Τέμνουσα βάσης

Η φέρουσα ικανότητα μίας κατασκευής μπορεί να αυξηθεί μέχρι μία μέγιστη τιμή, ανάλογα με τις αντοχές των μελών της, και μετά να μειωθεί εξαιτίας των φαινομένων δευτέρας τάξεως και/ή λόγω της μείωσης της αντίστασης των μελών και των τοίχων πληρώσεως. Θεωρώντας την καμπύλη τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής της κατασκευής, το σημείο αστοχίας μπορεί να εκτιμηθεί με τις παρακάτω μεθόδους:

α) Σε μετακίνηση που αντιστοιχεί στην μέγιστη αντοχή της σχέσης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής.

β) Σε μετακίνηση που αντιστοιχεί σε πτώση της φέρουσας ικανότητας 15% της μέγιστης τιμής της (ΚΑΝ.ΕΠΕ).

γ) Σε μετακίνηση όταν συμβεί θραύση ή διαρροή του διαμήκους οπλισμού, θραύση του περισφιγμένου σκυροδέματος, είτε σε ένα υποστύλωμα είτε σε κάποιον αριθμό αυτών που εκεί κρίνεται ότι κινδυνεύει η στατικότητα της κατασκευής (κατάρρευση : αστοχία 30% υποστυλωμάτων, Turkish Earthquake Code [2008] «Specifications for the buildings to be constructed in disaster areas» Ministry of Public Works and Settlement, Ankara, Turkey).



6.5 Σχήμα Οριακές καταστάσεις γενικής αστοχίας

6.2.2 Σχετική μετακίνηση ορόφων

Τα φέροντα συστήματα, υπό την επίδραση των σεισμικών δυνάμεων, λόγω της ανελαστικής αποκρίσεως τους εμφανίζουν μεγάλες οριζόντιες μετατοπίσεις με αποτέλεσμα να δημιουργούνται σοβαρά προβλήματα δευτέρας τάξεως. Με αποτέλεσμα στα υποστυλώματα να επιβάλλεται μια επιπλέον τέμνουσα τιμής $\Delta V = \Delta * W / (h * n)$, όπου Δ είναι η οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του ορόφου που εξετάζουμε ως προς το πάτωμα αυτού, W είναι η συνολική τιμή των φορτίων βαρύτητας που υπέρκειται του ορόφου που μελετάται, h το ύψος του ορόφου και n ο αριθμός των υποστυλωμάτων αυτού. Άρα για τον όροφο η πρόσθετη τέμνουσα είναι $\Delta V' = \Delta * W / h$.

Ο MC/SD-85 καθορίζει ότι

- α) Για $(\Delta V' / V) < 0,10$ δεν απαιτείται έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως
- β) Για $0,10 < (\Delta V' / V) < 0,20$ πρέπει να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως
- γ) Για $0,20 < (\Delta V' / V)$ πρέπει να αυξηθεί η ακαμψία του συστήματος

όπου V είναι η τέμνουσα ορόφου λόγω σεισμού

Η σχέση μεταξύ της επιθυμητής σεισμικής συμπεριφοράς και της μέγιστης προσωρινής σχετικής μετακίνησης που προτείνεται από τον SEAOC φαίνεται στον Πίνακα 6.3, όπου η αστοχία θεωρείται σε σχετική μετακίνηση μεγαλύτερη από 2.5%. Οι τιμές που προτείνονται από την FEMA-356 δίνονται στον Πίνακα 6.4 για πλαίσια και τοιχώματα από ωπλισμένο σκυρόδεμα.

Στάθμη συμπεριφοράς	Βλάβη κτιρίου	Προσωρινή Σχετ. Μετακίνηση
Πλήρως λειτουργικό	Αμελητέα	Σχ. Μετ. < 0.2%
Λειτουργικό	Μικρή	0.2% < Σχ. Μετ. < 0.5%
Ασφάλεια ζωής	Μέση	0.5% < Σχ. Μετ. < 1.5%
Κοντά στην κατάρρευση	Σοβαρή	1.5% < Σχ. Μετ. < 2.5%
Κατάρρευση	Ολική	2.5% < Σχ. Μετ.

6.3 Πίνακας Στάθμες συμπεριφοράς και περιγραφή βλαβών βάσει της σχετικής μετακίνησης(SEAOC 1995)

Στάθμη συμπεριφοράς	Σχετική Μετακίνηση	
	Πλαίσια Ω.Σ.	Τοιχώματα Ω.Σ.
Άμεση λειτουργία	1% προσωρινή, αμελητέα μόνιμη	0.5% προσωρινή, αμελητέα μόνιμη
Ασφάλεια ζωής	2% προσωρινή, 1% μόνιμη	1% προσωρινή, 0.5% μόνιμη
Αποφυγή κατάρρευσης	4% προσωρινή ή μόνιμη	2% προσωρινή ή μόνιμη

6.4 Πίνακας Στάθμες συμπεριφοράς βάσει της FEMA-356,2000

6.4 Στάθμη επιτελεστικότητας κατασκευής

Στη παρούσα εργασία ο έλεγχος της κατασκευής γίνεται με στάθμη επιτελεστικότητας που βρίσκεται μεταξύ των της «Άμεση χρήση» και της «Προστασίας ζωής» βάση του Αντισεισμικού Κανονισμού της Τουρκίας [2008]. Στη στάθμη αυτή το 10% των δοκών ή κάποιο υποστύλωμα έχει παραμορφώσεις 0.0035 για το σκυρόδεμα και 0.030 για τον χάλυβα.

6.3 Κριτήρια δυσμενούς επιρροής τοιχοποιίας (KAN.ΕΠΕ)

Οι τοιχοποιίες πλήρωσης, δεν συνεπάγονται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό εφόσον δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου ή σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15%, σε οποιαδήποτε στάθμη του κτιρίου.

Κεφάλαιο 7. Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής

7.1 Γενικά

Η σεισμική αποτίμηση ενός υφιστάμενου δομήματος είναι μια αναλυτική διαδικασία, κατά την οποία ζητούμενο είναι να προσδιοριστεί ποσοτικά η σεισμική ικανότητα της κατασκευής και να διαπιστωθεί μέσω καθορισμένων κριτηρίων εάν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, διαφορετικά να προσδιορισθεί ο βαθμός ανεπάρκειάς της. Πρόκειται λοιπόν για μία αρχική ανάλυση του υπό μελέτη κτιρίου, στην οποία λαμβάνονται υπόψη τα χαρακτηριστικά των μελών του όπως προκύπτουν από την μελέτη κατασκευής του, εάν αυτή διατίθεται, ή αποκλειστικά από την επιτόπου διερεύνηση της κατασκευής.

Η σεισμική αποτίμηση αποτελεί το πρώτο βήμα της ολοκληρωμένης διαδικασίας μελέτης ενός υφιστάμενου κτιρίου με σκοπό την αντισεισμική ενίσχυσή του. Συγχρόνως πρόκειται πιθανόν για το πλέον σημαντικό βήμα, καθώς όπως γίνεται αντιληπτό επιλογή της οποιασδήποτε επέμβασης βασίζεται και καθοδηγείται από τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Συνεπώς είναι ιδιαίτερα κρίσιμη η ακριβής προσέγγιση και ποσοτικοποίηση τόσο της ικανότητας του φορέα και των μελών του, όσο και των απαιτήσεων που διαμορφώνονται ανάλογα με τη σεισμική απειλή και την αναμενόμενη χρήση της κατασκευής.

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν, γίνεται αντιληπτό ότι οι συνήθεις διαδικασίες ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για τη μελέτη νέων κτιρίων πιθανόν να μην επαρκούν για την περίπτωση του πολυπλοκότερου προβλήματος της σεισμικής αποτίμησης. Στους Κανονισμούς που αφορούν νέα κτίρια, η εφαρμογή των προτεινόμενων αναλυτικών διαδικασιών συνοδεύεται από διατάξεις για τη μορφολογία του φορέα (κανονικότητα καθ' ύψος ή σε κάτοψη) και την κατασκευαστική διαμόρφωση του οπλισμού των μελών, βάσει των οποίων καθορίζονται σημαντικές παράμετροι των αναλυτικών διαδικασιών, όπως π.χ. ο δείκτης συμπεριφοράς q που «μειώνει» το φάσμα απαίτησης του Κανονισμού. Προφανώς στα νέα κτίρια ο μελετητής

έχει την δυνατότητα να προδιαγράψει τα χαρακτηριστικά του φορέα, ώστε να καθορίσει τον επιθυμητό τρόπο συμμόρφωσης με τις κανονιστικές απαιτήσεις, να επιλέξει δηλαδή τις παραμέτρους που εισάγονται στην αναλυτική διαδικασία και σχετίζονται με τα χαρακτηριστικά του κτιρίου. Προφανώς στις υφιστάμενες κατασκευές δεν υπάρχει δυνατότητα επιλογής, ενώ η κατασκευαστική διαμόρφωση του δομικού συστήματος και των επιμέρους μελών σπανίως συμφωνεί ακόμα και με τις ελάχιστες απαιτήσεις των σύγχρονων Κανονισμών.

Θα μπορούσε λοιπόν να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι για την αποτίμηση υπαρχόντων κτιρίων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κλασικές μέθοδοι ανάλυσης των ισχυόντων Κανονισμών για νέα κτίρια, δηλαδή για τη χώρα μας των ΕΑΚ 2000 και ΕΚΩΣ 2000, λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενέστερες παραδοχές που αφορούν την ανάλυση. Βέβαια γίνεται αντιληπτό πως μια τέτοια προσέγγιση είναι συντηρητική, κυρίως επειδή υποεκτιμάται η σεισμική ικανότητα του υπό μελέτη κτιρίου, καθώς το γεγονός π.χ. ότι τα δομικά μέλη δεν μπορούν να χαρακτηριστούν ως μέλη με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας δεν σημαίνει ότι έχουν μηδενική ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης. Επιπλέον επειδή όπως αναφέρθηκε αρχικά η σεισμική αποτίμηση είναι σκόπιμο να γίνεται με τη μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια, τα Σχέδια Κανονισμών που αφορούν την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών υιοθετούν μια διαφορετική προσέγγιση του ζητήματος της ανάλυσης. Οι προτεινόμενες μέθοδοι διακρίνονται στις ελαστικές, οι οποίες είναι οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται και για την ανάλυση νέων κτιρίων, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών, και στις ανελαστικές, οι οποίες αν και είναι πιο απαιτητικές όσον αφορά τους υπολογισμούς, οδηγούν σε ακριβέστερα αποτελέσματα μέσω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών μελών και της ορθολογικότερης αντιμετώπισης της σεισμικής απειλής.

7.2 Μέθοδοι ανάλυσης

Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι διατάξεις του οποίου χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία για την διεξαγωγή των αναλύσεων, οι τέσσερις προτεινόμενες μέθοδοι ανάλυσης μπορούν να διακριθούν σε δύο κατηγορίες, στις ελαστικές και τις ανελαστικές μεθόδους.

7.2.1 Ελαστικές μέθοδοι

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης περιλαμβάνουν την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση και την ελαστική δυναμική ανάλυση. Η ελαστική στατική ανάλυση είναι η γνωστή από τον Ε.Α.Κ ισοδύναμη στατική μέθοδος, με αυστηρότερες προϋποθέσεις εφαρμογής, αλλά και διαφορές στη διαδικασία. Οι προϋποθέσεις εφαρμογής σχετίζονται με την μορφολογική κανονικότητα της κατασκευής και την ομοιόμορφη κατανομή μάζας και δυσκαμψίας σε αυτήν και εκφράζονται μέσα από ποσοτικά κριτήρια που μπορούν να αναζητηθούν στο κείμενο του Κανονισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2009).

Η σημαντικότερη παρατήρηση όμως αφορά την ύπαρξη κριτηρίου που σχετίζεται με την τιμή του δείκτη ανεπάρκειας, δηλαδή του λόγου ένταση προς αντοχή S/R_m των μελών, που απαιτείται να είναι μεγαλύτερη από 2.5 προκειμένου να χρησιμοποιηθούν οι ελαστικές αναλύσεις.

Συνεπώς, για περιπτώσεις κτιρίων με αρχικά εκτιμώμενο μεγάλο βαθμό ανεπάρκειας, ο οποίος εκφράζεται από τις προσδιοριζόμενες τιμές των δεικτών ανεπάρκειας των μελών, το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτεί τη χρήση κάποιας ανελαστικής μεθόδου, γεγονός που αποδίδεται στην ακριβέστερη εκτίμηση της ικανότητας του υπό μελέτη κτιρίου που επιτυγχάνεται με τις διαδικασίες αυτές. Αξίζει να σημειωθεί ότι η λογική των κριτηρίων που εισάγονται για τις ελαστικές αναλύσεις στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι αντίστοιχη με αυτήν του αμερικάνικου FEMA 356, όπου όμως η κρίσιμη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας (DCR – Demand Capacity Ratio) είναι ίση με 2.

Πλέον των όσων αναφέρθηκαν παραπάνω σχετικά με τους περιορισμούς στη χρήση των ελαστικών μεθόδων για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, το σημαντικότερο ζήτημα που εισάγεται αφορά το δείκτη συμπεριφοράς q , του οποίου η τιμή είναι άγνωστη στην περίπτωση ενός υπάρχοντος κτιρίου. Ο δείκτης συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω της ανελαστικής παραμόρφωσης των μελών της. Προκειμένου αυτή να ληφθεί υπόψη στις ελαστικές αναλύσεις, διαιρούνται οι τιμές του φάσματος ψευδοεπιταχύνσεων που εκφράζει τη σεισμική απειλή με την τιμή του q , π.χ. το γνωστό 3.5 για τα νέα κτίρια, που στη συνέχεια εξασφαλίζεται μέσω υπολογιστικών και κατασκευαστικών διατάξεων που αφορούν την τοπική πλαστιμότητα, τον ικανοτικό σχεδιασμό του δομήματος κ.α. Στις υφιστάμενες κατασκευές δεν έχουν τηρηθεί κατ' ανάγκη όλες αυτές οι προϋποθέσεις, επομένως η τιμή του q δεν είναι γνωστή. Συνεπώς πρέπει να

γίνει μια εκτίμηση αυτής, με βάση τα χαρακτηριστικά του υπό μελέτη κτιρίου και με χρήση του πίνακα 7.1.

Είναι προφανές ότι οι τιμές που προτείνονται από το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι εμπειρικές, γεγονός που όπως γίνεται αντιληπτό επηρεάζει αρνητικά την ακρίβεια των αποτελεσμάτων της αποτίμησης.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων (στο σύνολο του κτιρίου)		Δυσμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Ναι	Όχι	Ναι	Όχι
1995<...	2,30	3,00 ή 3,50	1,80	2,30
1985<...<1995	1,80	2,30	1,30	1,80
...<1985	1,30	1,80	1,00	1,30

7.1 Πίνακας Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2009)

Εναλλακτικά στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και στο αμερικάνικο FEMA 356 προτείνεται για τις ελαστικές αναλύσεις η χρήση των τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m, οι οποίοι ορίζονται με βάση την ικανότητα παραμόρφωσης των δομικών μελών και σύμφωνα με την εξίσωση:

$$m = \delta_d / \delta_y$$

όπου δ_d και δ_y η παραμόρφωση σχεδιασμού για την υπόψη στάθμη επιτελεστικότητας και η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη θεωρητική διαρροή της υπ' όψιν κρίσιμης περιοχής του μέλους αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι ο ορισμός αυτός συναντάται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου διατίθενται σχέσεις για τον υπολογισμό των ζητούμενων παραμορφώσεων. Μέσω του δείκτη m ποσοτικοποιείται η τοπική πλαστιμότητα των δομικών μελών στις κρίσιμες περιοχές, συνεπώς μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη μείωση των αντίστοιχων εντατικών μεγεθών της ελαστικής ανάλυσης. Όμως η προσέγγιση αυτή δεν είναι απόλυτα ακριβής καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη η σχέση της τοπικής πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές των μελών με τη συνολική πλαστιμότητα του δομήματος, η οποία εξαρτάται από την κανονικότητα και το μηχανισμό κατάρρευσης που αναμένεται να αναπτυχθεί. Συνεπώς η χρήση των δεικτών m δεν εξαλείφει πλήρως τις αβεβαιότητες που εισάγονται από τη χρήση των ελαστικών μεθόδων,

ενώ η εφαρμογή τους διέπεται από προϋποθέσεις οι οποίες αποτυπώνονται στους περιορισμούς που τίθενται και αναφέρθηκαν προηγουμένως.

Από τη σύντομη παρουσίαση των ελαστικών μεθόδων που συμπεριλαμβάνονται στα σχέδια κανονισμών που αφορούν την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών προκύπτει πως, αν και οι μέθοδοι αυτές είναι δυνατόν να εφαρμοστούν για την αποτίμηση υπάρχοντων κτιρίων, οι προσεγγίσεις που γίνονται κυρίως σχετικά με τα μεγέθη που εκφράζουν την πλαστιμότητα της κατασκευής εισάγουν αβεβαιότητες, οι οποίες αποφεύγονται με τη χρήση των πολυπλοκότερων ανελαστικών μεθόδων

7.2.2 Ανελαστικές μέθοδοι

Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως και στο FEMA 356, οι ανελαστικές μέθοδοι που προτείνονται για την ανάλυση της κατασκευής πριν και μετά την επέμβαση είναι η στατική ανελαστική ανάλυση και η δυναμική ανελαστική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Η στατική ανελαστική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση pushover, αποτελεί μία απλή δυνατότητα για την εκτίμηση της απόκρισης μιας κατασκευής στην μετελαστική περιοχή και συνδυάζει την ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών μέσω των προσομοιωμάτων, που έχουν αναπτυχθεί για τις ανελαστικές αναλύσεις, με την απλότητα της έκφρασης της σεισμικής έντασης με μία οριζόντια κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος, η οποία αυξάνεται σταδιακά και μέχρι την κρίσιμη μετακίνηση του δομήματος, η οποία καθορίζεται από την στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας. Η στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τα προσομοιώματα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την διεξαγωγή των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Αναλυτικότερη παρουσίαση της διαδικασίας αποτίμησης και των παραδοχών που σχετίζονται με αυτήν γίνεται σε ενότητα που ακολουθεί.

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να αναφερθεί πως τόσο στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όσο και στο FEMA 356, ο μοναδικός περιορισμός που τίθεται για την εφαρμογή της μεθόδου αφορά την επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών στη συμπεριφορά της κατασκευής, η οποία δεν πρέπει να είναι σημαντική ($>75\% M$). Αυτό γιατί η κατανομή του οριζόντιου φορτίου καθ' ύψος συνήθως γίνεται με βάση το σχήμα της κύριας ιδιομορφής, οπότε το ποσοστό συμμετοχής της πρέπει να είναι όσο το δυνατόν μεγαλύτερο. Αν πάλι η

επιρροή των ανώτερων ιδιόμορφων είναι σημαντική, η στατική ανελαστική ανάλυση μπορεί πάλι να εφαρμόζεται παράλληλα με μια ελαστική δυναμική, ώστε να επιβεβαιωθούν τα αποτελέσματα. Σε κάθε περίπτωση η ανελαστική στατική ανάλυση οδηγεί σε σημαντικά ακριβέστερη εκτίμηση της ικανότητας της κατασκευής σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους, αρκεί βέβαια η εφαρμογή των πολύπλοκων προσομοιωμάτων και η ερμηνεία του όγκου των αποτελεσμάτων να γίνεται προσεκτικά, ώστε να μην οδηγούν σε λανθασμένα συμπεράσματα.

Η τελευταία μέθοδος που παρουσιάζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι και η πιο εξεζητημένη είναι η ανελαστική δυναμική ανάλυση. Όσον αφορά την εφαρμογή και τις παραδοχές της μεθόδου ισχύουν όσα αναφέρθηκαν για τη στατική ανελαστική ανάλυση, με τη διαφορά ότι για την περιγραφή της συμπεριφοράς των μελών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πλήρης απόκριση τους υπό ανακυκλιζόμενες εντάσεις (κλάδος αποφόρτισης, υστέρηση), ενώ η σεισμική απειλή εκφράζεται από φυσικά ή τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα. Γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι η μέθοδος είναι σημαντικά πιο πολύπλοκη ακόμα και από την ανελαστική στατική ανάλυση. Συνεπώς ακόμα και αν δεν εισάγονται περιορισμοί σχετικά με την εφαρμοσιμότητά της, είναι σκόπιμο ο μελετητής μηχανικός να έχει σημαντική εμπειρία στην εφαρμογή τέτοιων διαδικασιών, ώστε να αποφευχθούν λάθη στην εφαρμογή των αναλυτικών προσομοιωμάτων και στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων.

Συνεκτιμώντας όσα αναφέρθηκαν στα προηγούμενα προκύπτει πως οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης, αν και είναι απλούστερες στην εφαρμογή τους, όταν χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, είναι δυνατόν να οδηγήσουν σε λιγότερο ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με τις ανελαστικές μεθόδους. Τέλος η ανελαστική στατική ανάλυση συνδυάζει την ακρίβεια των μη-γραμμικών μεθόδων με μια σχετικά πιο απλή διαδικασία από την ανάλυση χρονοϊστορίας, γεγονός που δικαιολογεί τη χρήση της για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών.

7.2.2.1 Ανελαστική στατική ανάλυση

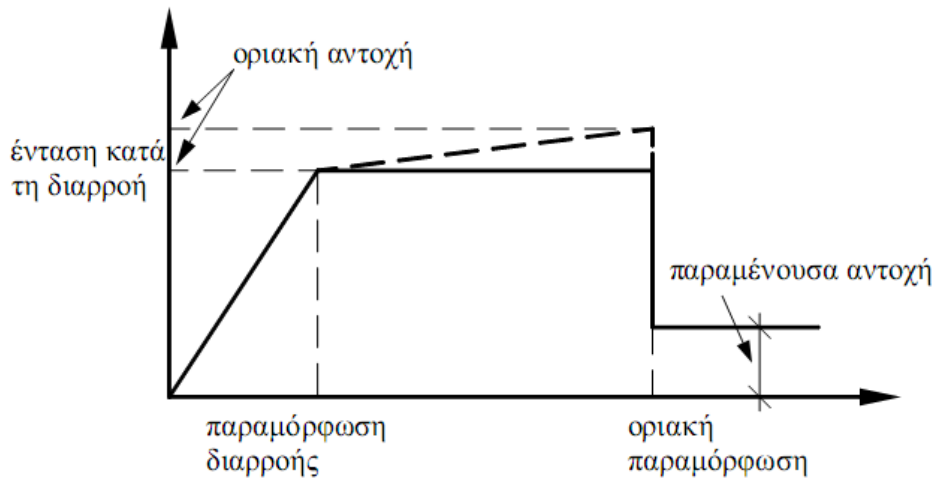
Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός και η

σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεσματικότητας και τις ικανότητες των μελών, που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους.

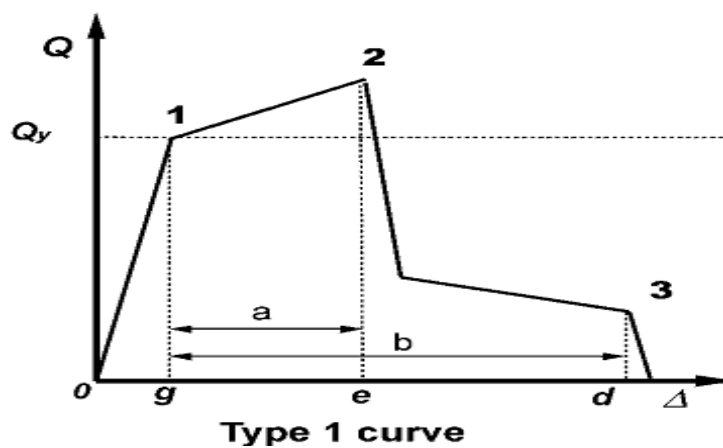
7.2.2.1.1 Παραδοχές και προσομοίωση

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανισθεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του.

Σημειώνεται ότι σε αντίθεση με το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου δεν λαμβάνεται υπόψη η κράτυνση, στο FEMA 356 και στον ATC-40 ο μετελαστικός κλάδος έχει μη μηδενική κλίση, δηλαδή λαμβάνεται υπόψη πιθανή περαιτέρω αύξηση της αντοχής του μέλους μετά τη θεωρητική διαρροή του. Γίνεται αντιληπτό ότι η επιλογή του εντατικού μεγέθους και της αντίστοιχης παραμόρφωσης και ο προσδιορισμός των χαρακτηριστικών τιμών τους, δηλαδή των τιμών στη θεωρητική διαρροή και την αστοχία των κρίσιμων περιοχών των δομικών μελών, επηρεάζουν σημαντικά το αποτέλεσμα της ανάλυσης. Η παρατήρηση αυτή ενισχύεται, εάν ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι στα κριτήρια επιτελεσματικότητας για τα μέλη, όταν για τον έλεγχο τους χρησιμοποιούνται παραμορφώσεις, οι κρίσιμες τιμές παραμόρφωσης προσδιορίζονται με βάση τις χαρακτηριστικές τιμές διαρροής και αστοχίας. Τα διάφορα προσομοιώματα που προτείνονται από τα σχέδια κανονισμών για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των μελών παρέχουν διαδικασίες υπολογισμού των απαιτούμενων τιμών των παραμορφώσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40).



7.1 Σχήμα Θεωρητική καμπύλη εντατικού μεγέθους-παραμόρφωσης (KAN.EPE)



7.2 Σχήμα Θεωρητική καμπύλη εντατικού μεγέθους-παραμόρφωσης (FEMA 356)

Άμεση χρήση : το σημείο επιτελεστικότητας βρίσκεται στο $0.67 \cdot 0.75 \cdot e$.

Προστασία ζωής : το σημείο επιτελεστικότητας βρίσκεται στο $0.75 \cdot e$.

Οιονεί κατάρρευση : το σημείο επιτελεστικότητας βρίσκεται μεταξύ των τιμών e και $0.75 \cdot d$

Το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανομημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρι το βήμα όπου κάποιο δομικό στοιχείο εξαντλεί τη φέρουσα ικανότητά του. Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος και απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η

μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω ανελαστικοποίησης ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Πρακτικά, όπως έχει ήδη αναφερθεί, για να θεωρηθούν επαρκή τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης απαιτείται η κατασκευή να αποκρίνεται κυρίως κατά την πρώτη ιδιομορφή της σε κάθε διεύθυνση. Στην περίπτωση αυτή η εφαρμογή της κατανομής σύμφωνα με το σχήμα της ιδιομορφής αυτής οδηγεί σε ακριβή αποτελέσματα που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή συμπερασμάτων για την ικανότητα του φορέα.

Από την ανάλυση του προσομοιώματος προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης V_b – μετακίνησης δ χαρακτηριστικού του σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Η σχέση τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη από την οποία προσδιορίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_{el} και η αντίστοιχη δύναμη διαρροής V_y του κτιρίου. Με βάση την ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία υπολογίζεται η αντίστοιχη ελαστική ιδιοπερίοδος της κατασκευής, η οποία χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της τιμής της ψευδοεπιτάχυνσης Φ_{el} που εισάγεται στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετατόπισης δ_t .

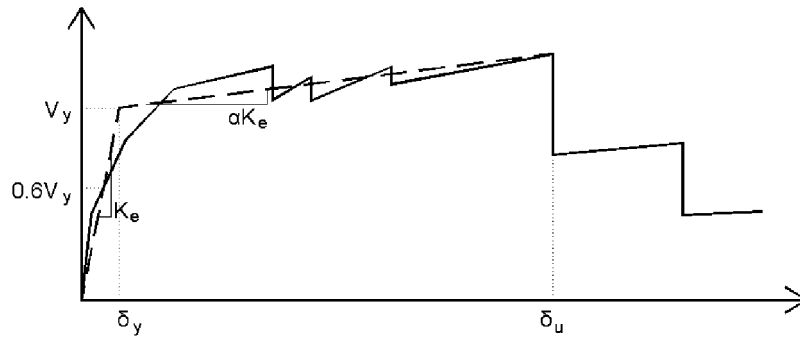
Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση κατά τη στιγμή που η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ισούται με δ_t ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια επιτελεστικότητας, ώστε να διαπιστωθεί η επάρκεια ή μη του φορέα, με βάση της απαιτήσεις που τέθηκαν αρχικά.

Συνεπώς ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης δ_t επηρεάζει σημαντικά το αποτέλεσμα της διαδικασίας αποτίμησης. Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνεται μια διαδικασία υπολογισμού του δ_t μέσω μιας εξίσωσης και των χαρακτηριστικών της διγραμμικής καμπύλης αντίστασης. Εναλλακτικά επιτρέπεται ο υπολογισμός με άλλες μεθόδους που βασίζονται στα φάσματα απαίτησης, οι οποίες υιοθετούν διαφορετικές διαδικασίες για τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας. Οι διαφορετικές προσεγγίσεις για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης παρουσιάζονται συνοπτικά στην παράγραφο που ακολουθεί.

7.2.2.1.2 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Στα πρώτα σχέδια κανονισμών που αναπτύχθηκαν κυρίως στις ΗΠΑ για την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών προτάθηκαν δύο διαφορετικές διαδικασίες για τον προσδιορισμό της τιμής της στοχευόμενης μετακίνησης δ_t . Η πρώτη μέθοδος αναπτύχθηκε στα πλαίσια του ATC-40 και είναι γνωστή ως μέθοδος των φασμάτων ικανότητας (capacity spectrum method). Μάλιστα στο συγκεκριμένο κείμενο αποτελεί τη βασική διαδικασία υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης ή του σημείου επιτελεστικότητας της κατασκευής (performance point), δηλαδή του διακριτού σημείου της καμπύλης ικανότητας της, όπου απαιτείται η ικανοποίηση των κριτηρίων επιτελεστικότητας που εκφράζουν τις απαιτήσεις. Ως εναλλακτική διαδικασία ο ATC-40 προτείνει την μέθοδο των συντελεστών (coefficient method), σύμφωνα με την οποία η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει από την μετακίνηση ενός ισοδύναμου ελαστικά αποκρινόμενου μονοβάθμιου συστήματος, πολλαπλασιασμένη με κατάλληλους συντελεστές που εκφράζουν τη σχέση του απλοποιημένου αυτού προσομοιώματος με το πολυβάθμιο κτίριο. Η διαδικασία αυτή προτάθηκε από το FEMA 356 και σταδιακά επικράτησε, ενώ υιοθετείται και από το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η επικράτηση της μεθόδου των συντελεστών αποδίδεται στην ευκολία εφαρμογής της, αλλά και στα προβλήματα αλγοριθμικής αστάθειας που παρατηρήθηκαν στη μέθοδο των φασμάτων ικανότητας, η οποία σε ορισμένες περιπτώσεις οδηγούσε σε λανθασμένες λύσεις.

Αναλυτικά, σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών, αρχικά χαράσσεται η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης, η οποία προκύπτει από τη διγραμμικοποίηση της σχέσης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης που προσδιορίζεται από την ανελαστική στατική ανάλυση του κτιρίου. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη προσδιορίζονται γραφικά με οδηγό την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης (Σχ. 7.3).



Σχήμα 7.3 Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη (KAN.ΕΠΕ., 2009).

Η αρχική κλίση K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν, ενώ η κλίση του δεύτερου, ανελαστικού κλάδου της καμπύλης προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν από την οποία παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Η ισοδύναμη ελαστική ιδιοπερίοδος T_e του εξιδανικευμένου συστήματος υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$T_e = T_o \sqrt{K_o / K_e}$$

όπου T_o η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος και K_o η αντίστοιχη δυσκαμψία για το κτίριο στην υπόψη διεύθυνση.

Τελικά, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t προσδιορίζεται ως το γινόμενο της ελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή, του οποίου τα δυναμικά χαρακτηριστικά προσδιορίζονται από την διγραμμική καμπύλη αντίστασης (Σχ. 7.3), με κατάλληλους συντελεστές, οι οποίοι χρησιμοποιούνται ώστε να ληφθεί υπόψη η σχέση εξιδανικευμένου και πραγματικού συστήματος καθώς και άλλα φαινόμενα όπως η υστερητική συμπεριφορά, η παλαιότητα και τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης. Η προτεινόμενη σχέση έχει ως εξής (KAN.ΕΠΕ., 2009):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) \Phi_e$$

όπου Φ_e η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το ελαστικό φάσμα του Κανονισμού) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e και C_0 , C_1 , C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

C_0 Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e με την πραγματική μετακίνηση δ_i της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

C_1 $\delta_{inel}/\delta_{el}$ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική.

C_2 Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση.

C_3 Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης (P-Δ).

Για όλους τους συντελεστές που αναφέρονται δίνονται τιμές ή εκφράσεις υπολογισμού τόσο στο σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και στο FEMA 356, οι οποίες είναι ίδιες και στα δύο κανονιστικά κείμενα. Οπότε η διαδικασία αποτίμησης ολοκληρώνεται με τους ελέγχους εντατικών μεγεθών ή παραμορφώσεων των μελών για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με δ_i . Η απλότητα και αμεσότητα της διαδικασίας που περιγράφηκε είναι εμφανής. Παρόλα αυτά, το γεγονός ότι δεν υπάρχει κοινή απεικόνιση της απαίτησης με την ικανότητα της κατασκευής περιορίζει τη δυνατότητα συνολικής επισκόπησης της συμπεριφοράς του φορέα σε σχέση με τη ζητούμενη. Το γεγονός αυτό, αν και δεν επηρεάζει τη διαδικασία αποτίμησης, είναι σημαντικό για την επιλογή του κατάλληλου σχήματος επέμβασης, όπου η εποπτική αποτύπωση των αποτελεσμάτων της αποτίμησης είναι κρίσιμη.

Η διαδικασία αποτίμησης με βάση την ανελαστική στατική ανάλυση στον **ATC – 40** βασίζεται στην μέθοδο του φάσματος ικανότητας (ή απόκρισης – capacity spectrum), η οποία συνοψίζεται στα ακόλουθα βήματα:

1. Προσδιορισμός της σχέσης της πλευρικής μετατόπισης της κατασκευής με την επιβαλλόμενη δύναμη, δηλαδή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου μέσω μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης.
2. Μετατροπή της πιο πάνω καμπύλης σε φάσμα (ή διάγραμμα) ικανότητας με βάση τις απλές

σχέσεις (Chopra & Goel, 1999):

$$A = V_b / M_1^* \quad , \quad D = u_n / \Gamma_1 \Phi_{N1}$$

όπου Γ_1 ο συντελεστής συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής στην υπόψη διεύθυνση και M_1^* η αντίστοιχη ενεργός ιδιομορφική μάζα που προσδιορίζονται ως εξής:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j1}}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j1}^2}$$

$$M_1^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j1} \right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j1}^2}$$

m_j, Φ_{j1} η μάζα και ιδιομορφική συνιστώσα κάθε ορόφου

N ο αριθμός των ορόφων

A, D οι φασματικές συνιστώσες της επιτάχυνσης και της μετατόπισης αντίστοιχα

3. Μετατροπή του ελαστικού φάσματος απαίτησης από την κλασική μορφή ψευδοεπιτάχυνσης – ιδιοπεριόδου στη μορφή $A - D$, όπου η φασματική μετατόπιση D προκύπτει εύκολα από την ακόλουθη σχέση:

$$D = \frac{T^2}{4\pi^2} A$$

4. Σχεδιασμός των διαγραμμάτων απαίτησης και ικανότητας στο ίδιο σύστημα αξόνων και προσδιορισμός της απαιτούμενης μετακίνησης μέσω της θεώρησης ισοδύναμου γραμμικού συστήματος με κατάλληλες τιμές της ιδιοπεριόδου και της ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης, οι οποίες υπολογίζονται ώστε να ληφθεί υπόψη η κατανάλωση ενέργειας λόγω της υστερητικής συμπεριφοράς της ανελαστικής κατασκευής. Το βήμα αυτό, αν και φαντάζει πολύπλοκο, ουσιαστικά αντιστοιχεί στον προσδιορισμό ενός μειωμένου φάσματος

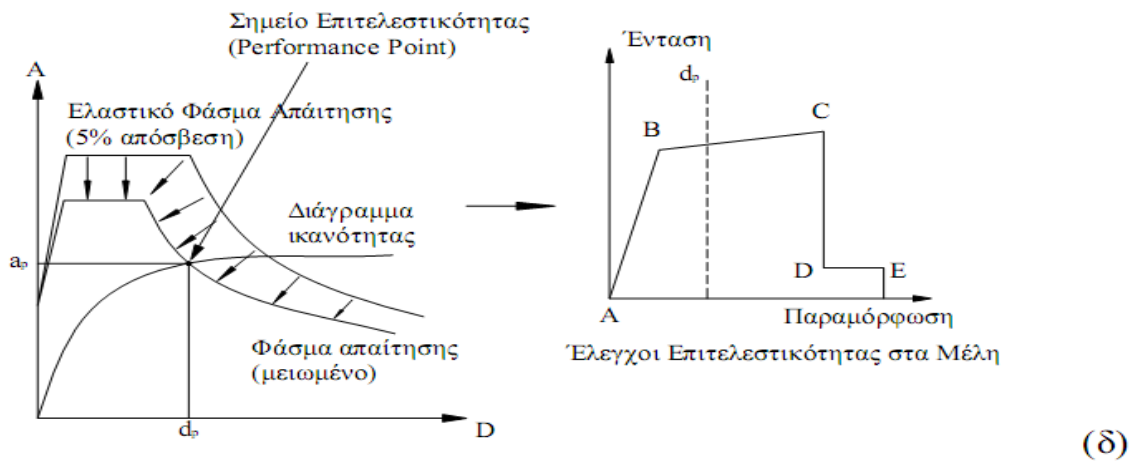
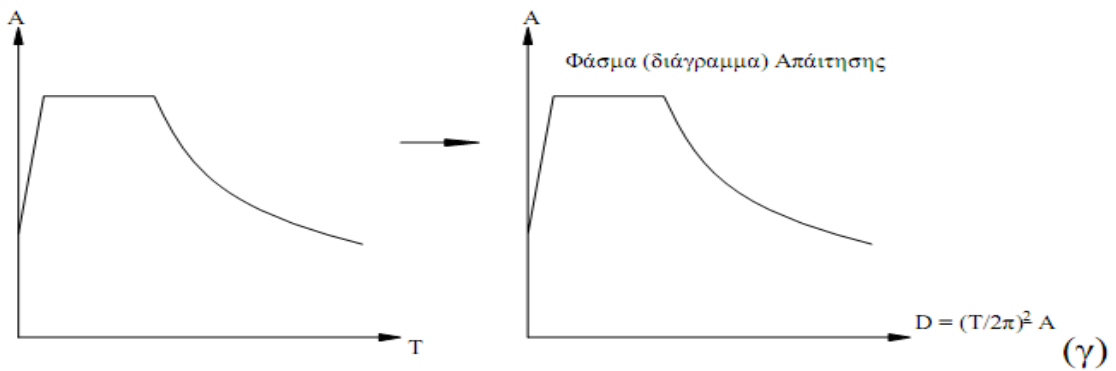
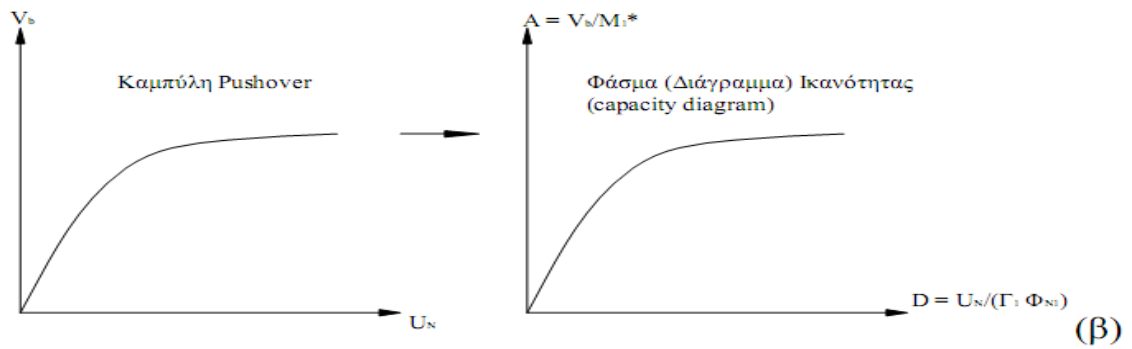
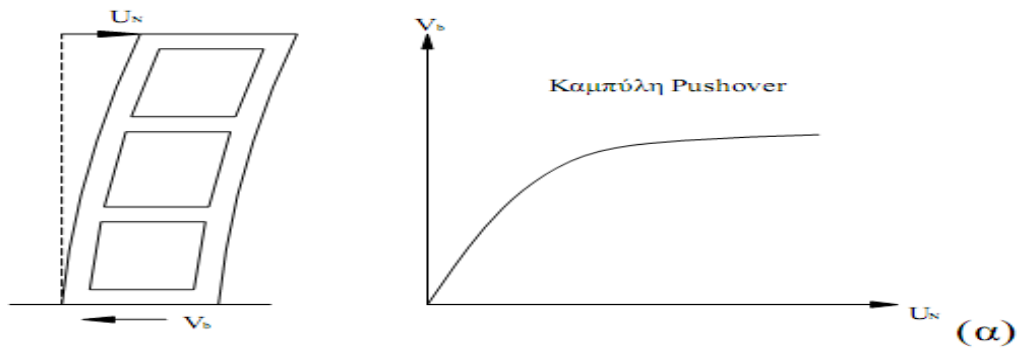
απαιτήσεων με χρήση κατάλληλων συντελεστών, οι οποίοι προκύπτουν από την ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση του ελαστικού συστήματος.

5. Μετατροπή της απαιτούμενης μετακίνησης (φασματική τιμή) σε μετατόπιση οροφής του κτιρίου και έλεγχος κριτηρίων επιτελεστικότητας. Σημειώνεται ότι στον ATC-40 διατίθενται κριτήρια με βάση και την τιμή της σχετικής μετακίνησης της οροφής (peak drift) της κατασκευής.

<i>Interstory Drift Limit</i>	<i>Performance Level</i>			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
Maximum total drift	0.01	0.01 - 0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
Maximum inelastic drift	0.005	0.005 - 0.015	no limit	no limit

7.2 Πίνακας Στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τη σχετική μετακίνηση της οροφής(ATC-40)

Η διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω παρουσιάζεται συνοπτικά στο σχήμα που ακολουθεί (Σχ. 7.4). Η γραφική προσέγγιση του ζητήματος πλεονεκτεί σε σχέση με τη μέθοδο των συντελεστών, καθώς επιτρέπει την ευκολότερη εκτίμηση του βαθμού ανεπάρκειας του κτιρίου μέσω της κοινής παράστασης των φασμάτων που εκφράζουν την ικανότητα της κατασκευής και τις απαιτήσεις. Οποσδήποτε, η διαδικασία των φασμάτων ικανότητας είναι υπολογιστικά πιο κοπιώδης, καθώς επιβάλλει τη διενέργεια κύκλων υπολογισμού, ώστε από μια αρχική εκτίμηση να προκύψει η τελική τιμή της στοχευόμενης μετατόπισης. Παρόλα αυτά όταν ζητούμενο είναι να εκτιμηθεί η απαιτούμενη ενίσχυση για την κατασκευή, η ερμηνεία των αποτελεσμάτων διευκολύνεται από τα διαγράμματα της μεθόδου αυτής.



7.4 Σχήμα Η μέθοδος της φέρουσας ικανότητας (α) καμπύλη αντίστασης (β) μετατροπή σε φάσμα ικανότητας (γ) μετατροπή του ελαστικού φάσματος απόκρισης σε μορφή A-D (δ) υπολογισμός απαιτούμενης μετακίνησης.

Συγχρόνως αναπτύχθηκε και μια εναλλακτική μέθοδος, η οποία βασίζεται στη χρήση ανελαστικών φασμάτων και όπως προκύπτει από αναλύσεις (**Μέθοδος N2**, Chopra & Goel, 1999) οδηγεί σε ακριβείς λύσεις όσον αφορά τη τιμή της μετακίνησης στόχου δι, χωρίς να απαιτείται η εφαρμογή κάποιας θαμιστικής διαδικασίας, ενώ διατηρείται η γραφική προσέγγιση της αρχικής μεθόδου του ATC-40 που είναι χρήσιμη για την εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με το βαθμό ανεπάρκειας και την απαιτούμενη επέμβαση στην κατασκευή.

Σύμφωνα με τη μέθοδο των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης, η λογική του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος και της ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης, η οποία υιοθετείται ώστε να προκύψει το μειωμένο φάσμα που εκφράζει τις απαιτήσεις στη μέθοδο των φασμάτων ικανότητας, «αντικαθίσταται» από τη χρήση ανελαστικών φασμάτων απαίτησης. Τα φάσματα αυτά μπορούν εύκολα να προκύψουν από το ελαστικό μέσω απλών σχέσεων, όπου η ανελαστικότητα λαμβάνεται υπόψη μέσω του συνολικού δείκτη πλαστιμότητας μ της κατασκευής. Τέτοιες σχέσεις είναι οι ακόλουθες (Chopra & Goel, 1999):

$$D = \mu \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 A_y, \quad A_y = \frac{A}{q}$$

όπου

D η φασματική μετατόπιση (ανελαστική τιμή)

A_y η φασματική επιτάχυνση στη διαρροή

μ ο συνολικός δείκτης πλαστιμότητας

q ο δείκτης συμπεριφοράς που υπολογίζεται σαν συνάρτηση του μ σύμφωνα με τις σχέσεις (KAN.ΕΠΕ., 2009):

$$q = \mu_\delta, \quad \text{αν } T \geq T_2$$

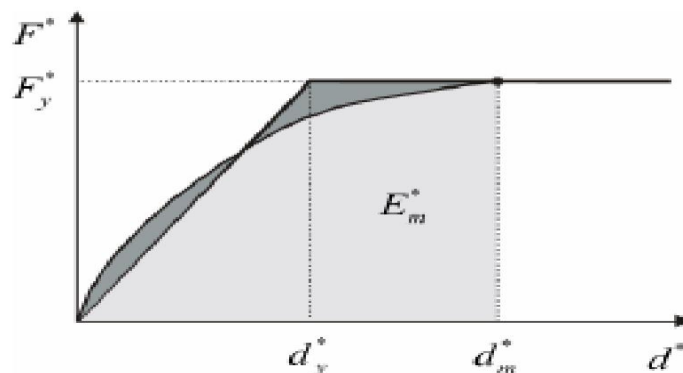
$$q = 1 + \frac{T}{T_2} (\mu_\delta - 1), \quad \text{αν } T \leq T_2$$

όπου T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση και T_2 η περίοδος στην αρχή του φθίνοντος κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων. Από τις προηγούμενες σχέσεις προκύπτουν φάσματα ίσης πλαστιμότητας, με τη χρήση των οποίων υπολογίζεται η

ζητούμενη μετακίνηση στόχος δ_i (η φασματική τιμή της) άμεσα, ως το σημείο τομής του εξιδανικευμένου διγραμμικού φάσματος ικανότητας με συγκεκριμένο ανελαστικό φάσμα απαίτησης σύμφωνα με την ακόλουθη διαδικασία:

1. Σχεδιασμός του ελαστικού φάσματος απαίτησης.
2. Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε φάσμα ικανότητας σύμφωνα με όσα έχουν ήδη αναφερθεί και σχεδιασμός της στο ίδιο σύστημα αξόνων με το ελαστικό φάσμα.
3. Υπολογισμός και σχεδίαση των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης για διάφορες τιμές του δείκτη πλαστιμότητας μ .
4. Εύρεση των σημείων τομής του εξιδανικευμένου διγραμμικού φάσματος ικανότητας με τα ανελαστικά φάσματα. Για κάθε σημείο d_{pi} υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας $\mu = d_{pi} / d_y$. Το ζητούμενο σημείο επιτελεστικότητας (μετακίνηση στόχος) είναι αυτό για το οποίο η προσδιοριζόμενη τιμή του μ ταυτίζεται με αυτήν του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος απαίτησης.

Από τη σύντομη παρουσίαση της μεθόδου είναι εμφανής η ευκολία εφαρμογής της, η οποία είναι αντίστοιχη με αυτήν της μεθόδου των συντελεστών, ενώ δεν αλλοιώνεται ο γραφικός χαρακτήρας της που διευκολύνει την εξαγωγή συμπερασμάτων. Όσον αφορά το εξιδανικευμένο διγραμμικό φάσμα ικανότητας, αυτό είναι δυνατόν να προκύψει από την αντίστοιχη διγραμμική καμπύλη αντίστασης (Σχ. 7.3). Ωστόσο, η εφαρμογή της μεθόδου προϋποθέτει τη χρήση ελαστικών - πλήρως πλαστικών διαγραμμάτων ικανότητας (Chopra & Goel, 1999), οπότε στα πλαίσια της παρούσης εργασίας, για την εξιδανίκευση των καμπυλών τέμνουσας βάσης - μετατόπισης που προέκυψαν από ανελαστικές στατικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε η διαδικασία που προτείνεται στον EC8 και παρουσιάζεται στο σχήμα που ακολουθεί.



7.5 Σχήμα Διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας

Σημειώνεται ότι η διαδικασία προσδιορισμού της στοχευόμενης μετακίνησης που προτείνεται στον EC8 βασίζεται στη λογική των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης, ενώ η σύνδεση των μεγθών q και μ γίνεται μέσω των σχέσεων που περιλαμβάνονται στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και παρουσιάστηκαν παραπάνω.

Κεφάλαιο 8 Ανάπτυξη λογισμικού

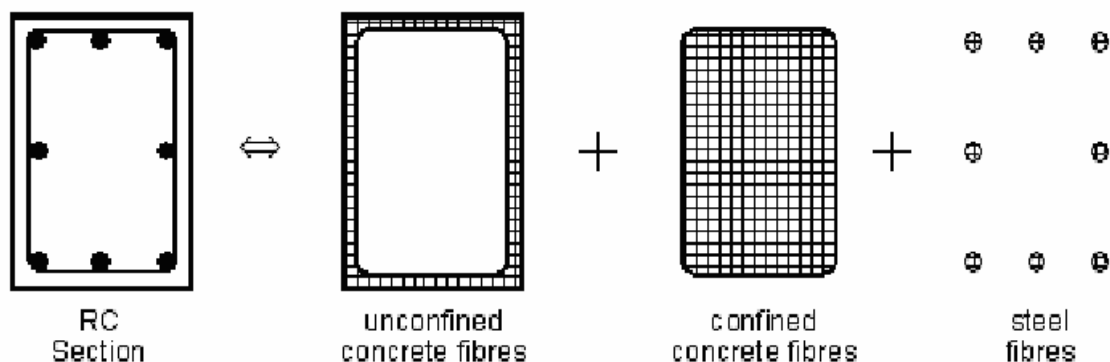
Ο σκοπός της εργασίας αυτής είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων για ένα κτίριο του 1959 με δύο λογισμικά πακέτα, του Drain-2DX [Prakash et al., 1993] και του SEISMOSTRUCT [Antonίου S. & Pinho R]. Η ανάλυση με το Drain-2DX έγινε στα πλαίσια της διδακτορικής διατριβής του Κωνσταντίνου Ρεπαπή με τίτλο «Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Ω.Σ.». Γι' αυτό συχνά θα υπάρχουν αναφορές στο λογισμικό του Drain-2DX.

Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία είναι το SEISMOSTRUCT 2009, λαμβάνει υπόψη τόσο γεωμετρικές μη-γραμμικότητες όσο και την ανελαστική συμπεριφορά των υλικών και είναι βασισμένο στη διαμέριση (σε επίπεδο διατομής) ενός στοιχείου σε ίνες, από 100-300, (fibre-based finite element) δίνοντας την δυνατότητα στον χρήστη να έχει πλήρη γνώση των εντατικών μεγθών στη διατομή και ιδιαίτερα στις κρίσιμες περιοχές των στοιχείων (κόμβοι δοκών και υποστυλωμάτων) και προσομοιώνει τους φορείς με ραβδωτά στοιχεία με 6 βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο.

Σε αντίθεση με το Drain-2DX έχει την δυνατότητα της διαμέρισης ενός υποστυλώματος ή μιας δοκού σε μικρότερα μέλη, από 1-24, με αποτέλεσμα την καλύτερη προσομοίωση της συμπεριφοράς του σε στατικές και δυναμικές φορτίσεις. Ακόμα η έκδοση που χρησιμοποιήθηκε διαθέτει διαφραγματική λειτουργία γεγονός πολύ σημαντικό για την ανάλυση συμπεριφοράς πλαισιακών φορέων.

Διαθέτει βιβλιοθήκες υλικών και μοντέλων σκυροδέματος και χάλυβα, 12 στο σύνολο, δίνοντας στον χρήστη την δυνατότητα επιλογής κατάλληλου προσομοιώματος συμπεριφοράς του υλικού ανάλογα με την ποιότητα του και τα χαρακτηριστικά του. Επίσης διαθέτει

βιβλιοθήκες διατομών οπλισμένου σκυροδέματος και χάλυβα, 16 στο σύνολο. Οι διατομές από οπλισμένο σκυρόδεμα διαχωρίζονται σε τρία διαφορετικά τμήματα, τον περισιγμένο πυρήνα μέσα στον συνδετήρα, το απερίσιγγκτο σκυρόδεμα και τον χάλυβα διαμήκους οπλισμού.



8.1 Σχήμα Ανάλυση διατομής

Έχει τη δυνατότητα προσομοίωσης επίπεδων αλλά και χωρικών πλαισίων και διαθέτει γραφικό περιβάλλον σε αντίθεση με το Drain-2DX που ο χρήστης πρέπει να χρησιμοποιήσει συμπληρωματικά κάποιο άλλο λειτουργικό πρόγραμμα.

Διαθέτει μεγάλες δυνατότητες όσον αφορά την ανάλυση αφού διαθέτει επτά διαφορετικούς τύπους αναλύσεις :

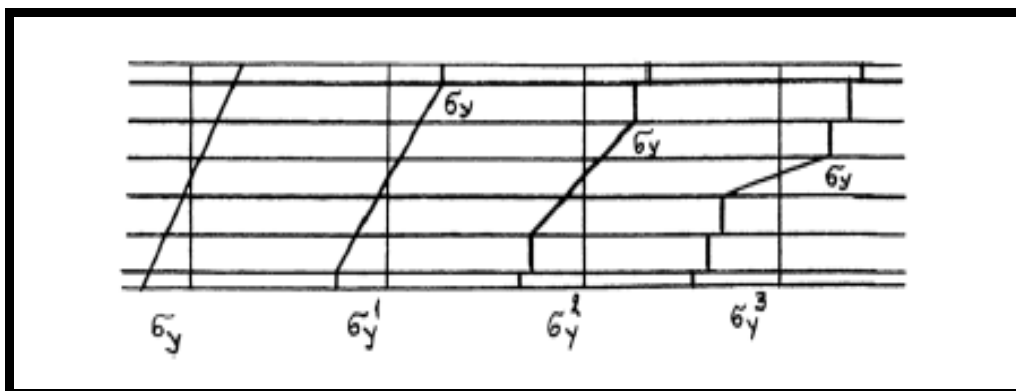
- Ιδιομορφική ανάλυση (Eigenvalue analysis)
- Στατική Ανάλυση (Static analysis)
- Στατική ανελαστική ανάλυση (Static pushover analysis)
- Στατική προσαρμοζόμενη ανελαστική ανάλυση (Static adaptive pushover analysis)
- Στατική ανάλυση χρονοϊστορίας (Static time – history analysis)
- Δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (Dynamic time – history analysis)
- Επαυξητική δυναμική ανάλυση (Incremental dynamic analysis - IDA)

Έχει σταθερότητα όσον αφορά τη διαδικασία της ανάλυσης και χρησιμοποιεί την επαυξητική επαναληπτική μέθοδο (Incremental Iterative Method) Newton – Raphson, ενώ είναι και αρκετά ευέλικτο όσον αφορά την υποδιαίρεση του βήματος αύξησης της φόρτισης όταν δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια σύγκλισης.

Το SEISMOSTRUCT ,με τη θεώρηση ανελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, κατανέμει την πλαστικότητα στο μέλος κατά μήκος αλλά και εντός της διατομής, σε αντίθεση με το Drain-2DX που πρέπει ο χρήστης να ορίσει τις περιοχές όπου αναμένεται να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις.

- Θεώρηση διανεμημένης πλαστικότητας (spread plasticity):

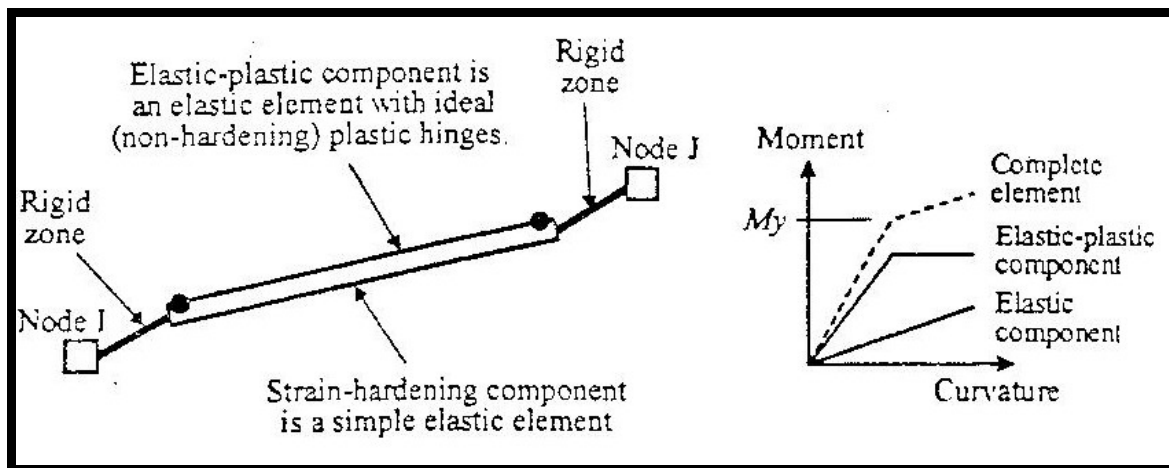
Η θεώρηση αυτή δέχεται ότι η πλαστικοποίηση των διατομών πραγματοποιείται σταδιακά ανάλογα με την ικανοποίηση του κριτηρίου διαρροής σε χαρακτηριστικά σημεία καθ' ύψος της διατομής. Η διανομή της πλαστικότητας σταδιακά μέσα στις διατομές επιτυγχάνεται με την υποδιαίρεση της διατομής σε πολλές «ίνες» (fibers) παράλληλες προς τον διαμήκη άξονά τους, κάθε μία εκ των οποίων συμπεριφέρεται ανεξάρτητα από τις άλλες με αποτέλεσμα να έχουμε σταδιακή διαρροή της διατομής. Έτσι η κατανομή της πλαστικοποίησης επιτυγχάνεται τόσο καθ' ύψος όσο και κατά μήκος των ράβδων του πλαισιακού φορέα.



8.2 Σχήμα Διαδοχική διαρροή στρώσεων πολυστρωματικής δοκού

- Θεώρηση συγκεντρωμένης πλαστικότητας (concentrated plasticity):

Η θεώρηση αυτή δέχεται ότι τα δομικά στοιχεία του φορέα παραμένουν ελαστικά σε όλο τους το μήκος εκτός των δύο ακραίων κρίσιμων περιοχών μηδενικού μήκους στις οποίες μπορούν να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις. Κατά τη δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων διαρροή επέρχεται ταυτοχρόνως σε όλα τα σημεία της διατομής μόλις τα εντατικά μεγέθη της διατομής ικανοποιήσουν το κριτήριο διαρροής (όπως η ροπή διαρροής ή το διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής – αξονικής). Μετά τη διαρροή η συμπεριφορά της διατομής καθορίζεται από τον μετελαστικό της κλάδο, μπορεί να είναι είτε τελείως πλαστική ή να έχει μια μετελαστική δυσκαμψία. Οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται μετά τις άκαμπτες ζώνες που έχουν καθοριστεί.



8.3 Σχήμα Ελαστοπλαστικό μοντέλο στοιχείου με θεώρηση συγκεντρωμένης πλαστικότητας

Η θεώρηση της συγκεντρωμένης πλαστικότητας έχει το πλεονέκτημα της γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα μεταξύ του σχηματισμού δυο διαδοχικών πλαστικών κόμβων και έτσι μας δίνεται η δυνατότητα να εφαρμόσουμε γραμμικοποιημένες μεθόδους υπολογισμού της καμπύλης ικανότητας P-U.

Τα κριτήρια συμπεριφοράς για την οριακή κατάσταση αστοχίας κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες :

Γενικά (επίπεδο ορόφου ή κτιρίου) κριτήρια

- α) Μετατόπισης (response control)
- β) Έντασης (load control)

Τοπικά (επίπεδο διατομής) κριτήρια

- α) Παραμορφώσεις χάλυβα ή σκυροδέματος (material strain)
- β) Δύναμη συνάφειας (Frame element shear force)
- γ) Καμπυλότητα (Section Curvature)
- δ) Γωνία στροφής χορδής (Frame element chord Rotation).

Τα αποτελέσματα δίνονται σε γραφικό περιβάλλον με τη δυνατότητα απεικόνισης τόσο των καθολικών παραμορφώσεων του φορέα, απεικόνιση διαγράμματος ικανότητας της κατασκευής, όσο και των παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών (M, Q, N) σε κάθε μέλος και κόμβο ξεχωριστά. Έχουμε επίσης τη δυνατότητα επιλογής σημείων που έχουν ενδιαφέρον όσον αφορά την εξέλιξη των τάσεων σε διατομές μελών και να έχουμε τις τάσεις που προκύπτουν σ' αυτά κατά την πορεία της ανάλυσης μέχρι την αστοχία.

Κεφάλαιο 9 Περιγραφή και προσομοίωση του υπό εξέταση κτιρίου

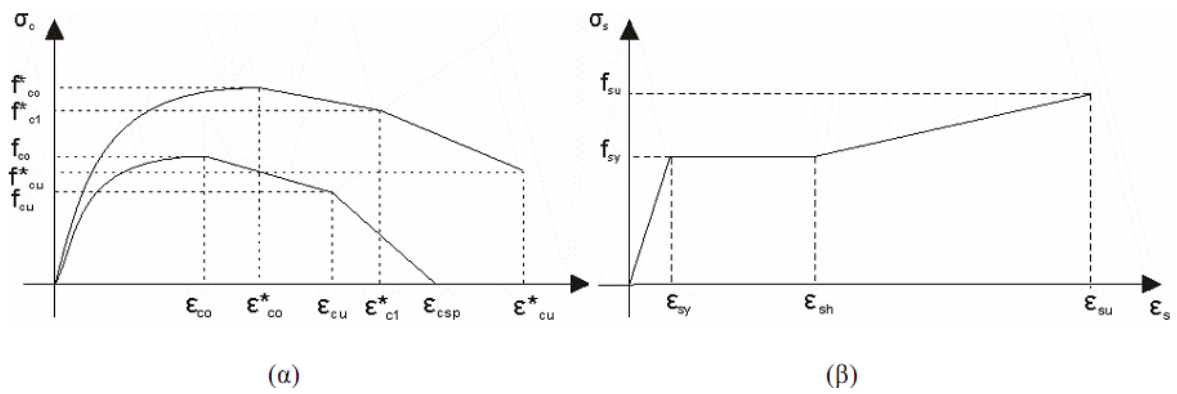
Στην παρούσα εργασία γίνεται ο έλεγχος επάρκειας μιας υφιστάμενης κατασκευής, η οποία είναι σχεδιασμένη σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και τον Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1954,. Πρόκειται για ένα πενταόροφο κτίριο με συμμετρική κάτοψη (κανονικό σε κάτοψη) και με μεταβολή δυσκαμψίας ανά όροφο καθώς μεταβάλλονται με μικρή διαβάθμιση οι διατομές των υποστυλωμάτων. Θα εξετασθούν τρεις παραλλαγές του κτιρίου, πλαίσιο, πλήρως τοιχοπληρωμένο και τοιχοπληρωμένο με πιλοτή, καθώς εκείνη την εποχή δεν γινόταν σχεδιασμός κτιρίων με τοιχώματα και είναι γνωστό η δυσμενής επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην συμπεριφορά της κατασκευής σε σεισμικές διεγέρσεις.

Τα κτίρια θεωρούνται πακτωμένα στην βάση τους. Τα διαφράγματα στις αναλύσεις των κτιρίων θεωρούνται άκαμπτα.

Επίσης, κατά την ανάλυση λαμβάνονται υπόψη τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τον συνδυασμό του σεισμού, δηλαδή ($G + 0.3 Q$). Τα φορτία μεταφέρονται στις δοκούς ως γραμμικά φορτία τα οποία περιλαμβάνουν και τα ίδια βάρη των δοκών επομένως τα υλικά των δοκών δεν περιέχουν το ίδιο βάρος ενώ τα υλικά των υποστυλωμάτων έχουν οριστεί με το ίδιο βάρος τους.

9.1 Υλικά

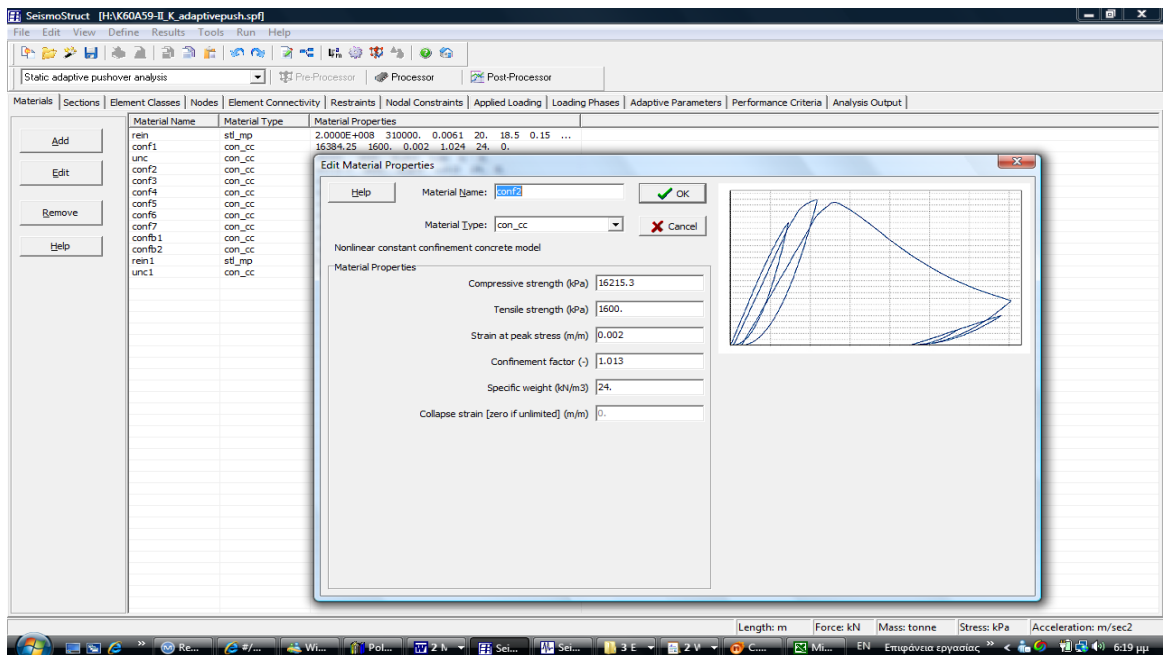
Κατά την ανάλυση των κτιρίων, χρησιμοποιούνται μέσες τιμές για τα χαρακτηριστικά των υλικών, καθώς σκοπός της ανάλυσης είναι η σεισμική αποτίμηση και όχι ο σχεδιασμός. Τα υλικά που θεωρήθηκαν κατά τον σχεδιασμό ήταν B160 (μέση αντοχή κυλίνδρου 16.0 MPa) για το σκυρόδεμα και St I (μέση τιμή τάσεως διαρροής 310 MPa και τάσεως αστοχίας 420 MPa) για τον χάλυβα και S220 για τους συνδετήρες.



9.1 Σχήμα Διαγράμματα περιβάλλουσας Τάσεων-Παραμορφώσεων (α) για το σκυρόδεμα (περισφιγμένο και μη) και (β) χάλυβα.

Σκυρόδεμα	f_{cc} [MPa]	f_{cc1} [MPa]	f_{cc2} [MPa]	ϵ_{co}	ϵ_{cu}	ϵ_{csp}
B160	16.0	13.6	0	0.002	0.0035	0.006

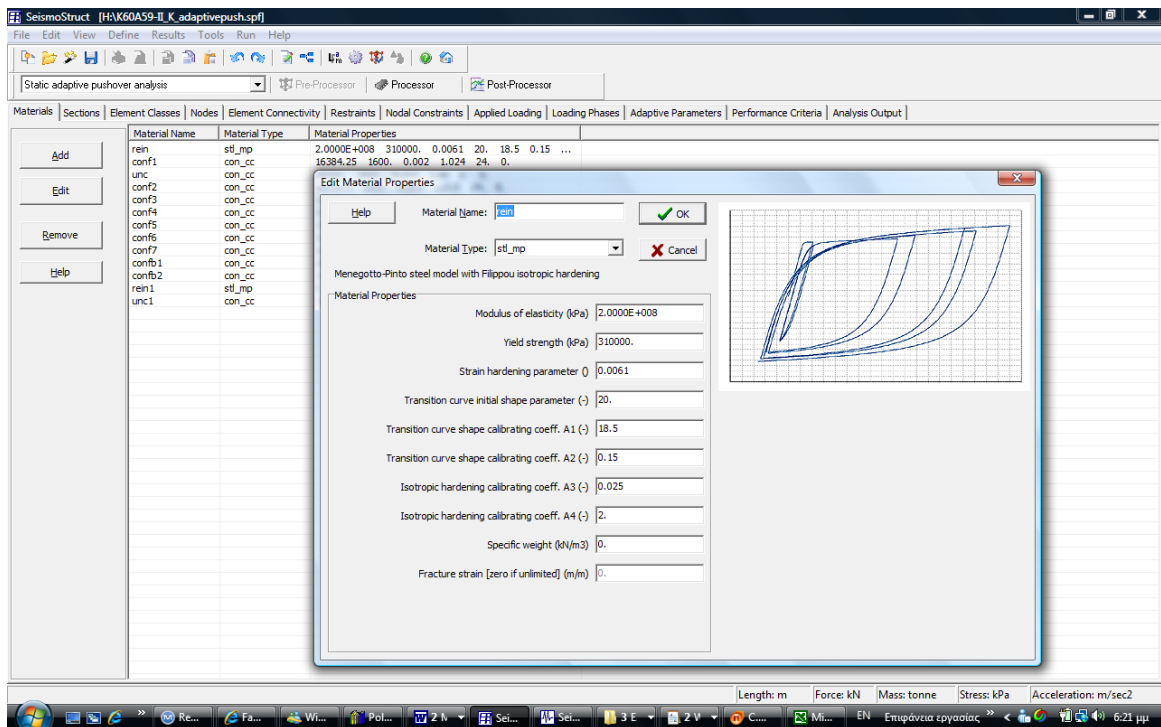
9.1 Πίνακας Μέσες τιμές διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων για το μη-περισφιγμένο σκυρόδεμα.



9.1 Εικόνα Μοντέλο προσομοίωσης περισφιγμένου σκυροδέματος στο SEISMOSTRUCT

Χάλυβας	f_{sy} [MPa]	f_{su} [MPa]	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}
ST1	310	430	0.00155	0.03	0.1

9.2 Πίνακας Μέσες τιμές διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων για τον χάλυβα



9.2 Εικόνα Μοντέλο προσομοίωσης διαμήκους οπλισμού-χάλυβα στο SEISMOSTRUCT.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

1ος Όροφος

b	.ASW	S	f _{sy} /f _c	pw	W _v	n	as	a	a ^{0.7n}	ε _{c0}	f _c	f _c ^e	ε _c ^{0.35}	ε _c ⁰	ε ^{0.35}	
35	0.5	20	19.375	0.0008	0.0628	4	0.3	0.5	0.2	0.01	0.002	16	16.38	0.0035	1.024	0.0021
35	0.5	15	19.375	0.0011	0.0837	4	0.3	0.6	0.2	0.02	0.002	16	16.64	0.0035	1.04	0.0022

2ος Όροφος

35	0.5	20	19.375	0.0008	0.0628	4	0.3	0.5	0.2	0.01	0.002	16	16.38	0.0035	1.024	0.0021
----	-----	----	--------	--------	--------	---	-----	-----	-----	------	-------	----	-------	--------	-------	--------

3ος Όροφος

30	0.5	25	19.375	0.0008	0.0599	4	0.3	0.3	0.1	0.01	0.002	16	16.22	0.0035	1.013	0.0021
30	0.5	20	19.375	0.001	0.0749	4	0.3	0.4	0.1	0.01	0.002	16	16.38	0.0035	1.024	0.0021

4ος Όροφος

30	0.5	20	19.375	0.001	0.0749	4	0.3	0.4	0.1	0.01	0.002	16	16.38	0.0035	1.024	0.0021
25	0.5	30	19.375	0.0008	0.0618	4	0.3	0.1	0	0	0.002	16	16.07	0.0035	1.004	0.002

5ος Όροφος

30	0.5	35	19.375	0.0006	0.0428	4	0.3	0.1	0	0	0.002	16	16.06	0.0035	1.004	0.002
25	0.5	40	19.375	0.0006	0.0464	4	0.3	0	0	0	0.002	16	16	0.0035	1	0.002

ΔΟΚΟΙ

50	0.5	30	19.375	0.0004	0.0282	4	0.3	0.5	0.2	0	0.002	16	16.17	0.0035	1.011	0.002
----	-----	----	--------	--------	--------	---	-----	-----	-----	---	-------	----	-------	--------	-------	-------

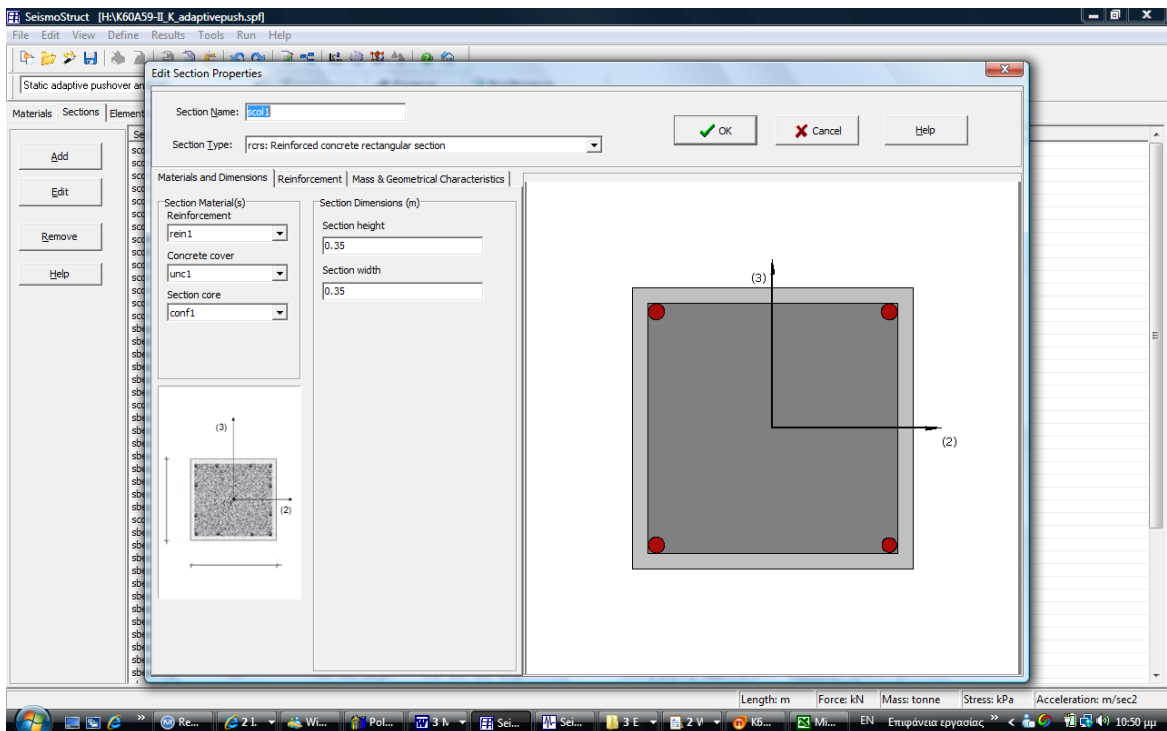
9.3 Πίνακας Μέσων τιμών διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων για τα περισφιγμένα ανυψώματα

9.2 Γεωμετρία , κατασκευαστικές λεπτομέρειες και προσομοιώματα

Το υπό εξέταση κτίριο είναι της δεκαετίας του '60, για σεισμική ζώνη II, είναι πεντάροφο με ύψος ορόφων 3.0 m και με μήκος φατνωμάτων 3.5 m και στις δύο διευθύνσεις. Το κτίριο αυτό είναι μελετημένο σύμφωνα με το Β.Δ. 1959 και το Β.Δ 1954.

9.2.1 Υποστυλώματα

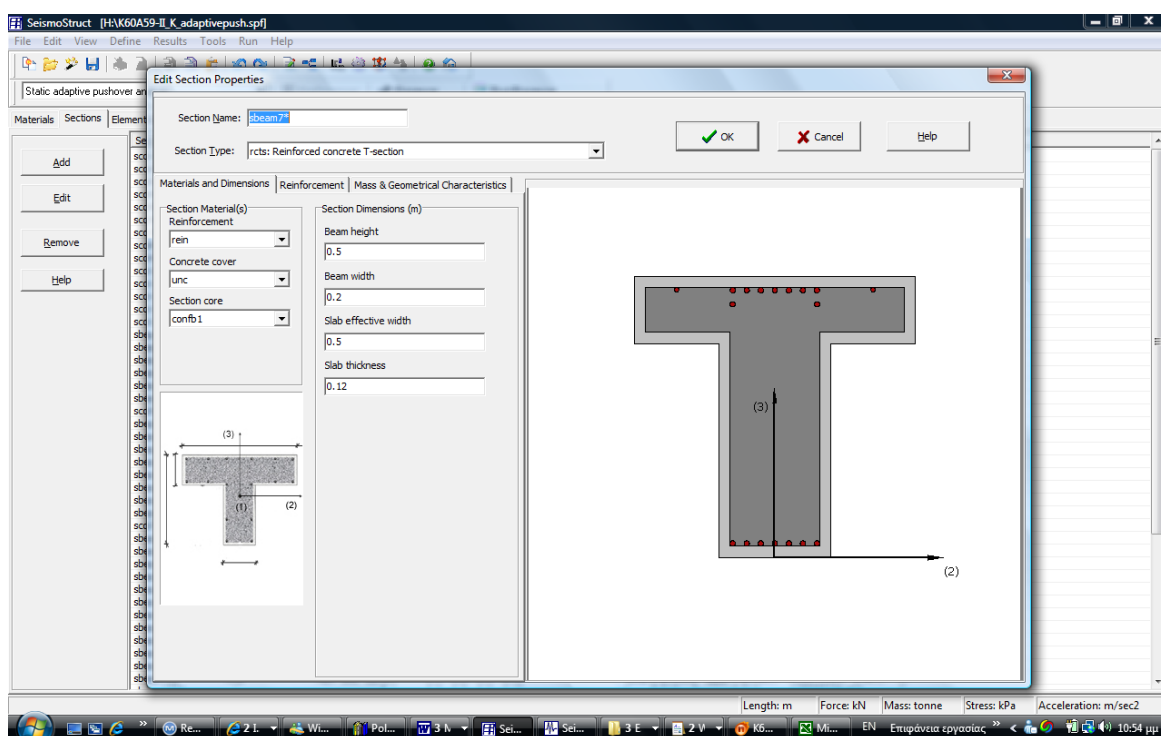
Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων είναι 35x35 cm στους δύο κατώτερους ορόφους, μειώνεται σε 30x30 cm στον επόμενο όροφο και σε 25x25 cm στους δύο ανώτερους ορόφους. Το ποσοστό του οπλισμού κυμαίνεται από 1% έως και 2.5% στο ισόγειο. Η διάμετρος των συνδετήρων είναι 8 mm, από 15 cm στο ισόγειο, 20 cm στους επόμενους δύο ορόφους, και 30 cm και 40 cm στους τελευταίους δύο.



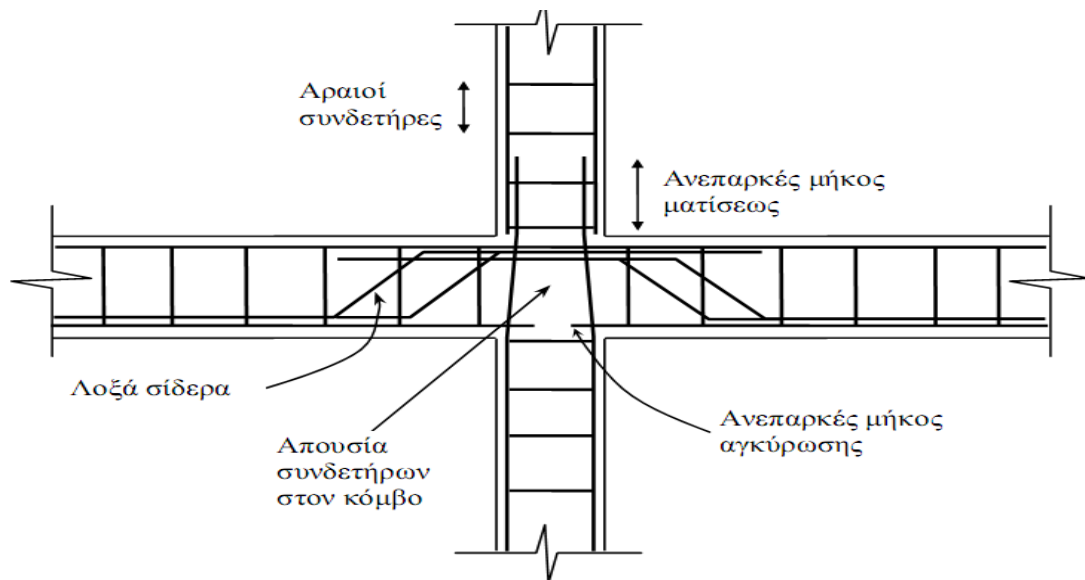
9.3 Εικόνα Διατομή υποστυλώματος στο SEISMOSTRUCT.

9.2.2 Δοκοί

Οι δοκοί του κτιρίου έχουν διαστάσεις 20x50 cm, στις οποίες οι μισές ράβδοι εφελκόμενου οπλισμού των ανοιγμάτων των δοκών κάμπτονται προς τα άνω στις περιοχές των στηρίξεων. Γενικά, οι δοκοί είναι ελαφρά οπλισμένες με ποσοστά οπλισμού της τάξεως του 0.4%. Στις ακραίες στηρίξεις των συνεχών δοκών, είναι τοποθετημένοι πρόσθετες ράβδοι μορφής Π (φουρκέτες) και έχουν κλειστούς συνδετήρες διαμέτρου 8 mm ανά 30 cm. Οι πλάκες έχουν πάχος 12 cm και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις Φ8/20.



9.4 Εικόνα Διατομή δοκού στο SEISMOSTRUCT



9.2 Σχήμα Λεπτομέρειες όπλισης πλαισίων.

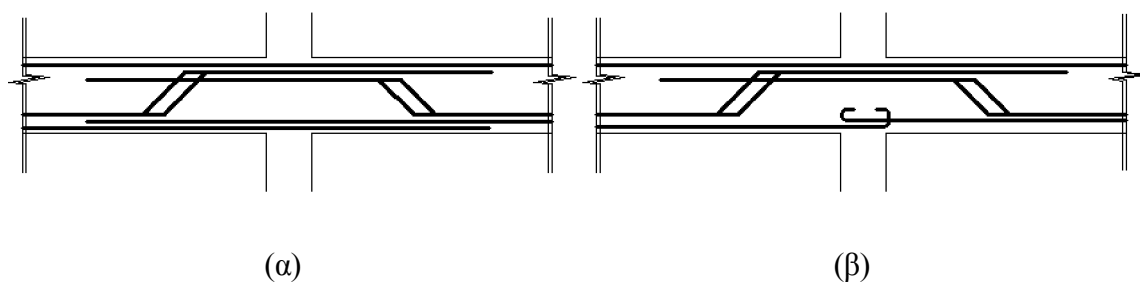
Το συνεργαζόμενο πλάτος θεωρείται ίσο με 1.00 m και 0.50 m κατά την ανάλυση, για τις εσωτερικές και τις περιμετρικές δοκούς, αντίστοιχα. Μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος θεωρείται ότι υπάρχει οπλισμός από την πλάκα ο οποίος είναι $\Phi 8/20$. Εξ άλλου λαμβάνεται υπόψη μόνο ο άνω οπλισμός της πλάκας, δεδομένου ότι ο κάτω οπλισμός δεν έχει επαρκή αγκύρωση στην στήριξη για να θεωρηθεί ότι λειτουργεί.

Ανοιγμα δοκών	Εσωτερικές δοκοί		Περιμετρικές δοκοί	
	Συνεργαζόμενο πλάτος	Οπλισμός πλάκας	Συνεργαζόμενο πλάτος	Οπλισμός πλάκας
3.5 m	1.00m	4 $\Phi 8$	0.50m	2 $\Phi 8$

Πίνακας 9.4 Συνεργαζόμενα πλάτη δοκών για το εξεταζόμενο κτίριο.

Κατά την ανάλυση θεωρήθηκε ότι ο κάτω οπλισμός των μεσαίων ανοιγμάτων δοκών αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο και δεν επεκτείνεται για να αγκυρωθεί στο διπλανό άνοιγμα (Σχήμα 9.3 β). Αντίθετα, στα περιμετρικά πλαίσια (στα οποία γινόταν επί πλέον ο έλεγχος περιμετρικών δοκών και τα οποία οπλιζόνταν για πλαισιακή λειτουργία), ο κάτω οπλισμός των περιμετρικών δοκών θεωρείται ότι επεκτείνεται στο διπλανό άνοιγμα. Έτσι, διπλασιάζεται ο κάτω οπλισμός δοκού στις κρίσιμες ζώνες εκατέρωθεν του κόμβου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 9.3α. Όσον αφορά τις κεκαμμένες ράβδους, αυτές επεκτείνονται πάντα

στο διπλανό άνοιγμα σε μήκος που είναι επαρκές για να θεωρηθεί ότι συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής και στο διπλανό άνοιγμα.



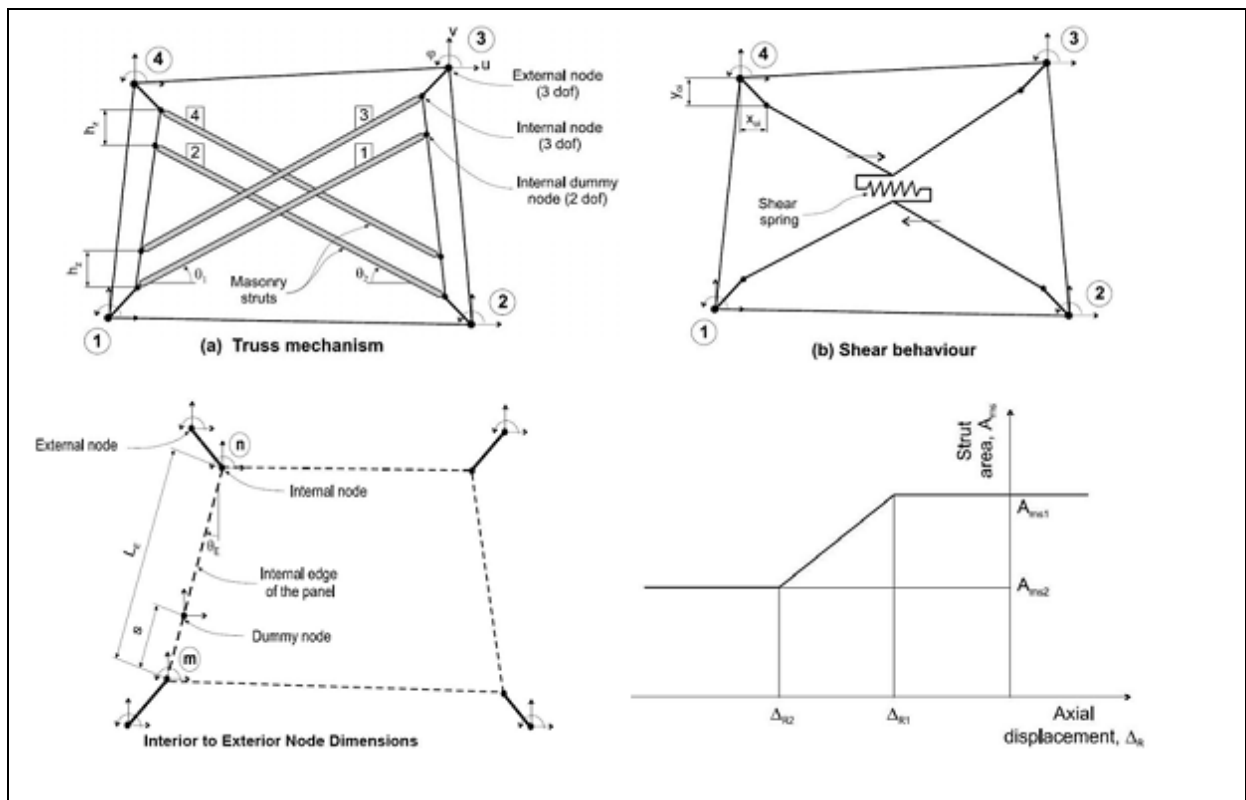
Σχήμα 9.3 Λεπτομέρειες όπλισης δοκών σε (α) περιμετρικά και (β) εσωτερικά πλαίσια.

9.2.3 Τοιχοποιία πληρώσεως

Για την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων, με εντός του επιπέδου θλίψη, ο Crisafulli (2000) πρότεινε ένα γενικό επίπεδο στοιχείο τεσσάρων κόμβων.

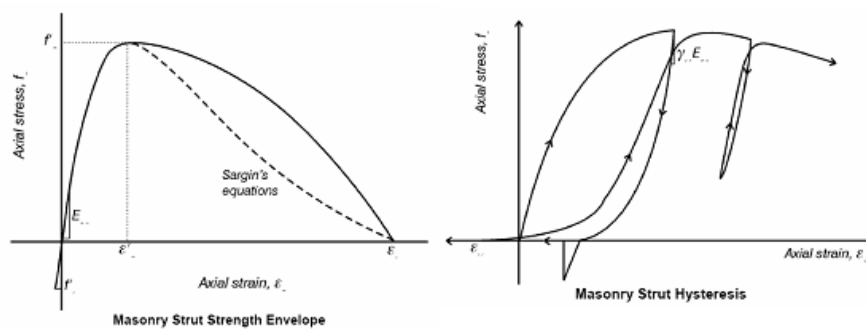
Προκειμένου να λαμβάνονται υπόψη οι πρόσθετες δυνάμεις που εισάγονται από την τοιχοπλήρωση στα περιμετρικά στοιχεία Ω.Σ, τοποθετούνται δύο θλιβόμενες ράβδοι ανά φάτνωμα.

Όπως φαίνεται στο σχήμα 9.4 το στοιχείο αυτό αποτελείται από πέντε θλιπτήρες, δύο παράλληλων διαγώνιων θλιπτήρων για κάθε διαγώνιο διεύθυνση και ένα διπλό οριζόντιο ελατήριο (θλιπτήρας) σχεδιασμένο για να μεταφέρει την τέμνουσα δύναμη από την κορυφή στο δάπεδο μεταξύ των δύο απέναντι διαγώνιων γωνιών της τοιχοπλήρωσης. Οι δύο αυτοί μηχανισμοί δρουν παράλληλα κατά την οριζόντια μετακίνηση του πλαισίου



9.4 Σχήμα Προσομοίωμα ανάλυσης τοιχοπληρώσεων SEISMOSTUCT.

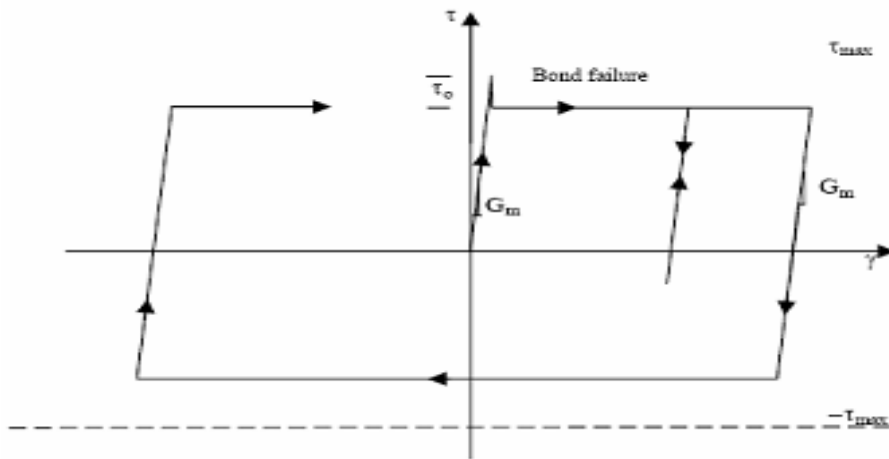
Προκειμένου να λαμβάνεται υπόψη η μείωση του πλάτους επαφής της τοιχοπλήρωσης με το περιμετρικό πλαίσιο άρα και του ενεργού πλάτους των θλιβόμενων διαγωνίων κατά την αύξηση των οριζόντιων μετακινήσεων προτείνεται κατάλληλος πολυγραμμικός νόμος μείωσης της επιφάνειας των διαγωνίων.



9.5 Σχήμα Συμπεριφορά θλιβόμενων διαγωνίων για μονοτονική και ανακυκλίζομενη φόρτιση.

Η συμπεριφορά της τοιχοπλήρωσης καθορίζεται από παραμέτρους όπως : Διατμητική αντοχή των αρμών, μέγιστη διατμητική αντοχή της τοιχοπλήρωσης, συντελεστής τριβής για ολίσθηση σε κάποιο αρμό, μέγιστη θλιπτική τάση για διαγώνια θλίψη στην τοιχοπλήρωση και

η αντίστοιχη παραμόρφωση, μέτρο ελαστικότητας για διαγώνια θλίψη, αρχική και τελική επιφάνεια θλιβομένων διαγωνίων και άλλες παράμετροι που αφορούν τον καθορισμό της συμπεριφοράς σε ανακυκλιζόμενη ένταση κ.λ.π.



9.5 Σχήμα Νόμος τάσεων παραμορφώσεων για το οριζόντιο ελατήριο (Σμύρου 2006).

Η συνολική δυσκαμψία διαμοιράζεται ανάλογα στο ελατήριο K_s και στους θλιπτήρες K_A σύμφωνα με τις ακόλουθες σχέσεις.

$$K_s = \gamma_s \frac{A_{ms} E_m}{d_m} \cos^2 \theta$$

$$K_A = (1 - \gamma_s) \frac{A_{ms} E_m}{2d_m}$$

όπου γ_s είναι το ποσοστό της συνολικής δυσκαμψίας που παραλαμβάνεται από το ελατήριο, $E_m = 750 \cdot f_m$ είναι το μέτρο ελαστικότητας της άοπλης τοιχοποιίας κατά Paulay & Priestley, f_m η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, A_{ms} είναι το εμβαδόν του θλιπτήρα, d_m και θ είναι το άνοιγμα και η κλίση της διαγωνίου της τοιχοποιίας.

Το εμβαδόν του θλιπτήρα προκύπτει από το πάχος της τοιχοποιίας και ένα ποσοστό του μήκους του θλιπτήρα $A_m = t_w \cdot d_w$. Οι Paulay & Priestley (1992) πρότειναν την τιμή $b_w = d_w/4$ και είναι αυτή που θα χρησιμοποιηθεί στην παρούσα εργασία.

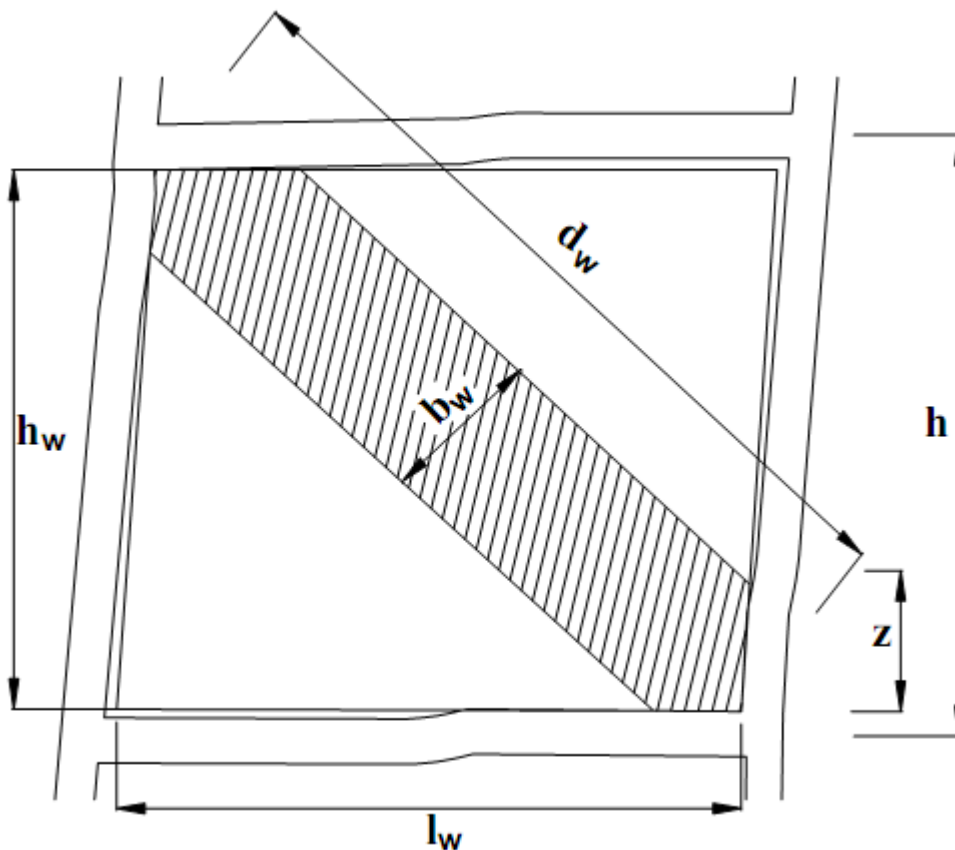
Η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των διαγώνιων θλιπτήρων h_z παίρνει τιμές από 1/3 έως 1/2 του z , όπου z το κατακόρυφο πάχος της θλιβομένης διαγωνίου σύμφωνα με το σχήμα 9.6. Η τιμή για το z που πρότεινε ο Stafford Smith (1966) είναι:

$$z = \frac{\pi}{2\lambda}$$

όπου

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4 E_c I_c h_w}}$$

E_c και I_c είναι το μέτρο ελαστικότητας και η ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης διατομής των υποστυλωμάτων του πλαισίου.



9.6 Σχήμα Γεωμετρικές ιδιότητες τοιχοποιίας.

Τα ολικά μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας πληρώσεως υπόκεινται σε μεγάλες αβεβαιότητες. Επιπλέον, τα χαρακτηριστικά των υλικών της τοιχοποιίας παρουσιάζουν μεγάλη διακύμανση. Στην παρούσα εργασία επιλέχτηκε η θλιπτική αντοχή, f_m , της τοιχοποιίας 2.5 MPa. Αυτή η παραδοχή θεωρείται ρεαλιστική, αφού στις περισσότερες περιπτώσεις των υφισταμένων κτιρίων η τοιχοποιία ήταν συνήθως συμπαγής, καλά κατασκευασμένη, με χρήση καλής ποιότητας κονιάματος. Σύμφωνα με την συνήθη πρακτική, η εξωτερική τοιχοποιία πληρώσεως, ύψους 2.5m και πλάτους 3.5m, είναι μπατική τοιχοποιία, πάχους 20 cm. Η παραμόρφωση ρηγμάτωσης και αστοχίας της τοιχοποιίας κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση είναι 0.015m και 0.089m αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές έχουν βαθμονομηθεί από την Τάσιου (2003) με βάση τα αποτελέσματα από δοκιμές τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

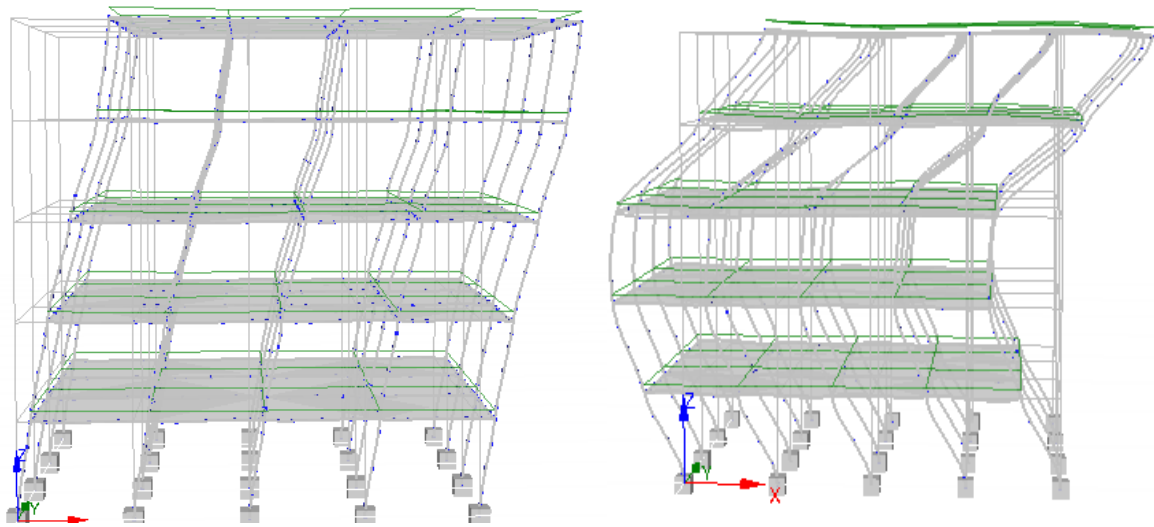
Κεφάλαιο 10 Αποτελέσματα Αναλύσεων

Στο κτίριο K60A59 με τις τρεις παραλλαγές του, πλαίσιο τοιχοπληρωμένο και τοιχοπληρωμένο με πιλοτή, έγιναν δυναμικές και μη γραμμικές στατικές αναλύσεις με στόχο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς τους όπως περιγράφηκαν στο κεφάλαιο 7. Στην παρούσα εργασία η εξέταση των κτιρίων θα γίνει μόνο κατά την διεύθυνση x.

10.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Για τον καθορισμό της κατανομής της αυξανόμενης οριζόντιας φόρτισης πραγματοποιήθηκε για το κτίριο ιδιομορφική ανάλυση. Από τα ποσοστά συμμετοχής της μάζας που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση εκτιμάται η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στην συμπεριφορά της κατασκευής. Υψηλές τιμές των ποσοστών αυτών υποδηλώνουν πως η κατασκευή αποκρίνεται κυρίως σύμφωνα με το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής της, συνεπώς για την διεξαγωγή στατικών ανελαστικών αναλύσεων δύναται να χρησιμοποιηθεί η κατανομή της οριζόντιας φόρτισης σύμφωνα της ιδιομορφής αυτής.

Για το κτίριο K60A59 κατά την x-διεύθυνση η 1^η καμπτική ιδιομορφή έχει τιμή ιδιοπεριόδου 0.728sec ενώ η 2^η έχει τιμή 0.285sec με δρώσα μάζα της 1^{ης} να είναι 76.4% της συνολικής μάζας του κτιρίου. Επομένως σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ εφόσον η ενεργός μάζα της 1^{ης} ιδιομορφής ξεπερνά το 75% της συνολικής γίνεται η ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων της μη-γραμμικής ανάλυσης βάση αυτής.

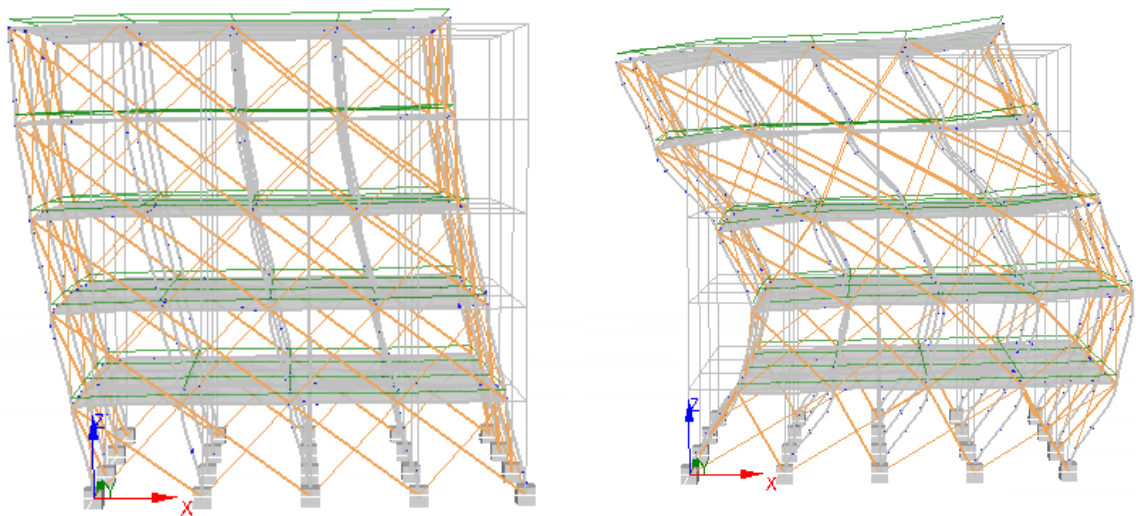


10.1 Σχήμα 1^η και 2^η ιδιομορφή του κτιρίου

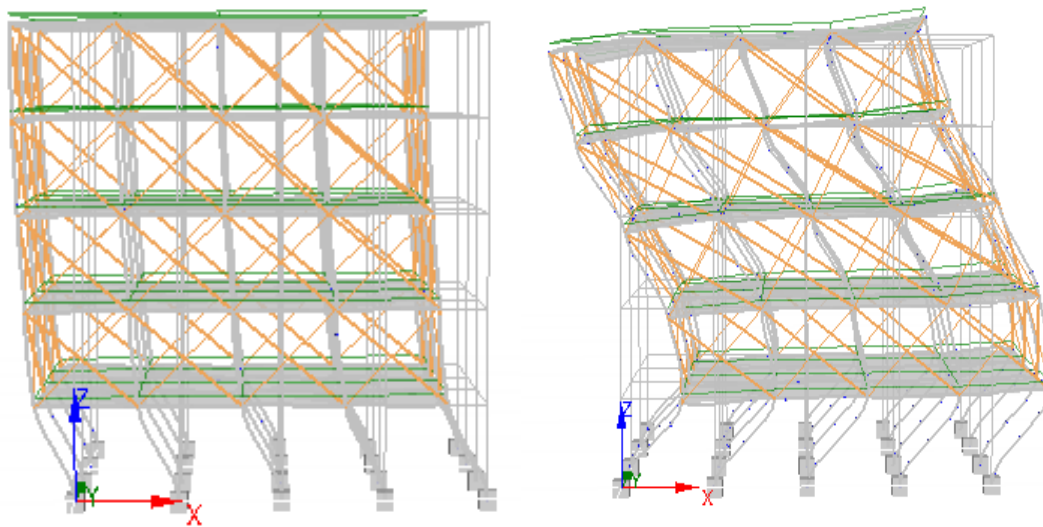
Λαμβάνοντας υπ' όψιν ότι η συμπεριφορά της κατασκευής δεν παραμένει ίδια με τις τοιχοπληρώσεις και αυτό γιατί αλλάζει η δυσκαμψία της, έγιναν ιδιομορφικές αναλύσεις και για τα τοιχοπληρωμένα κτίρια.

Για το τοιχοπληρωμένο κτίριο (T1) κατά την x-διεύθυνση η 1^η καμπτική ιδιομορφή έχει τιμή ιδιοπεριόδου 0.27sec ενώ η 2^η έχει τιμή 0.097sec με δρώσα μάζα της 1^{ης} να είναι 86.22% της συνολικής μάζας του κτιρίου.

Για το τοιχοπληρωμένο με πιλοτή κτίριο (T2) κατά την x-διεύθυνση η 1^η καμπτική ιδιομορφή έχει τιμή ιδιοπεριόδου 0.41sec ενώ η 2^η έχει τιμή 0.12sec με δρώσα μάζα της 1^{ης} να είναι 97.6% της συνολικής μάζας του κτιρίου.



10.2 Σχήμα 1^η και 2^η ιδιομορφή του τοιχοπληρωμένου κτιρίου



10.3 Σχήμα 1^η και 2^η ιδιομορφή του τοιχοπληρωμένου με pilotis κτιρίου

10.2 Ανελαστική ανάλυση

Η ανελαστική ανάλυση των κτιρίων έγινε με κατανομή φορτίων βάση της 1^η ιδιομορφής, αφού η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75%. Τα κριτήρια αστοχίας που χρησιμοποιήθηκαν αναλύθηκαν στα κεφάλαια 6.1.2γ), 6.2.1 και 6.2.2 ενώ η εκτίμηση της στοχευόμενης μετακίνησης στο κεφάλαιο 7.2.2.1.2 (μέθοδος N2 και ATC-40) με το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης του Ε.Α.Κ για έδαφος κατηγορίας Α και σεισμική ζώνη ΙΙ (0.24g) (παράρτημα Α.1.[1]).

Κτίριο Διαφράγματα	K(KN)	T1(KN)	T2(KN)
1 ^ο Διάφραγμα	43.368	63.073	120.696
2 ^ο Διάφραγμα	96.781	124.443	148.058
3 ^ο Διάφραγμα	168.232	180.380	168.430
4 ^ο Διάφραγμα	251.036	221.492	182.867
5 ^ο Διάφραγμα	175.148	145.177	114.513

10.1 Πίνακας Κατανομή πλευρικών ωθήσεων των κτιρίων σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή.

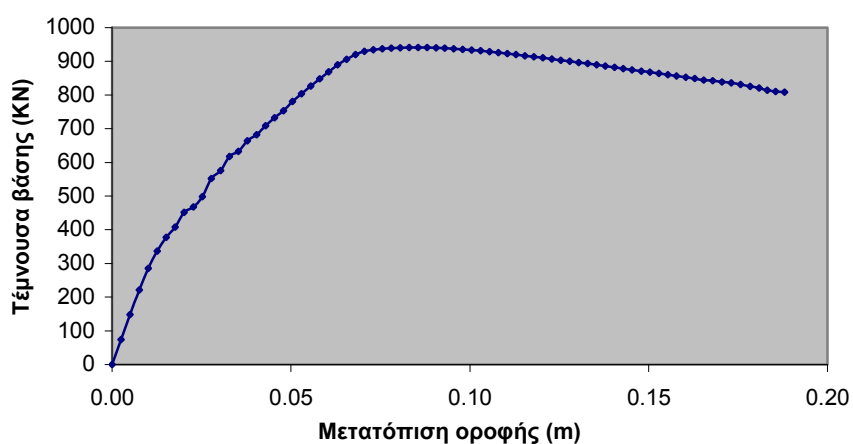
όπου Κ : Πλαίσιο

T1: Τοιχοπληρωμένο

T2: Pilotis

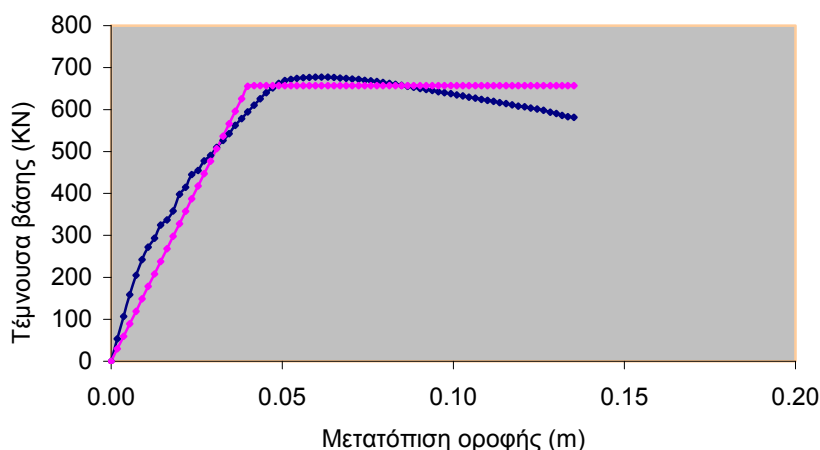
10.2.1 ΠΛΑΙΣΙΟ (Κ)

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανελαστική ανάλυση των κτιρίων είναι το Seismostruct. Η καμπύλη αντίστασης τέμνουσας βάσης-μετατόπιση κορυφής που προέκυψε από την ανάλυση είναι :



10.4 Σχήμα Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής πλαισίου.

Για την εφαρμογή της μεθόδου N2 μετατρέπεται το πολυβάθμιο σύστημα σε μονοβάθμιο και την αντίστοιχη διγραμμική καμπύλη αντίστασης.



10.5 Σχήμα Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής μονοβάθμιου.

Έπειτα από δοκιμές τα χαρακτηριστικά της διγραμμικής καμπύλης παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα :

Fy*	dy*	Γ	m*	K*	Say*	T*
(KN)	(m)		(tn)	(KN/m)	(m/sec ²)	(sec)
657	0.04	1.39	412.67	16419.2	1.59	1.00

10.2 Πίνακας Χαρακτηριστικά της διγραμμικής καμπύλης.

Ο έλεγχος της κατασκευής έγινε με το ελαστικό φάσμα του Ε.Α.Κ για έδαφος Α και σεισμική ζώνη ΙΙ.

$$0 \leq T \leq T_1 \quad \Phi_e(T) = A\gamma_1[1 + (\eta\beta_0 - 1)\frac{T}{T_1}]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \Phi_e(T) = A\gamma_1\eta\beta_0$$

$$T_2 \leq T \quad \Phi_e(T) = A\gamma_1\eta\beta_0\frac{T_2}{T}$$

T ₁ (sec)	T ₂ (sec)	A	η	β ₀	γ ₁
0.10	0.40	0.24g	1	2.50	1

10.3 Πίνακας Χαρακτηριστικά ελαστικού φάσματος Ε.Α.Κ .

Η σεισμική απαίτηση του ελαστικού συστήματος είναι

Sae	Sde	Rμ	μ _d	Sd*
(m/sec ²)	(m)			(m)
2.36	0.06	1.49	1.49	0.0594

Άρα η στοχευόμενη μετακίνηση του κτιρίου **K** για την μέθοδο **N2** είναι :

$$\Delta = 0.0824\text{m}$$

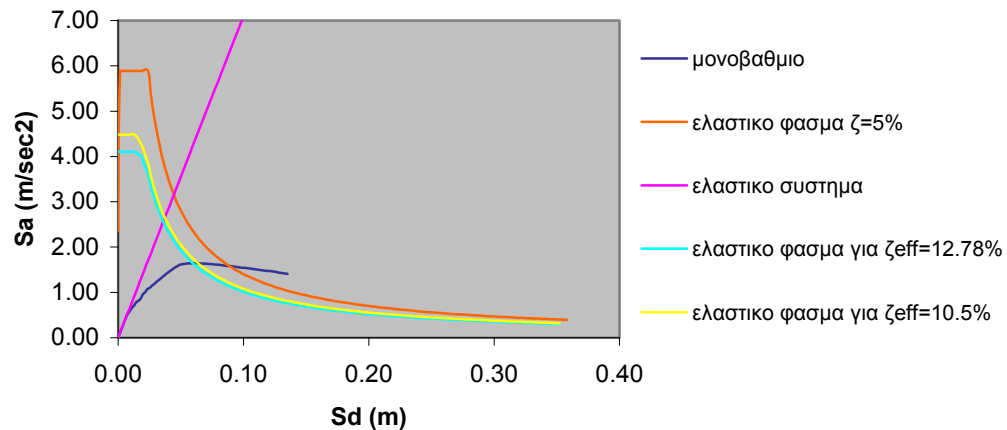
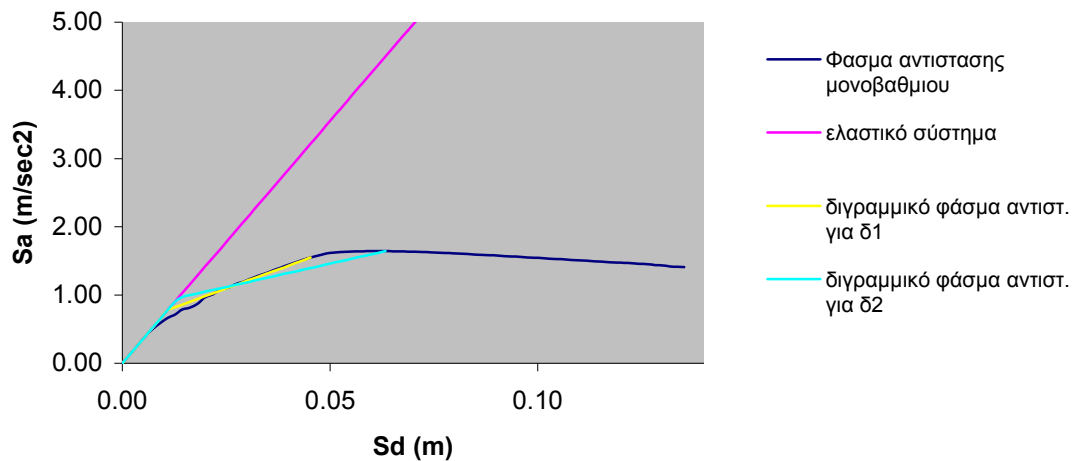
και η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης

$$V = 941\text{KN}$$

Για την εκτίμηση της σεισμικής απαίτησης εφαρμόζεται και η μέθοδος του ATC-40. Στη μέθοδο αυτή πραγματοποιούνται δοκιμές έως ότου υπάρξει σύγκλιση.

	m* (tn)	α	Γ	δ* (m)	Sa* (m/s ²)	κ	δy* (m)	Say* (m/s ²)	ζ _{υστ} %	ζ _{eff} %	SRα	SRν	Σύγκ.
1 ^η δοκ.	413	0.7 65	1.3 9	0.0 453	1.55	0.3 3	0.011	0.781	5.4 7	10. 47	0.761	0.817	όχι
2 ^η δοκ.	413	0.7 65	1.3 9	0.0 633	1.64	0.3 3	0.013 5	0,959	7.7 8	12. 78	0.697	0.767	όχι
3 ^η δοκ.	413	0.7 65	1.3 9	0.0 633	1.83								ναι

10.4 Πίνακας Δοκιμές σύγκλισης ATC-40 για Κ.



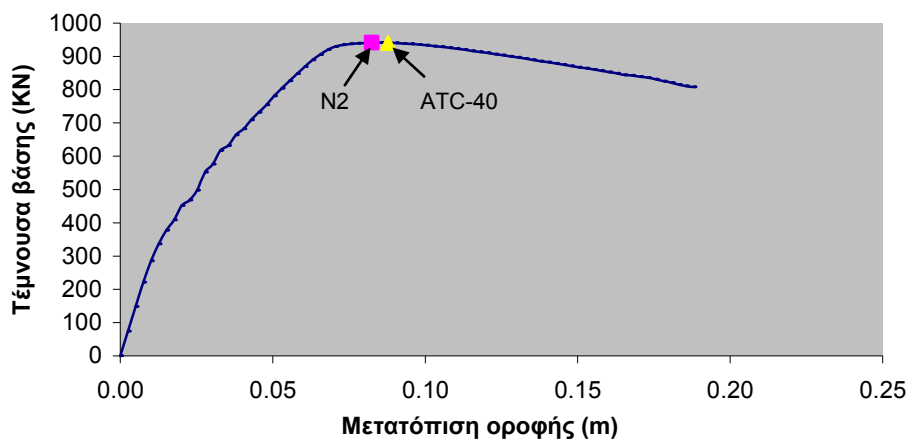
Άρα η στοχευόμενη μετακίνηση του κτιρίου **K** για την μέθοδο **ATC-40** είναι :

$$\Delta=0.0878\text{m}$$

και η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης

$$V=940.62\text{KN}$$

Η διαφορά των δύο αυτών μεθόδων προσδιορισμού της στοχευόμενης μετακίνησης είναι πολύ μικρή και εύλογη.



10.6 Σχήμα Καμπύλη αντίστασης και η απαιτούμενη παραμόρφωση για το φάσμα του Ε.Α.Κ 2000 στη σεισμική ζώνη II.

Το επόμενο βήμα είναι να εξετάσουμε αν η κατασκευή μπορεί να αναλάβει αυτή την παραμόρφωση που απαιτείται ή όχι. Ο έλεγχος αυτός θα γίνει με τα κριτήρια αστοχίας που έχουν επιλεγθεί για την εργασία αυτή.

Κριτήρια αστοχίας :

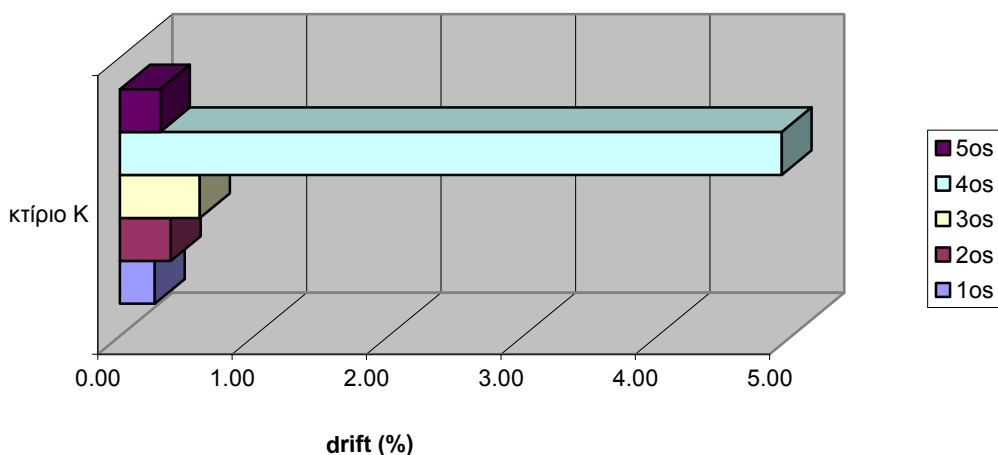
1) Παραμόρφωση αστοχίας περισφιγμένου σκυροδέματος ϵ_{cu} υποστρωμάτων

	Διαστάσεις	Συνδετήρες	ϵ_{cu}^*
1 ^{ος} όροφος	35 x 35	Φ 8/20	0.0045
		Φ 8/15	0.0051
2 ^{ος} όροφος	35 x 35	Φ 8/20	0.0045
3 ^{ος} όροφος	30 x 30	Φ 8/25	0.004
		Φ 8/20	0.0044
4 ^{ος} όροφος	30 x 30	Φ 8/20	0.0044
	25 x 25	Φ 8/30	0.0037
5 ^{ος} όροφος	30 x 30	Φ 8/35	0.0037
	25 x 25	Φ 8/40	0.0035

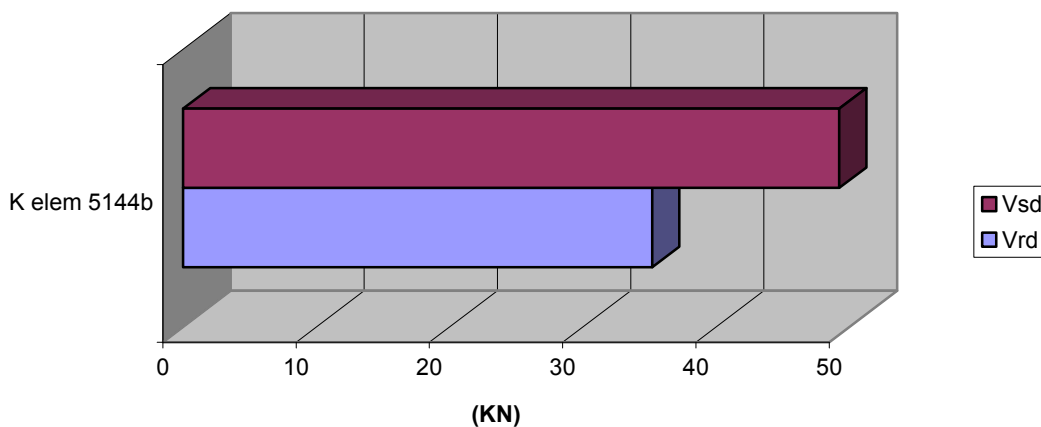
2) Παραμόρφωση αστοχίας διαμήκους οπλισμού $\varepsilon_{su} = 0.030$ ή 30‰.

Τα παραπάνω κριτήρια αστοχίας ελέγχονται κατά την διάρκεια της ανελαστικής ανάλυσης από το πρόγραμμα.

3) Σχετική μετακίνηση αστοχίας ορόφων 1.25%(drift). Ο έλεγχος έγινε με την επεξεργασία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης στο Microsoft Excel.

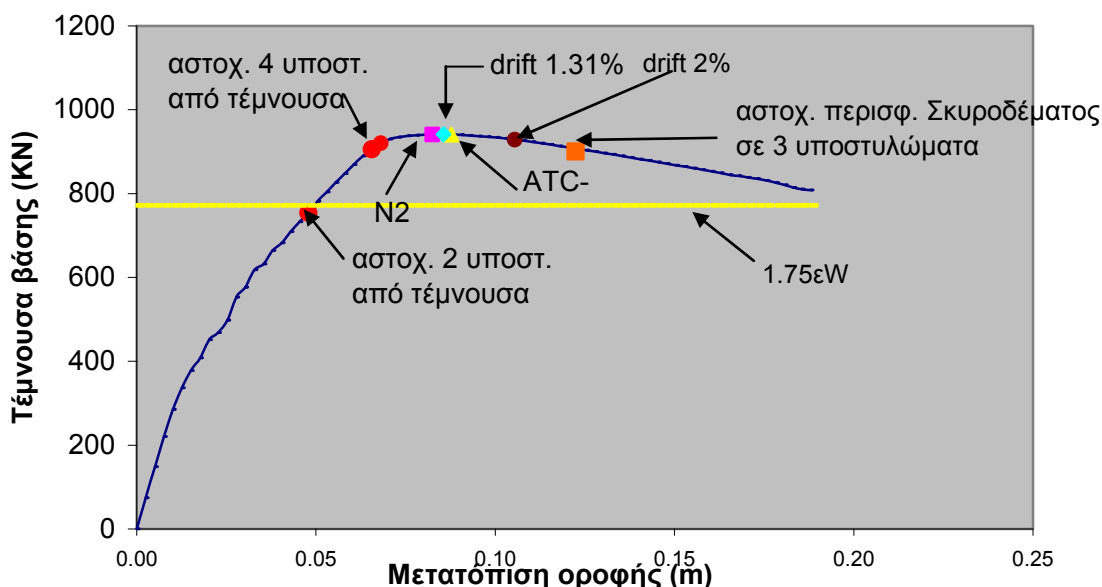


4) Αστοχία από τέμνουσα. Ο υπολογισμός της αντοχής της τέμνουσας έγινε βάση τον Ε.Κ.Ω.Σ 2000 υπολογίζοντας σε κάθε βήμα της ανάλυσης την αξονική ένταση των μελών και συγκρίνονταν η αντίστοιχη αντοχή με την τέμνουσα του μέλους. Ο έλεγχος έγινε με την επεξεργασία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης στο Microsoft Excel.



Η διαδικασία αυτή επαναλήφθηκε για όλα τα μέλη των στοιχείων-υποστυλωμάτων της κατασκευής αλλά θα παρουσιαστούν μόνο τα αποτελέσματα των υποστυλωμάτων που αστοχούν.

Τα υποστυλώματα που αστοχούν από τέμνουσα είναι αυτά του 4^{ου} ορόφου όπως φαίνεται και από το γράφημα των σχετικών μετακινήσεων ορόφων.



10.7 Σχήμα Καμπύλη αντίστασης πλαισίου

Η ανεπάρκεια συνδετήρων στον 4^ο όροφο και του διαμήκους οπλισμού έχει σαν αποτέλεσμα την πρόωρη αστοχία από διάτμηση (ψαθυρή αστοχία) της κατασκευής και συγκεκριμένα του 4^{ου} ορόφου. Έτσι η κατασκευή δεν είναι ικανή να παραλάβει την σεισμική απαίτηση όπως επιβάλλει ο Ε.Α.Κ. Επιπλέον η πρώτη αστοχία εντοπίζεται στη στάθμη για $V_u = 1.75\varepsilon W$ όπου V_u η ισοδύναμη οριακή τέμνουσα βάσης σχεδιασμού, $V_d = \varepsilon W$ τέμνουσα σχεδιασμού, εξαιτίας του γεγονότος ότι οι επιτρεπόμενες τάσεις του χάλυβα και του σκυροδέματος είναι χαμηλότερες από τις πραγματικές τους.

Κτίριο	f_m [MPa]	T [sec]	$V^{επιτ}$ [KN]	$\delta^{επιτ}$ [m]	δ_{N2} [m]	δ_{ATC} [m]	Κριτήριο Αστοχίας
Κ	-	0.728	781.2 3	0.04 8	0.0824	0.0878	Διάτμηση

Η ίδια πορεία ανάλυσης ακολουθήθηκε για το τοιχοπληρωμένο και το κτίριο pilotis. Τα αποτελέσματα για αυτά τα κτίρια θα παρουσιαστούν συνοπτικά.

10.2.2 Τοιχοπληρωμένο (T1) και pilotis (T2)

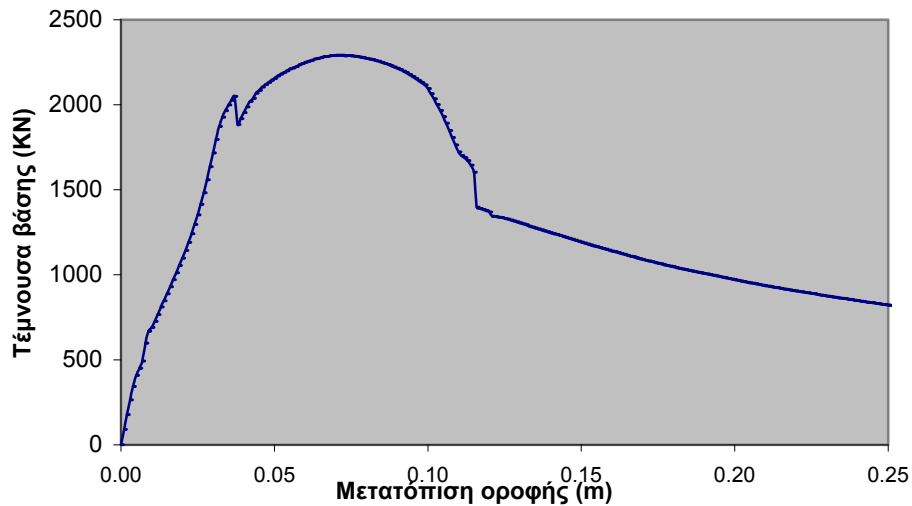
Οι παράμετροι της τοιχοποιίας προέκυψαν από την εκτίμηση πειραματικών αποτελεσμάτων. Για την καλύτερη προσομοίωση της τοιχοποιίας χρησιμοποιήθηκαν τρία μοντέλα και αυτό γιατί αλλάζει η γεωμετρία των φατνωμάτων της κατασκευής από όροφο σε όροφο.

	Ισόγειο-1 ^{ος} Όροφος	2 ^{ος} Όροφος	3 ^{ος} -4 ^{ος} Όροφος
f_m (MPa)	2.5	2.5	2.5
E_m (MPa)	1875	1875	1875
f_t (MPa)	$575 \cdot 10^{-6}$	$575 \cdot 10^{-6}$	$575 \cdot 10^{-6}$
t_w (m)	0.2	0.2	0.2
A_1 (m^2)	0.15	0.152	0.154
A_2 (%)	20	20	20
h_z (%)	17	17	17
x_0 (%)	5	4.2	3.5
y_0 (%)	16.6	16.6	16.6
γ_s (%)	50	50	50
em	0.0037	0.0037	0.0036
eu	0.02	0.021	0.022
e1	0.0003	0.0003	0.0003
e2	0.0006	0.0006	0.0006
γ_{un}	1.7	1.7	1.7
a_{re}	0.2	0.2	0.2
a_{ch}	0.9	0.9	0.9
β_a	2.0	2.0	2.0
γ_{plu}	1.0	1.0	1.0
γ_{plr}	1.1	1.1	1.1

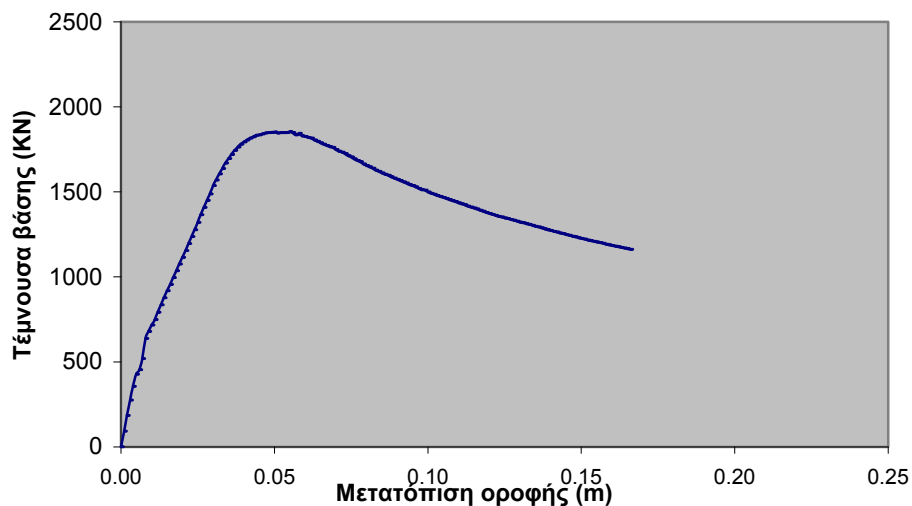
10.5 Πίνακας Παράμετροι τοιχοποιίας.

Τα αποτελέσματα του τοιχοπληρωμένου και του κτιρίου με pilotis θα εμφανίζονται παράλληλα αφού η διαδικασία ανάλυσης είναι ίδια.

Η καμπύλη αντίστασης τέμνουσας βάσης-μετατόπιση κορυφής που προέκυψε από την ανάλυση είναι :

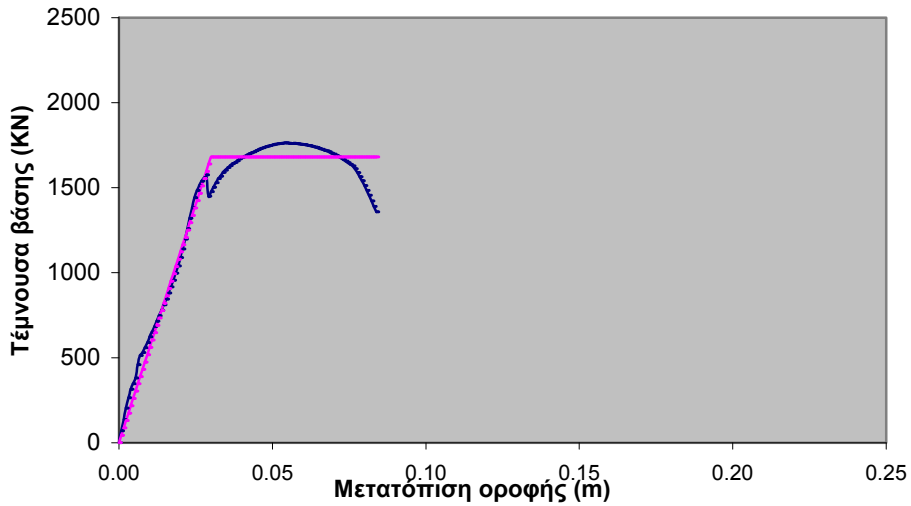


10.8 Σχήμα Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής τοιχοπληρωμένου.

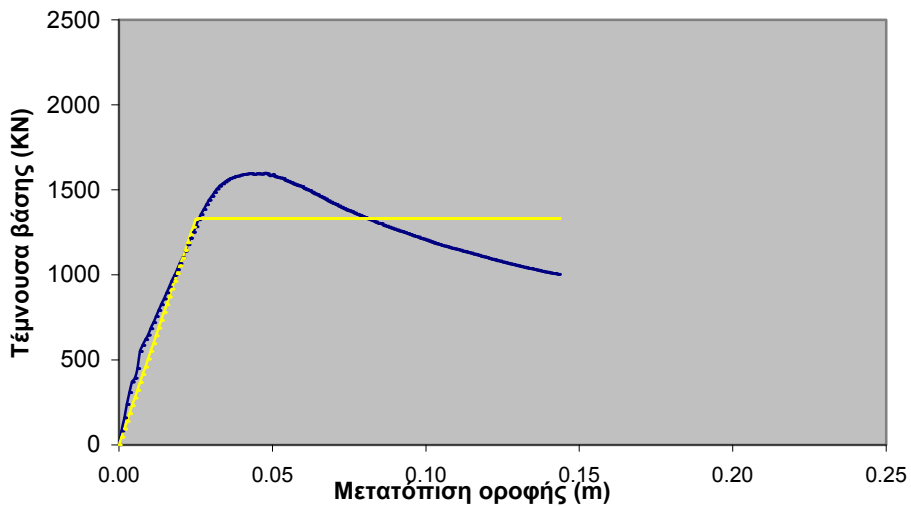


10.9 Σχήμα Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής κτιρίου pilotis.

Για την εφαρμογή της μεθόδου N2 μετατρέπεται το πολυβάθμιο σύστημα σε μονοβάθμιο και την αντίστοιχη διγραμμική καμπύλη αντίστασης.



10.10 Σχήμα Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής μονοβάθμιου τοιχοπληρωμένου.



10.11 Σχήμα Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής μονοβάθμιου pilotis.

Έπειτα από δοκιμές τα χαρακτηριστικά της διγραμμικής καμπύλης παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα :

	F_y^* (KN)	dy^* (m)	Γ	m^* (tn)	K^* (KN/m)	Say^* (m/sec ²)	T^* (sec)
T1	1680	0.03	1.30	497.86	56045.40	3.38	0.59
T2	1330	0.025	1.16	631.18	53042.34	2.10	0.69

Ο έλεγχος της κατασκευής έγινε με το ελαστικό φάσμα του Ε.Α.Κ για έδαφος Α και σεισμική ζώνη ΙΙ.

Η σεισμική απαίτηση του ελαστικού συστήματος είναι

	S _{ae} (m/sec ²)	S _{de} (m)	R _μ	μ _d	S _d * (m)
T1	3.98	0.04	1.18	1.18	0.0353
T2	3.44	0.04	1.64	1.64	0.041

Άρα η στοχευόμενη μετακίνηση των κτιρίων T1 και T2 με την μέθοδο N2:

Δ=0.0458m και **Δ=0.0474m**

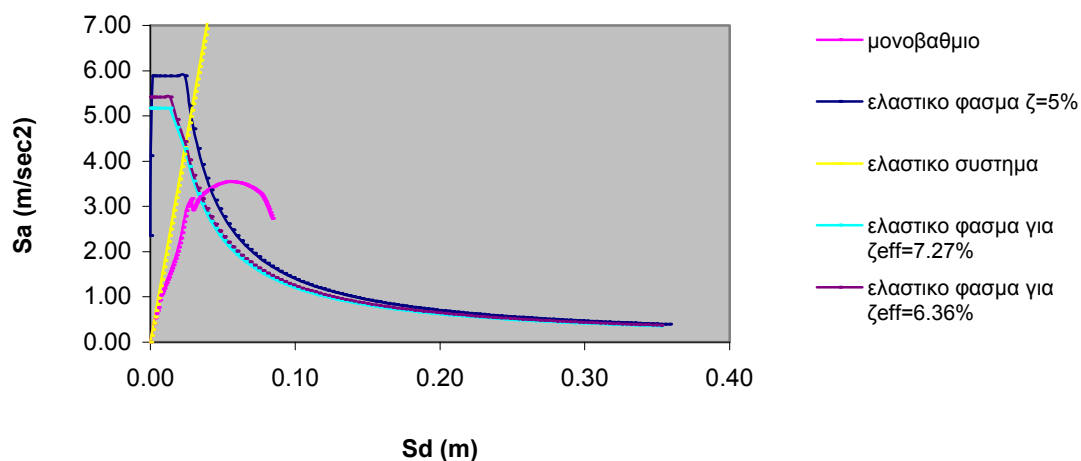
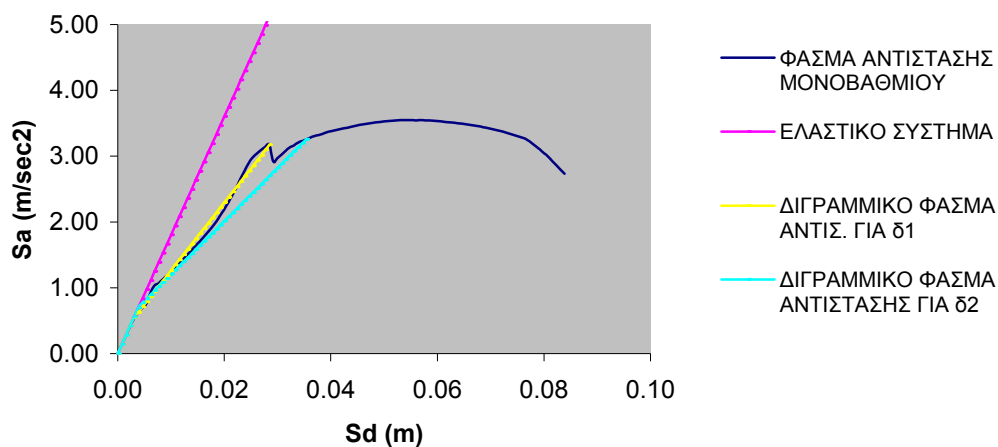
και η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης

V=2100KN και **V=1850KN**, αντίστοιχα.

Για την εκτίμηση της σεισμικής απαίτησης εφαρμόζεται και η μέθοδος του ATC-40. Στη μέθοδο αυτή πραγματοποιούνται δοκιμές έως ότου υπάρξει σύγκλιση.

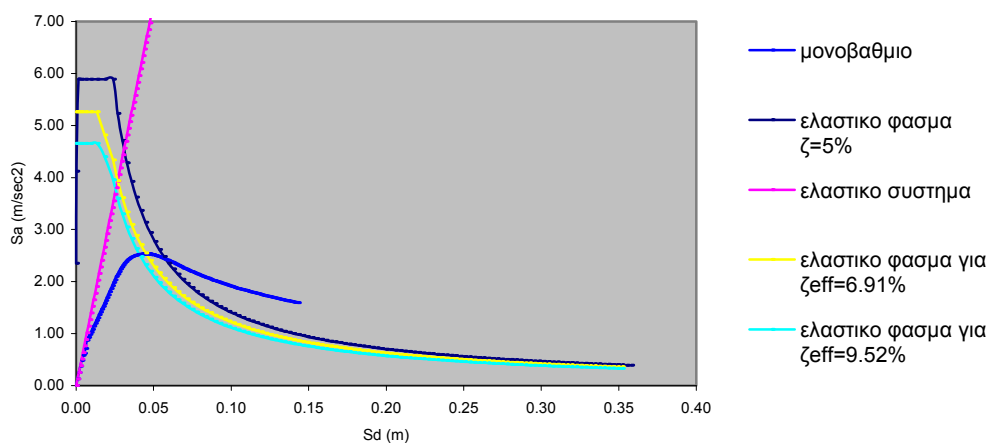
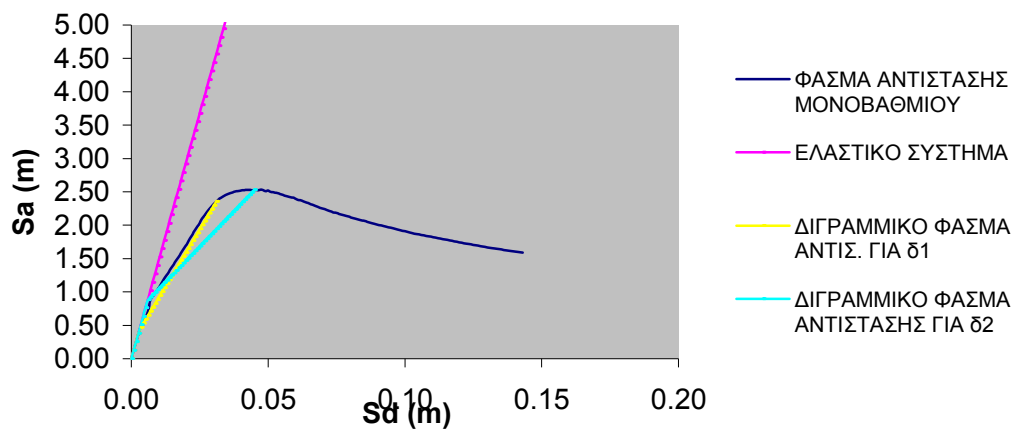
T1	m*	α	Γ	δ*	S _a *	κ	δy*	S _{ay} *	ζ _{υστ} %	ζ _{eff} %	SR _α	SR _v	Σύγκ.
	(m)			(m)	(m/s ²)		(m)	(m/s ²)					
1 ^η δοκ.	497 .86	0.8 62	1.3	0.0 285	3.17	0.3 3	0.003	0.54	1.3 6	6.3 6	0.921	0.94	όχι
2 ^η δοκ.	497 .86	0.7 65	1.3 9	0.0 354	3.26	0.3 3	0.004	0,72	2.2 7	7.2 7	0.878	0.907	όχι
3 ^η δοκ.	497 .86	0.7 65	1.3 9	0.0 346	3.23								ναι

Διαγράμματα δοκιμών για το T1 :



T2	m* (tn)	α	Γ	δ* (m)	Sa* (m/s2)	κ	δy* (m)	Say* (m/s2)	ζ _{υστ} %	ζ _{eff} %	SRα	SRν	Σύγκ.
1 ^η δοκ.	631 .18	0.9 77	1.1 6	0.0 31	2.35	0.3 3	0.003	4.41	1.9 1	6.9 1	0.894	0.92	όχι
2 ^η δοκ.	631 .18	0.9 77	1.1 6	0.0 448	2.53	0.3 3	0.006	0.882	4.5 2	9.5 2	0.791	0.84	όχι
3 ^η δοκ.	631 .18	0.9 77	1.1 6	0.0 431	2.53								ναι

Διαγράμματα δοκιμών για το T2:

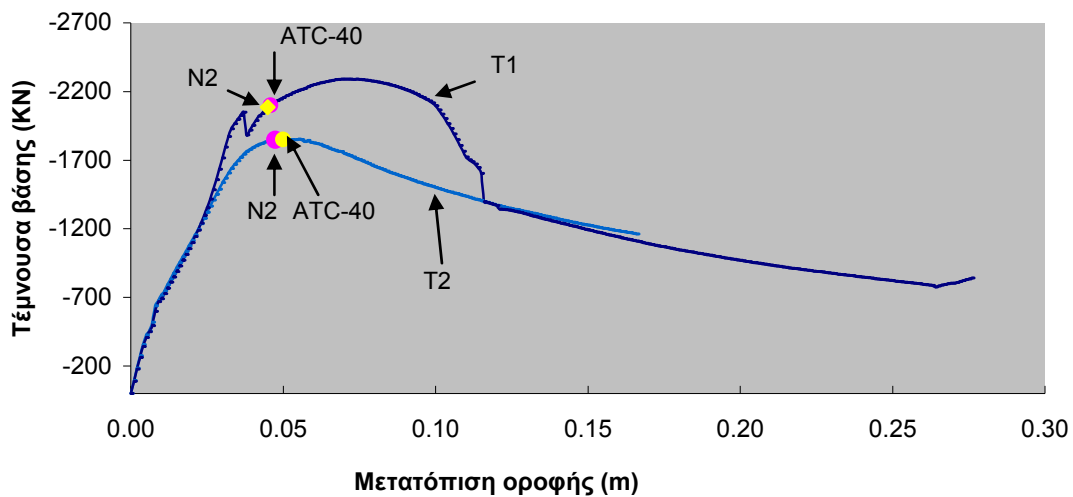


Άρα η στοχευόμενη μετακίνηση των κτιρίων T1 και T2 με την μέθοδο ATC-40 :

$\Delta=0.0449 \text{ m}$ και $\Delta=0.0499 \text{ m}$

και η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης

$V=2085.70 \text{ KN}$ και $V=1850.04 \text{ KN}$, αντίστοιχα.



10.12 Σχήμα Καμπύλη αντίστασης και η απαιτούμενη παραμόρφωση για το φάσμα του Ε.Α.Κ 2000 στη σεισμική ζώνη ΙΙ.

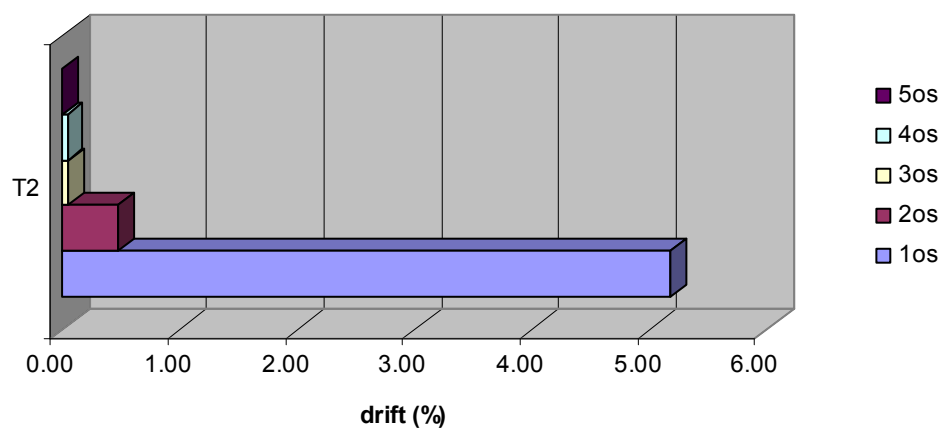
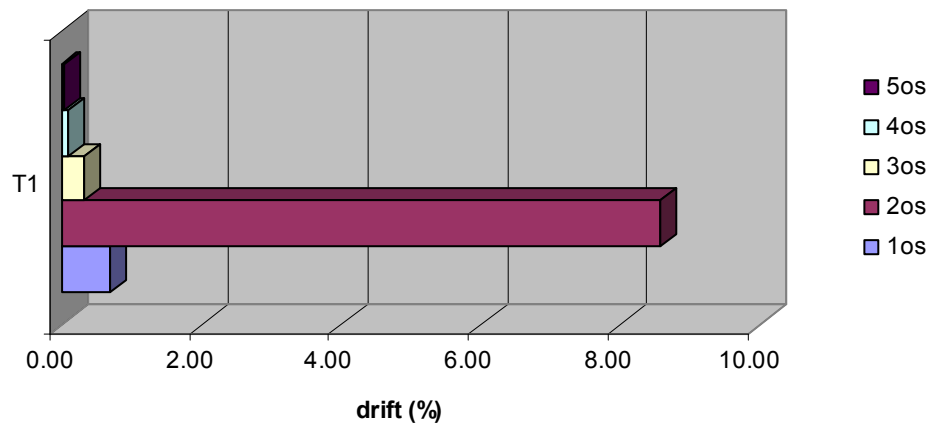
Τα κριτήρια αστοχίας που ελέγχθηκαν είναι τα ίδια με αυτά του πλαισίου

1) Παραμόρφωση αστοχίας περισφιγμένου σκυροδέματος ϵ_{cu} υποστλωμάτων

	Διαστάσεις	Συνδετήρες	ϵ_{cu}^*
1 ^{ος} όροφος	35 x 35	Φ 8/20	0.0045
		Φ 8/15	0.0051
2 ^{ος} όροφος	35 x 35	Φ 8/20	0.0045
3 ^{ος} όροφος	30 x 30	Φ 8/25	0.004
		Φ 8/20	0.0044
4 ^{ος} όροφος	30 x 30	Φ 8/20	0.0044
	25 x 25	Φ 8/30	0.0037
5 ^{ος} όροφος	30 x 30	Φ 8/35	0.0037
	25 x 25	Φ 8/40	0.0035

2) Παραμόρφωση αστοχίας διαμήκους σπλισμού $\epsilon_{su} = 0.030$ ή 30‰.

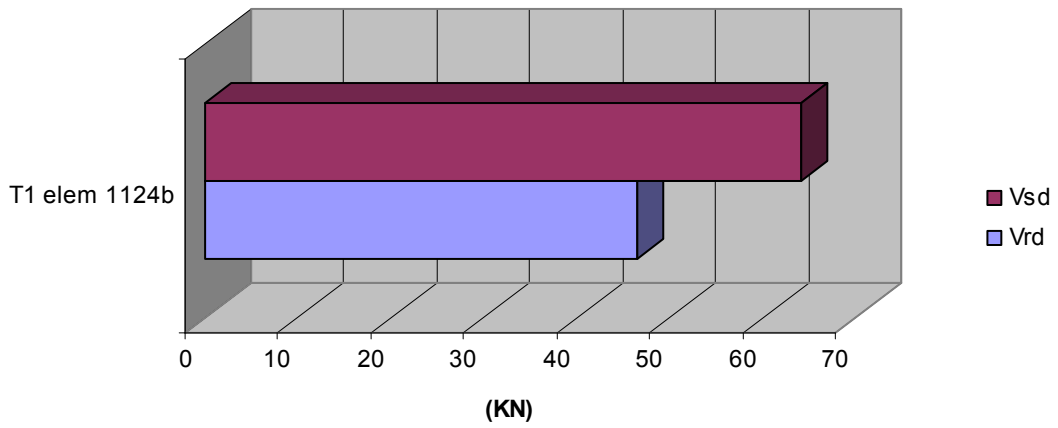
3) Σχετική μετακίνηση αστοχίας ορόφων 1.25%(drift).



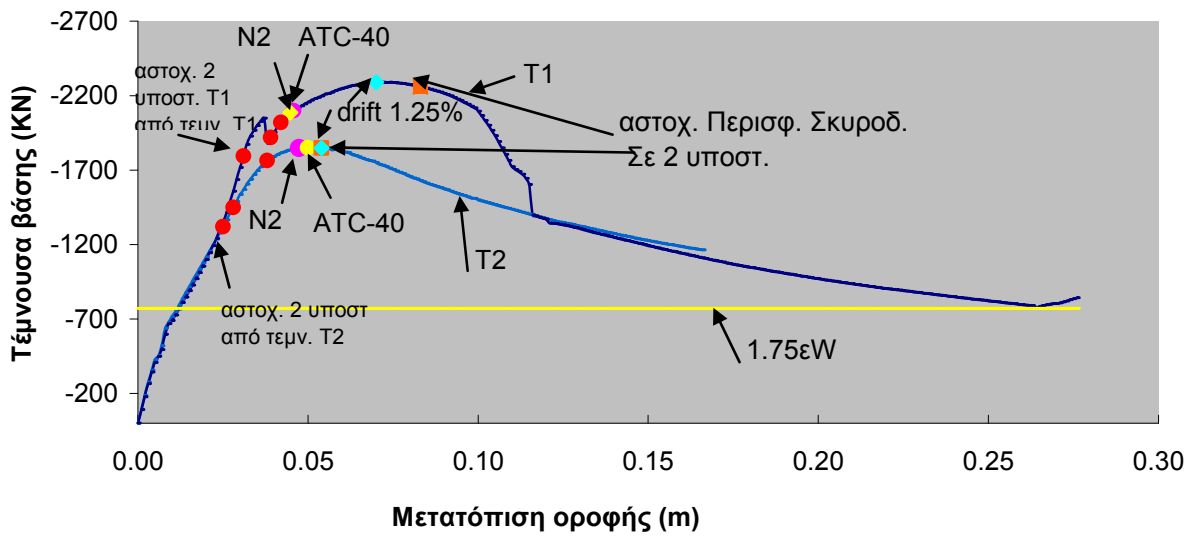
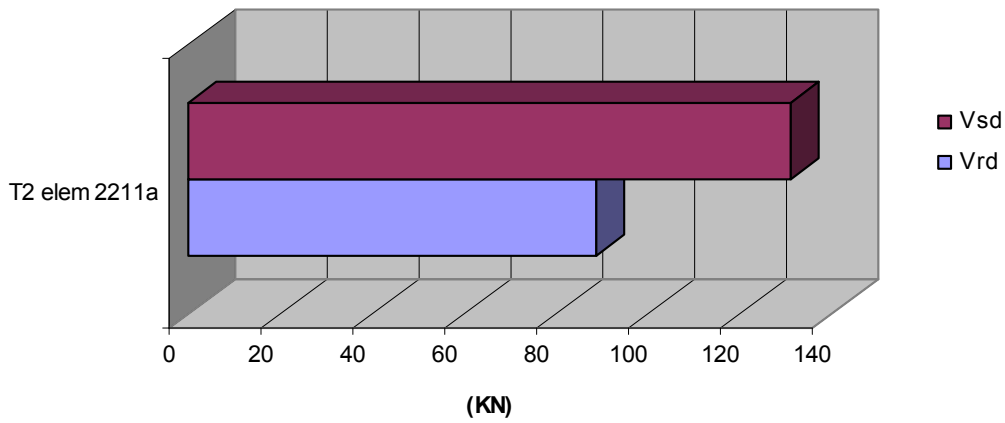
Συγκρίνοντας τις σχετικές μετακινήσεις των κτιρίων διαπιστώνει κανείς ότι με τις τοιχοποιίες μετατοπίζεται το πρόβλημα των αστοχιών σε άλλους ορόφους. Ενώ στο πλαίσιο ο όροφος που είχε μεγάλες σχετικές μετακινήσεις ήταν ο 4^{ος}, στο τοιχοπληρωμένο εμφανίζονται μεγάλες σχετικές μετακινήσεις στον δεύτερο όροφο ενώ στο κτίριο τύπου pilotis παρατηρούνται μεγάλα drift στο ισόγειο όπως ήταν αναμενόμενο.

4) Αστοχία από τέμνουσα. Ο υπολογισμός της αντοχής της τέμνουσας έγινε βάση τον Ε.Κ.Ω.Σ 2000 υπολογίζοντας σε κάθε βήμα της ανάλυσης την αξονική ένταση των μελών και συγκρίνονταν η αντίστοιχη αντοχή με την τέμνουσα του μέλους.

Για το τοιχοπληρωμένο ο όροφος που παρουσιάζει τις περισσότερες αστοχίες υποστυλωμάτων από τέμνουσα είναι ο 2^{ος} και συγκεκριμένα στην κορυφή των υποστυλωμάτων.



Για το κτίριο pilotis ο όροφος που παρουσιάζει τις περισσότερες αστοχίες υποστρωμάτων από τέμνουσα στο ισόγειο, όπως αναμενόταν, συγκεκριμένα στην βάση των υποστρωμάτων, πράγμα που επηρεάζει άμεσα την ευστάθεια του δομήματος .

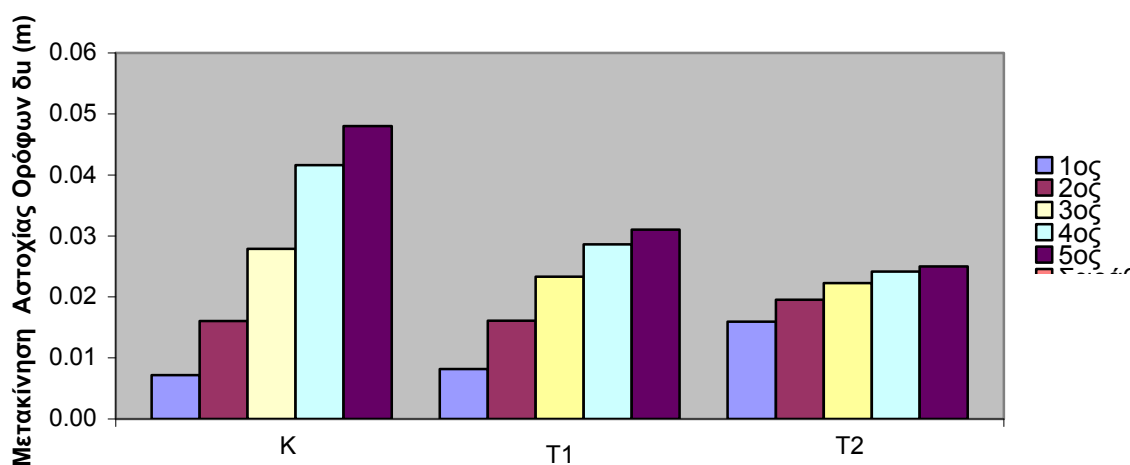


10.13 Σχήμα Καμπύλη αντίστασης T1 και T2.

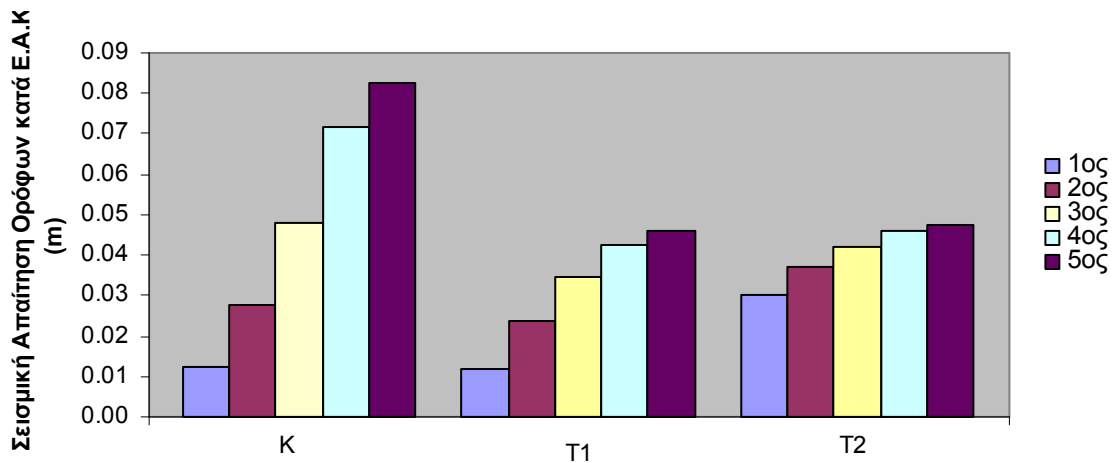
Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των κτιρίων :

Κτίριο	f_m [MPa]	T [sec]	$V_{επιτ}$ [KN]	$\delta_{επιτ}$ [m]	δ_{N_2} [m]	δ_{ATC} [m]	Κριτήριο Αστοχίας
Κ	-	0.728	781.23	0.048	0.0824	0.0878	Διάτμηση
T1	2.5	0.27	1795.34	0.031	0.0458	0.0449	Διάτμηση
T2	2.5	0.41	1320.30	0.025	0.0474	0.0499	Διάτμηση

Σύμφωνα με αυτά η αστοχία επέρχεται πολύ νωρίς από την απαίτηση του σημερινού Αντισεισμικού Κανονισμού. Αστοχία και για τα τρία κτίρια ορίζεται ως η πρώτη ικανοποίηση των κριτηρίων αστοχίας που όπως παρουσιάστηκε οφείλεται από την ελλιπή ικανότητα των υποστυλωμάτων να παραλάβουν τέμνουσα. Σύμφωνα με την ανάλυση των αποτελεσμάτων για την μετακίνηση του Ε.Α.Κ. στο πλαίσιο έχουν αστοχήσει 6 υποστυλώματα από τέμνουσα στον 4^ο όροφο, η σχετική μετακίνηση του ορόφου είναι 1.3%, στο τοιχοπληρωμένο έχουν αστοχήσει από τέμνουσα 6 υποστυλώματα στον 2^ο όροφο, η σχετική μετακίνηση του ορόφου είναι 0.6%, και στο τοιχοπληρωμένο με πιλοτή έχουν αστοχήσει από τέμνουσα 6 υποστυλώματα στην βάση τους, η σχετική μετακίνηση του ισογείου είναι 1%.

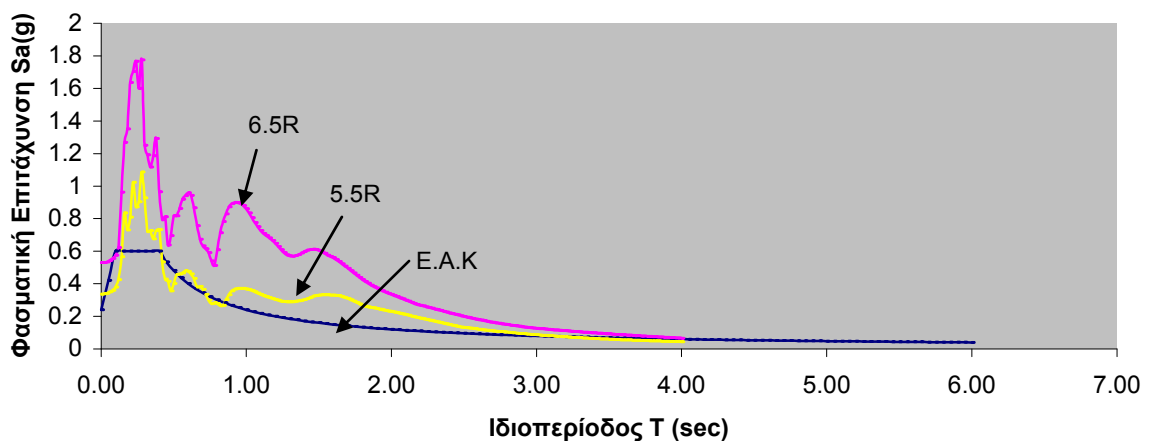


10.14 Σχήμα Μετακίνηση αστοχίας ορόφων .

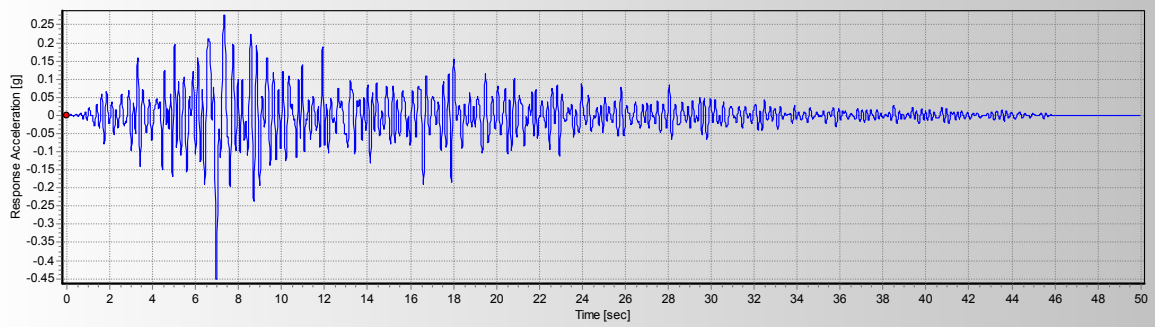


10.15 Σχήμα Απαιτούμενη απόκριση ορόφων κατά Ε.Α.Κ .

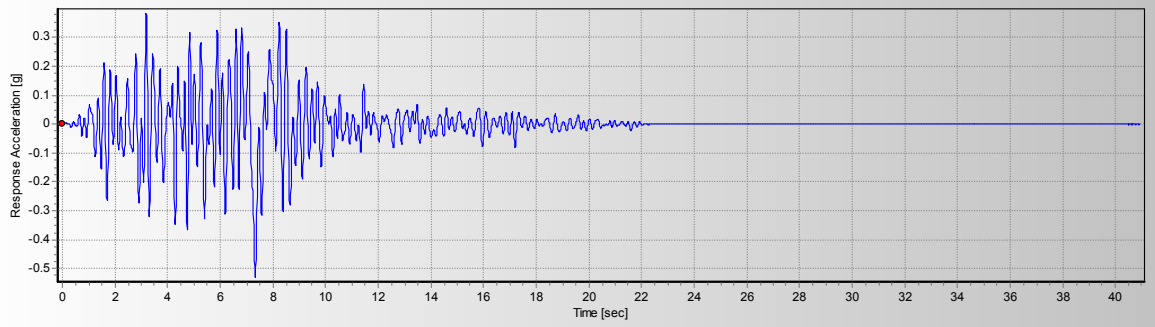
Στη συνέχεια τα κτίρια υποβλήθηκαν σε χρονοϊστορίες (6.5Richter και 5.5Richter) σεισμών του Σαρωνικού για κατασκευές που βρίσκονται στην περιοχή της Βούλας με σκοπό να εκτιμήσουμε την απαιτούμενη απόκριση των κατασκευών υπό αυτές τις διεγέρσεις. Για την εκτίμηση αυτή χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Seismosignal από το οποίο προέκυψαν τα φάσματα των διεγέρσεων και κατόπιν με την ιδιοπερίοδο των κτιρίων εκτιμήθηκε η απόκριση των κατασκευών.



10.16 Σχήμα Φάσματα σεισμικών επιταχυνσιογραφημάτων 5.5Richter, 6.5Richter και Ε.Α.Κ.(0.24g έδαφος Α).

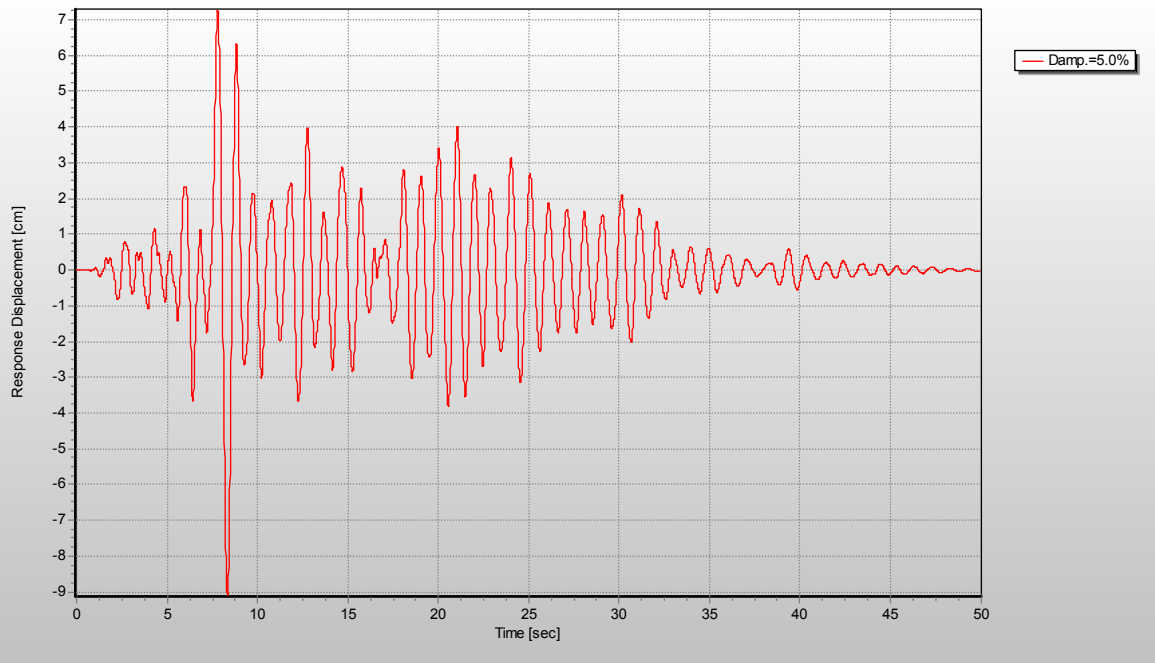


10.17 Σχήμα Επιταχυνσιογράφημα εντάσεως 5.5Richter.



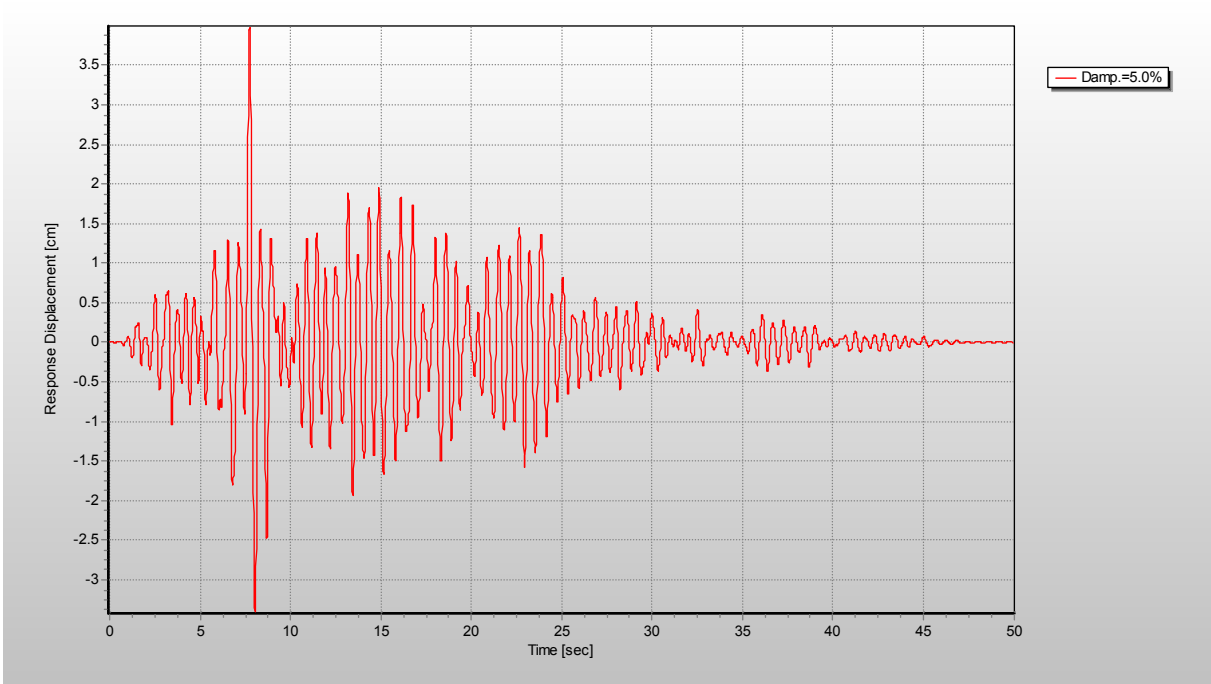
10.18 Σχήμα Επιταχυνσιογράφημα εντάσεως 6.5Richter.

Για το πλαίσιο η αναμενόμενη απόκριση υπό την παραπάνω σεισμική διέγερση είναι :



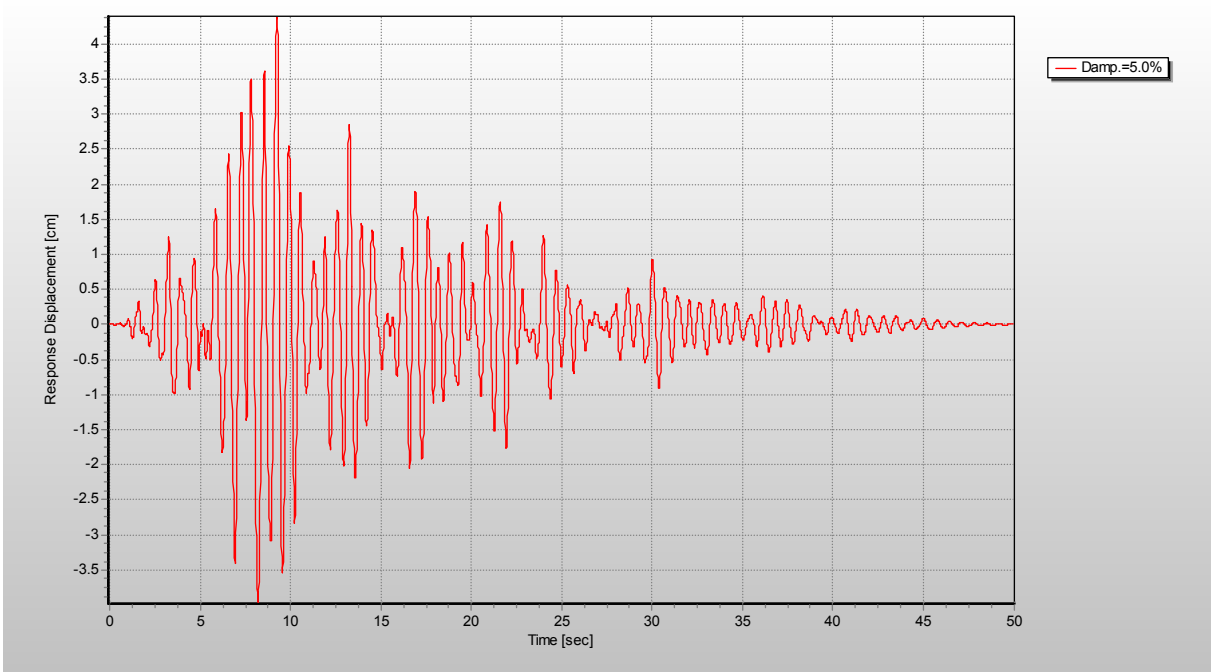
10.19 Σχήμα Μετακίνηση οροφής K σε σεισμική διέγερση εντάσεως 5.5Richter.

Για το τοιχοπληρωμένο κτίριο

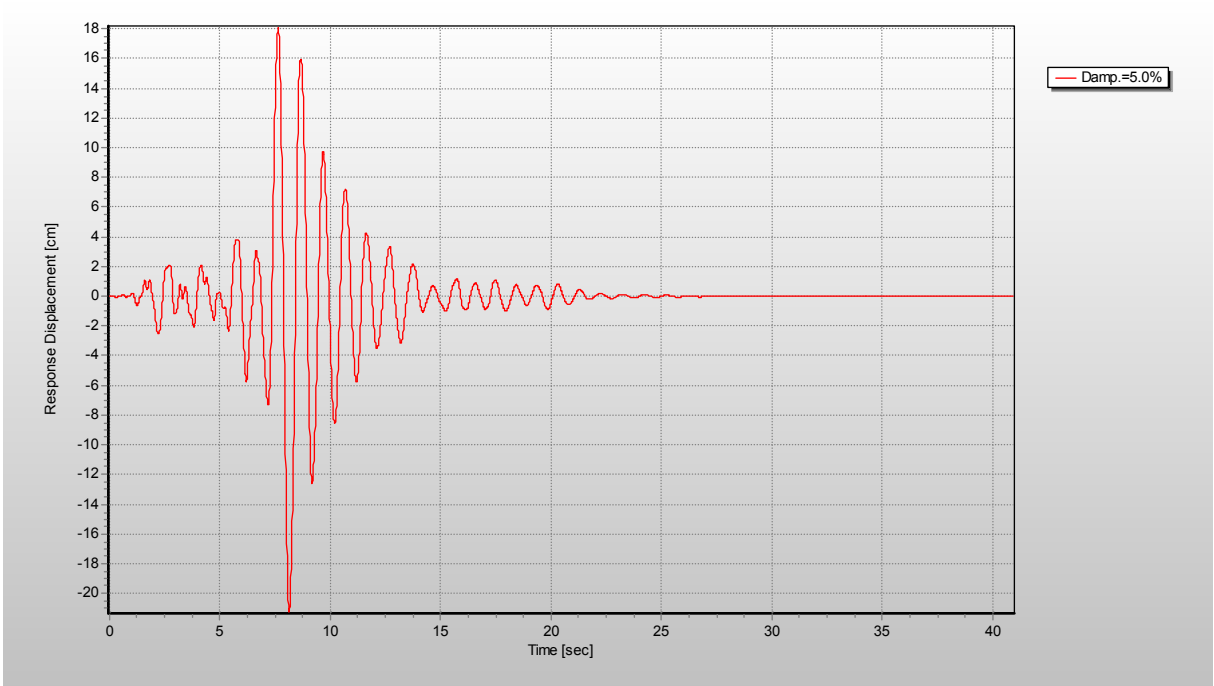


10.20 Σχήμα Μετακίνηση οροφής T1 σε σεισμική διέγερση εντάσεως 5.5Richter.

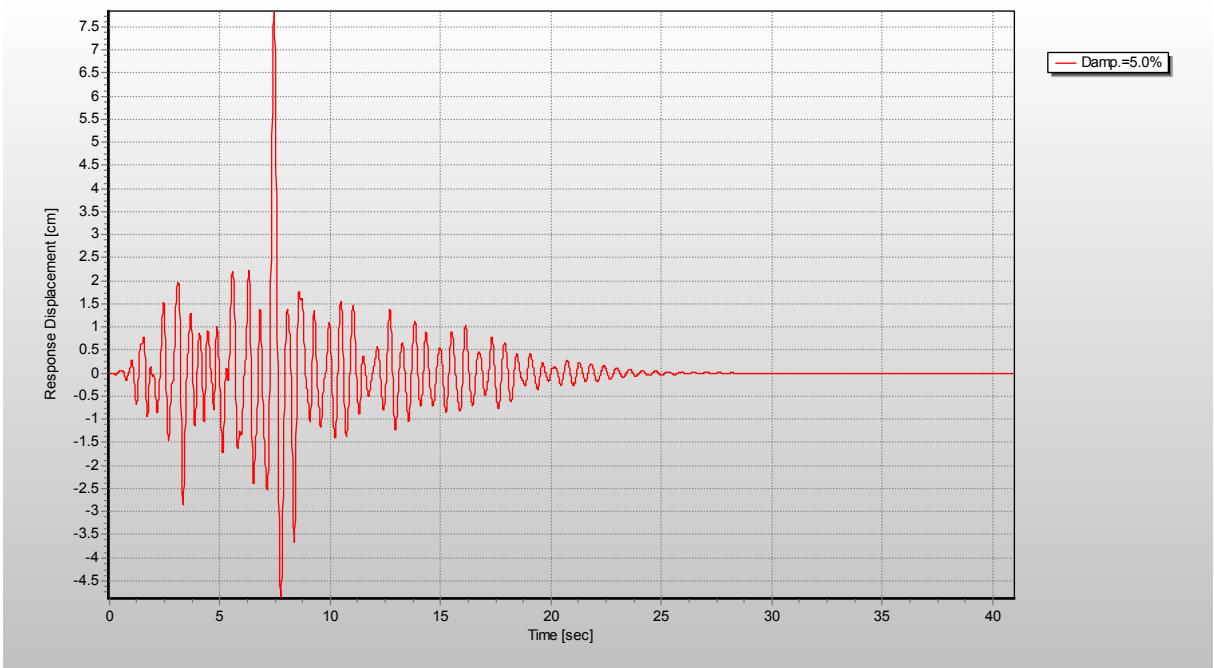
Για το κτίριο pilotis



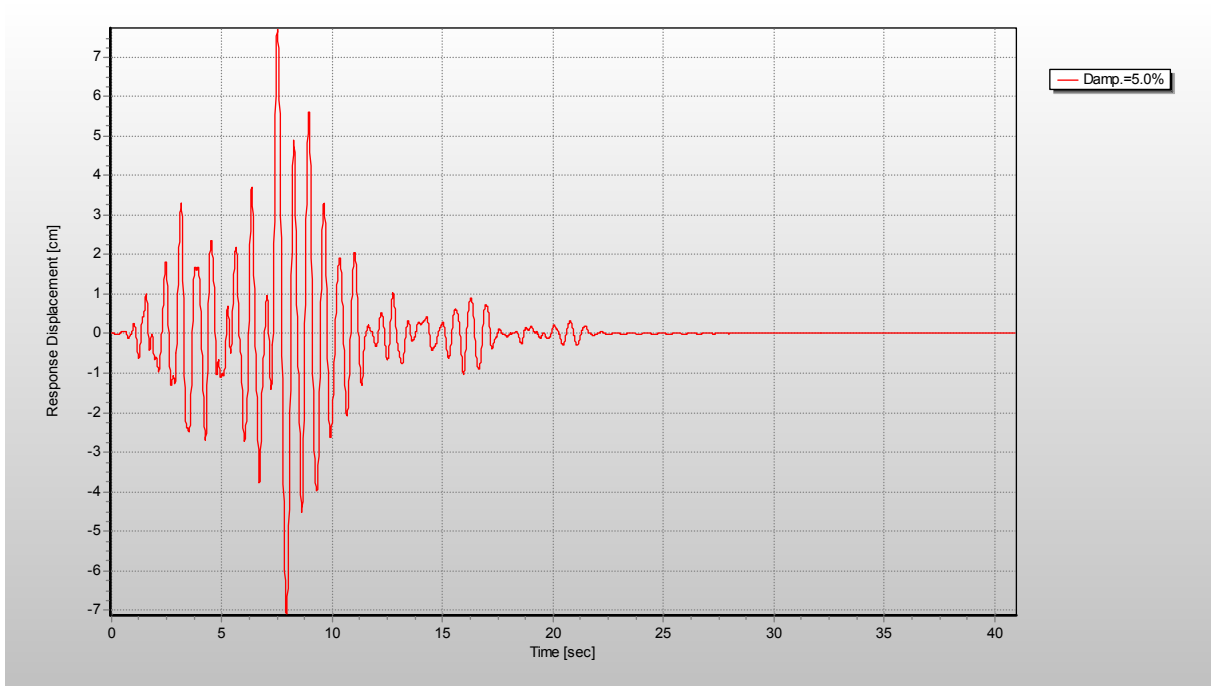
10.21 Σχήμα Μετακίνηση οροφής T2 σε σεισμική διέγερση εντάσεως 5.5Richter.



10.22 Σχήμα Απόκριση πλαισίου σε σεισμική διέγερση εντάσεως 6.5Richter.



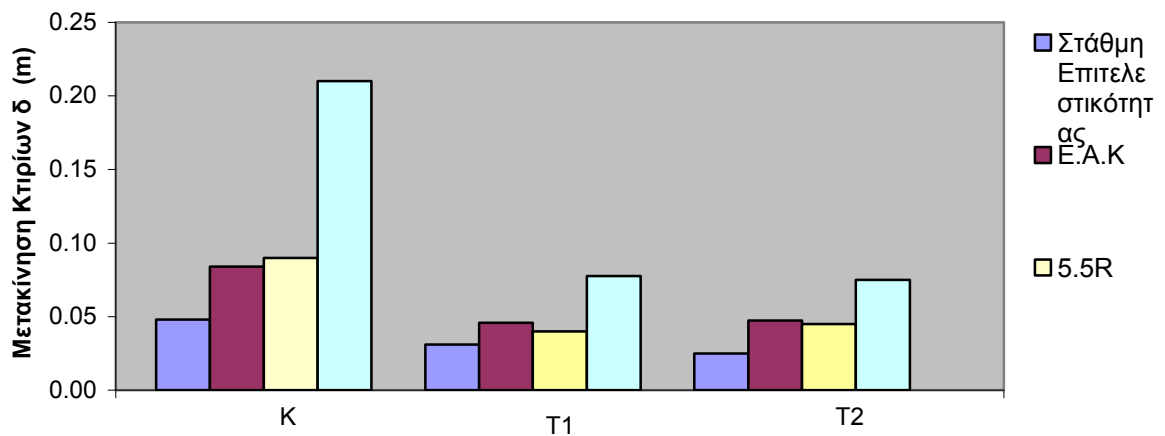
10.23 Σχήμα Απόκριση τοιχοπληρωμένου σε σεισμική διέγερση εντάσεως 6.5Richter.



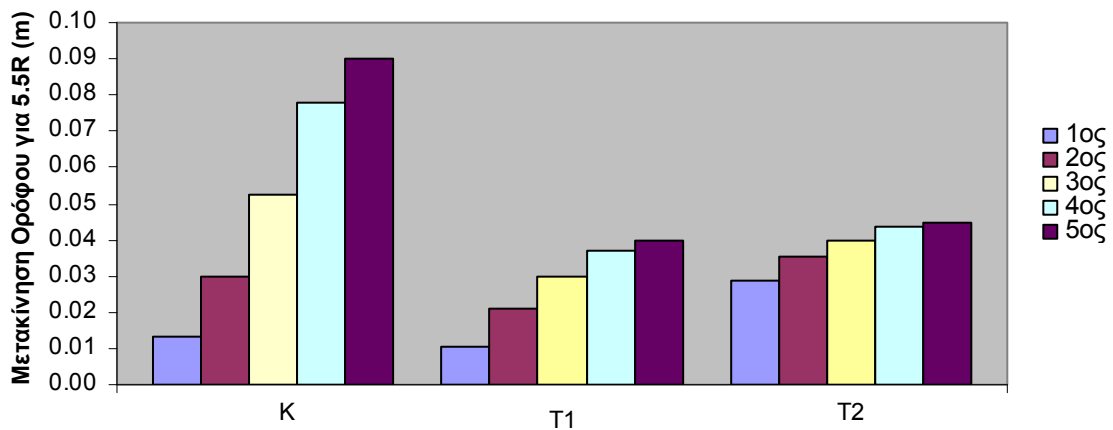
10.24 Σχήμα Απόκριση pilotis σε σεισμική διέγερση εντάσεως 6.5Richter.

Τα αποτελέσματα της σεισμικής απαίτησης είναι :

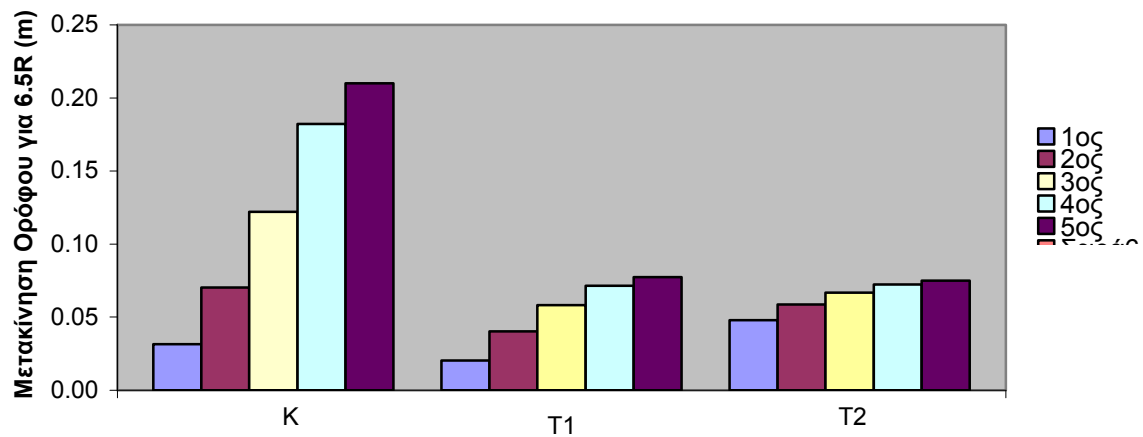
Κτίριο	f_m [MPa]	T [sec]	$V^{επιτ}$ [KN]	$\delta^{επιτ}$ [m]	$\delta_{5.5R}$ [m]	$\delta_{6.5R}$ [m]	$\delta_{E.A.K}$ [m]	Κριτήριο Αστοχίας
Κ	-	0.728	781.23	0.048	0.09	0.21	0.0824	Διάτμηση
T1	2.5	0.27	1795.34	0.031	0.04	0.0775	0.0458	Διάτμηση
T2	2.5	0.41	1320.30	0.025	0.045	0.075	0.0474	Διάτμηση



10.25 Σχήμα Μετακίνηση κτιρίων.



10.26 Σχήμα Απαιτούμενη μετακίνηση ορόφων για σεισμό 5.5 Richter.



10.27 Σχήμα Απαιτούμενη μετακίνηση ορόφων για σεισμό 6.5 Richter.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων για το κτίριο K με συγκεντρωμένη πλαστιμότητα(Drain) διεξήχθησαν από την διδακτορική διατριβή του Κων/νου Ρεπαπή. Η κατανομή της πλευρικής ώθησης στις στάθμες των ορόφων είναι σύμφωνα με την τριγωνική κατανομή :

$$F_i = \frac{m_i z_i}{\sum_{i=1}^5 m_i z_i} \quad \text{όπου } m_i \text{ είναι η μάζα του διαφράγματος και } z_i \text{ το ύψος του από το έδαφος.}$$

Κ Διαφράγματα	m_i (kgr)	h_i (m)	H_i (m)	$m_i \cdot H_i$	K(KN)
5 ^ο Διάφραγμα	98.43	3	15	1476.5	302.10
4 ^ο Διάφραγμα	162.57	3	12	1950.8	399.16
3 ^ο Διάφραγμα	162.57	3	9	1463.1	299.37
2 ^ο Διάφραγμα	162.57	3	6	975.4	199.58
1 ^ο Διάφραγμα	162.57	3	3	487.7	99.79

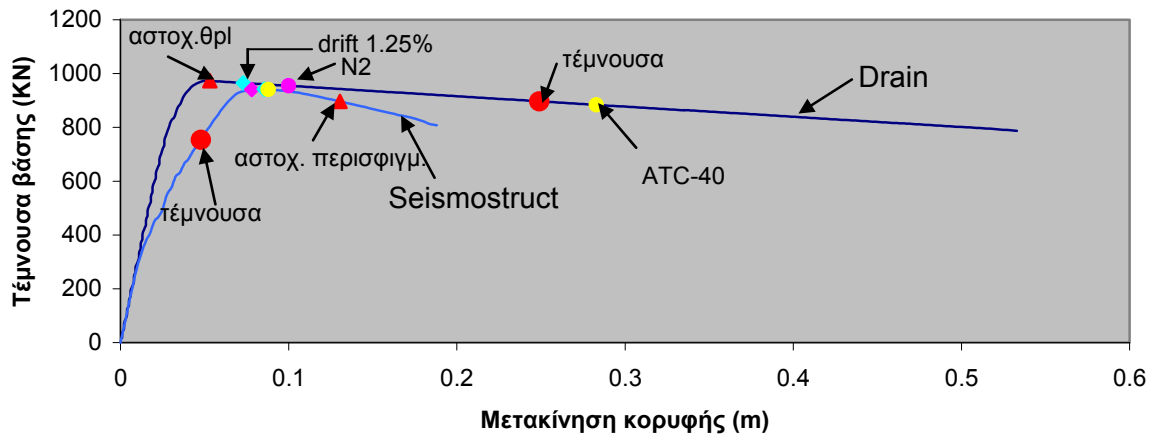
Στο drain δεν υπάρχει η δυνατότητα να εισάγουμε υλικά αλλά εισάγουμε εμβαδόν διατομής, διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής και δυσκαμψίες των στοιχείων (δοκών και υποστλωμάτων) . Για την εύρεση των διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων χρησιμοποιείται ένα άλλο λογισμικό (CrossSection) που αναλύεται στη διδακτορική διατριβή.

Το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων προσεγγίζεται με μια διγραμμική καμπύλη, με χαρακτηριστικά σημεία αυτό της διαρροής και της αστοχίας της διατομής. Σε κάθε διατομή δίνονται οι διαστάσεις της, τα χαρακτηριστικά των υλικών της, και ο οπλισμός σε στρώσεις, δίνοντας τις αποστάσεις της κάθε στρώσης οπλισμού από την άνω ακραία ίνα της διατομής.

Στην περίπτωση περισφιγμένων διατομών, για τον υπολογισμό της οριακής καμπυλότητας αστοχίας του στοιχείου, λαμβάνεται υπόψη η οριακή παραμόρφωση αστοχίας της ακραίας ίνας του υπό περισφιγξη πυρήνα, μετά την αποφλοίωση του σκυροδέματος της επικάλυψης.

Κατά την ανάλυση, χρησιμοποιείται η ροπή αδρανείας της ρηγματωμένης διατομής, ώστε να ληφθεί υπόψη η ρηγμάτωση στο διγραμμικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται.

Για την ανελαστική ανάλυση στις δοκούς λαμβάνεται ροπή αδράνειας ίση με το 50% και για τα υποστλώματα ίση με το 100% της αρηγμάτωτης διατομής.



10.28 Σχήμα Καμπύλες αντίστασης κτιρίου K drain-Seismostruct.

Κτίριο K	f_m [MPa]	T [sec]	$V^{επιτ}$ [kN]	$\delta^{επιτ}$ [m]	δ_{N2} [m]	δ_{ATC} [m]	Κριτήριο Αστοχίας
Drain	-	0.76	973.5	0.053	0.010	0.283	θ_{pl}
Seismostruct	-	0.728	781.23	0.048	0.0824	0.0878	Διάτμηση

Η διαφορά στην διατμητική αστοχία των δύο μοντέλων οφείλεται στο γεγονός ότι για την διαρροή του οπλισμού του συνδετήρα στο μοντέλο του drain η τιμή διαρροής είναι 310MPa ενώ στο μοντέλο του Seismostruct η τιμή διαρροής είναι 250MPa.

Η σύγκριση όμως μπορεί να γίνει για την καμπτική αστοχία των δύο μοντέλων. Στο drain η καμπτική αστοχία από γωνία στροφής χορδής προέκυψε από ένα διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων με την παραδοχή ότι η πλαστική άρθρωση δημιουργείται όταν η παραμόρφωση της ακραίας θλιβομένης ίνας του περισφιγμένου σκυροδέματος έχει την τιμή ε_{cu} . Ενώ στο Seismostruct η πλαστική άρθρωση δημιουργείται όταν όλη η περισφιγμένη ζώνη του σκυροδέματος της θλιβομένης περιοχής έχει την παραμόρφωση ε_{cu} . Γεγονός που μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η καμπτική αστοχία του drain δεν αντιπροσωπεύει τα μέχρι σήμερα επιστημονικά αποτελέσματα που ορίζουν ως πλαστική άρθρωση της αστοχία του σκυροδέματος στην θλιβόμενη περιοχή καθ' ύψος της διατομής.

Το διάγραμμα της ανελαστικής ανάλυσης που προέκυψε από το drain έχει διγραμμική μορφή πράγμα που οφείλεται στην μη δυνατότητα του λογισμικού να μεταβάλλει την δυσκαμψία των στοιχείων κατά την διάρκεια της ανάλυσης, όπως γίνεται με το Seismostruct, ακόμα και στις ρηγματωμένες διατομές.

Κεφάλαιο 11 Συμπεράσματα

1) Αν και τα ποσοστά των διαμήκων οπλισμών στα κτίρια κατασκευής με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 είναι πολύ μικρά σε σύγκριση με τους τωρινούς Κανονισμούς η κύρια μορφή αστοχίας που παρατηρείται οφείλεται στην αδυναμία των μελών της κατασκευής να παραλάβουν τέμνουσα. Αυτό οφείλετε στις μικρές διαμέτρους οπλισμών συνδετήρων και στην αραιή τοποθέτηση τους. Επομένως παρατηρείται διατμητική αστοχία και όχι καμπτική. Τέτοιου είδους αστοχίες είναι κρίσιμες για μια κατασκευή διότι γίνονται ακαριαία δίχως προειδοποίηση.

2) Η τοιχοποιία πλήρωσης αύξησε σημαντικά την φέρουσα ικανότητα έναντι τέμνουσας του κτιρίου και μείωσε σημαντικά την απόκριση της κατασκευής σε σεισμικές διεγέρσεις.

3) Οι αστοχίες και στα τρία κτίρια εντοπίζονται σε έναν όροφο με αποτέλεσμα την δημιουργία 'μαλακού ορόφου' και αυτό οφείλεται στην μεταβολή της δυσκαμψίας καθ' ύψος των κτιρίων κατά τον σχεδιασμό τους.

4) Αν και τα τρία κτίρια έχουν τον ίδιο αριθμό αστοχιών για την σεισμική απαίτηση του Ε.Α.Κ. το κτίριο εκείνο που βρίσκεται σε δυσμενέστερη κατάσταση είναι το κτίριο με pilotis και αυτό γιατί εμφανίζει αστοχίες στη βάση των υποστυλωμάτων γεγονός που μπορεί να οδηγήσει στην ολική κατάρρευσή του (φαινόμενα 2ας τάξεως). Γνώμη της συγγράφοντας είναι ότι όσο πιο ψηλά παρατηρούνται οι αστοχίες σε μια κατασκευή τόσο μειώνεται ο κίνδυνος ολικής κατάρρευσης της κατασκευής για παράδειγμα η αστοχία 6 υποστυλωμάτων στον 4^ο όροφο, για το πλαίσιο, μπορεί να μην οδηγήσουν σε απώλεια φέρουσας ικανότητας καθώς τα καθολικά φορτία είναι σαφώς μικρότερα από αυτά που υπάρχουν στην στάθμη του 2^{ου} ορόφου, όπως συμβαίνει στο τοιχοπληρωμένο.

5) Από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των σεισμικών διεγέρσεων προκύπτει ότι η σεισμική διέγερση εντάσεως 5.5 Richter επιβάλλει στο κτίριο περίπου ίσες μετακινήσεις με αυτές που προκύπτουν από το φάσμα του Ε.Α.Κ. 2000 για σεισμική ζώνη II και κατηγορία εδάφους Α. Αντίθετα η σεισμική διέγερση εντάσεως 6.5 Richter απαιτεί μετακινήσεις 2.5 φορές μεγαλύτερες από αυτές του Ε.Α.Κ. για το πλαίσιο και 2 φορές μεγαλύτερες για το τοιχοπληρωμένο και του τοιχοπληρωμένου με πιλοτή.

6) Το διάγραμμα της ανελαστικής ανάλυσης του drain είναι διγραμμικό και αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η ακαμψία των στοιχείων έχουν σταθερές τιμές.

7) Σε περίπτωση δομητικής επέμβασης έχουμε τις εξής επιλογές αύξησης :

- τη δυσκαμψία «K» ή/και
- την αντοχή «R» ή/και
- την πλαστιμότητα «μ»

Σαν πρώτη ενέργεια βάση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων κρίνεται απαραίτητο την αύξηση της διατμητικής αντοχής V_R , αύξηση της περίσφιγξης, των υποστυλωμάτων είτε με μανδύες είτε με ενιαίο έλασμα.

Η αύξηση της δυσκαμψίας είναι απαραίτητη εξαιτίας της ανομοιόμορφης διανομής δυσκαμψιών καθ' ύψος των κτιρίων, με πρόσθετους διαμήκεις σπλισμούς που αυτό μπορεί να γίνει και τοπικά λαμβάνοντας υπ' όψιν ότι η ισχυρή ενίσχυση ενός και μόνο ορόφου μπορεί να μετατοπίσει τον μαλακό όροφο ψηλότερα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

KAN.ΕΠΕ [2009] «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ»- Τελικό Σχέδιο Κειμένου 3 .

ΟΑΣΠ

EC8[EN 1998-1 : 2004] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1 : «Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια».

EC8[EN 1998-3] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 3: « Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων».

EC2[EN 1992-1-1 : 2004] «Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα» Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.

ΕΑΚ 2000 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΟΑΣΠ.

ΕΚΩΣ 2000 Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000, ΟΑΣΠ.

Β.Δ [18-2-1954] «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΔΙΑ ΤΗΝ ΜΕΛΕΤΗΝ ΚΑΙ ΕΚΤΕΛΕΣΙΝ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΕΞ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ», ΑΘΗΝΑ 1954.

Β.Δ [19-2-1959] « ΦΕΚ 36/Α/19-2-1959 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ». ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ,1984.

FEMA 356 « Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.» November 2000, Washington D.C .

ATC-40 « Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Vol.1» November 1996, California .

SEAOC (Structural Engineers Association of California). [1995]. Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Vision 2000 Committee, SEAOC Sacramento, California.

Turkish Earthquake Code [2008] «Specifications for the buildings to be constructed in disaster areas» Ministry of Public Works and Settlement, Ankara, Turkey.

ANIL K. CHOPRA «Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική», εκδόσεις Γκιούρδα Αθήνα 2008.

Hugo Bachmann Αντισεισμική Προστασία Κατασκευών, εκδόσεις Γκιούρδα, Αθήνα 1998.

ΨΥΧΑΡΗΣ Γ.Ν [2007] «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας», Ε.Μ.Π 2007.

BINTZHLAIOY E. , ZEPHS X. & MΩPPETH X. «Ειδικά Κεφάλαια Ωπλισμένου Σκυροδέματος», Ε.Μ.Π 2001.

ΠΕΝΕΛΗΣ Γ.Γ & ΚΑΠΠΙΟΣ Α.Ι «Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα», εκδόσεις ΖΗΤΗ, Θεσσαλονίκη 1999.

ANIL K. CHOPRA EARTHQUAKE DYNAMICS OF STRUCTURES, EERI 2005.

PRIESTLEY M.N. & PARK R. [1987] Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, Vol. 79, No. 1.

CHOPRA A.K. & GOEL R.K. [1999] Capacity – Demand – Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum, *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 4.

FARDIS M.N. & CALVI M.G. [1995] Effects of Infills on the Global Response of Reinforced Concrete Frames, Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering., Balkema, Rotterdam.

CRISAFULLI F.J.[1997] «Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills. » PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand.

STAFFORD SMITH B. «Behaviour of Square Infilled Frames.» ASCE Journal of Structural Division, Vol.92, No ST1.

ΡΕΠΑΠΗΣ Κ. Διδακτορική Διατριβή «Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ω.Σ», Αθήνα 2007.

ΜΠΑΡΟΣ Δ.Κ Διατριβή Διπλώματος Ειδίκευσης «Επιλογή Στρατηγικής Ενίσχυσης σε Υφιστάμενες Κατασκευές από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα με χρήση Ανελαστικών Αναλύσεων», Πανεπιστήμιο Πατρών Πολυτεχνική Σχολή Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2006.

ΑΝΤΩΝΟΠΟΥΛΟΣ Θ.Α Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης «Σεισμική Συμπεριφορά Κτιρίων με Pilotis και Πρακτικές Προτάσεις Βελτίωσής της.» Πανεπιστήμιο Πατρών Πολυτεχνική Σχολή Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2008.

REPAPIS C. [2000]. Study of Different Approaches for Nonlinear Dynamic Analysis of RC Frames, MSc Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, U.K.

SMYROY E. [2006] «IMPLEMENTATION AND VERIFICATION OF A MASONRY PANEL MODEL FOR NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF INFILLED RC FRAMES.» Dissertation, ROSE SCHOOL, Universita degli Studi di Pavia .

Επετειακό Αφιέρωμα « 30 Χρόνια μετά το Σεισμό της Θεσσαλονίκης. Μνήμες και Προοπτική.» Πολυτεχνική Σχολή Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη Μάιος 2008.