Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαιτέρως τον καθηγητή και επιβλέποντα κ. Χρήστο Ζέρη για την πολύτιμη καθοδήγηση του καθ' όλη τη διάρκεια της παρούσας διατριβής. Η υπομονή του σε συνδυασμό με τις πολύ ενδιαφέρουσες παρατηρήσεις του αποτέλεσαν θεμελιώδη στοιχεία για την ολοκλήρωση της. Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω και την κ. Βάσω Αναγνωστοπούλου υποψήφια διδάκτωρ Ε.Μ.Π. για την πολύτιμη βοήθεια της.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια και τους φίλους μου για την υπομονή και την υποστήριξή τους κατά την διάρκεια της εκπόνησης αυτής της εργασίας.

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι αρχικά ο σχεδιασμός και μετέπειτα ο έλεγχος της σεισμικής απόκρισης μιας ακανονικής καθ' ύψος κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος όπως αυτή ορίζεται με βάση τον κανονισμό Ευρωκώδικα 8 (EC8). Προς την κατεύθηνση αυτή, αναπτύχθηκε ένα σύνολο αυτοματοποιημένων ρουτινών στο λογισμικό Opensees με βάση τις οποίες γίνεται η διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου, υιοθετώντας τις αντιστοίχες διατάξεις του κανονισμού και στη συνέχεια υλοποιείται το ανελαστικό προσομοίωμα του δομήματος για την διεξαγωγή των μη γραμμικών αναλύσεων.Εφόσον, ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις δυνάμεις (force-based), επιδιώκεται η εκτίμηση του διαθέσιμου συντελεστή συμπεριφόρας (q) μέσω της διεξαγωγής στατικών (pushover) και δυναμικών (I.D.A) προσαυξητικών αναλύσεων.Οι στατικές αναλύσεις πραγματοποιούνται με ιδιομορφική (θεμελιώδης ιδιομορφή) και ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης ενώ για τις δυναμικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν 10 διαφορετικές εδαφικές διεγέρσεις καταγεγραμμένες στην Ελλάδα και το εξωτερικό.Για την εύρεση της κατάστασης της συμβατικής ''κατάρρευσης'' της κατασκευής υιοθετήθηκαν πολλαπλά κριτήρια αστοχίας τόσο σε τοπικό (υποστυλώματα) όσο και σε καθολικό (όροφος) επίπεδο.Τελικά, εξετάζεται η σύγκλιση μεταξύ των δύο ειδών ανάλυσης ως προς την θέση και τον τύπο των αστοχιών που προκύπτουν.Εν κατακλείδει, εκτιμάται ο ελάχιστος διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς που υπολογίζεται απο τις δυναμικές αναλύσεις και διερευνάται η επάρκεια του κανονισμού σχετικά με τον σχεδιασμό των ακανονικών κτιρίων.

Λέξεις Κλειδιά

Σχεδιασμός με βάση των Ευρωκώδικα 8, Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Ακανονική καθ' ύψος κατασκευή, Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση (I.D.A.), OpenSees

Abstract

The objectives of the present thesis are firstly the design and secondly the assessment of the seismic behavior of a vertically irregular building, made of reinforced concrete, such as it is defined based on the regulations of Eurocode 8 (EC8). Towards this goal, a group of automatized routines was developed on the Opensees software, according to which the dimensioning of the structural elements was attained, taking into account the corresponding rules of EC8, followed by the simulation of the inelastic model of the structure, in order to perform the non-linear analyses. Since the design is force-based, an assessment of the available behaviour factor (q) is attempted, through static (pushover) and dynamic incremental analyses (I.D.A.). The static ones are performed by modal (fundamental mode) and uniform load patterns, while on the dynamic analyses 10 different ground motions were used, recorded both in Greece and abroad. In order to determine the state of conventional collapse of the building, multiple failure criteria were used, both on topical (columns) and overall (story) level of the building. Simultaneously, the converging of the two types of analyses, regarding the position and the type of failures they produce, is investigated. Conclusively, the minimum available behaviour factor, produced by the dynamic analyses, is calculated and the adequacy of EC8 in regard to the design of irregular structures is investigated.

Key Words

EC8- based design, reinforced concrete, vertically irregular building, Incremental Dynamic Analysis (I.D.A.), OpenSees

Πίνακας Περιεχομένων

Ευχαριστίες 1

Περίληψη 3

Abstract 5

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 11

Περιγραφή των Ακανονικών Κτιρίων 11

1.1 Εισαγωγή 11

1.2 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση 11

1.3 Κριτήρια για Στατική Κανονικότητα - Ακανονικότητα με βάση τον EC8 . 15

1.4 Σχεδιασμός Ακανονικών Κτιρίων με βάση τον EC8 20

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 27

Σχεδιασμός του Φέροντα Οργανισμού με βάση τον EC8 27

2.1 Περιγραφή της Γεωμετρίας του κτιρίου 27

2.2 Χαρακτηριστικά Υλικών Κατασκευής 28

2.3 Κατακόρυφα Φορτία Κατασκευής 28

2.4 Φάσμα Σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8 29

2.5 Περιγραφή της Διαδικασίας Σχεδιασμού 30

2.6 Περιγραφή Διαστάσεων και Οπλισμών των Στοιχείων 38

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 45

Ανελαστικό Προσομοίωμα του Κτιρίου 45

3.1 Εισαγωγή στο λογισμικό OpenSees 45

3.2 Προσομοίωση Κόμβων,Μαζών,Διατομών,Στοιχείων και Διαφραγματικής Λειτουργίας 46

3.3 Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Σκυρόδεμα 48

3.3.1 Διαδικασία Διαστασιολόγησης 48

3.3.2 Διαδικασία Αναλύσεων 50

3.4 Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Χάλυβα 52
3.4 Υπολογισμός καμπυλοτήτων υποστυλωμάτων 54
3.4.1 Καμπυλότητες Διαρροής (φ_y) 54
3.4.2 Καμπυλότητες Αστοχίας (φ_u) 56
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 59
Στατική Προσαυξητική Εξώθηση (Pushover) 59
4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση Ανελαστικού Προσομοιώματος 59
4.2 Καμπύλες Ικανότητας 60
4.2.1 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης 61
4.2.2 Κριτήρια Αστοχίας 62
4.2.3 Υπολογισμός Διαθέσιμων Υπεραντοχών 65
4.3 Στιγμιότυπα Ανηγμένων Πλευρικών Μετακινήσεων (Drift) 67
4.4 Προφίλ Μετακινήσεων 69
4.4 Κατανομή Πλαστικών Αρθρώσεων 71
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 75
Μη Γραμμικές Δυναμικές Αναλύσεις 75
5.1 Συντελεστής Συμπεριφοράς (q) 75
5.2 Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση (I.D.A.) 77
5.2.1 Εισαγωγή 77
5.2.2 Βασικές Έννοιες της Δυναμικής Προσαυξητικής Εξώθησης 79
5.3 Κριτήρια Διαρροής και Αστοχίας 82
5.4 Σεισμικές Καταγραφές 85
5.5 Εξέλιξη Μέγιστων Μετακινήσεων 91
5.6 Εξέλιξη Μέγιστων Ανηγμένων Σχετικών Μετακινήσεων 98
5.7 Δυναμικές Καμπύλες Ικανότητας 100

5.8 Αποτελέσματα του Συντελεστή Συμπεριφοράς (q).....104

Συμπεράσματα.....113

Βιβλιογραφικές Αναφορές.....115

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Περιγραφή των Ακανονικών Κτιρίων

1.1 Εισαγωγή

Οι πραγματικές κατασκευές είναι σχεδόν πάντα ακανονικές καθώς η τέλεια κανονικότητα είναι μία εξιδανίκευση που συμβαίνει σπάνια. Οι κατασκευαστικές ακανονικότητες διαφέρουν δραματικά και είναι πολύ δύσκολο να διαχωριστούν. Ωστόσο για πρακτικούς λόγους, οι σημαντικότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί υιοθετούν δύο κατηγορίες ακανονικότητας που περιλαμβάνουν: α) τις καθ' ύψος και β) σε κάτοψη ακανονικότητες, παρά το γεγονός ότι συχνά οι δομικές ακανονικότητες είναι συνδυασμός αυτών. Τα ακανονικά κτίρια αποτελούν ένα μεγάλο κομμάτι της σύγχρονης αστικής υποδομής. Το εύρος των ανθρώπων που εμπλέκονται στην κατασκευή των κτιρίων όπως ο ιδιοκτήτης, ο αρχιτέκτονας, ο πολιτικός μηχανικός, ο κατασκευαστής καθώς και οι εκάστοτε πολεοδομικές διατάξεις επηρεάζουν σημαντικά τον σχεδιασμό, την επιλογή και την τελική διαμόρφωση του δομικού συστήματος μιας κατασκευής. Το γεγονός αυτό πολλές φορές οδηγεί, πέραν των αμιγώς γεωμετρικών ακανικοτήτων, στην κατασκευή κτιρίων με ακανονική κατανομή της μάζας, της ακαμψίας και της αντοχής τόσο καθ' ύψος όσο και σε κάτοψη. Όταν τέτοιου τύπου κτίρια κατασκευάζονται σε ζώνες υψηλής σεισμικότητας ο μηχανικός πρέπει να έχει μία πλήρη αντίληψη για την σεισμική απόκριση αυτών των κατασκευών καθώς και αξιόπιστη καθοδήγηση έτσι ώστε να οδηγηθεί σε ένα ασφαλή αλλά και οικονομικό σχεδιασμό που θα λαμβάνει υπόψη την συμβολή της εκάστοτε ακανονικότητας στην ανελαστική συμπεριφορά του δομήματος.

1.2 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

Διάφορες μελέτες έχουν διεξαχθεί προκειμένου να διερευνηθεί η σεισμική συμπεριφορά ακανονικών κτιρίων. Ειδικότερα, εστιάζοντας στα κτίρια με ακανονικότητα καθ' ύψος, ο Aranda (1984) σύγκρινε την απαιτούμενη πλαστιμότητα μεταξύ κανονικών κατασκευών και κατασκευών με εσοχές

χρησιμοποιώντας εν χρόνω ολοκλήρωση με εδαφική διέγερση επιταχυνσιογραφημάτων καταγεγραμμένων σε μαλακό έδαφος. Τελικά κατέληξε ότι τα κτίρια με τις εσοχές απαιτούν κατά την απόκριση τους περισσότερη πλαστιμότητα ως προς τα κανονικά, ιδιαίτερα στο ανώτερο τμήμα της ανωδομής.

Οι Ruiz και Diederich (1989) εξέτασαν την σεισμική συμπεριφορά κτιρίων με πιλοτή 5 έως 12 ορόφων σε ύψος και κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η σεισμική απόκριση των συγκεκριμένων κτιρίων εξαρτάται σημαντικά από την αναλογία μεταξύ της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής και της ιδιοπεριόδου της διέγερσης, του λόγου αντίστασης των ανωτέρων ορόφων σε σχέση με αυτή του ισογείου και τον συντελεστή της τέμνουσας βάσης με τον οποίο έγινε ο σχεδιασμός.

Οι Shahrooz and Moehle (1990) παρατήρησαν ότι οι βλάβες ενός κτιρίου εστιάζονται στην στάθμη της εσοχής εξαιτίας των υψηλών στρεπτικών απαιτήσεων πλαστιμότητας που αναπτύσσονται. Παράλληλα σημείωσαν ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι αυτή που καθορίζει την απόκριση της κατασκευής στη διεύθυνση που είναι παράλληλη με την εσοχή.

Οι Ζέρης, Τάσσιος, Lu και Zhang (1992) εξέτασαν τον συντελεστή συμπεριφοράς *(q)* σε επίπεδα πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος με ακανονικότητα καθ' ύψος. Τα πλαίσια είχαν σχεδιαστεί σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EC8) και διέφεραν στο ύψος του ισογείου. Για να εκτιμηθεί ο συντελεστής *q* υιοθετήθηκαν ως κριτήρια αστοχίας η ανηγμένη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων και, σε τοπικό επίπεδο, η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων σε όλες τις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων. Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα DRAIN2D για τις ανελαστικές αναλύσεις, καθορίζεται η κρίσιμη ένταση της εδαφικής διέγερσης για μία δεδομένη σεισμική καταγραφή στην ονομαστική αστοχία όταν υπάρχει υπέρβαση ενός από τα παραπάνω κριτήρια. Η διαδικασία αυτή εφαρμόστηκε για την εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς *(q)* σε 3 εξαώροφα κτίρια με διαφορετικό ύψος ισογείου. Τελικά, κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι οι αντίστοιχοι συντελεστές *q*

ήταν υψηλότεροι σε σχέση με αυτούς που προέβλεπε ο σχεδιασμός για όλα τα πλαίσια, εκτός από αυτό με σχετικά ψηλό ισόγειο.

Οι Valmudsson και Nau (1997) εξέτασαν την σεισμική συμπεριφορά πλαισιωτών κτιρίων με ομοιόμορφη κατανομή μάζας, δυσκαμψίας και αντοχής τα οποία είχαν ύψος 5, 10 και 20 ορόφων. Η ανάλυση της χρονοιστορίας συγκρίθηκε με την αντίστοιχη διαδικασία πλευρικής φόρτισης για να εκτιμηθεί η απόκριση των κτιρίων. Τελικά, συμπέραναν ότι 50% αύξηση στην μάζα ενός ορόφου είχε ως αποτέλεσμα την αύξηση κατά 20% των απαιτήσεων πλαστιμότητας. Μειώνοντας την δυσκαμψία του ισογείου κατά 30%, διατηρώντας όμως ταυτόχρονα την αντοχή σταθερή, οδήγησε σε αύξηση της ανηγμένης πλευρικής μετακίνησής (drift) του κατά 20% με 40% ανάλογα με την πλαστιμότητα σχεδιασμού. Σε αντίθεση με τα παραπάνω όταν μειωνόταν η αντοχή του 1^{ου} ορόφου κατά 20%, οι απαιτήσεις πλαστιμότητας αυξάνονταν κατά 100% με 200% ανάλογα με την πλαστιμότητα σχεδιασμού. Επιπλέον, μια μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας του ισογείου κατά 30% οδηγούσε σε αύξηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας κατά 80% με 200% ανάλογα με το επίπεδο της πλαστιμότητας σχεδιασμού. Συνεπώς συμπέραναν ότι η συμπεριφορά των κτιρίων δεν εξαρτιόταν από την μάζα και την δυσκαμψία αλλά κυρίως από την διατιθέμενη αντοχή.

Οι Al-Ali και Krawinkler (1998) εστίασαν στην επιρροή που έχουν οι καθ΄ύψος μεταβολές της σεισμικής απαίτησης ως προς την απόκριση ενός κτιρίου 10 ορόφων σχεδιασμένο με βάση την φιλοσοφία ισχυρή δοκός-ασθενές υποστύλωμα.Το κτίριο υποβλήθηκε σε εν χρόνω ολοκλήρωση χρησιμοποιώντας ένα σύνολο 15 εδαφικών διεγέρσεων καταγεγραμμένων σε βράχο και σκληρό έδαφος στις δυτικές Η.Π.Α.Οι αναλύσεις έγιναν για διάφορες κατανομές της μάζας της δυσκαμψίας και της αντοχής καθ’ ύψος του δομήματος και εξετάστηκε τόσο η ελαστική όσο και η ανελαστική του συμπεριφορά.Τελικά,συμπέραναν ότι η ακανονική κατανομή της μάζας είναι η λιγότερο σημαντική και ότι η κατανομή της αντοχής είναι σημαντικότερη σε σχέση με αυτή της δυσκαμψίας ενώ ο συνδυασμός των δύο τελευταίων αποδείχθηκε ως ο πιο δυσμενής για την κατασκευή.

Οι Das και Nau (2003) μελέτησαν διάφορου τύπου δομικές ακανονικότητες καθ' ύψος όπως ακανονικότητα μάζας, δυσκαμψίας, αντοχής καθώς και την επιρροή της παρουσίας μη φερουσών τοιχοπληρώσεων στην απόκριση των κατασκευών. Τα κτίρια που εξετάστηκαν είχαν ύψος 5, 10 και 20 ορόφων. Εφαρμόστηκαν γραμμικές και μη γραμμικές δυναμικές εν χρόνω αναλύσεις υπό εδαφική διέγερση σε ένα σύνολο από 78 κτίρια με διαφορετική αναλογία μάζας, δυσκαμψίας και αντοχής ορόφου. Όλα τα κτίρια είχαν 3 ανοίγματα στην διεύθυνση της εδαφικής διέγερσης και είχαν σχεδιαστεί με βάση τις απαιτήσεις όπλισης που περιλαμβάνονται στο κεφάλαιο 21 του ACI 318 (19-99) και το σεισμικό σχεδιασμό κατά UBC (1999). Παρατηρήθηκε ότι τα περισσότερα κτίρια αποκρίθηκαν ικανοποιητικά όταν υποβλήθηκαν στην εδαφική διέγερση σχεδιασμού. Επομένως, συμπέραναν ότι οι περιορισμοί που επιβάλλουν διάφοροι κανονισμοί και αφορούν το σχεδιασμό μέσω της εφαρμογή μιας ισοδύναμης πλευρικής φόρτισης, είναι ανώφελα συντηρητικοί για συγκεκριμένου τύπου καθ΄ ύψος ακανονικότητες. Πιο συγκεκριμένα παρατήρησαν ότι η παρουσία της ακανονικότητας αλλάζει την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, προκαλώντας σημαντικές αυξήσεις στις ανηγμένες πλευρικές σχετκές μετακινήσεις των ορόφων (story drift) στην περιοχή της ακανονικότητας. Ωστόσο σε καμία περίπτωση δεν ξεπεράστηκε το όριο του 2% το οποίο υιοθετείται από τον κανονισμό UBC. Παράλληλα, οι δείκτες βλάβης που υπολογίσθηκαν κατά την εν χρόνω επίλυση δεν έδειξαν κάποια ευαισθησία ως προς την αναλογία των μαζών και την χωροθέτηση της βαρύτερης μάζας στο κτίριο. Για όλες τις κατηγορίες των κτιρίων που μελετήθηκαν, δεν παρατηρήθηκε υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων για την οποία είχαν σχεδιαστεί τα δομικά μέλη παρόλη, την μεγάλη αύξηση της απαίτησης στις κρίσιμες περιοχές των στοιχείων στην περιοχή της ακανονικότητας.

Τέλος, οι Tian Chunyu, Liu Junjin, ZhangHong και Cao Jinzhe (2012) εξέτασαν ένα υφιστάμενο κτίριο γραφείων από οπλισμένο σκυρόδεμα στην Κίνα, ύψους 112m το οποίο παρουσίαζε ακανονικότητες καθ' ύψος και σε κάτοψη.Για το σκοπό αυτό κατασκεύασαν ένα πραγματικό προσομοιώμα του κτιρίου σε κλίμακα 1/20 το οποίο εξετάστηκε σε σεισμική τράπεζα

χρησιμοποιώντας 3 εδαφικές καταγραφές οι οποίες κλιμάκωθηκαν ετσί ώστε η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση τους να συμπίπτει με τις τιμές που ορίζει ο κινεζικός κανονισμός για μικρής, μέτριας και μεγάλης έντασης σεισμικές διεγέρσεις.Τα πειραματικά αποτελέσματα έδειξαν ότι το κτίριο συμπεριφέρεται ικανοποιητικά σε μικρής και μέτριας έντασης σεισμούς ενώ υφίσταται σημαντικές βλάβες στην περιοχή των ακανονικοτήτων για μέγαλης έντασης σεισμικές διεγέρσεις χωρίς όμως να οδηγείται σε καταστροφική κατάρρευση.

Διάφοροι κανονισμοί ασχολούνται με τον σχεδιασμό κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος με καθ΄ ύψος ακανονικότητες. Για παράδειγμα στην πρόσφατη έκδοση του IS 1983 (Part 1)-2002 (BIS,2002), ορίζονται σαφώς οι διάφορες ακανονικότητες των κτιρίων. Πιο συγκεκριμένα, αναφέρονται οι εξής πέντε τύποι καθ΄ ύψος ακανονικότητας : α) ακανονικότητα δυσκαμψίας β) ακανονικότητα μάζας γ) ακανονικότητα εσοχής (στην γεωμετρία) δ) ασυνέχεια στην φέρουσα ικανότητα ε) ασυνέχεια των στοιχείων, φέροντος οργανισμού που παραλαμβάνουν την πλευρική φόρτιση, καθ΄ ύψος. Επιπλέον στον κανονισμό NEHRP (BSSC,2003), οι καθ΄ ύψος ακανονικότητες ταξινομούνται παρόμοια με τον IS 1983 (Part 1)-2002 (BIS,2002) ενώ μια κατασκευή θεωρείται ακανονική όταν η αναλογία μιας από τις παραμέτρους του συστήματος (όπως η μάζα, η ακαμψία και η αντοχή) μεταξύ γειτονικών ορόφων υπερβεί ένα προκαθορισμένο κατώτατο όριο. Οι περισσότεροι ισχύοντες κανονισμοί απαιτούν την χρήση μεθόδων ελαστικής δυναμικής φασματικής ανάλυσης για τον προσδιορισμό της κατανομής της πλευρικής φόρτισης σχεδιασμού απαγορεύοντας την χρήση της διαδικασίας της ισοδύναμης πλευρικής φόρτισης. Στην παρούσα εργασία θα διερευνήσουμε τις οδηγίες και τις μεθόδους που προτείνει ο EC8 (2004) για κατασκευές με καθ΄ ύψος ακανονικότητα (vertical irregularity).

1.3 Κριτήρια για Στατική Κανονικότητα - Ακανονικότητα με βάση τον EC8

Σύμφωνα με τον EC8 (2004) τα κτίρια κατηγοριοποιούνται σε κανονικά και ακανονικά για λόγους αντισεισμικού σχεδιασμού. Ο Ευρωκώδικας 8 διακρίνει

δύο κατηγορίες ακανονικότητας, την ακανονικότητα σε κάτοψη και την καθ' ύψος ακανονικότητα. Αρχικά παρουσιάζονται οι όροι που πρέπει να πληρούνται με βάση τον EC8 έτσι ώστε ένα κτίριο να θεωρείται **κανονικό σε κάτοψη**. Επισημαίνεται ότι πρέπει να ικανοποιούνται όλα τα παρακάτω κριτήρια για να θεωρηθεί ένα κτίριο κανονικό.

1) Κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη κτίριο, σε σχέση με 2 ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά :

α) την αντοχή σε πλευρικά φορτία

β) την κατανομή της μάζας

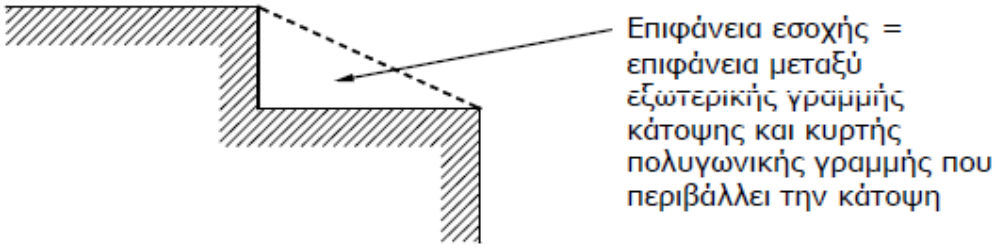
2) Αρκετά μεγάλη δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους, (η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στην κατανομή των φορτίων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων).Κατόψεις με μορφή L,Π,Η, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά.

3) Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη : $\lambda \leq 4$ όπου $\lambda = L_{max}/L_{min}$

4) Κάθε πλάκα ορόφου πρέπει να οροθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν εισέχουσες γωνίες η εσοχές στην περίμετρο :

α) οι ανωμαλίες αυτές δεν πρέπει να έχουν επιπτώσεις στη δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της

β) σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.



5) Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y η στατική εκκεντρότητα e_0 και η ακτίνα δυστρεψίας *r* πρέπει να ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες :

α) $e_{0x} \leq 0{,}3r_x$ (για διεύθυνση ανάλυσης y και αντίστοιχα για x)

β) $r_x \geq l_s$ όπου είναι :

e_{0x} = η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση x (κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης)

$$r_x = \sqrt{\frac{\text{στροφική δυσκαμψία}}{\text{μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση } y}}$$ (ακτίνα δυστρεψίας)

$$l_s = \sqrt{\frac{\text{πολική ροπή αδράνειας πλάκας ως προς το κέντρο μάζας}}{\text{μάζα ορόφου}}}$$ (ακτίνα αδρανείας)

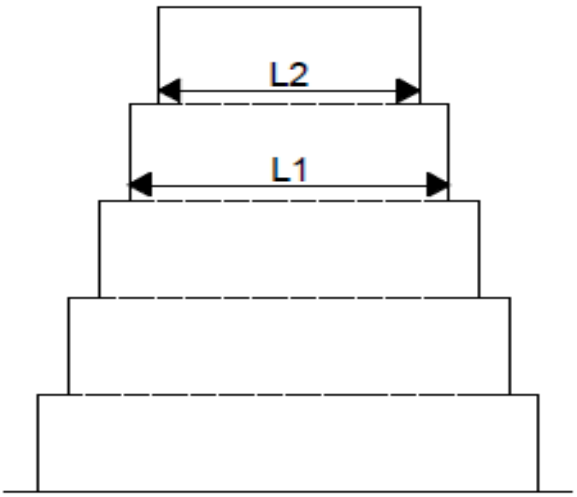
Για την **κανονικότητα καθ' ύψος** θα πρέπει να πληρούνται όλοι οι επόμενοι όροι:

1) Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια πρέπει να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την στέψη του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της εν λόγω ζώνης του κτιρίου.

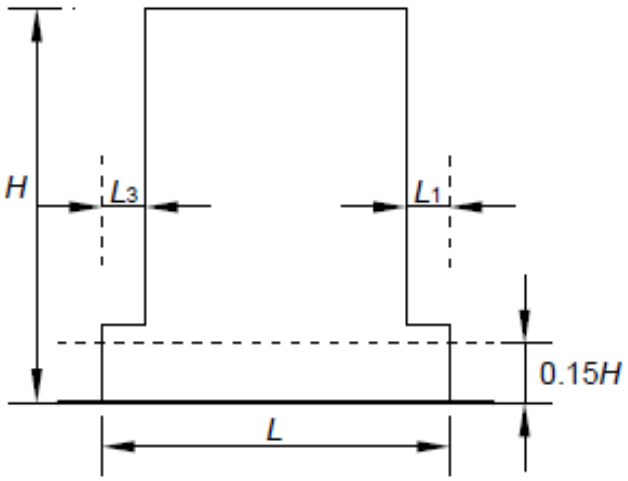
2) Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές.

3) Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων (κτίρια με pilotis δεν ικανοποιούν αυτή την συνθήκη).

4) Για βαθμιδωτές εσοχές (Σχ.1.1) που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιαδήποτε στάθμη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στην διεύθυνση της εσοχής.



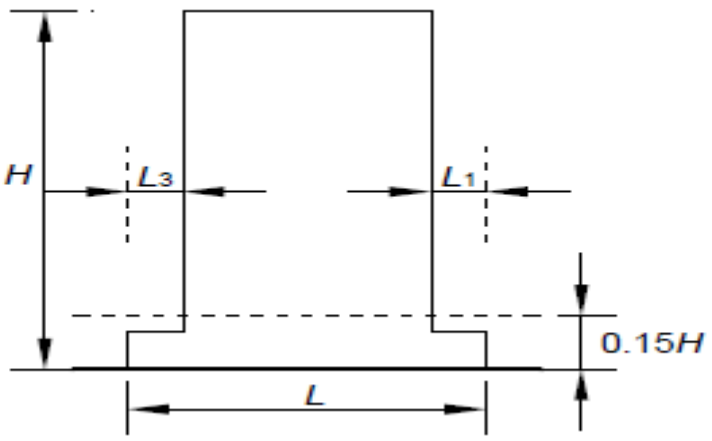
$$L1 - L2 \leq 0.20L1$$



$$L1 + L3 \leq 0.20L$$

Σχήμα 1.1

5) Για μία μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος <15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος (Σχ. 1.2), η εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη.

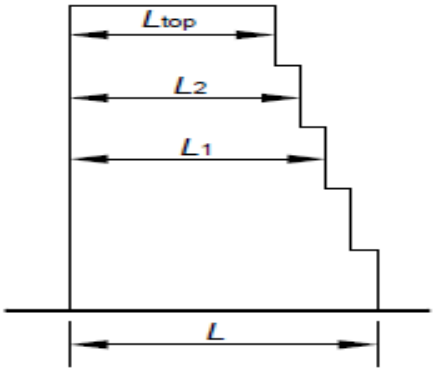


$$L3 + L1 \leq 0.50L$$

Σχήμα 1.2

Σε τέτοια περίπτωση, το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μεσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον 75% των οριζωντίων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίςτην διεύρηνση του κάτω μέρους.

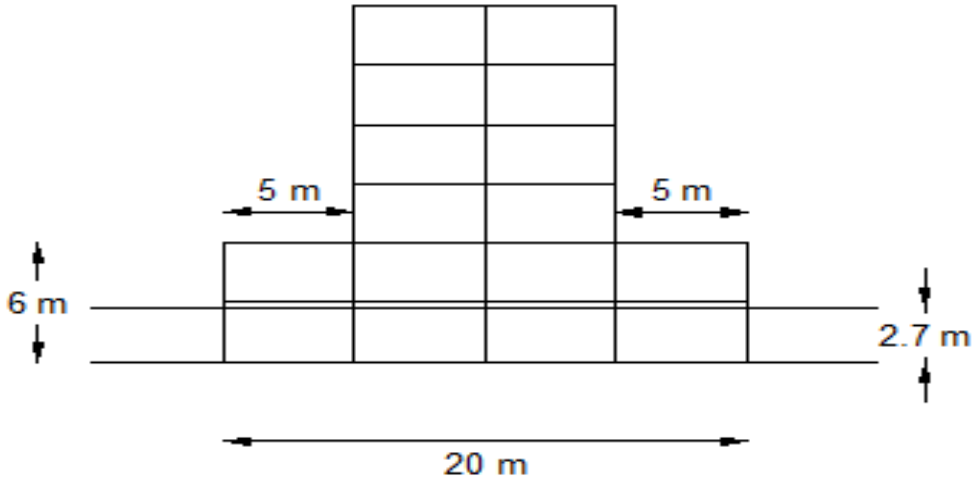
6) Εάν οι εσοχές δεν διατηρούν την συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, ενώ κάθε επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης (Σχ. 1.3).



$$L - L2 \leq 0.30L \; \kappa\alpha\iota \; L1 - L2 \leq 0.10L$$

Σχήμα 1.3

Στην παρούσα εργασία το κτίριο που εξετάζεται είναι κανονικό σε κάτοψη καθώς ικανοποιεί ολά τα παραπάνω κριτήρια που θέτει ο Ευρωκώδικας 8 (2004). Ωστόσο, έναι ακανονικό σε όψη εφόσον δεν πληρεί το 4° κριτήριο όπως παρουσιάστηκε πιο πάνω. Πιο συγκεκριμένα η τομή του υπο μελέτη κτορίου παρατίθεται στο Σχ. 1.4.



Σχήμα 1.4 Όψη Μεσαίου Πλαισίου

Για το υπό εξέταση κτίριο είναι : $L1 = 5m,\ L2 = 5m,\ L = 20m\ \kappa\alpha\iota\ 0{,}15H = 2{,}7m$

Άρα $L1 + L3 = 10m \geq 0.20L = 4m$

1.4 Σχεδιασμός Ακανονικών Κτιρίων με βάση τον EC8

Η καθ΄ ύψος ακανονικότητα επηρεάζει σημαντικά τον συντελεστή συμπεριφοράς *q*, ο οποίος θα πρέπει να μειώνεται κατά 20% σε σχέση με την τιμή αναφοράς του όταν το κτίριο το οποίο μελετάται ορίζεται ως ακανονικό καθ' ύψος με βάση τον EC8. Αναλυτικότερα, ο συντελεστής συμπεριφοράς για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα υπολογίζεται ως εξής :

$$\boldsymbol{q = q_0 k_w \geq 1,5}$$

- q_0 είναι ο βασικός συντελεστής συμπεριφοράς που εξαρτάται από το στατικό σύστημα και την καθ' ύψος ακανονικότητα

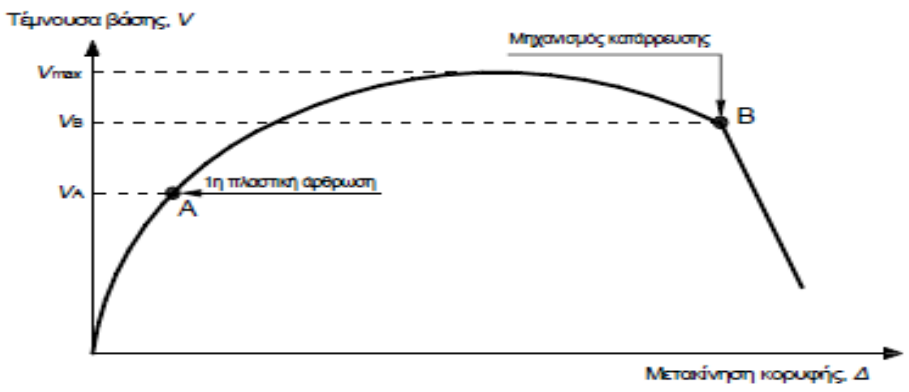
- k_w είναι ο συντελεστής που αντιπροσωπεύει την προέχουσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα

Στον παρακάτω πίνακα παροισιάζονται οι τιμές του q_0 για συστήματα με καθ΄ ύψος κανονικότητα:

Στατικός τύπος	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτά – Διπλά συστήματα – Συστήματα με συζευγμένα τοιχώματα	$3.0\alpha_u/\alpha_1$	$4.5\alpha_u/\alpha_1$
Συστήματα με ασύζευκτα τοιχώματα	3.0	$4.0\alpha_u/\alpha_1$
Στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα	2.0	3.0
Ανεστραμένα εκκρεμή	1.5	2.0

- Για συστήματα με καθ΄ ύψος ακανονικότητα οι παραπάνω τιμές πρέπει να μειώνονται κατά 20%.
- Ο λόγος a_u/a_1 δηλώνει την αντοχή πέραν της 1^{ης} διαρροής σε κάποιο δομικό στοιχείο του κτιρίου
- a_1= ο απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης των σεισμικών φορτίων για την δημιουργία της 1^{ης} πλαστικής αρθρωσης οπουδήποτε στην κατασκευή.
- a_u= ο απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης των σεισμικών φορτίων για την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων ώστε να προκληθεί μηχανισμός κατάρρευσης.

Στον EC8 (2004) προτείνονται τιμές για τον λόγο a_u/a_1 ανάλογα με το στατικό συστημα, που κυμαίνονται από 1.1 έως 1.3. Επιτρέπονται μεγαλύτερες τιμές εάν αποδεικνύονται με στατική μη γραμμική χωρική προσαυξητική ανάλυση (pushover), με μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή 1.5 (βλ. Σχ. 1.5)



Σχήμα 1.5

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή k_w ο EC8 αναφέρει τα παρακάτω:

- k_w = 1 για πλασιωτά συστήματα ή συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά
- $0.5 \leq k_w \leq 1.0$ για τοιχωματικά συστήματα ή συστήματα που συμπεριφέρονται ως τοιχωματικά και για στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα. Η τιμή του k_w εξαρτάται από το λόγο ύψους/μήκος των τοιχωμάτων ο οποίος αποτελεί κριτήριο της προέχουσας μορφής αστοχίας.

Τελικά συνοψίζοντας όλα τα παραπάνω προκύπτει ο παρακάτω πίνακας για τον καθορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς *q*.

Συντελεστής συμπεριφοράς για πλαισιωτά συστήματα

Τύπος κατα-σκευής	ΚΠΜ (DCM)				ΚΠΥ (DCH)			
	Με οριζόν. & κατακ. κανονι-κότητα	Μόνο οριζόντια κανονι-κότητα	Μόνο κατακόρ. κανονι-κότητα	Χωρίς οριζον. & κατακ. κα-νονικότητα	Με οριζόν. & κατακ. κανονι-κότητα	Μόνο οριζόντια κανονι-κότητα	Μόνο κατακόρ. κανονι-κότητα	Χωρίς οριζον. & κατακ. κα-νονικότητα
Α	3.30	2.64	3.15	2.52	4.95	3.96	4.20	3.36
Β	3.60	2.88	3.30	2.64	5.40	4.32	4.95	3.96
Γ	3.90	3.12	3.45	2.76	5.85	4.68	5.17	4.14

Α = Μονώροφα κτίρια

Β = Πολυώροφα κτίρια με πλαίσια ενός ανοίγματος

Γ = Πολυώροφα κτίρια με πλαίσια ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά πολλών ανοιγμάτων

- **ΚΠΜ** (Κατηγορία Πλαστιμότητας Μεσαία)
- **ΚΠΥ** (Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή)

Επόμενως, στην παρούσα εργασία για το υπο εξέταση κτίριο το οποίο σχεδιάζεται σε ΚΠΜ, η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό είναι $q = 3.12$.

Ο συντελέστης συμπεριφοράς q επηρέαζει άμεσα τον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου και συμβάλλει σημαντικά στον καθορισμό των δομικών στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, στην παράγραφο 5.2.3.4 του EC8 περιγράφονται τα κριτήρια τοπικής πλαστιμότητας που θα πρέπει να τηρούνται κατά τον σχεδιασμό και καθορίζονται από τον συντελεστή συμπεριφοράς,τα οποία αναφέρονται παρακάτω:

- Για να επιτευχθεί η συνολική απαιτούμενη πλαστιμότητα της κατασκευής, οι πιθανές περιοχές σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, θα πρέπει να έχουν υψηλή πλαστική στροφική ικανότητα.
- Ο παραπάνω όρος ικανοποιείται όταν μια επαρκής πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μ_φ παρέχεται σε όλες τις κρίσιμες περιοχές των βασικών σεισμικών στοιχείων, λαμβάνοντας υπόψη και τα άκρα των υποστυλωμάτων.
- Ο συντελεστής πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μ_φ των περιοχών αυτών (ο οποίος ορίζεται ως η αναλογία της καμπυλότητας αστοχίας της διατομής, η οποία θεωρείται ότι επέρχεται στο 85% της μέγιστης ροπής αντίστασης, προς την καμπύλοτητα διαρροής, δεδομένου ότι οι οριακές παραμορφώσεις του σκυροδέματος και του χάλυβα δεν υπερβαίνονται) θα πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσος με τις παρακάτω τιμές:

  $\mu_\varphi = 2q_0 - 1$ αν $T_1 \geq T_c$

  $\mu_\varphi = 1 + 2(q_0 - 1)T_c/T_1$ αν $T_1 \leq T_c$

Όπου T_1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής και T_c είναι η ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί στο ανώτατο όριο, στην περιοχή της σταθερής φασματικής επιτάχυνσης στο φάσμα σχεδιασμού.

Στη συνέχεια ο κανονισμός αναφέρει ως υποσημείωση τα εξής:

Στους παραπάνω τύπους χρησιμοποιείται η τιμή του βασικού συντελεστή q_0 έναντι της τιμής του q επειδή η τιμή του q είναι χαμηλότερη στα ακανονικά κτίρια δεδομένης της ανάγκης για μεγάλυτερη πλευρική αντιστάση των συγκεκριμένων κτιρίων. Ωστόσο, οι απαιτήσεις τοπικής πλαστίμοτητας μπορεί στην πραγματικότητα να είναι μεγαλύτερες από αυτές που προκύπτουν με βάση την τιμή του q, επομένως δεν δικαιλογείται καμία μείωση στην ικανότητα ανάπτυξης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων των διατομών.

Στην παρούσα εργασία η ιδιοπερίοδος T_c ισούται με *0.5 s* (κατηγορία εδάφους Β) η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι $T_1 = 0.96\ s$ και ο βασικός συντελεστής συμπεριφοράς q_0 έχει υπολογιστεί παραπάνω $q_0 = 3.9$. Επομένως,η διατιθέμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων των κρίσιμων διατομών θα πρέπει να έχει τουλάχιστον την τιμή $\mu_\varphi = 2 * 3.9 - 1 = 6.8$.

Στην παράγραφο 5.4.3.2.2 του EC8, ο κανονισμός αναφέρει λεπτομέρειες για την τοπική πλαστιμότητα των βασικών σεισμικών υποστυλωμάτων οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω:

- Οι απαιτήσεις που καθορίστηκαν στην παράγραφο 5.2.3.4 καλύπτονται εφόσον ικανοποιείται η παρακάτω ανίσωση:

$$a.\omega_{wd} \geq 30.\mu_\varphi.v_d.\varepsilon_{sy,d}.\frac{b_c}{b_0} - 0.035 \qquad \text{όπου:}$$

ω_{wd} είναι το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων του στοιχείου και υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Όγκος Οπλισμού Περισφίγξεως}}{\text{Όγκος Πυρήνα Στοιχείου}}.\frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

μ_φ είναι η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων

v_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού

$\varepsilon_{sy,d}$ είναι η παραμόρφωση σχεδιασμού στην διαρροή του χάλυβα

b_c πλάτος θλιβόμενης ζώνης

b_0 πλάτος περισφιγμένου πυρήνα

α είναι ο συντελεστής απόδοσης της περίσφιγξης ο οποίος ορίζεται ως $\alpha = \alpha_n . a_s$ με $\alpha_\eta = 1 - \sum {b_i}^2 / 6. b_0 . h_0$ και $\alpha_s = (1 - \frac{s}{2b_0})(1 - \frac{s}{2h_0})$

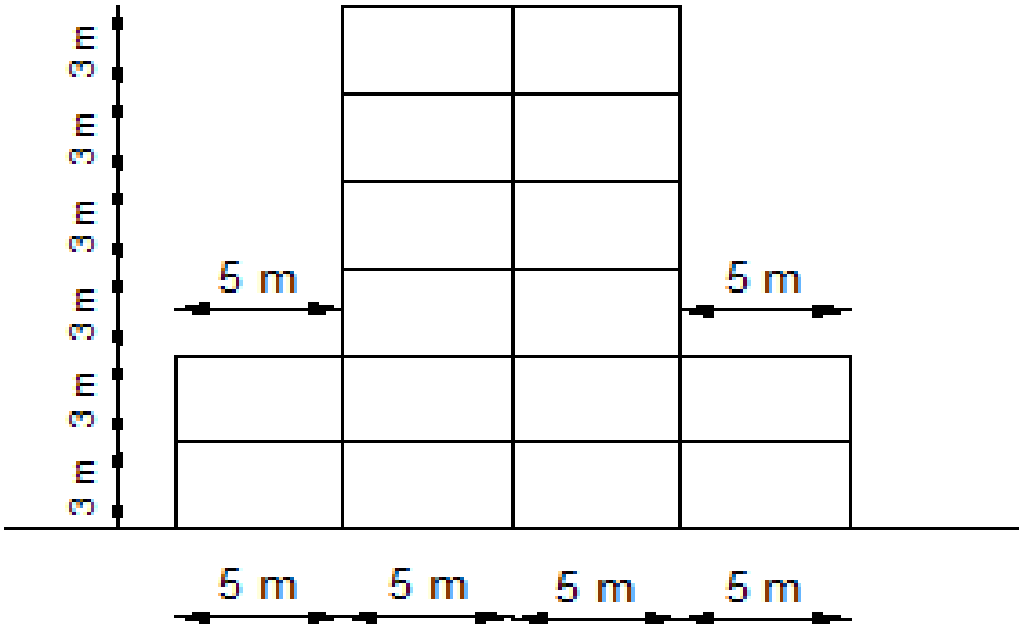
Με βάση τα παραπάνω υπολογίστηκε η περίσφιγξη των διατομών για το κτίριο που μελετάται στην παρούσα εργασία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

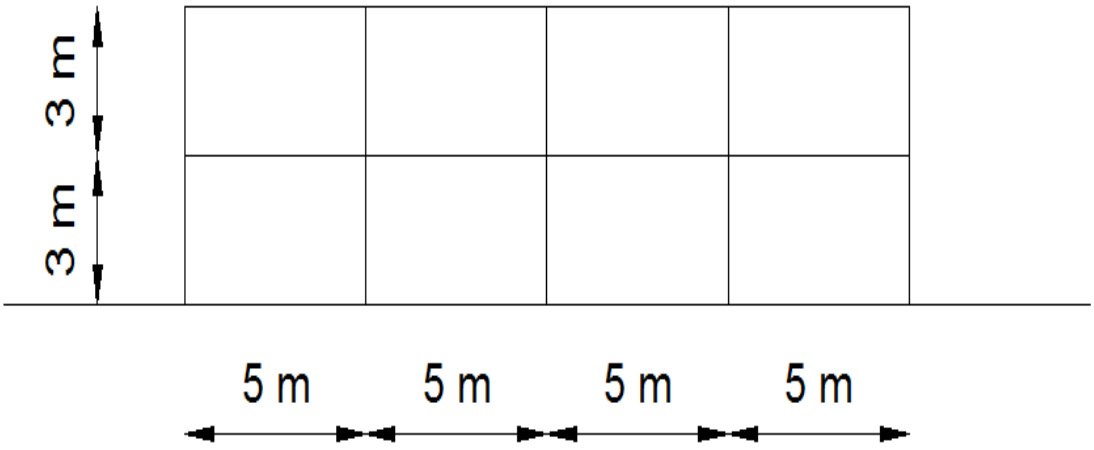
Σχεδιασμός του Φέροντα Οργανισμού με βάση τον EC8

2.1 Περιγραφή της Γεωμετρίας του κτιρίου

Λόγω των διαφόρων αβεβαιοτήτων που παρουσιάζει η σεισμική συμπεριφορά των ακανονικών κτιρίων, το κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα που επιλέχθηκε να μελετηθεί θεωρείται ακανονικό καθ' ύψος όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας 8. Πιο συγκεκριμένα, η κατασκευή εμφανίζει διπλή εσοχή κατά την διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση. Το κτίριο αποτελείται από 5 πλαίσια σε κάθε διεύθυνση οπού τα 2 ακραία έχουν ύψος 2 ορόφων ενώ τα υπόλοιπα 3 έχουν ύψος 6 ορόφων. Όλα τα πλαίσια έχουν ύψος ορόφου 3 m και αποτελούνται από 2 έως 4 φατνώματα με μήκος 5 m το καθένα. Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι όψεις των πλαισίων.



Σχήμα 2.1.1 Όψη μεσαίων πλαισίων



Σχήμα 2.1.2 Όψη ακραίων πλαισίων

2.2 Χαρακτηριστικά Υλικών Κατασκευής

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε είναι C20/25 με ειδικό βάρος 25 kN/m3. Κατά τον σχεδιασμό χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος $\gamma_c = 1.5$ για να υπολογιστεί η αντοχή σχεδιασμού f_{cd} όπως ορίζει ο EC8. Για τον οπλισμό των στοιχείων επιλέχθηκε χάλυβας τύπου S500,με μέτρο ελαστικότητας $E_s = 200\,GPa$ και αντίστοιχο επιμέρους συντελεστή ασφαλείας γ_s=1.15. Η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών θα εξεταστεί ενδελεχώς στο επόμενο κεφάλαιο το οποίο πραγματεύεται το προσομοίωμα του κτιρίου στο λογισμικό OpenSees.

2.3 Κατακόρυφα Φορτία Κατασκευής

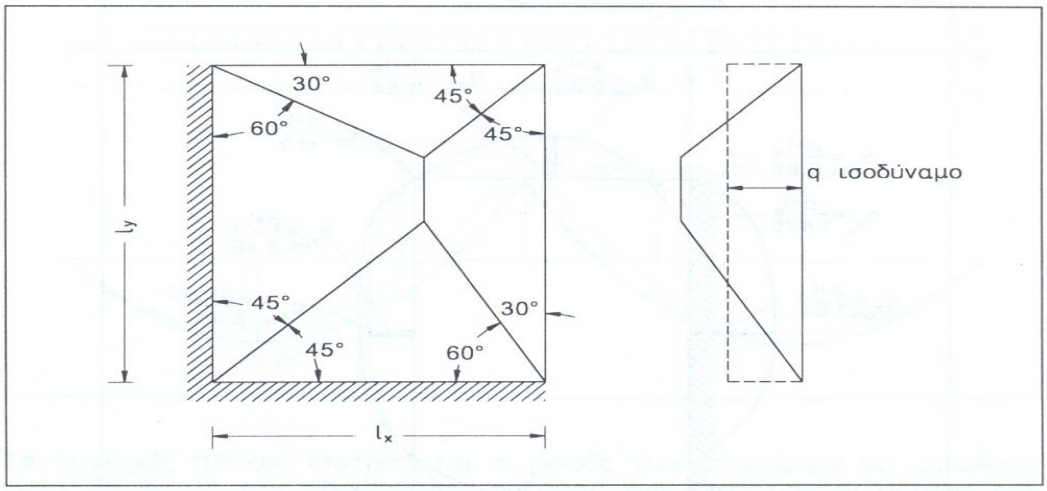
Τα κατακόρυφα φορτία που συνυπολογίστηκαν κατά τον σχεδιασμό της κατασκευής είναι τα εξής:

- Ίδιο βάρος πλάκας (θεωρήθηκε πάχος πλάκας $h_{\pi\lambda} = 0{,}18\,m$)
- Επικαλύψεις $g' = 1.5\,kN/m^2$
- Κινητά φορτία $q = 5.0\,kN/m^2$ (η τιμή του κινητού φορτίου είναι αυξημένη καθώς, λόγω της μορφής του, το κτίριο δεν προσφέρεται ως χρήση κατοικίας αλλά ως κτίριο γραφείων)

Επίσης στην οροφή του κτιρίου θεωρήθηκε μειωμένο κινητό φορτίο $q_{o\rho} = 1\ kN/m^2$

- Στα εσωτερικά πλαίσια εφαρμόστηκε δρομική τοιχοποιία $g_{\delta\rho} = 5{,}25\ \kappa N/m^2$
- Αντίστοιχα η μπατική τοιχοποιία στα εξωτερικά πλαίσια είναι $g_{\mu\pi} = 9\ kN/m^2$

Τα φορτία των δοκών από τις πλάκες υπολογίζονται με φορτικές επιφάνειες που προκύπτουν με τον κανόνα των $45°$και $60°$ και στη συνέχεια ομοιομορφοποιούνται.

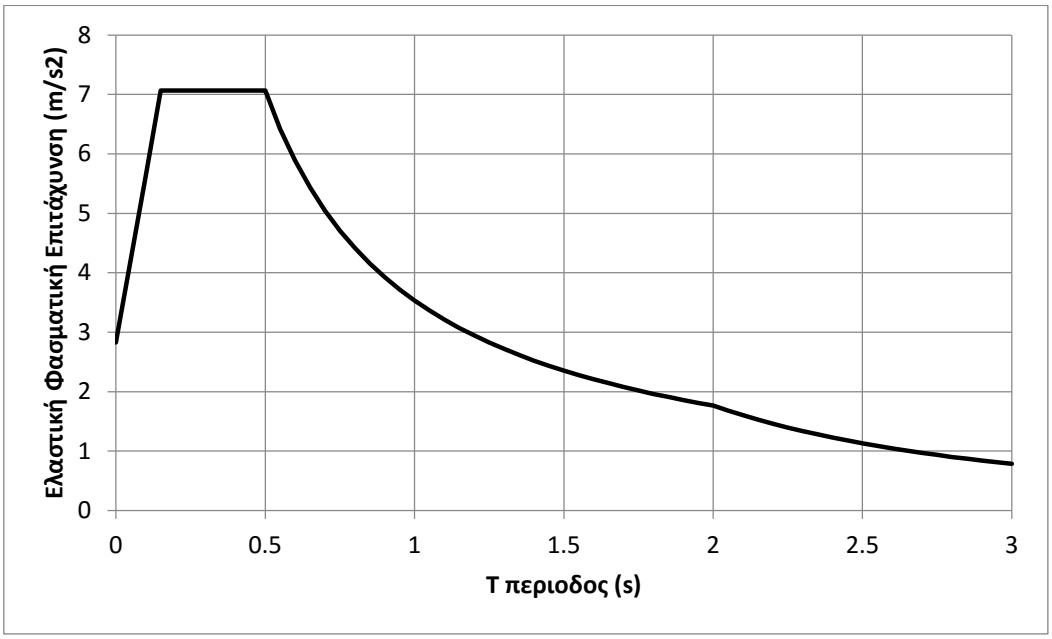


Σχήμα 2.3.1 Κατάνομη των φορτίων στα δοκάρια

2.4 Φάσμα Σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8

Αρχικά το κτίριο κατηγοριοποιήθηκε στην Μεσαία Κατηγορία Πλαστιμότητας (DCM) και υιοθετήθηκαν οι αντίστοιχοι κανόνες που καθορίζει ο κανονισμός. Η κατασκευή θεωρήθηκε ότι βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ζ2, συνεπώς η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (κατά το Εθνικό Προσάρτημα) προέκυψε ίση με $\alpha_{gr} = 0.24g$. Παράλληλα, το κτίριο ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ και ο αντίστοιχος συντελεστής σπουδαιότητας ισούται με $\gamma_i = 1.00$. Το έδαφος θεμελίωσης ανήκει στην κατηγορία Β, δηλαδή αποτελείται από πολύ πυκνή άμμο, χαλίκια ή πολύ σκληρή άργιλο, με

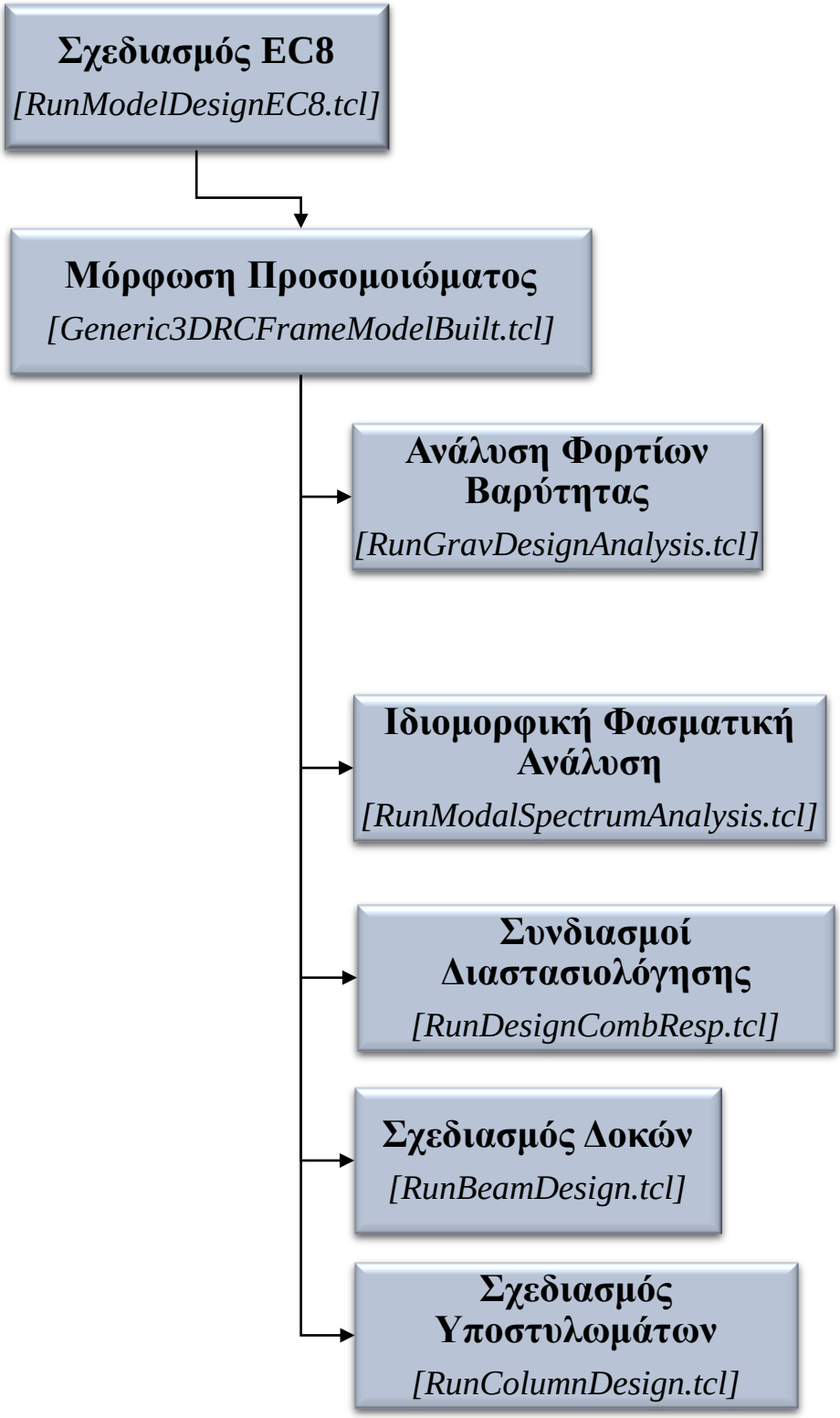
τουλάχιστον κάποιες δεκάδες μέτρα πάχος και χαρακτηρίζεται από σταδιακή αύξηση των μηχανικών του χαρακτηριστικών με το βάθος. Ο αντίστοιχος συντελεστής εδάφους είναι $S = 1.20$. Με βάση τα παραπάνω προέκυψε το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που παρουσιάζεται παρακάτω:



Σχήμα 2.4.1 Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού EC8

2.5 Περιγραφή της Διαδικασίας Σχεδιασμού

Ο σχεδιασμός του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια ενός προγράμματος σχεδιασμού που αναπτύχθηκε πάνω στο λογισμικό OpenSees στην διπλωματική εργασία του μεταπτυχιακού φοιτητή κ. Χ. Καραγιάννη και ακολούθως εξελίχθηκε από τον μεταπτυχιακό φοιτητή κ. Γ. Μαλτίδη και την Υ.Δ. κ. Β. Αναγνωστοπούλου σε συνεργασία με τον κ. Χ Ζέρη ,στο οποίο και έγιναν ορισμένες διορθώσεις-προσθήκες στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Στη συνέχεια παρατίθεται το διάγραμμα ροής του βασικού τμήματος του προγράμματος.



Η διαδικασία σχεδιασμού που εκτελείται από τις παραπάνω ρουτίνες καθώς και οι αντίστοιχες διατάξεις του EC8 παρουσιάζονται συνοπτικά παρακάτω.

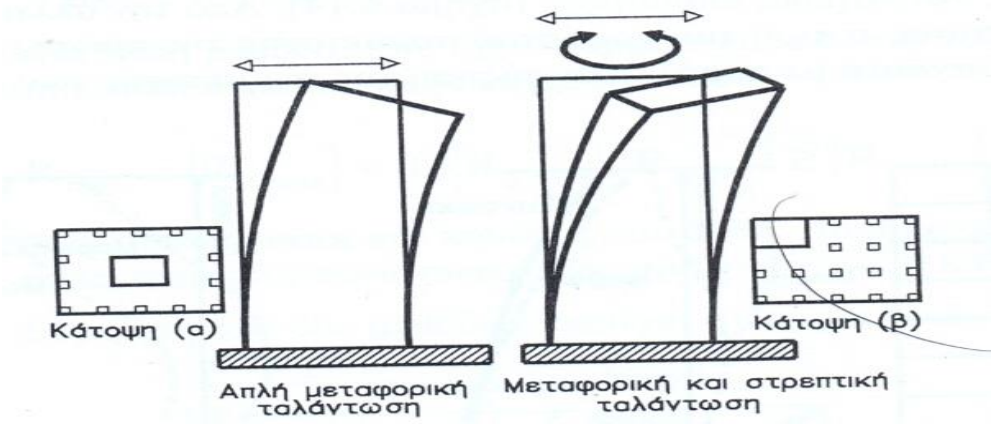
1) Αρχικά ο χρήστης δίνει ως δεδομένα (input) την γεωμετρία του κτιρίου, τα χαρακτηριστικά των υλικών κατασκευής (σκυρόδεμα και χάλυβα), τις τιμές των κατακορύφων φορτίων (κινητά, μόνιμα) και ορισμένες παραμέτρους που αφορούν τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατά τον EC8 (κατηγορία πλαστιμότητας, τύπος εδάφους, συντελεστής συμπεριφοράς). Τέλος δίνονται οι προεπιλεχθείσες διαστάσεις των δομικών στοιχείων του φέροντα οργανισμού (δοκοί, υποστυλώματα, πλάκες). Ο σχεδιασμός είναι κατ' εξοχήν μια επαναληπτική διαδικασία, συνεπώς ο χρήστης μπορεί να δοκιμάσει διαφόρους συνδυασμούς διαστάσεων των στοιχείων μέχρι να επιτύχει τον βέλτιστο (το λογισμικό δεν βελτιστοποιεί).

2) Με την ρουτίνα *Generic3DRCFrameModelBuilt.tcl* δημιουργείται το προσομοίωμα του κτιρίου στο λογισμικό Opensees αποδίδοντας σε όλα τα δομικά στοιχεία (δοκοί, υποστυλώματα) ελαστικές διατομές. Στη συνέχεια (*RunGravDesignAnalysis.tcl*) το προσομοίωμα υποβάλλεται σε όλους τους απαραίτητους συνδυασμούς φόρτισης (π.χ. ζατρικιοειδής διάταξη φόρτισης) των κατακόρυφων φορτίων (μόνιμων, κινητών) με τους συντελεστές που προτείνουν οι EC0 και EC8 και καταγράφονται τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν για όλα τα στοιχεία.

3) Στη συνέχεια πραγματοποιείται η ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής μέσω της ρουτίνας *RunModalSpectrumAnalysis.tcl*. Σύμφωνα με τον EC8 για να ληφθούν υπόψη οι αβεβαιότητες ως προς την θέση των μαζών και την χωρική διαφοροποίηση της σεισμικής δράσης, το υπολογισμένο κέντρο μάζας σε κάθε όροφο θα λαμβάνεται μετατοπισμένο σε κάθε διεύθυνση με εκκεντρότητα ίση με:

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i$$

Όπου Li : η κατά μήκος διάσταση του κτιρίου στην αντίστοιχη διεύθυνση επίλυσης.



Επομένως, για την πραγματοποίηση της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης του φορέα με τυχηματικές εκκεντρότητες δημιουργούνται τέσσερις ισοδύναμοι φορείς για τους οποίους μετατοπίζεται το κέντρο μάζας (+X,-X,+Z,-Z). Για κάθε φορέα υπολογίζεται ένας επαρκής αριθμός ιδιομορφών (το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών πρέπει να ξεπερνά το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου) και καταγράφονται οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοτιμές. Στη συνέχεια για τις δύο διευθύνσεις της σεισμικής διέγερσης X και Z, για κάθε φορέα και για κάθε ιδιομορφή υπολογίζονται τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού από την σχέση:

$$F_i = [M].\{\Phi_i\}.\Gamma_\iota.S_d(T_i,\zeta_\iota)$$

όπου $[M]$ το μητρώο μάζας, $\{\Phi_i\}$ οι ιδιοτιμές κάθε ιδιομορφής, Γ_ι ο συντελεστής συμμετοχής κάθε ιδιομορφής και $S_d(T_i,\zeta_\iota)$ η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού. Τα φορτία αυτά εφαρμόζονται στους αντίστοιχους φορείς και καταγράφονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων που προκύπτουν. Χρησιμοποιώντας την μέθοδο *CQC (Compete Quadratic Combination)* πραγματοποιείται η επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων για κάθε φορέα. Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή η πιθανοτικά μέγιστη απόκριση δίνεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$E_E = \sqrt{\sum\sum \rho_{ij} E_i E_j}$$

Οι συντελεστές συσχέτισης ρ_{ij} δίνονται από την σχέση του Der Kiureghian (1980) : $\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_i}(\xi_j + \beta_{ji}\xi_i)\beta_{ji}^{3/2}}{(1-\beta_{ji}^2)^2 + 4\xi_j\xi_i\beta_{ji}\left(1+\beta_{ji}^2\right) + 4\left(\xi_j^2 + \xi_i^2\right)}$ όπου $\beta_{ij} = \omega_i/\omega_j$, ω_i, ω_j οι κυκλικές συχνότητες των ιδιομορφών και ξ_j, ξ_i οι αντίστοιχες αποσβέσεις. Μετέπειτα την επίλυση των φορέων διεξάγονται ορισμένοι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC8. Αρχικά πραγματοποιείται ο έλεγχος φαινομένων 2ας τάξης όπου ελέγχεται σε κάθε όροφο ο δείκτης ευαισθησίας της σχετικής μετακίνησης των ορόφων *θ* σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση του EC8 :

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$$

- P_{tot} είναι η συνολική δύναμη βαρύτητας που ασκείται στον υπό εξέταση όροφο σε συνθήκες σεισμικής διέγερσης
- d_r είναι η διαφορά μεταξύ των πλευρικών μετακινήσεων στα άκρα (πάνω, κάτω) του εξεταζόμενου ορόφου
- V_{tot} είναι η συνολική σεισμική δύναμη του ορόφου
- h το ύψος του ορόφου

Εάν *θ <= 0,10* δεν είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξης. Εάν *0.10<=θ<=0.20* τα φαινόμενα μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τις δυνάμεις σε κάθε όροφο με ένα συντελεστή ίσο με *1/(1-θ).* Επομένως σε αυτήν την περίπτωση επανεπιλύεται ο φορέας με τις νέες δυνάμεις. Σημειώνεται ότι ο συντελεστής αυτός προστίθεται σε κάθε ιδιομορφική κατανομή δυνάμεων. Τέλος ο συντελεστής *θ* δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0,30. Στην περίπτωση αυτή είναι αναγκαία η αύξηση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων. Τέλος πραγματοποιείται ο έλεγχος περιορισμού βλαβών για την αποφυγή σοβαρών ζημιών σε μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής υπό συνθήκες εμφάνισης συχνού σεισμού. Στην περίπτωση ψαθυρών υλικών όπως οι τοιχοποιίες ισχύει: $d_r v \leq 0.005h$ όπου ν=0,50 για κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίων ΙΙ.

4) Για να υπολογιστούν οι συνδιασμοί των εντατικών μεγεθών βάσει των οποίων θα γίνει η διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου χρησιμοποιείται η ρουτίνα *RunDesignCombResp.tcl* που δημιουργεί όλους τους απαιτούμενους συνδυασμούς χρησιμοποιώντας τα σεισμικά και τα κατακόρυφα φορτία.Για το σκοπό αυτό εξετάζονται τα μεγέθη [M_y,M_z,N] που έχουν προκύψει απο την ιδιομορφική επαλληλία για κάθε διεύθυνση σεισμικής διέγερσης X,Z από τα οποία υπολογίζεται ο διαμήκης οπλισμός των διατομών.Στη συνέχεια, υπολογίζεται η ακραία τιμή κάθε μεγέθους για ταυτόχρονη δράση των δύο συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης X,Z από τις σχέσεις (SRSS):

- $N_{max}=\sqrt{N_x^2+N_z^2}$, $M_{ymax}=\sqrt{M_{y,X}^2+M_{y,Z}^2}$, $M_{zmax}=\sqrt{M_{z,X}^2+M_{z,Z}^2}$

Τελικά, για να βρεθούν οι τριπλέτες [M_y,M_z,N] με τις οποίες θα γίνει η διαστασιολόγηση των διατομών υπολογίζονται οι πιθανές ταυτόχρονες τιμές των δύο μεγεθών αναφορικά με την μέγιστη τιμή του τρίτου και προκύπτουν οι εξής (6) σεισμικοί συνδυασμοί για κάθε ισοδύναμο φορέα:

- $\pm\left(M_{ymax} , \frac{cov(My,Mz)}{\mathrm{Mymax}} , \frac{cov(My,N)}{\mathrm{Mymax}} \right)$
- $\pm\left(\frac{cov(My,Mz)}{\mathrm{Mzmax}} , M_{zmax} , \frac{cov(Mz,N)}{\mathrm{Mzmax}} \right)$
- $\pm\left(\frac{cov(My,N)}{\mathrm{Nmax}} , \frac{cov(Mz,N)}{\mathrm{Nmax}} , N_{max} \right)$

Στις παραπάνω σχέσεις οι συντελεστές $cov(M_y,M_z)$, $cov(M_y,N)$, $cov(M_z,N)$ υπολογίζονται απο τους τύπους:

- $cov(M_y,M_z)=\sum_i \sum_j \rho_{ij} \left(M_{y,iX}M_{z,jX}+M_{y,iZ}M_{z,jZ}\right)$
- $cov(M_y,N)=\sum_i \sum_j \rho_{ij} \left(M_{y,iX}N_{jX}+M_{y,iZ}N_{jZ}\right)$
- $cov(M_z,N)=\sum_i \sum_j \rho_{ij} \left(M_{z,iX}N_{jX}+M_{z,iZ}N_{jZ}\right)$

Εφόσον οι παραπάνω συντελεστές προκύπτουν προσημασμένοι τα εντατικά μεγέθη που συνοδεύουν το μέγιστο σε κάθε τριπλέτα είναι και αυτά προσημασμένα.Για αυτό το λόγο,η παραπάνω μέθοδος θεωρείται πιο ορθή και οδηγεί σε οικονομικότερες κατασκευές.

Συνεπώς,για τα υποστυλώματα καταληγούμε στους παρακάτω συνδυασμούς:

» Μη σεισμικοί Συνδυασμοί

1. 1.35G +1.5Q
2. 1.00G + 0.35G_1 +1.5Q_1
3. 1.00G + 0.35G_2 +1.5Q_2

» Σεισμικόι Συνδυασμοί

1. 1.00G + 0.30Q + (M_{ymax} , $\frac{cov(My,Mz)}{\text{Mymax}}$, $\frac{cov(My,N)}{\text{Mymax}}$)
2. 1.00G + 0.30Q - (M_{ymax} , $\frac{cov(My,Mz)}{\text{Mymax}}$, $\frac{cov(My,N)}{\text{Mymax}}$)
3. 1.00G + 0.30Q + ($\frac{cov(My,Mz)}{\text{Mzmax}}$, M_{zmax} , $\frac{cov(Mz,N)}{\text{Mzmax}}$)
4. 1.00G + 0.30Q - ($\frac{cov(My,Mz)}{\text{Mzmax}}$, M_{zmax} , $\frac{cov(Mz,N)}{\text{Mzmax}}$)
5. 1.00G + 0.30Q + ($\frac{cov(My,N)}{\text{Nmax}}$, $\frac{cov(Mz,N)}{\text{Nmax}}$, N_{max})
6. 1.00G + 0.30Q - ($\frac{cov(My,N)}{\text{Nmax}}$, $\frac{cov(Mz,N)}{\text{Nmax}}$, N_{max})

Οι σεισμικοί συνδυασμοί αναφέρονται σε κάθε ισοδύναμο φορέα ξεχωριστά, επομένως αθροιστικά καταλήγουμε σε $3_{\text{μη σεισμικοί}}$ + $4_{\text{φορείς}}$*($6_{\text{σεισμικοί}}$)=27 συνδυασμούς για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων.

Για τον σχεδιασμό των δοκών,χρειαζόμαστε μόνο την κύρια ροπή η οποία προκύπτει μετά την χωρική επαλληλία (M_{max}) αφού στα δοκάρια δεν αναπτύσσεται αξονική δύναμη ούτε και κάμψη στην δευτερεύουσα διεύθυνση.Οι συνδυασμοί που προκύπτουν είναι οι εξής:

» Μη σεισμικόι Συνδυασμοί

1. 1.35G +1.5Q
2. 1.00G + 0.35G_1 +1.5Q_1
3. 1.00G + 0.35G_2 +1.5Q_2

» Σεισμικόι Συνδυασμοί

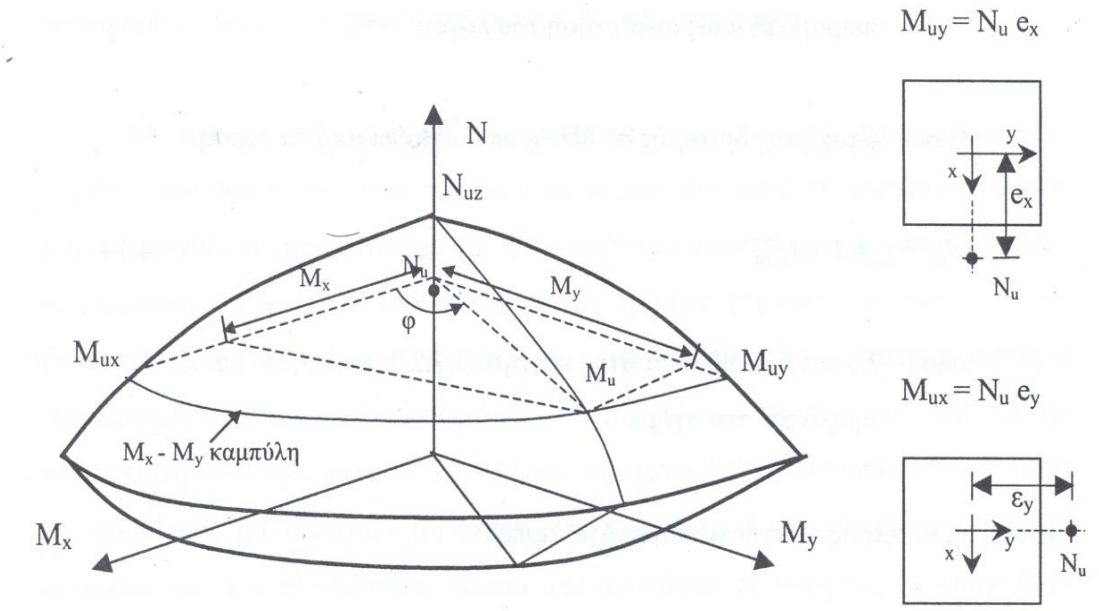
1. 1.00G + 0.30Q + M_{max}
2. 1.00G + 0.30Q - M_{max}

Αντιστοίχα καταλήγουμε σε $3_{\text{μη σεισμικοί}}$ + $4_{\text{φορείς}}$*($2_{\text{σεισμικοί}}$)=11 συνδυασμούς για την διαστασιολόγηση των δοκών.

5) Με βάση τα παραπάνω εντατικά μεγέθη,μέσω της υπορουτίνας *RunBeamDesign.tcl* γίνεται η διαστασιολόγηση των δοκών σε μονοαξονική κάμψη χρησιμοποιώντας τους γενικούς πίνακες CEB για την εύρεση του απαιτούμενου ποσοστού οπλισμού. Για τον σχεδιασμό των δοκών ελήφθησαν υπόψη όλες οι απαιτούμενες διατάξεις περί οπλίσεως δοκών στην κατάσταση οριακής αστοχίας του EC2 καθώς και άλλοι σχετικοί κατασκευαστικοί περιορισμοί του EC2 και EC8. Εφόσον επιλεχθεί ο τελικός οπλισμός των δοκών στη συνέχεια υπολογίζεται η ροπή αντοχής της διατομής η οποία χρησιμοποιείται στον ικανοτικό έλεγχο του κόμβου.

6) Στο τελευταίο στάδιο, σχεδιάζονται τα υποστυλώματα (*RunColumnDesign.tcl)* εξετάζοντας την επάρκεια της διατομής σε μονοαξονική και διαξονική κάμψη για συγκεκριμένες οπλισμικές διατάξεις. Ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη γίνεται σύμφωνα με την σχέση : $\left(\frac{M_y}{M_{uy}}\right)^{aN} + \left(\frac{M_z}{M_{uz}}\right)^{aN} \leq 1$ όπου

N/Nuz	0.2	0.4	0.6	0.8
αN	1.00	1.33	1.67	2.00



Για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων ελήφθησαν υπόψη όλες οι απαιτούμενες διατάξεις των EC2 και EC8 καθώς και άλλοι κατασκευαστικοί περιορισμοί. Όταν υπολογιστεί ο οπλισμός των υποστυλωμάτων, υπολογίζεται η ροπή αντοχής της διατομής για το μέγιστο αξονικό φορτίο σχεδιασμού (δυσμενέστερη περίπτωση) και πραγματοποιείται ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου.

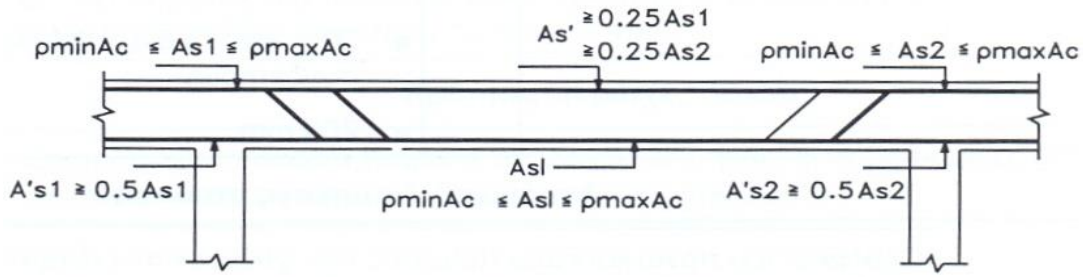
Στο τέλος, υπολογίζεται η απαιτούμενη περίσφιγξη κάθε υποστυλώματος η οποία προκύπτει είτε απο τον τύπο στην παράγραφο 5.4.3.2.2 στον EC8 μέρος 3 που αναφέρθηκε στο 1° κεφάλαιο είτε από το ποσοστό των συνδετήρων που απαιτούνται έτσι ώστε η διατμητική αντοχή του μέλους να ανταποκρίνεται στην ικανοτική τέμνουσα όπως ορίζεται στην παράγραφο 5.4.2.3 του EC8 μέρος 3.

2.6 Περιγραφή Διαστάσεων και Οπλισμών των Στοιχείων

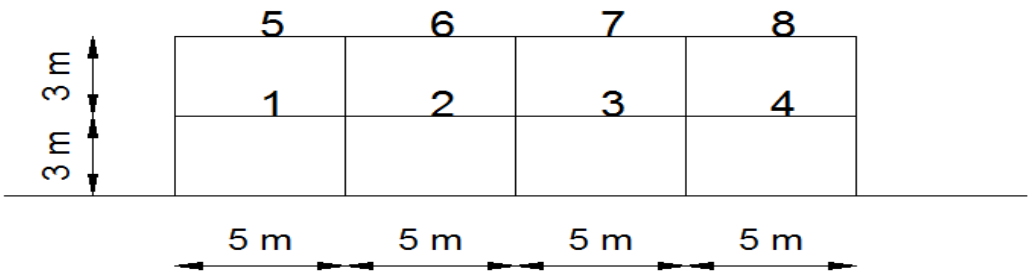
Για τις δοκούς όλων των ορόφων χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω διαστάσεις όπου το συνεργαζόμενο πλάτος (b_{eff}) έχει προκύψει με βάση τον EC2.

Πλαίσια	Ύψος h (m)	Πλάτος b_w (m)	Ολικό Πλάτος ($b_w + b_{eff}$)
Ακραία	0,7	0,25	1,13
Μεσαία	0,7	0,25	1,45

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι οπλισμοί που προέκυψαν για τις δοκούς των πλαισίων. Η ονομασία των οπλισμών έχει γίνει με βάση το παρακάτω σχήμα του EC8.



Σχήμα 2.6.1 Οπλισμός των δοκών με βάση τον EC8

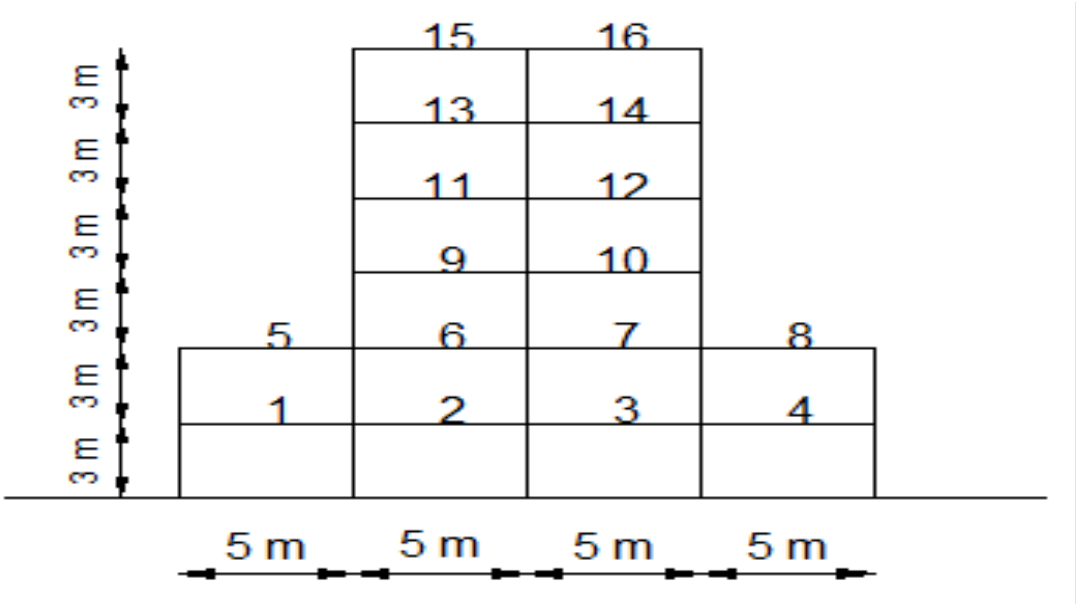


Σχήμα 2.6.2 Αρίθμηση Δοκών Ακραίου Πλαισίου

Δοκός	A_s1(cm2)	A'_s1(cm2)	A'_s(cm2)	A_s(cm2)	A_s2(cm2)	A'_s2(cm2)
1	5.46	6.83	3.65	6.83	5.72	6.83
2	5.45	6.24	3.65	6.24	5.41	6.24
3	5.41	6.29	3.65	6.29	5.45	6.29
4	5.72	6.39	3.65	6.39	5.46	6.39

5	3.85	5.52	3.65	5.52	4.31	5.52
6	4.12	4.91	3.65	4.91	4.02	4.91
7	4.02	5.00	3.65	5.00	4.12	5.00
8	4.31	4.94	3.65	4.94	3.85	4.94

Πίνακας 2.6.1. Εμβαδά οπλισμού δοκών ακραίου πλαισίου



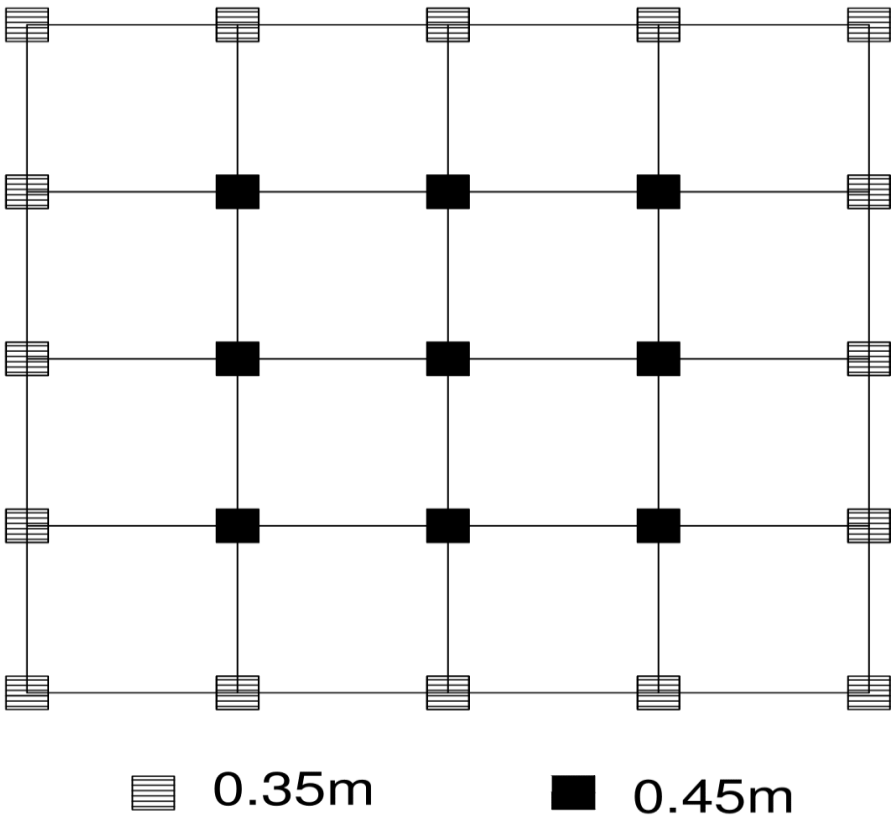
Σχήμα 2.6.3 Αρίθμηση Δοκών Μεσαίου Πλαισίου

Δοκός	A_s1(cm2)	A'_s1(cm2)	A'_s(cm2)	A_s(cm2)	A_s2(cm2)	A'_s2(cm2)
1	7.49	8.61	3.65	8.61	6.92	8.61
2	6.72	7.46	3.65	7.46	6.13	7.46
3	6.13	7.99	3.65	7.99	6.72	7.99
4	6.92	8.83	3.65	8.83	7.49	8.83
5	6.03	7.45	3.65	7.45	5.79	7.45
6	6.94	7.08	3.65	7.08	5.76	7.08
7	5.76	8.24	3.65	8.24	6.94	8.24
8	5.79	7.97	3.65	7.97	6.03	7.97
9	9.68	9.83	3.65	9.83	7.87	9.83
10	7.87	10.56	3.65	10.56	9.68	10.56
11	8.01	8.01	3.65	8.01	5.99	8.01

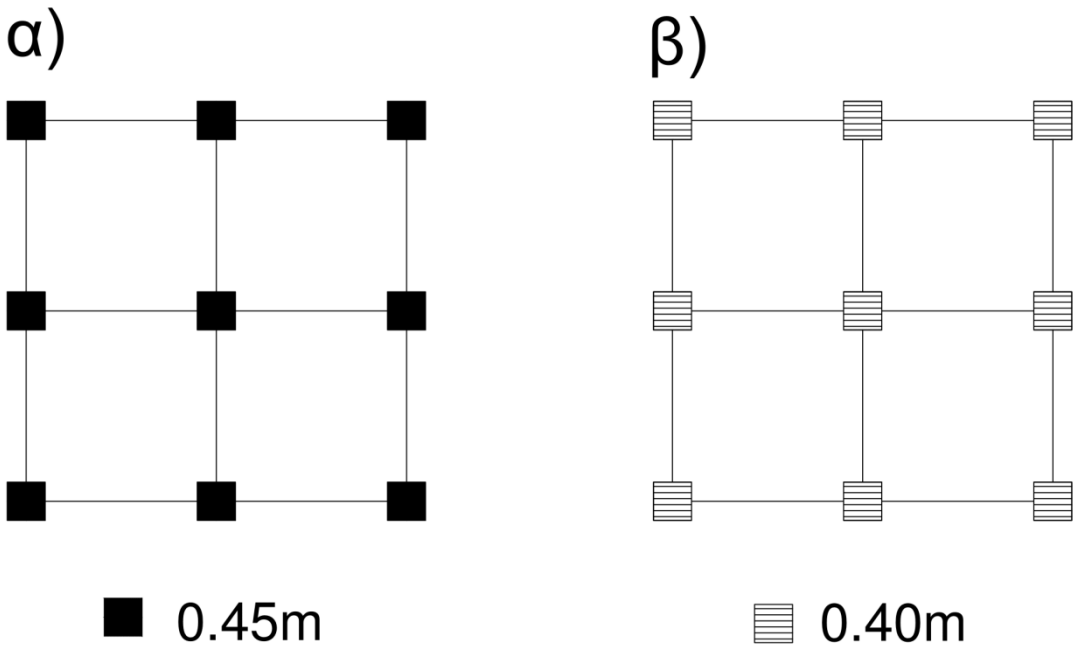
12	5.99	9.30	3.65	9.30	8.01	9.30
13	5.95	6.16	3.65	6.16	4.02	6.16
14	4.02	7.52	3.65	7.52	5.95	7.52
15	4.13	4.86	3.65	4.86	2.78	4.86
16	2.78	5.45	3.65	5.45	4.08	5.45

Πίνακας 2.6.1. Εμβαδά οπλισμού δοκών μεσαίου πλαισίου

Όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου υπολογίστηκαν με τετραγωνική διατομή.Στα επόμενα σχήματα δίνονται οι κατόψεις των ορόφων.



Σχήμα 2.6.4 Κάτοψη 1ου και 2ου ορόφου



Σχήμα 2.6.5 α) Κάτοψη 3ου 4ου και 5ου ορόφου β) Κάτοψη 6ου ορόφου

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Ανελαστικό Προσομοίωμα του Κτιρίου

3.1 Εισαγωγή στο λογισμικό OpenSees

Για την προσομοίωση του φέροντος οργανισμού του κτιρίου και για την εκτέλεση των μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Το κέντρο Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) σε συνεργασία με το πανεπιστήμιο της Καλιφόρνιας στο Berkeley αναπτύσσει και διανέμει ελεύθερα το εν λόγω λογισμικό για έρευνα και εφαρμογή προσομοιώσεων σε δομικά και εδαφοτεχνικά συστήματα. Η βασική λειτουργία του OpenSees στηρίζεται στον διερμηνέα εντολών του ίδιου του προγράμματος (OpenSees command interpreter). Ο διερμηνέας εντολών είναι προγραμματισμένος στις γλώσσες Tcl/Tk (Ousterhour 1998) και ουσιαστικά το OpenSees προσθέτει τις απαραίτητες ρουτίνες για να γίνει η επίλυση μέσω πεπερασμένων στοιχείων. Κάθε μία από αυτές τις ρουτίνες είναι κωδικοποιημένη σε γλώσσα προγραμματισμού C++. Η επικοινωνία με τον χρήστη γίνεται μέσω της προγραμματιστικής γλώσσας Tcl (επίσης ελεύθερου λογισμικού) η οποία έχει επιλεγεί για να υποστηρίζει τις εντολές του προγράμματος οι οποίες προσδιορίζουν την γεωμετρία, τις φορτίσεις, την μόρφωση και την επίλυση του προβλήματος. Ένα πολύ βασικό στοιχείο του OpenSees είναι η εύκολη και δωρεάν πρόσβαση σε αυτό καθώς επίσης και η ύπαρξη μιας πολύ καλά οργανωμένης διαδικτυακής κοινότητας υποστήριξης. Ως ένα ανοιχτού τύπου κώδικα πρόγραμμα, οι χρήστες έχουν την δυνατότητα κάνοντας χρήση των εκτενών χαρακτηριστικών του να προσθέσουν περαιτέρω δυνατότητες προσομοίωσης. Παράλληλα, το πρόγραμμα προσφέρει πληθώρα διαδικασιών επίλυσης και αλγορίθμων για την ανάλυση σύνθετων μη γραμμικών προβλημάτων τόσο για στατικά όσο και δυναμικά φορτία. Εν κατακλείδι, το OpenSees παρέχει έναν ευέλικτο τρόπο διασύνδεσης με υπολογιστικά μέσα, αποθήκευσης και επεξεργασίας δεδομένων και διαδικτυακής επικοινωνίας για την εκμετάλλευση της προηγμένης τεχνολογίας των υπολογιστικών συστημάτων. Δομικά και

γεωτεχνικά προσομοιώματα μπορούν να αναλυθούν από απλούς Η/Υ έως προχωρημένα συστήματα παράλληλης επεξεργασίας.

3.2 Προσομοίωση Κόμβων,Μαζών,Διατομών,Στοιχείων και Διαφραγματικής Λειτουργίας

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κτιρίου δημιουργήθηκαν στο τρισδιάστατο επίπεδο στο οποίο αρχικά ορίσθηκαν οι κόμβοι των πλαισίων (σημεία τομής δοκών-υποστυλωμάτων) και στην συνέχεια δημιουργήθηκαν 4 επιπλέον κομβόι ισοκατανεμημένοι στο μήκος κάθε δοκαριού κατά την διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση. Παράλληλα, ορίσθηκαν και ορισμένοι διπλοί κόμβοι η οποίοι εξυπηρετούν την διαφραγματική λειτουργία του φορέα όπως θα δούμε παρακάτω. Όλοι οι κόμβοι που βρίσκονται στο επίπεδο του εδάφους πακτώθηκαν κατά την διάρκεια των αναλύσεων (αγνοήθηκε η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής).

Για την εκτέλεση των αναλύσεων θεωρήθηκε η μάζα της κατασκευής που προκύπτει από την δράση του συνόλου των μόνιμών φορτίων G και του 30% των κινητών φορτίων Q. Η μάζα αυτή επιμερίστηκε ως συγκεντρωμένη στους κόμβους κάθε ορόφου και η δράση της ορίστηκε κατά τον διαμήκη και εγκάρσιο βαθμό ελευθερίας (αγνοήθηκε η κατακόρυφη συνιστώσα).

Για την διαμόρφωση των διατομών των στοιχείων χρησιμοποιείται το προσομοίωμα των ινών (Fiber) βάση του οποίου η διατομή διακριτοποιείται σε μικρότερα τμήματα (regions). Συνεπώς η διατομή αποτελείται από επιμέρους στοιχεία ινών (fibers) και έχει μια γενική γεωμετρική δομή η οποία αποτελείται από επιμέρους υποπεριοχές σχημάτων (patches). Επιπροσθέτως, μπορούν να καθοριστούν και στρώσεις οπλισμού (layers) κάθετα στο επίπεδο της διατομής. Κατά τον σχηματισμό των διατομών οι ίνες συσχετίζονται με μονοαξονικούς νόμους τάσεων-παραμορφώσεων, οι οποίες επιβάλλουν συνθήκες επιπεδότητας της διατομής για την ανάλυση των δοκών και υποστυλωμάτων (Νόμος Bernoulli).

Στην παρούσα εργασία για την προσομοίωση των δομικών στοιχείων της κατασκευής (δοκοί-υποστυλώματα) χρησιμοποιήθηκαν ελαστικά στοιχεία (Elastic Beam Column Element) για την φάση διαστασιολόγησης του φορέα και στοιχεία κατανεμημένης βλάβης (Force-Based Beam-Column Element), βασισμένα στη τήρηση της απόλυτης ισορροπίας μεταξύ των επιβαλλόμενων δράσεων και των εσωτερικών εντατικών μεγεθών, για την φάση των μη γραμμικών αναλύσεων. Κάθε δοκός χωρίστηκε σε 5 επιμέρους υποδοκούς μήκους 1m έτσι ώστε να υπάρχει εποπτεία της συμπεριφορά τους σε όλο το μήκος τους κατά την διάρκεια των αναλύσεων (λόγω της αδυναμίας του στοιχείου να προσομοιώσει εσωτερικές πλαστικές αρθρώσεις και κατανεμημένα εγκάρσια φορτία στην τρέχουσα έκδοση του λογισμικού). Αντίθετα τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν ως ένα ενιαίο στοιχείο, με 5 σημεία αριθμητικής ολοκλήρωσης, από τις παρειές των κόμβων σε κάθε όροφο εφόσον μεγαλύτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι ακραίες διατομές αυτών. Οι κόμβοι της κατασκευής θεωρήθηκαν άκαμπτοι αγνοώντας με αυτόν τον τρόπο τους αντίστοιχους ελέγχους που προτείνει ο Ευρωκώδικας 8 (2004) σε ΚΠΥ.

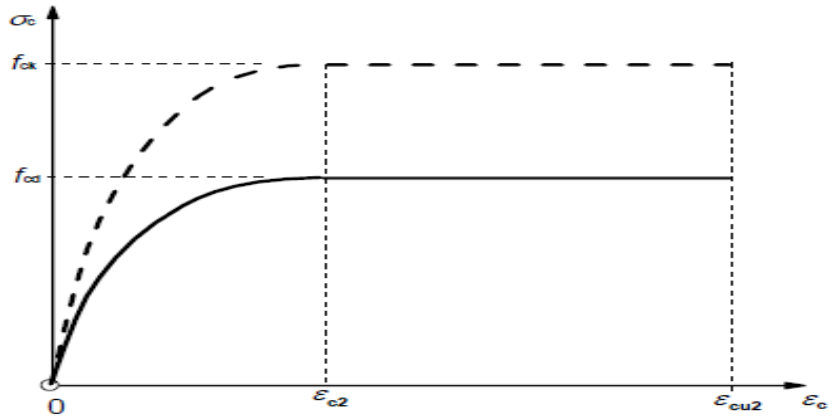
Για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας του κτιρίου απαιτείται η σύνδεση των επιμέρους κόμβων σε κάθε στάθμη της κατασκευής έτσι ώστε να διασφαλιστεί κοινή διαμήκης και εγκάρσια μετακίνηση. Προς αυτήν την κατεύθυνση δημιουργήθηκαν για κάθε πλάκα του κτιρίου και σε κάθε όροφο ελαστικά στοιχεία δικτυώματος (truss elements), μεγάλου μέτρου ελαστικότητας, που δρουν κατά την διαμήκη, εγκάρσια και διαγώνια διεύθυνση, και συνδέουν τους κόμβους μεταξύ τους. Ωστόσο η προσομοίωση αυτή δημιουργεί προβλήματα καθώς ευθύνεται για την εμφάνιση σημαντικού αξονικού φορτίου στα δοκάρια με αποτέλεσμα να παρουσιάζουν μια ψευδή απόκριση στις αναλύσεις. Οι παρασιτικές αυτές αξονικές, οφείλονται στον τρόπο που συμπεριφέρεται το πεπερασμένο στοιχείο κατανεμημένης πλαστικότητας και στον τρόπο υπολογισμού της αξονικής δύναμης από το λογισμικό. Πιο συγκεκριμένα, το Opensees εκτιμά την αξονική δύναμη σε μία διατομή εξετάζοντας την ανηγμένη παραμόρφωση στο κέντρο βάρους της διατομής. Συνεπώς μετά την ρηγμάτωση, ο ουδέτερος άξονας της διατομής δεν θα διέρχεται από το κέντρο βάρους αυτής με αποτέλεσμα το λογισμικό να

αντιλαμβάνεται αξονική παραμόρφωση. Ωστόσο, τα άκρα κάθε δοκού, εξαιτίας της διαφραγματικής λειτουργίας, είναι δεσμευμένα να έχουν κοινή μετακίνηση οπότε συνολικά στο μέλος δεν θα πρέπει να εμφανίζεται αξονική παραμόρφωση. Για τον μηδενισμό της αξονικής παραμόρφωσης που προκύπτει στις διατομές το λογισμικό υπολογίζει αξονική δύναμη η τιμή της οποίας μπορεί να είναι σημαντική. Για την αντιμετώπιση του παραπάνω προβλήματος χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία μηδενικού μήκους (zero length elements) που ενώνουν τους διπλούς κόμβους που ορίστηκαν παραπάνω στο αριστερό άκρο κάθε δοκού. Τα στοιχεία αυτά ορίστηκαν με άπειρη δυσκαμψία για τους βαθμούς ελευθερίας που αντιστοιχούν στην τέμνουσα και την κύρια ροπή κάμψης των δοκών έτσι ώστε να γίνεται αυτούσια μεταφορά των δυνάμεων απο τις δοκούς στους κόμβους. Με αυτό τον τρόπο, αποκλείεται η μεταβίβαση των πλασματικών αξονικών δυνάμεων στις δοκούς ενώ δημιουργείται αξονικά ασυμβατότητα των παραμορφώσεων. Σε κάθε περίπτωση, τα υποστυλώματα αποκρίνονται διαφραγματικά μεταξύ τους.

3.3 Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Σκυρόδεμα

3.3.1 Διαδικασία Διαστασιολόγησης

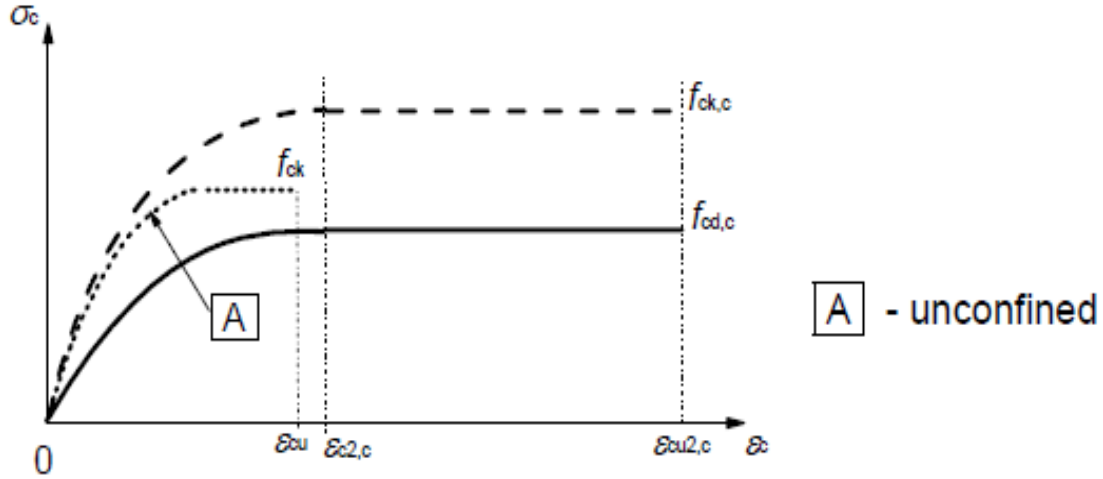
Ο Ευρωκώδικας 2 προτείνει να χρησιμοποιείται το ακόλουθο μοντέλο τάσεων-παραμορφώσεων για το απερίσφιγκτο σκυρόδεμα κατά την φάση του σχεδιασμού.



Σχήμα 3.3.1.1 Παραβολικό-Ορθογωνικό θλιπτικό διάγραμμα

- f_{ck} η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος
- f_{cd} η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος $(f_{cd} = \alpha_{cc}.f_{ck}/\gamma_c)$ όπου α_{cc} =1.00
- e_{c2} η ανηγμένη παραμόρφωση όταν το σκυρόδεμα φθάνει την μέγιστη αντοχή του
- e_{cu2} η μέγιστη δυνατή ανηγμένη παραμόρφωση

Οι τιμές e_{c2} και e_{cu2} λαμβάνονται από αντίστοιχο πίνακα του Ευρώκωδικα 2. Αντίστοιχα ο καταστικός νόμος που δίνεται από τον κανονισμό για το περισφιγμένο σκυρόδεμα είναι :



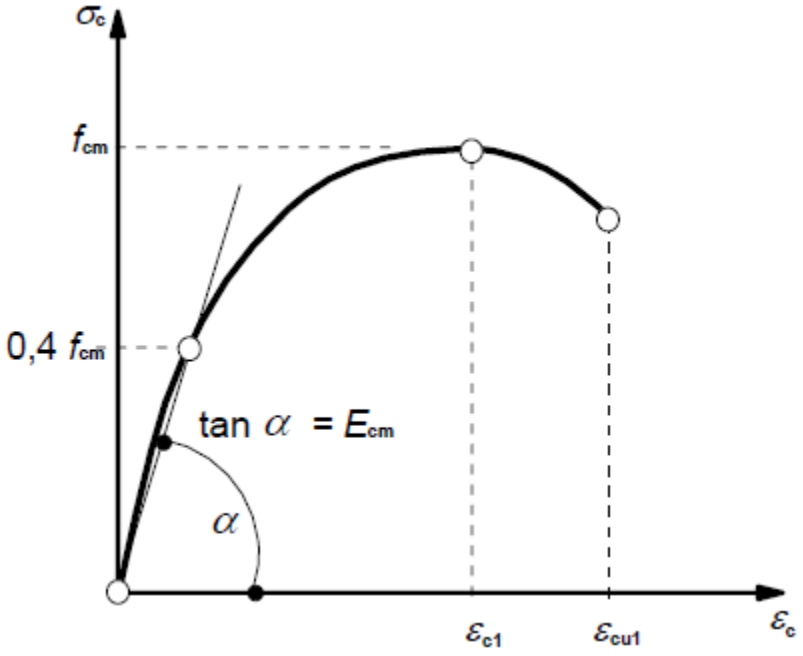
Σχήμα 3.3.1.2 Παραβολικό-Ορθογωνικό διάγραμμα περισφιγμένου σκυροδέματος

Για τον υπολογισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών του περισφιγμένου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθες σχέσεις οι οποίες υιοθετούνται από τον Ευρωκώδικα 2.

- $f_{ck,c} = (1 + 2.5a.\omega_w)f_{ck}$ αν $a.\omega_w \leq 0.1$
- $f_{ck,c} = (1.125 + 1.25a.\omega_w)f_{ck}$ αν $a.\omega_w \geq 0.1$
- $\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck,c}})^2$
- $\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.1.a.\omega_w$

3.3.2 Διαδικασία Αναλύσεων

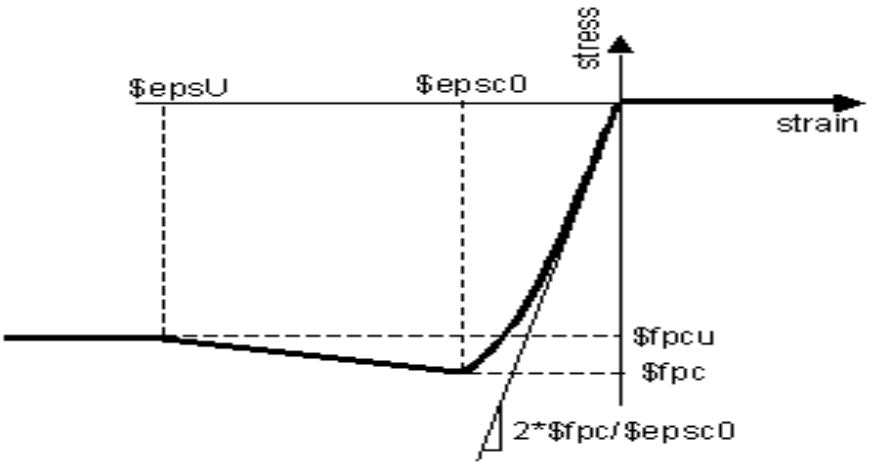
Κατά την φάση των αναλύσεων ο EC2 προτείνει την χρήση του ακόλουθου διαγράμματος τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων για την προσομοίωση του σκυροδέματος.



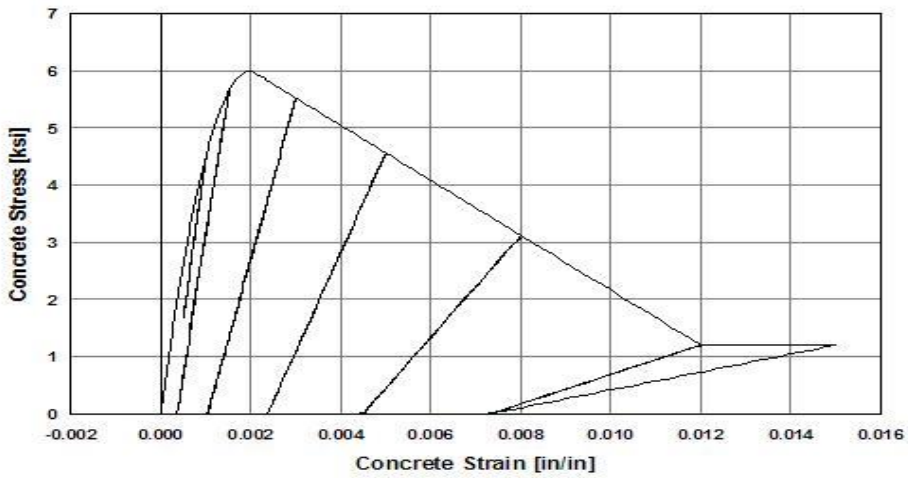
Σχήμα 3.3.2.3 Διάγραμμα σκυροδέματος για αναλύσεις

Στην παρούσα εργασία, για την προσομοίωση του σκυροδέματος, χρησιμοποιήθηκε ο καταστατικός νόμος Concrete01 όπως ορίζεται από το OpenSees. Στην ουσία πρόκειται για το προσομοίωμα του Kent-Scott-Park που υιοθετεί μηδενική εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, σταθερή παραμένουσα τάση και γραμμική αποφόρτιση-επαναφόρτιση συμφώνα με τους Karsan-Jirsa (1969).Για την υλοποίηση του υλικού το λογισμικό ζητά τον καθορισμό τεσάρρων παραμέτρων όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα :

1. f_{pc}=μέγιστη θλιπτική αντοχή
2. e_{psc0} = παραμόφωση που αντιστοιχεί στην f_{pc}
3. f_{pcu}=παραμένουσα θλιπτική αντοχή
4. e_{psU}= παραμόφωση που αντιστοιχεί στο τελικό σημείο του γραμμικού κλάδου αποφόρτισης



Σχήμα 3.3.2.4 Καταστατικός νόμος του Concrete01

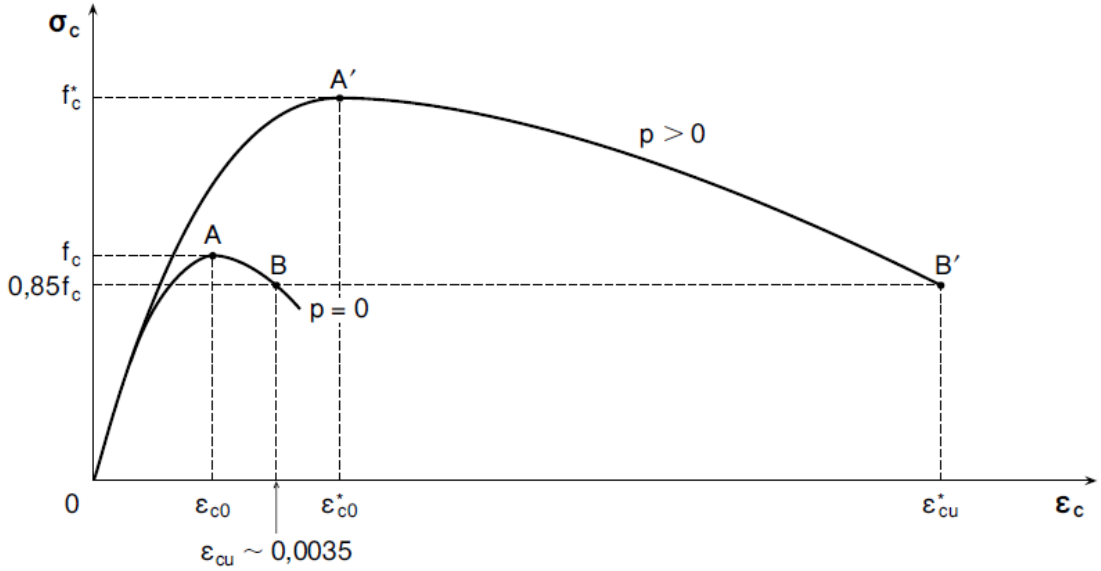


Σχήμα 3.3.2.5 Υστερητικό μοντέλο του Concrete01

Κατά την φάση της *διαστασιολόγησης* για το απερίσφιγχτο σκυρόδεμα ορίστηκε οριζόντιος μετελαστικός κλάδος μέχρι την παραμόφωση αστοχίας (e_{cu2}) και στη συνέχεια δόθηκε μηδένικη θλιπτική αντοχή για οποιαδήποτε παραμόρφωση μεγαλύτερη της όπως ακριβώς ορίζει ο κανονισμός.

Αντίστοιχα, για την διεξαγωγή των *αναλύσεων* χρησιμοποιήθηκαν οι *χαρακτηριστικές* τιμές (f_{ck}, $f_{ck,c}$) της αντοχής και της παραμορφωσιμότητας για το απερίσφιγχτο και περισφιγμένο σκυρόδεμα.Αναλυτικότερα, για το απερίσφιγχτο σκυρόδεμα θεωρήθηκε μηδενική παραμένουσα αντοχή και η μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση οριστηκέ e_{psU}=0,0045.Ενώ για το περισφιγμένο σκυρόδεμα υιοθετήκε το παρακάτω προσομοίωμα (Θ.Π.Τάσσιος) με βάση το οποίο η μέγιστη θλιπτική παραμορφώση

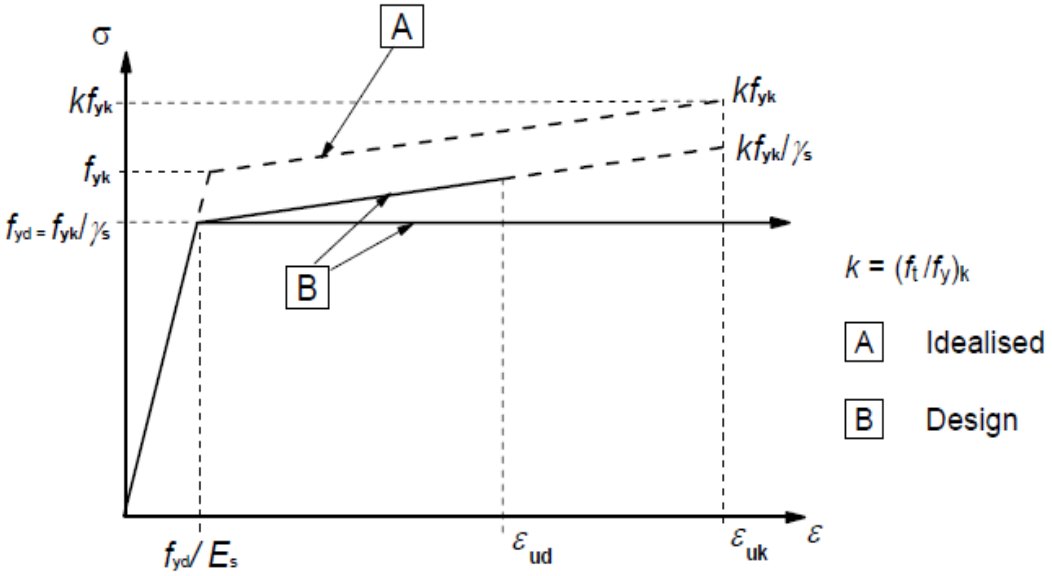
αντιστοιχεί στο 85%f_{ck} της αντοχής του απερίσφιγχτου σκυροδέματος.Τέλος,απόδοθηκε παραμένουσα αντοχή της τάξης 20%$f_{ck,c}$ της αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος.



Σχήμα 3.3.2.6 Προσομοίωμα σκυροδέματος (Θ.Π.Τάσσιος)

3.4 Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Χάλυβα

Ο Ευρωκώδικας 2 προτείνει την χρήση του παρακάτω διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων για τον χαλύβδινο οπλισμό κατά την φάση του *σχεδιασμού*.

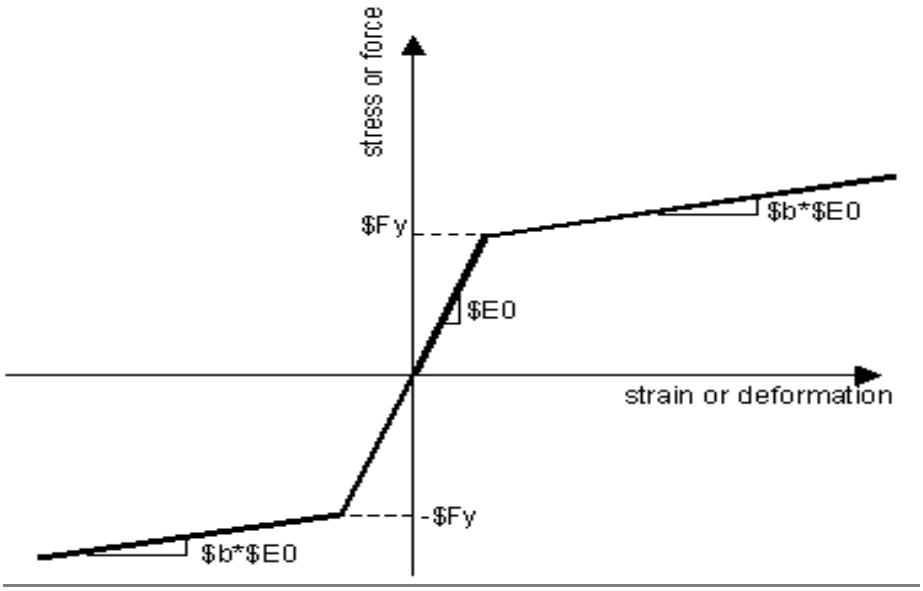


Σχήμα 3.4.1 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα

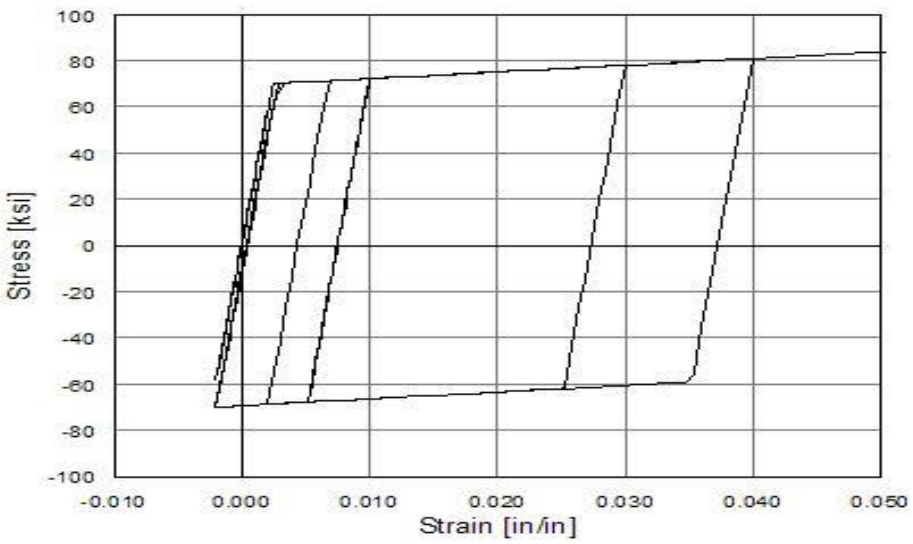
- f_{yk} η χαρακτηριστική αντοχή διαρροής του χάλυβα
- f_{yd} η σχεδιαστική αντοχή διαρροής του χάλυβα
- $f_{t\kappa}$ η ονομαστική εφελκυστική αντοχή αστοχίας του χάλυβα
- ε_{uk} η ονομαστική παραμόρφωση αστοχίας του χάλυβα
- ε_{ud} η σχεδιαστική παραμόρφωση αστοχίας του χάλυβα

Όπου η τιμή (f_{tk}/f_{yk}) λαμβάνεται από αντίστοιχο πίνακα, η τιμή ε_{ud} καθορίζεται στο εθνικό προσάρτημα κάθε χώρας (προτείνεται η τιμή $0.9, \varepsilon_{uk}$) και το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα μπορεί να υποτεθεί $E_s = 200GPa$.Ανάλογα σε ποιά κλάση πλαστιμότητας ανήκει ο χάλυβας οπλισμού ο EC2 προτείνει αντίστοιχα την χαρακτηριστική τιμή παραμόρφωσης αστοχίας ε_{uk}.Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η μέγιστη κλάση πλαστιμότητας (Class C),συνεπώς συμφωνα με τον κανονισμό είναι ε_{uk}≥7.50%.

Για την προσομοίωση του χάλυβα, χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο *Steel01* που παρέχεται από το OpenSees του οποίου ο καταστατικός νόμος και το μοντέλο υστέρησης είναι ως εξής:



Σχήμα 3.4.2 Καταστατικός νόμος τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα



Σχήμα 3.4.3 Υστερητικό μοντέλο χάλυβα με ισοτροπική κράτυνση

Κατά την διαδικασία των *αναλύσεων* χρησιμοποιήθηκαν οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής και παραμορφωσιμότητας του χάλυβα.Τόσο στο σχεδιασμό οσο και στις αναλύσεις δεν θεωρήθηκε κρατυνόμενη συμπεριφορά του χάλυβα πέρα απο το σημείο της διαρροής (οριζόντιος μετελαστικός κλάδος).

3.4 Υπολογισμός καμπυλοτήτων υποστυλωμάτων

Αφού έχει οριστοκοποιηθεί η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και έχουν επιλεχθεί οι ιδιότητες των υλικών για τις αναλύσεις υπολογίζονται οι διαθέσιμες καμπυλότητες των διατομών στην διαρροή και κατά την αστοχία.

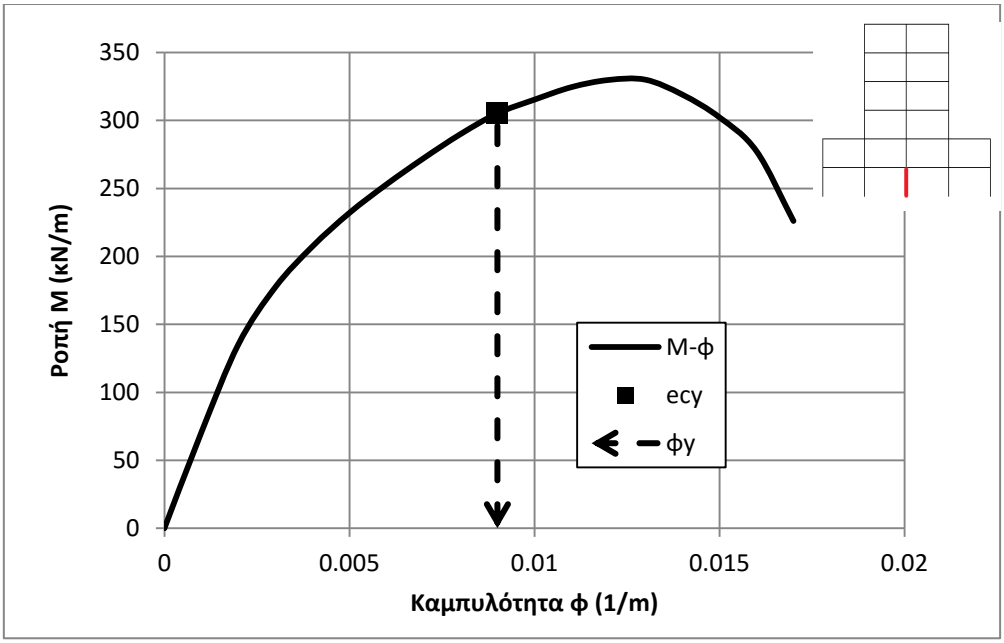
3.4.1 Καμπυλότητες Διαρροής (φ_y)

Κατά την φάση της διαρροής θεωρούμε πως η διατομή δεν έχει αναπτύξει σχετικά μεγάλες πλευρικές παραμορφώσεις έτσι ώστε να ενεργοποιηθούν οι εγκάρσιοι συνδετήρες και να αποδόσουν τις αναγκαίες τάσεις περίσφιγξης στην διατομή.Συνεπώς,αγνοούμε την ευεργετική συμβολή της στη συμπεριφορά του σκυροδέματος.Η καμπυλότητα διαρροής (φ_y) για δεδομένο αξονικό φορτίο υπολογίζεται με βάση τα παρακάτω κριτήρια:

1. Όταν ο εφελκυόμενος χάλυβας φθάσει την παραμόρφωση διαρροής η οποία είναι $\varepsilon_{sy}=f_{yk}/E_s=500/200000=0.0025$
2. Όταν η ακραία θλιβόμενη ίνα του σκυροδέματος φθάσει την παραμόρφωση διαρροής η οποία σύμφωνα με τον EC8 για την συγκεκριμένη κατηγορία σκυροδέματος είναι $\varepsilon_{cy}=0.002$

Η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται για διάφορες στάθμες του αξονικού φορτίου και σε όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου με τη βοήθεια ρουτίνας που αναπτύχθηκε στο λογισμικό OpenSees.Για να έχουμε καλύτερη εποπτεία της συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων όταν υπόκεινται σε διαξονική κάμψη επαναλαμβάνουμε την διαδικασία φορτίζοντας την διατομή σε γωνίες 0°, 30°,45°,60° και 90°.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το αξονικό φορτίο σχεδιασμού (v_d=0.5839 κN) του κεντρικού υποστυλώματος στο ισόγειο του κτιρίου το οποίο όπως θα δούμε στα επόμενα κεφάλαια αποδεικνύεται ως ένα απο τα πιο κρίσιμα.



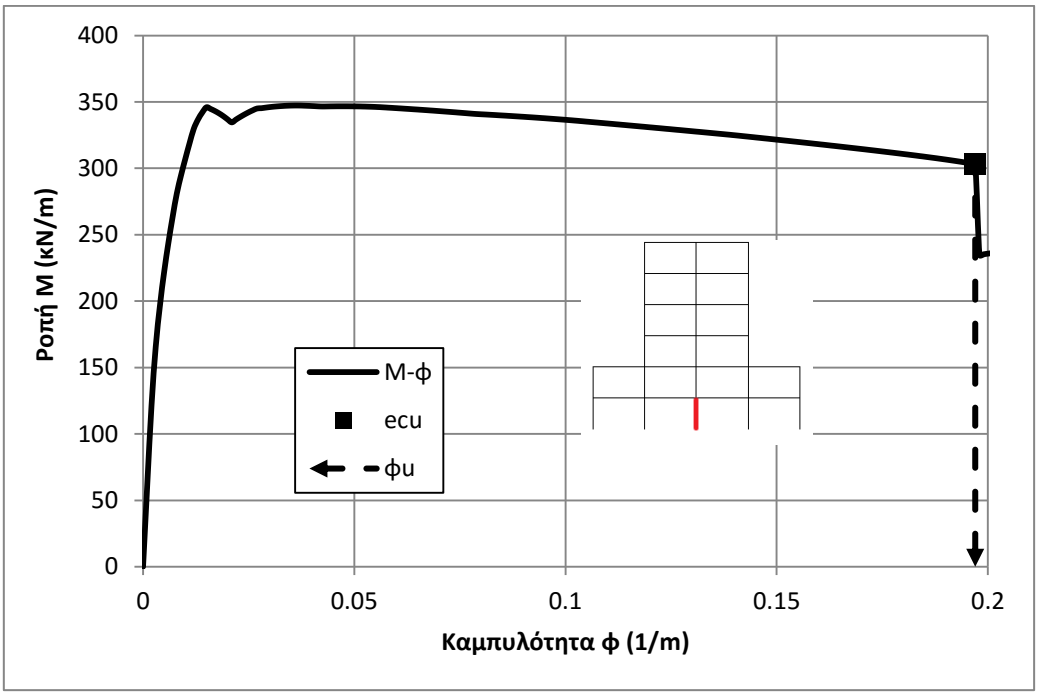
Όπως είναι εμφανές στο διάγραμμα η καμπυλότητα διαρροής έχει την τιμή φ_y=0.009 1/m και οφείλεται σε διαρροή της ακραίας ίνας του σκυροδέματος.

3.4.2 Καμπυλότητες Αστοχίας (φ_u)

Για την φάση της αστοχίας θεωρούμε την πλήρως περισφιγμένη διατομή.Η καμπυλότητα αστοχίας προκύπτει σύμφωνα με τον EC8 μέρος 1 παράγραφος 5.2.3.4 από τα παρακάτω κριτήρια :

1. Όταν ο εφελκυόμενος χάλυβας φθάσει την παραμόρφωση αστοχίας ε_{su}=0.0075 (EC2)
2. Όταν η ακραία θλιβόμενη ίνα του περισφιγμένου σκυροδέματος φθάσει την παραμόρφωση αστοχίας ε_{cu}

Με βάση τα παραπάνω προκύπτει το αντίστοιχο διάγραμμα.



Η αρχική μικρή πτώση που εμφανίζεται στο διάγραμμα οφείλεται στην σταδιακή αποφλοίωση της διατομής δηλαδή στην απότομη πτώση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων των ακραίων ινών του απερίσφιγχτου σκυροδέματος.Αντίστοιχα η απότομη πτώση που παρατηρείται στίς μεγάλες τιμές καμπυλοτήτων οφείλεται στην πρώτη αστοχία της ακραίας ίνας του περισφιγμένου σκυροδέματος.Τελικά,για το δεδομένο αξονικό προκύπτει φ_u=0.197 1/m άρα $\mu_{\varphi διατιθέμενο}$= φ_u/ $\varphi_{y=}$21,9 ενώ σύμφωνα με τον κανονισμό η απαιτούμενη είναι $\mu_{\varphi απαιτούμενο}$=2$q_o$-1=6.8.

Η μεγάλη αυτή διαφόρα οφείλεται στίς διάφορετικές παραδοχές που έχουν γίνει στην παρούσα εργασία σε σχέση με τον κανονισμό.Πιο συγκεκριμένα η σχέση $a\omega_{wd} \geq 30.\mu_{\varphi}.v_d.\varepsilon_{sy,d}.\frac{b_c}{b_0} - 0.035$ που καθορίζει την απαιτούμενη περίσφιγξη για δεδομένο μ_{φ} είναι μία ημιαναλυτική σχέση η οποία θεωρεί ότι η καμπυλότητα διαρροής προέρχεται μόνο από την διαρροή του εφελκυόμενου χάλυβα αγνοώντας το σκυρόδεμα.Αντίστοιχα,θεωρεί ότι η καμπυλότητα αστοχίας προέρχεται από αστοχία μόνο του περισφιγμένου σκυροδέματος αγνοώντας τον χάλυβα.Παράλληλα,ο νόμος των υλικών ενδέχεται να είναι διαφορετικός συγκριτικά με την παρούσα εργασία.Σε κάθε περίπτωση απαιτείται ενδελεχέστερη διερεύνηση του ζητήματος πριν οδηγηθούμε σε ασφαλή συμπεράσματα γεγονός το οποίο δεν αποτελεί σκοπό αυτής της εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

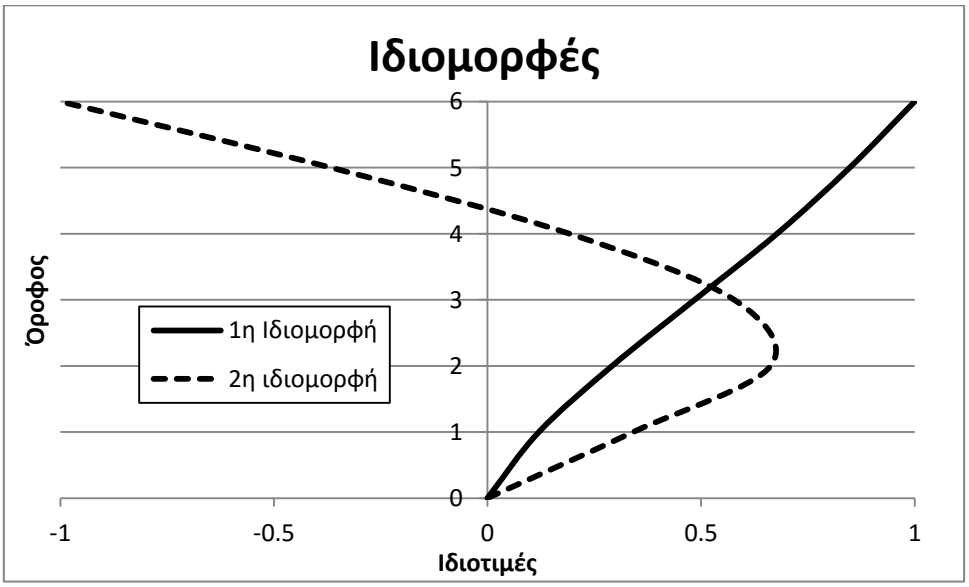
Στατική Προσαυξητική Εξώθηση (Pushover)

4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση Ανελαστικού Προσομοιώματος

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.3.3.4.2 του EC8 μέρος 1 για την εκτίμηση της συμπεριφόρας της κατασκευής πρέπει να χρησιμοποιείται η μέθοδος της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης με τουλάχιστον δύο είδη κατανομής των πλευρικών φορτίων :

1. Ομοιόμορφη κατανομή, όπου τα πλευρικά φορτία είναι ανάλογα με την μάζας καθ΄ύψος.
2. Ιδιομορφική κατανομή, όπου τα πλευρικά φορτία ακολουθούν την κατανομή πού χρησιμοποίηθηκε στις ελαστικές αναλύσεις κατα τον σχεδιασμό.

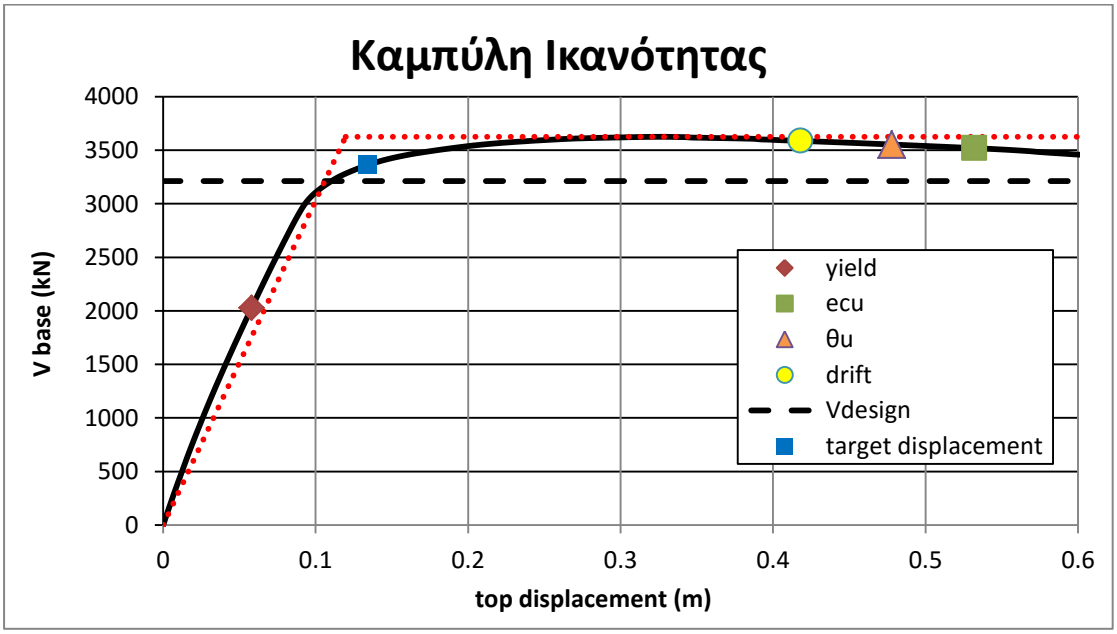
Στην παρούσα εργασία, έγινε ιδιομορφική ανάλυση του ανελαστικού προσομοιώματος της κατασκεύης και με βάση τα αποτελέσματα της πρώτης ιδιομορφής ορίστηκε και η κατανομή των πλευρικών φορτίων για την μετέπειτα διεξαγωγή της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης.



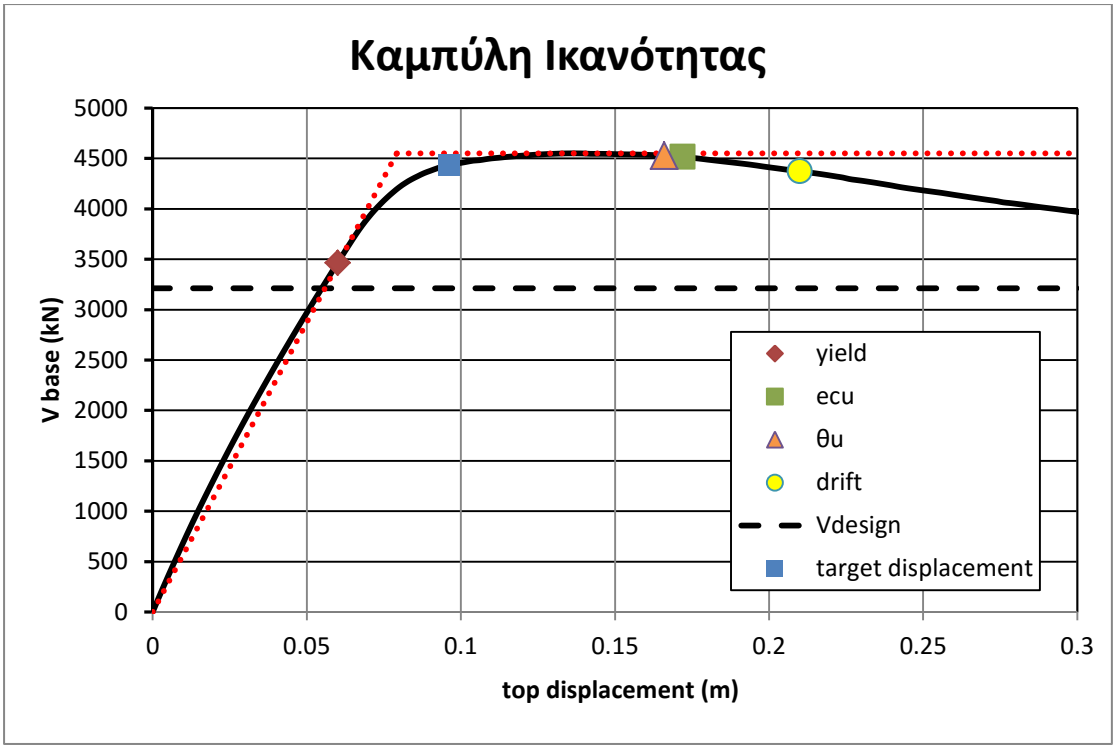
Σχήμα 4.1.1 1η ιδιομορφή T_1=0.882s, 2η ιδιομορφή T_2=0.769s

4.2 Καμπύλες Ικανότητας

Με βάση τις δύο κατανομές των πλευρικών φορτίων που ορίστηκαν παραπάνω και χρησιμοποιώντας το ανελαστικό προσομοίωμα του κτιρίου διεξήχθησαν οι αναλύσεις στο OpenSees . Πιο συγκεκριμένα, αρχικά έγινε επίλυση του μοντέλου για τη δράση του συνόλου των μόνιμων φορτίων G και του 30% (=Ψ_2) των κινητών φορτίων Q. Στη συνέχεια επιβλήθηκε στην κατασκευή κατά την διεύθυνση X πλευρική φόρτιση αυξανόμενης έντασης. Λόγω της διπλής συμμετρίας του φορέα (καθ΄ ύψος και σε κάτοψη) δεν κρίθηκε απαραίτητη η διεξαγωγή της ανάλυσης στην εγκάρσια διεύθυνση καθώς αναμένεται η ίδια συμπεριφορά. Ως σημείο ελέγχου της ανάλυσης ορίστηκε η μετακίνηση στο κέντρο μάζας της κορυφής του κτιρίου, η οποία αυξάνεται με βήμα 0.002m. Για την διεξαγωγή της ανάλυσης υιοθετήθηκε μια επαρκής ανοχή με βάση την οποία ελέγχεται η σύγκλιση σε κάθε βήμα έτσι ώστε τα αποτελέσματα που προκύπτουν να είναι αξιόπιστα. Για την ολοκλήρωση της ανάλυσης δημιουργήθηκε επαναληπτική διαδικασία η οποία εναλλάσσει διάφορους αλγορίθμους επίλυσης για να επιτευχθεί σύγκλιση σε ένα δεδομένο αριθμό επαναλήψεων. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 4.2.1 Καμπύλη Ικανότητας με ιδιομορφική κατανομή φορτίων



Σχήμα 4.2.2 Καμπύλη Ικανότητας με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων

Αρχικά, έγινε διγραμμικοποίηση των καμπύλων με βάση τον EC8 έτσι ώστε ο μετελαστικός κλάδος να είναι οριζόντιος και να πέρνα από το σημείο όπου εμφανίζεται η μέγιστη τέμνουσα βάσης.

4.2.1 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Παράλληλα, απεικονίζεται στα διαγράμματα η στοχευόμενη μετακίνηση (target displacement) όπως αυτή προκύπτει με βάση τον πίνακα Β του EC8 μέρος 1.Πιο συγκεκριμένα,αρχικά υπολογίζονται οι βάσικες παράμετροι του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος :

- Μάζα $m^* = \sum mi\Phi i$ όπου i ο αριθμός των ορόφων
- Συντελεστής συμμετοχής $\Gamma = \frac{m*}{\sum m_i \Phi_i^2}$

Επομένως, η αντίστοιχη καμπύλη ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου προκύπτει : $F^* = \frac{F}{\Gamma}$ και $d^* = \frac{d}{\Gamma}$.

Εφόσον έχει βρεθεί το σημείο διαρροής (F_y^*,d_y^*) μετά την διαγραμμικοποίηση των καμπυλών, υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος του μονοβαθμίου συστήματος απο την σχέση : $T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^* dy^*}{F_y^*}}$

Η στοχευόμενη μετακίνηση του μονοβαθμίου συστήματος είναι :

- $d_t^* = S_e(T^*)[\frac{T^*}{2\pi}]^2$ όπου $S_e(T^*)$ είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση απο το φάσμα σχεδιασμού

Τελικά, η στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβαθμίου συστήματος προκύπτει :

- $d_t = \Gamma d_t^*$

Όπως είναι εμφανές στα παραπάνω διαγράμματα, η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται στην αρχή του μετελαστικού κλάδου πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής.Συνεπώς,η κατασκευή συμπεριφερέται ικανοποιητικά συγκριτικά για τον σεισμό σχεδιασμό εφόσον δεν έχει υποστεί σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις άρα και βλάβες.

4.2.2 Κριτήρια Αστοχίας

1) Σε κάθε βήμα των παραπάνω αναλύσεων παρακολουθείται η εξέλιξη των ανηγμένων παραμορφώσεων στις τέσσερις ακραίες ίνες του περισφιγμένου σκυροδέματος και του χαλύβδινου οπλισμού για όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα του κτιρίου.Με αυτόν τον τρόπο, υπολογίζεται το σημείο (yield) στο οποίο συμβαίνει η πρώτη διαρροή του οπλισμού σε οποιοδήποτε δομικό μέλος της κατασκευής.Παράλληλα,απεκονίζονται τα σημεία στα οποία παρατηρείται για πρώτη φορά υπέρβαση των ανηγμένων παραμορφώσεων αστοχίας (ecu , esu) του περισφιγμένου σκυροδέματος και χάλυβα.

2) Σύμφωνα με τον πίνακα Α του EC8 μέρος 3, η τιμή της συνολικής στροφής χορδής κατά την αστοχία μέλων οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία υπόκεινται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση δίνεται από την σχέση :

$$\theta_{um}=\frac{1}{\gamma_{cl}}0.016 \cdot 0.3^{\mathrm{v}} \cdot \left(\frac{\max(0.01;\acute{\omega})}{\max(0.01;\omega)}(fc)\right)^{0,225} \cdot (\mathrm{as})^{0.35} \cdot 25^{\left(\mathrm{a}\cdot\rho s\cdot\frac{fyw}{\mathrm{fc}}\right)} \cdot$$

$1.275^{100\cdot\rho\mathrm{d}}$ όπου είναι :

- γ_{cl} συντελεστής ίσος με 1.5 για πρωτεύοντα σεισμικά μέλη και 1,0 για τα δευτερεύοντα
- v είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη του μέλους
- ω και ώ το μηχανικό ποσοστό του θλιβόμενου και εφελκυόμενου οπλισμού αντίστοιχα
- *αs* ο λόγος διάτμησης του μέλους
- *α* ο συντελεστής απόδοσης της περίσφιγξης
- *ρs* το ποσοστό του οπλισμού διάτμησης κατά την διεύθυνση της φόρτισης
- *ρd* το ποσοστό του δισδιαγώνιου οπλισμού του μέλους

Χρησιμοποιώντας την παραπάνω σχέση απεικονίζεται στις καμπύλες ικανότητες το σημείο (θ_u) το οποίο αντιστοιχεί στην πρώτη υπέρβαση που παρατηρείται σε οποιοδήποτε υποστύλωμα του κτιρίου.

3) Αντίστοιχα, σε κάθε βήμα της ανάλυσης παρακολουθούνται οι ανηγμένες σχετικές πλευρικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων (drift) που υπολογίζονται από την σχέση : *drift* = $\frac{Μετακινηση\ ι\ ορόφου - Μετακινηση\ j\ ορόφου}{Υψος\ i\ ορόφου - Υψος\ j\ ορόφου}$

Στην παρούσα εργάσια υιοθετήκε το 3% ως μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του drift, τιμή αντιπροσωπευτική για την στάθμη επιτελεστικότητας που αντιστοιχεί στην “οιονεί κατάρρευση”.Στα διαγράμματα απεικονίζεται το πρώτο σημείο στο οποίο οποιοσδήποτε όροφος υπερβαίνει την μέγιστη αυτή τιμή.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι περιοχές στις οποίες εντοπίστηκαν οι πρώτες υπερβάσεις των κριτηρίων αστοχίας συγκριτικά για κάθε ανάλυση.

Πλευρική Φόρτιση	ε_{cu}	θ_u	drift
Ιδιομορφική	Κεντρική Κολώνα Ισογείου	Ενδιάμεση Κολώνα Ισογείου	3ος όροφος
Ομοιόμορφη	Ακραία Κολώνα Ισογείου	Ενδιάμεση Κολώνα Ισογείου	Ισόγειο

Όσον αφορά την παραμόρφωση αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος (ε_{cu}), η αστοχία εντοπίστηκε στο ισόγειο και για τις δύο αναλύσεις. Πιο συγκεκριμένα,στην ιδιομορφική κατανομή των φορτίων, κρίσιμο ήταν το κεντρικό υποστύλωμα του οποίου η περίσφιγξη προέκυψε από τον τύπο του EC8 $(a.\omega_{wd} \geq 30.\mu_{\varphi}.v_d.\varepsilon_{sy,d}.\frac{b_c}{b_0} - 0.035)$ ενώ στην ομοιόμορφη κατανομή κρίσιμο είναι το ακραίο υποστύλωμα του ενδιάμεσου πλαισίου του οποίου η περίσφιγξη υπολόγιστηκε με βάση την ικανοτική τέμνουσα.Ωστόσο, λόγω της πλαισιακής λειτουργίας η αξονική δύναμη που δέχεται η ακραία κολώνα αυξάνεται σημαντικά κατα την διάρκεια της ανάλυσης σε βάθμο που ξεπερνά τις ελαστικές προβλέψεις κατά τον σχεδιασμό με αποτέλεσμα την αστοχία.

Αντίστοιχα,λαμβάνοντας υποψή την αστοχία του μέλους με βάση την οριακή τιμή της συνολικής γωνίας στροφής χορδής (θ_u) κατά τον EC8, παρατηρούμε ότι κρίσιμο ήταν το ενδιάμεσο υποστύλωμα του κεντρικού πλαισίου του κτιρίου και στις δύο αναλύσεις.Γεγονός το οποίο είναι λογικό εφόσον φέρει μέγαλο αξονικό φορτίο απο τα κατακόρυφα φορτία λόγω της θέσης του. Επικουρικά δρά και το γεγονός ότι η αξονική του δύναμη αυξάνεται κατα την διάκεια της ανάλυσης λόγω της πλαισιακής λειτουργίας.Γενικά είναι σημαντικό να παρατηρήσουμε ότι και στις δύο αναλύσεις πρώτα συμβαίνει η αστοχία θ_u στο επίπεδο του μέλους και μετά αστοχεί η περισφιγμένη ίνα της διατομής των υποστυλωμάτων φαινόμενο το οποίο υποδηλώνει ότι ο κανονισμός είναι συντηρητικός ως προς την εκτίμηση της διαθέσιμης θ_u.

Τέλος, διαφορές ανάμεσα στις δύο αναλύσεις παρατηρούνται και ως προς το drift όπου στην ιδιομορφική κατανομή των φορτίων η υπέρβαση εντοπίζεται στον 3^{ο} όροφο ενώ στην ομοιόμορφη στο ισόγειο.Παράλληλα, θα πρέπει να παρατηρήσουμε ότι στην ιδιομορφική κατανομή των φορτίων η υπέρβαση του drift εμφανίζεται ως η πρώτη αστοχία ενώ στην ομοιόμορφη είναι η τελευταία.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι αντίστοιχες πλαστιμότητες μετακινήσεων του κτιρίου που προέκυψαν με βάση το κάθε κριτήριο αστοχίας ξεχωριστά.Υπενθυμίζεται ότι η πλαστιμότητα μετακίνησεων ορίζεται ώς ο λόγος $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$.

Πλευρική Φόρτιση	$\mu_{\varepsilon cu}$	$\mu_{\theta u}$	μ_{drift}
Ιδιομορφική	3.494	3.979	4.448
Ομοιόμορφη	2.171	2.096	2.652

Όπως είναι εμφανές η ομοιόμορφη κατανομή οδήγει την κατασκευή σε πιό ψαθυρή συμπεριφορά σε σχέση με την ιδιομορφική καθώς, όπως προσδιορίστηκε και παραπάνω, καταπονείται κυρίως το ισόγειο με αποτέλεσμα οι βλάβες να συγκεντρώνονται κυρίως στη περιοχή αυτή.

4.2.3 Υπολογισμός Διαθέσιμων Υπεραντοχών

Για κάθε ανάλυση υπολόγιζονται οι εξής υπεραντοχές του κτιρίου :

- Ω = $\frac{V\beta\alpha\sigma\eta\varsigma(pushover)}{V\beta\alpha\sigma\eta\varsigma(design)}$ συντελεστής που εκφράζει την υπεραντοχή της κατασκευής σε σχέση με τον σχεδιασμό.

- $a_u/a_1 = \frac{V_{\beta\acute{\alpha}\sigma\eta\varsigma\ max}}{V_{\beta\acute{\alpha}\sigma\eta\varsigma\ 1\eta\ \delta\iota\alpha\rho\rho o\acute{\eta}}}$ συντελεστής που εκφράζει την απαίτουμενη προσαύξηση των φορτίων με αφετηρία το σημείο της πρώτης διαρροής μέχρι την δημιουργία πλαστικού μηχανισμού κατάρρευσης.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται αναλυτικότερα τα χαρακτηριστικά του σημειού της πρώτης διαρροής όπως προέκυψε απο τις αναλύσεις.

Πλευρική Φόρτιση	$V_{\beta\acute{\alpha}\sigma\eta\varsigma}$ (κN)	Δ_{top} (m)	Μέλος
Ιδιομορφική	3464.114	0.06	Δοκός 2^{ου} ορόφου
Ομοιόμορφη	2028.043	0.058	Δοκός ισογείου

Επομένως, η πρώτη διαρροή παρατηρείται σε σχετικά ίδια μετακίνηση και για τις δύο αναλύσεις ωστόσο υπάρχει μεγάλη διαφορά στην αντίστοιχη τέμνουσα βάσης.Όπως ήταν αναμενόμενο εφόσον έχει εφαρμοστεί ο ικανοτικός σχεδιασμός κόμβου (ασθενής δοκός-ισχυρό υποστύλωμα) πρώτα διαρρέουν οι δοκοί σε σχέση με τα υποστυλώματα.Τέλος, η διαφόρα ανάμεσα στην θέση των δοκών που διαρρέουν οφείλεται στην διαφορετική κατανομή των φορτίων.

Συνεπώς προκύπτει ο παρακάτω πίνακας :

Πλευρική Φόρτιση	Ω	a_u/a_1
Ιδιομορφική	1.129	1.788
Ομοιόμορφη	1.417	1.314

Η υπεραντοχή σε σχέση με τον σχεδιασμό (Ω) είναι σε εύλογα επίπεδα και στις δύο αναλύσεις.Το φαινόμενο αυτό οφείλεται κυρίως α) στην υπερστατικότητα της κατασκευής που συνεπάγεται την ικανοτητά της να αναδιανέμει τα πλευρικά φορτία μέσω της ανελαστικής απόκρισης β) στους διάφορους περιορισμούς που επιβάλλει ο κανονισμός κατά την διαστασιολόγηση (ελάχιστο ποσοστό οπλισμού στις κρίσιμες περιοχές) γ) στη πρακτική ασθενής δοκός-ισχυρό υποστύλωμα που επιβάλλεται από τον κανονισμό και οδηγεί σε υπερόπλιση των υποστυλωμάτων σε σχέση με τις απαιτήσεις των ελαστικών αναλύσεων δ) στην υπεραντοχή του υλικού καθώς για τις αναλύσεις έχουν αποδοθεί οι χαρακτηριστικές τιμές των υλικών στα μέλη σε σχέση με τον σχεδιασμό όπου χρησιμοποιούνται συντελεστές ασφαλείας ε) τέλος στην διεύθηνση της φόρτισης εφόσον οι αναλύσεις διεξάγονται μόνο κατα την διαμήκη διεύθηνση ενώ η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων έχει προκύψει με βάση την διαξονική ένταση τους.

Σύφωνα με τον EC8 μέρος 1 παράγραφος 4.3.3.4.2.1 ένας από τους βασικότερους στόχους των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων είναι η σωστή εκτίμηση του λόγου υπεραντοχής a_u/a_1 ο οποίος όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο επηρεάζει σημαντικά την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς σχεδιασμού (q).Στην παρούσα εργασία για τον σχεδιασμό του κτιρίου είχε χρησιμοποιηθεί η τιμή a_u/a_1=1.3 την οποία πρότεινε και ο κανονισμός.Η ελάχιστη τιμή που προκύπτει απο τις αναλύσεις είναι $a_u/a_{1\ min}$ = 1.314 σχεδόν ίση με αυτή του σχεδιασμού όπου σύμφωνα με τον κανονισμό θα πρέπει να χρησιμοποείται και κατα την διαστασιολόγηση.

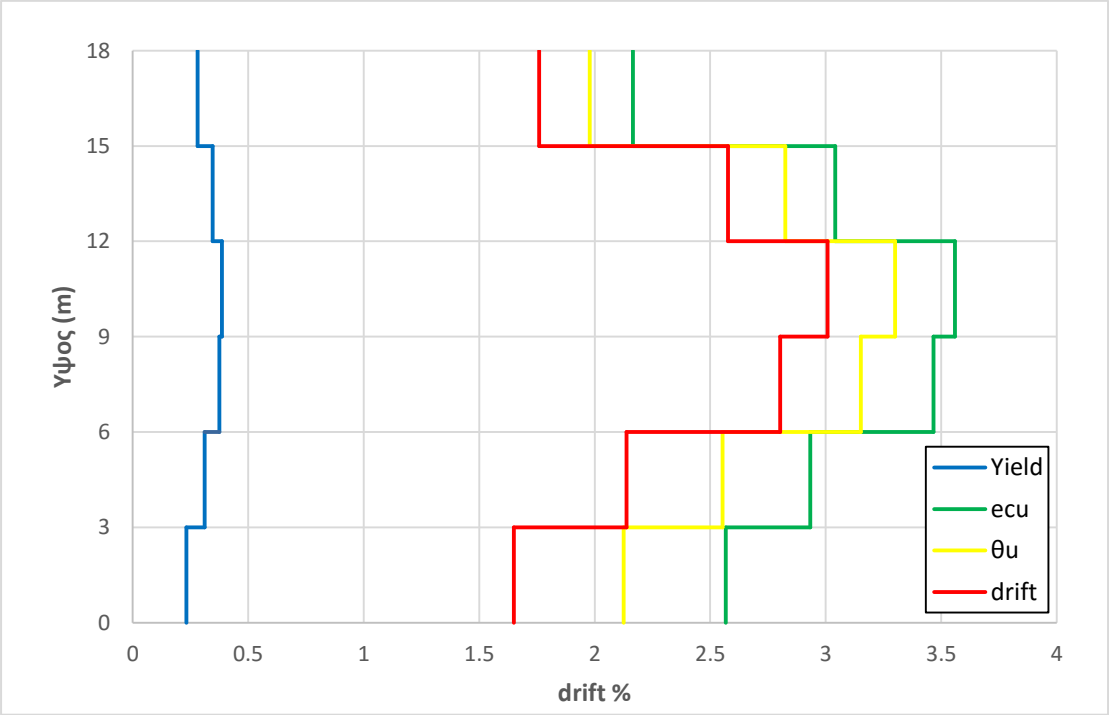
4.3 Στιγμιότυπα Ανηγμένων Πλευρικών Μετακινήσεων (Drift)

Το drift είναι το μοναδικό απο τα κριτήρια αστοχίας που παρουσιάστηκαν παραπάνω το οποίο αποτυπώνει την συνολική εικόνα της κατασκευής και θέτει ένα γενικό όριο παραμορφώσης όταν η επιρροή των φαινομένων P-Δ καθώς και οι βλάβες στα δομικά ή μη δομικά στοιχεία του κτιρίου αρχίζουν να γίνονται σημαντικές.

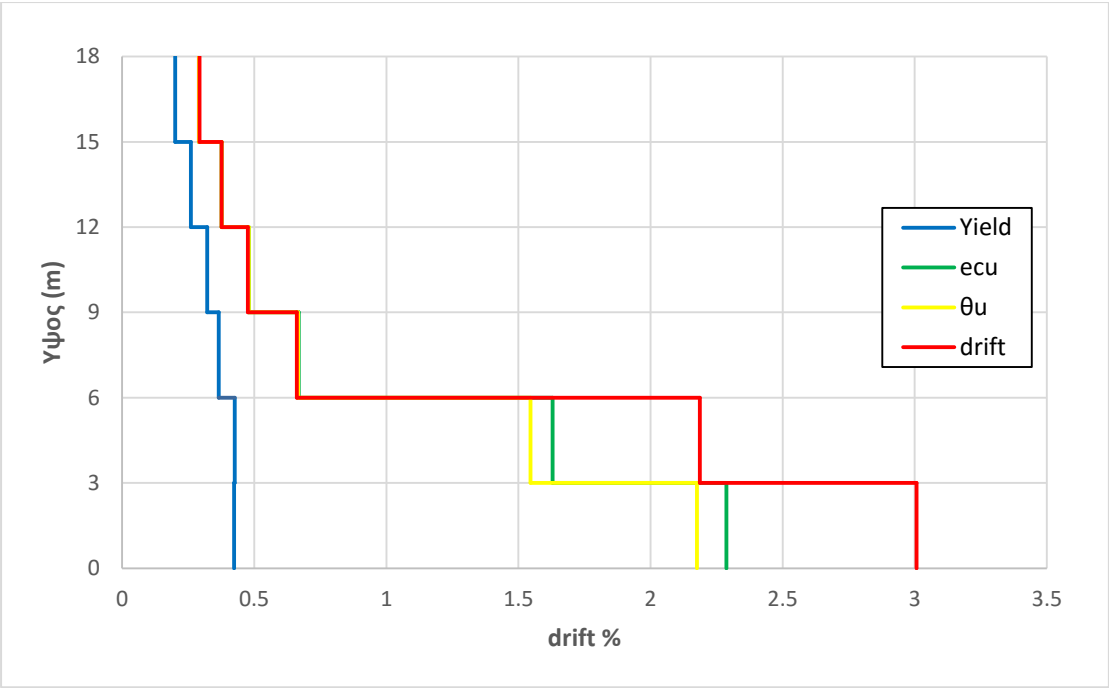
Πρέπει εδώ να σημειωθεί ότι κατά την προσομοίωση του φορέα του κτιρίου στο OpenSees έχουν δημιουργηθεί κατάλληλα στοιχεία δικτυώματος (truss element) τα οποία εξασφαλίζουν την διαφραγματική λειτουργία των ορόφων

Στα ακόλουθα διαγράμματα παρουσιάζονται τα προφίλ των ανηγμένων πλευρικών μετακινήσεων κατά την διάρκεια της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης στα εξής στιγμιότυπα :

1. Όταν εμφανίζεται η πρώτη διαρροή οπλισμού σε οποιοδήποτε δομικό μέλος της κατασκευής (yield)
2. Όταν εμφανίζεται η πρώτη αστοχία περισφιγμένης ίνας σκυροδέματος σε οποιαδήποτε κολώνα του κτιρίου (ε_{cu})
3. Όταν εμφανίζεται η πρώτη υπέρβαση της συνολίκής στροφής χορδής σε οποιαδήποτε κολώνα του κτιρίου (θ_u)
4. Όταν εμφανίζεται η πρώτη υπέρβαση του drift σε οποιοδήποτε όροφο του κτιρίου



Σχήμα 4.3.1 Προφίλ drift ιδιομορφικής κατανομής

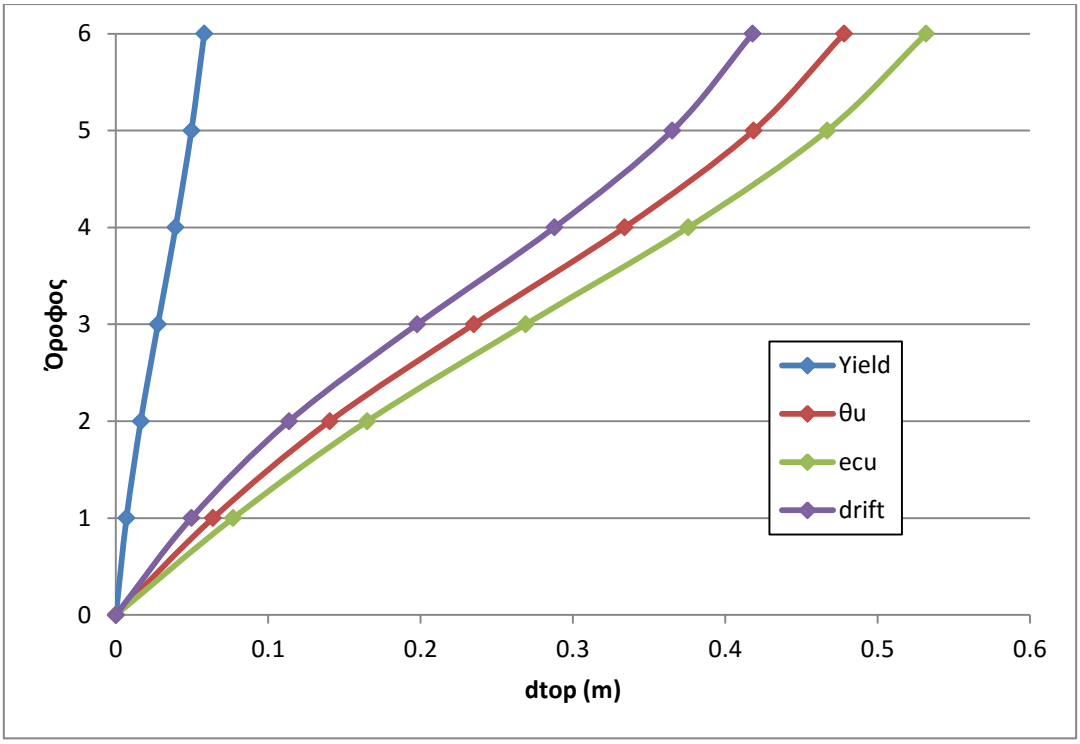


Σχήμα 4.3.2 Προφίλ drift ομοιόμορφης κατανομής

Τα προφίλ των drift είναι εντελώς διαφορετικά ανάμεσα στις δύο αναλύσεις γεγονός που οφείλεται στην τελείως διαφορετική κατανομή των φορτίων.Είναι σημαντικό να αναφέρουμε ότι στην ιδιομορφική κατανομή των φορτίων το drift αυξάνεται αναλογικά σε όλους τους ορόφους σε σχέση με τα επιβαλλόμενα φορτία ενώ στην ομοιόμορφη κατανομή απο ένα σημείο και μετά τα drift του 2,3,4,5 ορόφου σχέδον σταθεροποιούνται σε μία τιμή και συνεχίζουν να αυξάνουν οι τιμές μόνο του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου.

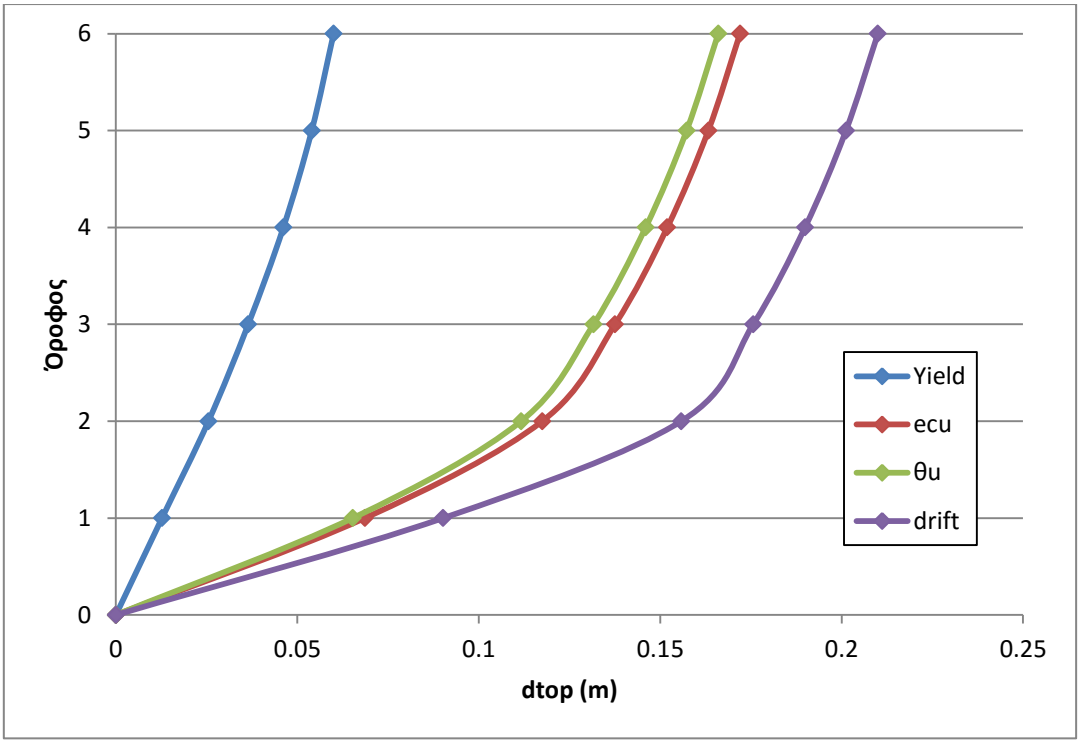
4.4 Προφίλ Μετακινήσεων

Στα επόμενα διάγραμμα απεικονίζεται το προφίλ των μετακινήσεων σε όλους τους ορόφους για τα στιγμιότυπα της προσαυξητικής φόρτισης που ορίστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο.



Σχήμα 4.4.1 Προφίλ μετακινήσεων ιδιομορφικής κατανομής

Στην ιδιομορφική κατανομή των φορτίων παρουσιάζεται ένα σημείο κάμπης στον 2° όροφο όπου η συμπεριφορά του κτιρίου απο καμπτική γίνεται διατμητική γεγονός που διαφαίνεται και στα προφίλ των drift που εξετάστηκαν παραπάνω. Άμεση σχέση με το φαινόμενο αυτό έχει η ύπαρξη της ακανονικότητας η οποία επηρεάζει σημαντικά την παραμορφωσιακή εικόνα του κτιρίου για την δεδομένη φόρτιση.



Σχήμα 4.4.2 Προφίλ μετακινήσεων ομοιόμορφης κατανομής

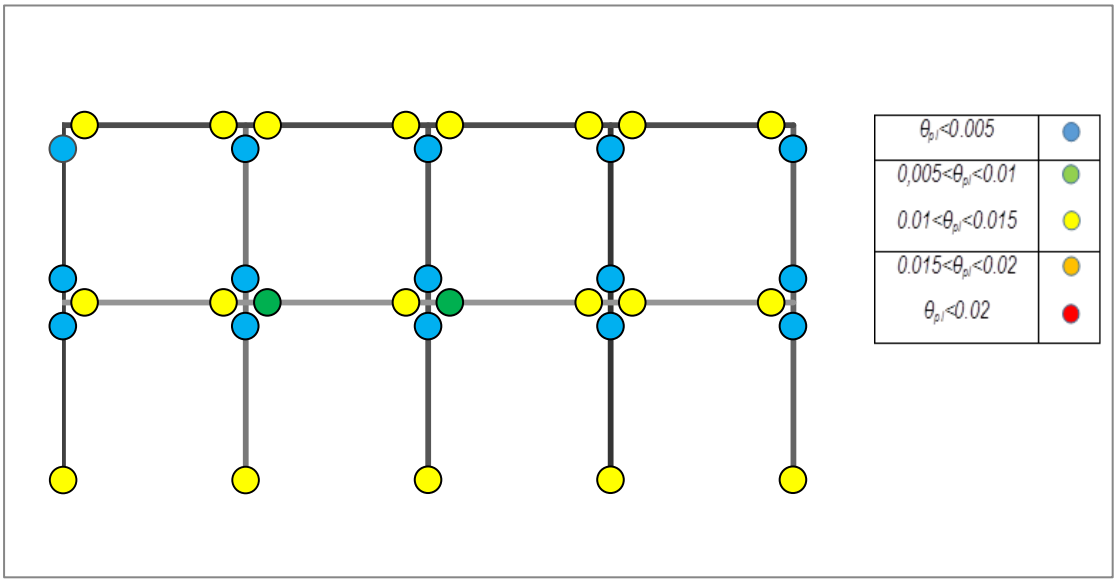
Αντίθετα, στην ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης η συμπεριφορά του κτιρίου είναι καθαρά διατμητική με αποτέλεσμα να έχουμε συγκέντρωση βλαβών κυρίως στο ισόγειο.Παράλληλα, παρατηρούμε ότι το τμήμα του κτιρίου πάνω απο την στάθμη της εσοχής δεν καταπονείται σημαντικά.

4.4 Κατανομή Πλαστικών Αρθρώσεων

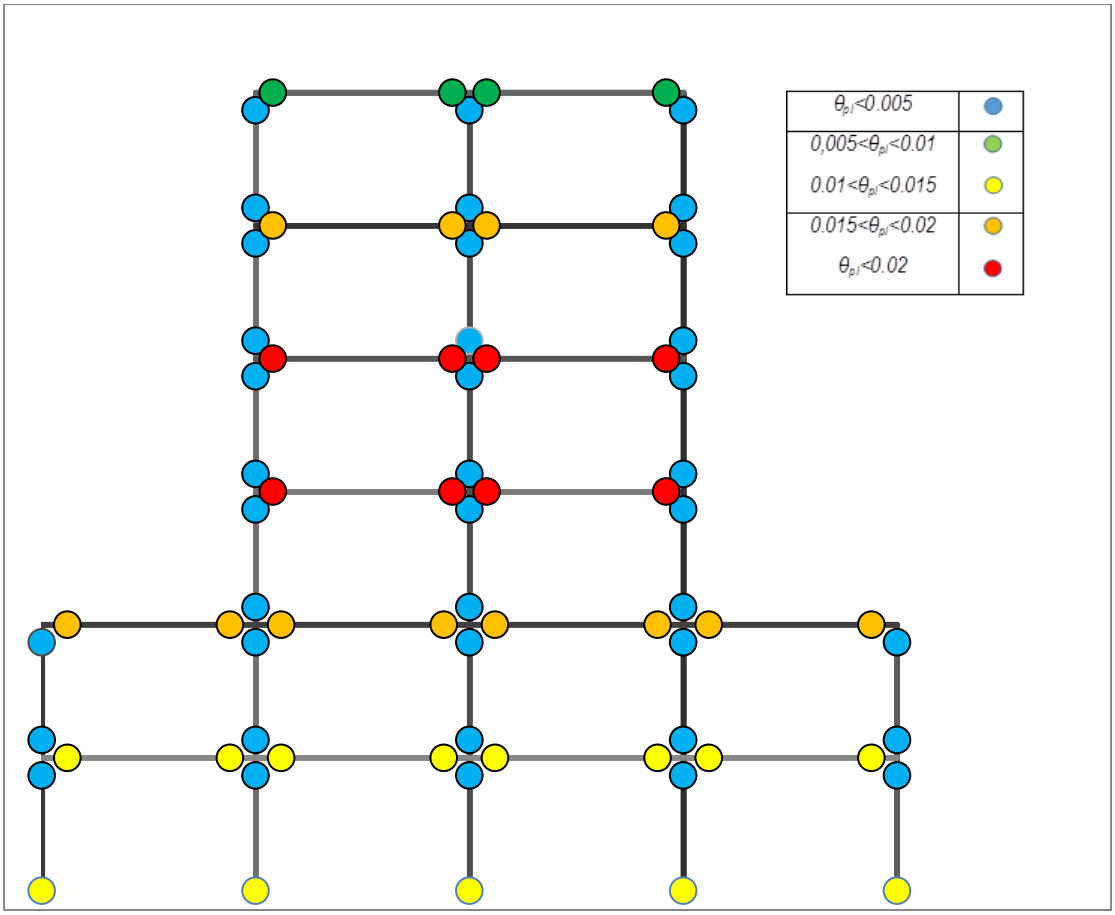
Στα επόμενα σχήματα απεικονίζεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στα δομικά μέλη του φορέα.Το στιγμιότυπο που επιλέχθηκε να παρουσιαστεί είναι εκείνο στο οποίο σύμβαίνει η πρώτη υπέρβαση του drift σε οποιονδήποτε όροφο του κτιρίου (βλέπε 4.2.2).

Για την απεικόνιση του μεγέθους της σχηματιζόμενης πλαστικής άρθρωσης χρησιμοποιήθηκαν διάφοροι χρωματισμοί που εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα.

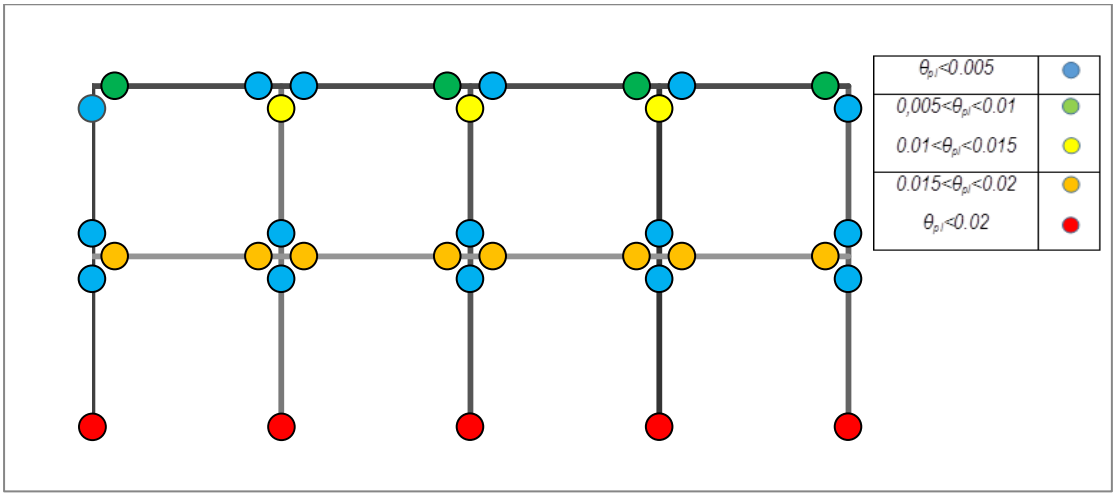
Μέγεθος Πλαστικής Άρθρωσης	Χρώμα
θpl<0.005	Μπλε
0,005<θpl<0.01	Πράσινο
0.01<θpl<0.015	Κίτρινο
0.015<θpl<0.02	Πορτοκαλί
θpl>0.02	Κόκκινο



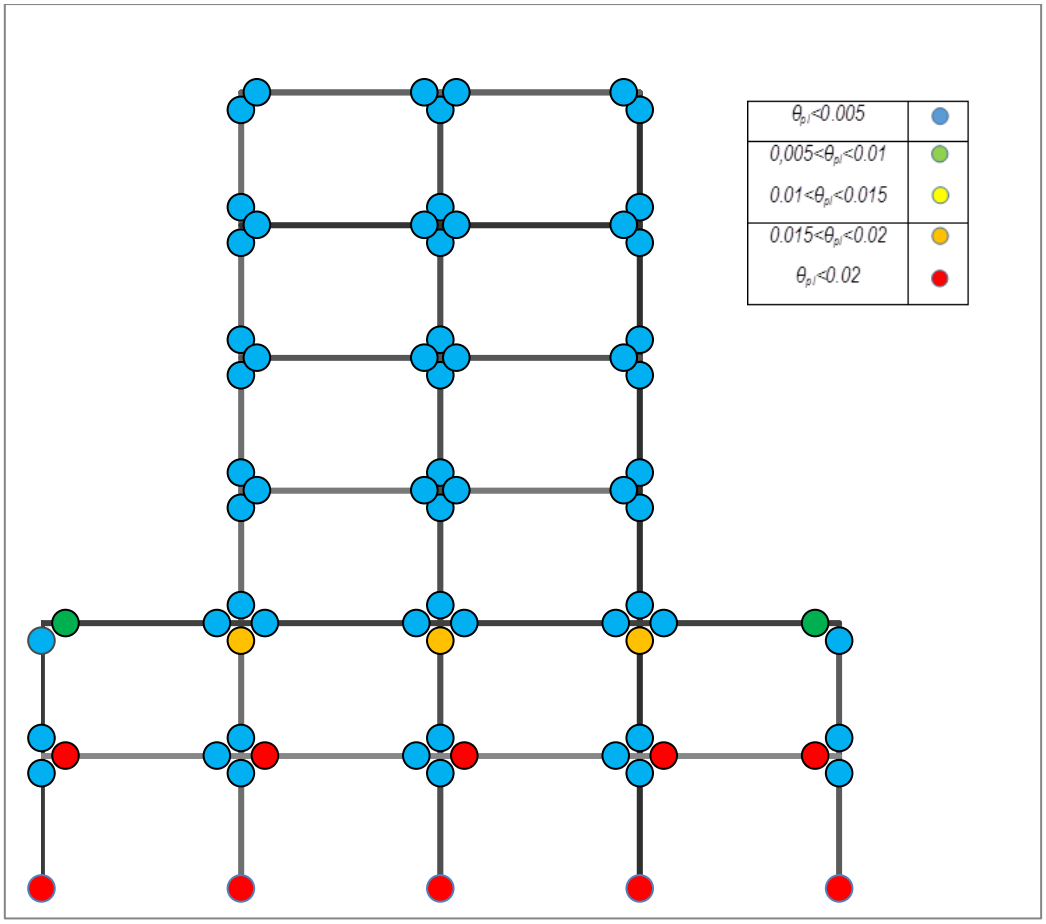
Σχήμα 4.4.1 Ιδιομορφική Φόρτιση-Ακραίο Πλαίσιο



Σχήμα 4.4.2 Ιδιομορφική Φόρτιση-Μεσαίο Πλαίσιο



Σχήμα 4.4.3 Ομοιόμορφη Φόρτιση-Ακραίο Πλαίσιο



Σχήμα 4.4.4 Ομοιόμορφη Φόρτιση-Μεσαίο Πλαίσιο

Απο τα παραπάνω διαγράμματα είναι εμφανές ότι λειτουργεί ικανοποιητικά ο μηχανισμός ασθενής δοκός-ισχυρό υποστύλωμα με εξαίρεση το ακραίο πλαίσιο κατα την ομοιόμορφη φόρτιση το οποίο είναι λογικό εφόσον ο κανονισμός απάλλασει τα συγκεκριμένα υποστυλώμα απο τον ικανοτικό σχεδιασμό κόμβου επειδή δεν συντρέχουν κατακόρυφα μέλη στην ανώτερη στάθμη.Γενικά, οι σημαντικότερες πλαστικές στροφές εμφανίζονται στα υποστυλώματα του ισογείου γεγονός που είναι λογικό κατα την ομοιόμορφη φόρτιση.Στην ιδιομόρφική φόρτιση ενώ το μέγιστο drift εμφανίζεται στον 3° όροφο, τα συγκεκριμένα υποστυλώματα δεν πλαστικοποιούνται σημαντικά, γεγονός που οφείλεται στο μικρό αξονικό φορτίο που φέρουν σε σχέση με αυτά του ισογείου με αποτέλεσμα να αυξάνεται αρκετά η παραμορφωσιμότητα τους.

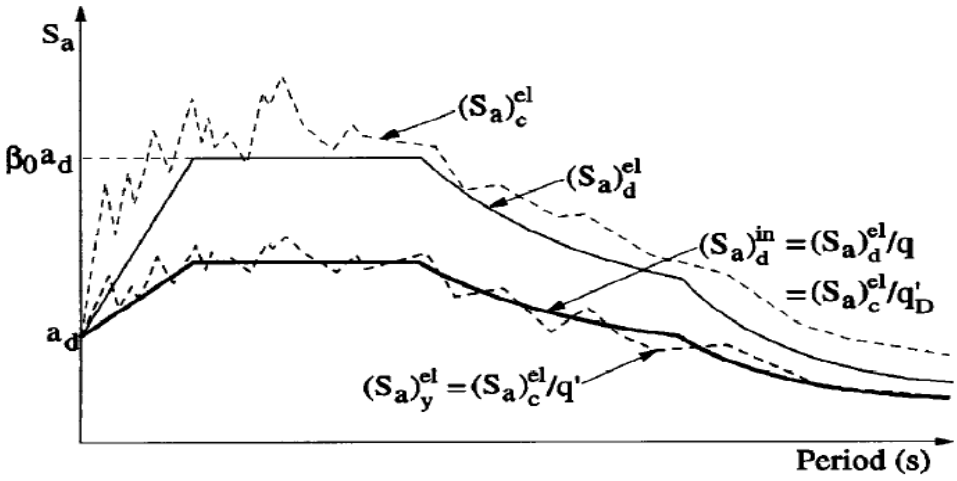
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Μη Γραμμικές Δυναμικές Αναλύσεις

5.1 Συντελεστής Συμπεριφοράς (q)

Ανεξάρτητα του γεγονότος ότι ο αντισεισμικός σχεδιασμός με βάση τις μετακινήσεις (displacement-based design) είναι μια μεθοδολογία η οποία κερδίζει έδαφος τα τελευταία χρόνια,οι περισσότεροι κανονισμοί εξακολουθούν να υιοθετούν την παραδοσιακή φιλοσοφία του σχεδιασμού με βάση τις δυνάμεις (force-based design) της οποίας το βασικότερο χαρακτηριστικό είναι ο συντελεστης συμπεριφοράς (q).Ουσιαστικά,πρόκειται για ένα συντελεστή ο οποίος χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό με σκοπό να μειώσει τις σεισμικές δυνάμεις που προκύπτουν απο την ελαστική ανάλυση έτσι ώστε να συμπεριλάβει την μη γραμμική απόκριση του φορέα.Συνεπώς,η διαστασιολόγηση της κατασκευής γίνεται για μειωμένα πλευρικά σεισμικά φόρτια βασιζόμενοι στο γεγονός ότι κατέχει επαρκή πλαστιμότητα έτσι ώστε να απορροφά ενέργεια μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων.Πρακτικά,ο αντισεισμικός κανονισμός EC8 μέρος 1 ορίζει τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού χρησιμοποιώντας το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού το οποίο προκύπτει απο την διαίρεση του ελαστικού με τον κατάλληλο συντελεστή συμπεριφοράς (q).Συνεπώς,η αξιόπιστη εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς είναι βασικό συστατικό για τον σωστό αντισεισμικό σχεδιασμό της κατασκευής.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς (q) ορίζεται σύμφωνα με τον κανονισμό ώς η αναλογία μεταξύ της φασματικής επιτάχυνσης που προκύπτει απο το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αναμένεται σε μία περιοχή σε σχέση με την φασματική επιτάχυνση από το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την θεμελιώδη ελαστική ιδιοπερίοδο της κατασκευής : $q_{code} = \frac{Sa_d^{el}}{Sa_d^{in}}$



Σχήμα 5.1.1 Φάσματα Επιταχύσεων σχεδιασμού,διαρροής και αστοχίας

Θεωρώντας ότι η συμβατική κατάρρευση (δηλώνεται ως ‘c’) της κατασκευής αντιστοιχεί στην δράση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού (Sa_d^{el}) και ότι η διαρροή (δηλώνεται ως ‘y’) της είναι επικείμενη κάτω απο την επίδραση του ανελαστικού φάσματος σχεδιασμού (Sa_d^{in}),τότε ο συντελεστής συμπεριφοράς οποιασδήποτε εδαφικής σεισμικής διέγερσης ορίζεται απο το πιλήκο της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί στην συμβατική κατάρρευση προς την ελαστική φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην διαρροή της κατασκευής για την συγκεκριμένη καταγραφή :

- $q' = \frac{Sa_c^{el}}{Sa_y^{el}}$

Αν υποθέσουμε ότι η διαρροή της κατασκευής συμβαίνει στην ανελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού (Sa_d^{in}) ανεξαρτήτως της εδαφικής διέγερσης που εξετάζουμε τότε καταλήγουμε στον τύπο : $q'_D = \frac{Sa_c^{in}}{Sa_d^{el}}$

Παράλληλα, αν θεωρήσουμε ότι η ελαστική φασματική επιτάχυνση τόσο στην αστοχία όσο και στη διαρροή παρουσιάζει μία αναλογική προσαύξηση με βάση έναν σταθερό συντελεστή (β_0) τουλάχιστον για την ιδιοπερίοδο που μας ενδιαφέρει τότε καταλήγουμε στους παρακάτω τύπους :

- $q' = \frac{P.G.A._c}{P.G.A._y}$ και $q'_D = \frac{P.G.A._c}{P.G.A._d} q_{code}$

Συγκρίνοντας τους παραπάνω τύπους,θα πρέπει να αναφέρουμε ότι η σχέση q'_D ουσιαστικά εκφράζει έναν γενικό όρο 'υπεραντοχής' που αντιστοιχεί στην ικανότητα της κατασκευής να φέρει μεγαλύτερα φορτία απο αυτά του σχεδιασμού.Συνεπώς, ο ορισμός αυτός έχει το πλεονέκτημα ότι συσχετίζει την ένταση της φόρτισης κατά την συμβατική αστοχία σε σχέση με αυτή του σχεδιασμού ωστόσο έχει το μειονέκτημα ότι δεν λαμβάνει υπόψη την 'απόσταση' μεταξύ των κλιμακώσεων που οδηγούν στην αστοχία και διαρροή.Για αυτό το λόγο,στην παρούσα εργασία υιοθετείται ο ορισμός q' για την εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς του υπό εξέταση κτιρίου.

Γενικά, η φιλοσοφία του συντελεστή συμπεριφοράς έχει διάφορα μειονεκτήματα που πρέπει να αναφερθούν.Αρχικά, η τιμή του εξαρτάται σημαντικά από την εκάστοτε σεισμική διέγερση που εξετάζεται.Επιπλέον,η αναλογία μεταξύ των καταστάσεων διαρροής και αστοχίας δεν είναι σταθερή και εξαρτάται απο το δομικό σύστημα της κατασκευής.Τέλος,οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι της κατασκευής στην αστοχία και την διαρροή απέχουν αρκετά από την αντίστοιχη ελαστική.

5.2 Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση (I.D.A.)

5.2.1 Εισαγωγή

Η Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση (I.D.A. – Incremental Dynamic Analysis) (Vamvatsikos and Cornell, 2002) είναι μία μέθοδος η οποία αναδείχθηκε σε διάφορες μορφές με στόχο την διαρκώς καλύτερη αποτίμηση της συμπεριφοράς δομικών έργων υπό την επίδραση σεισμικών φορτίων και εντάσεων. Η διαδικασία της μεθόδου περιλαμβάνει αρχικά την κατασκευή ενός προσομοιώματος σε ηλεκτρονικό υπολογιστή και εν συνεχεία την υποβολή αυτού του προσομοιώματος σε χρονοϊστορίες (κατά κύριο λόγο) επιταχύνσεων, σεισμών που έχουν ήδη συμβεί και των οποίων οι καταγραφές υπάρχουν .Οι χρονοϊστορίες αυτών κλιμακώνονται σε αυξανόμενα επίπεδα

έντασης και από τις αποκρίσεις του προσομοιώματος κατασκευάζονται καμπύλες με παραμέτρους τις εκάστοτε αποκρίσεις συγκριτικά με τα αντίστοιχα επίπεδα έντασης.

Η ολοένα και αυξανόμενη υπολογιστική ισχύς των ηλεκτρονικών υπολογιστών έχουν καταστήσει δυνατή την χρήση πιο αποτελεσματικών, από άποψη ακρίβειας, αλλά και ταυτόχρονα πιο δαπανηρών σε υπολογιστικούς πόρους μεθόδων ανάλυσης των δομικών κατασκευών. Έτσι από την ελαστική στατική ανάλυση περάσαμε στην δυναμική ελαστική ανάλυση , την μη γραμμική στατική ανάλυση και φτάσαμε στην μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Αναπτύχθηκαν λοιπόν διάφορες μέθοδοι όπως η nonlinear static Pushover (SPO) η αυτή του φάσματος ικανότητας της κατασκευής. Αυτές μέσα από τη κατάλληλη κλιμάκωση της στατικής εντατικής εικόνας της κατασκευής δημιουργούσαν μια ‘’συνεχή’’ εικόνα μέσα στην οποία μελετάται ολόκληρο το εύρος της δομιτικής συμπεριφοράς της υπό εξέτασης κατασκευής , από την διαρροή μέχρι την τελική κατάρρευση , επηρεάζοντας σημαντικά την κατανόηση μας για την συμπεριφορά της.

Γίνεται επομένως , ευκολά κατανοητό, ότι από μία και μοναδική ανάλυση μιας χρονοϊστορίας και της επίδρασης της επάνω σε μια κατασκευή μπορούμε αναλογικά να οδηγηθούμε σε μια προσαυξητική ανάλυση όπου το σεισμικό φορτίο κλιμακώνεται . η αρχική ιδέα διατυπώθηκε στις αρχές του 1977 από τον Bertero και έκτοτε έχει αποτελέσει αντικείμενο ερευνάς για πολλούς μελετητές. Με την πάροδο των χρόνων η Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση καθιερώθηκε ως μία τελευταίας τεχνολογίας μέθοδος για τον καθορισμό της φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής και η χρήση της είναι ευρεία σε παγκόσμιο επίπεδο. Σημαντικά πλεονεκτήματα της μεθόδου της Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης είναι μεταξύ άλλων η καλύτερη κατανόηση α) του εύρους της απόκρισης και των απαιτήσεων μια κατασκευής σε κάθε πιθανό εύρος εδαφικής σεισμικής καταπόνησης, β) των δομικών επιπλοκών σε σπανιότερα επίπεδα σεισμικής έντασης αλλά και γ) των αλλαγών στη φύση της απόκρισης της κατασκευής καθώς η ένταση της σεισμικής καταπόνησης αυξάνεται. Τέλος η μέθοδος σε περίπτωση που έχει χρησιμοποιηθεί ένας

ικανοποιητικώς αριθμός χρονοϊστοριών μπορεί να μας οδηγήσει σε ασφαλή συμπεράσματα για το πόσο σταθερή είναι η υπό εξέταση κατασκευή αναφορικά με διαφορετικά είδη σεισμικής καταπόνησης.

5.2.2 Βασικές Έννοιες της Δυναμικής Προσαυξητικής Εξώθησης

Για να προχωρήσουμε στην εφαρμογή της μεθόδου θα πρέπει αρχικά να ορίσουμε ορισμένες από τις βασικές έννοιες της μεθόδου.

Ορισμός 1 . Ο Συντελεστής Κλιμάκωσης (Scale Factor – **SF**) ενός κλιμακούμενου επιταχυνσιογραφηματος , είναι ένας μη αρνητικός βαθμωτός συντελεστής *λ* [0,+∞) το γινόμενο του οποίου με μία ακλιμάκωτη χρονοϊστορία επιταχύνσεων είναι *αλ* **.**

Αξίζει να σημειωθεί πως ένας Συντελεστής Κλιμάκωσης (SF) συνιστά στη δημιουργία μιας μονοσήμαντης απεικόνισης από το αρχικό επιταχυνσιογράφημα σε όλες τις κλιμακωμένες του εικόνες. Για τιμή **SF** λ = 1 έχουμε το αρχικό ,ουδέτερο , επιταχυνσιογράφημα , για τιμές **SF** λ < 1 έχουμε ένα κλιμακωμένο προς τα κάτω επιταχυνσιογράφημα ενώ, για τιμές λ > 1 έχουμε ένα μεγεθυμένο επιταχυνσιογράφημα.

Παρά το γεγονός ότι ο Συντελεστής Κλιμάκωσης είναι ο πιο σαφής τρόπος να χαρακτηριστούν οι κλιμακούμενες εικόνες ενός επιταχυνσιογραφηματος , σε καμία περίπτωση δεν προσφέρει πληροφορίες για την πραγματική ένταση της κλιμακωμένης χρονοϊστορίας και των επιδράσεων της στην εκάστοτε κατασκευή.

Ορισμός 2. Το Μέτρο της Έντασης (Intensity Measure – **IM**) ενός κλιμακούμενου επιταχυνσιογραφηματος *αλ* , είναι ένας μη αρνητικός βαθμωτός συντελεστής **IM** [0,+ ∞) που αποτελεί μια συνάρτηση $IM=f_{a1}$ (λ) , που εξαρτάται από το ακλιμάκωτο επιταχυνσιογράφημα *α1* , και αυξάνεται μονοτονικά με τον Συντελεστή Κλιμάκωσης *λ*.

Παρά το γεγονός ότι πολλά μεγέθη θεωρείται ότι αποδεικνύουν την ένταση μιας χρονοιστοιρίας εδαφικής σεισμικής κίνησης, δεν είναι πάντα προφανές

πως αυτά θα κλιμακωθούν. Κοινά παραδείγματα αποδεκτών μεγεθών που μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως IM είναι η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration P.G.A.) και η Μέγιστη Εδαφική ταχύτητα (Peak Ground Velocity P.G.V.).Τα παραπάνω μέτρα έντασης έχουν την ιδιότητα του να είναι αναλογικά ως προς τον συντελεστή κλιμάκωσης μιας και ικανοποιούν την ιδιότητα $IM = \lambda * fa_1$.Στη διεθνή βιβλιογραφία έχουν προταθεί και μερικά μη μονοτονικά *IM,* όπως η ανελαστική κατατόπιση ενός μη γραμμικού ταλαντωτή (Luco και Cornell).

Ορισμός 3. Το Μέτρο Βλάβης (Damage Measure -**DM**) η αλλιώς η Παράμετρος Μηχανικής Απαίτησης (Engineering Demand Parameter –EDM, κατά την ορολογία του Pacific Earthquake Engineering Research Center), είναι ένας μη αρνητικός βαθμωτός συντελεστής **DM** [0,+∞) που χαρακτηρίζει την επιπλέον απόκριση του δομικού προσομοιώματος εξαιτίας της εφαρμοζόμενης σεισμικής καταπόνησης.

Με άλλα λόγια ένα Μέτρο Βλάβης είναι ένα εύκολα προσδιορίσιμο μέγεθος που είναι άμεσο αποτέλεσμα της απόκρισης της κατασκευής σε μία μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Πιθανές επιλογές που μπορούν να αποτελέσουν μέτρα βλάβης είναι η Μέγιστη Τέμνουσα Βάσης ,η περιστροφή των κόμβων, η μέγιστη ολκιμότητα ορόφου , το μέγιστο drift μεταξύ των ορόφων και πολλά άλλα. Η επιλογή του κατάλληλου Μέτρου Βλάβης (DM) εξαρτάται και από την χρήση της ίδιας της κατασκευής. Επομένως μπορεί να κριθεί απαραίτητη η χρήση 2 ή περισσότερων Μέτρων Βλάβης (DMs) (που προέρχονται από τις ίδιες μη γραμμικές αναλύσεις) για την αξιολόγηση διαφορετικών χαρακτηριστικών απόκρισης , οριακών καταστάσεων αστοχίας η ακόμη και ιδιομορφών που οδηγούν σε αστοχία της κατασκευής. Η απόκριση της κατασκευής κατά την χρήση της Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης συχνά λαμβάνεται υπόψη ως βαθμωτό μέγεθος οπότε χρησιμοποιούμε είτε τις απόλυτες τιμές των αποκρίσεων είτε εξετάζουμε ξεχωριστά τις θετικές από τις αρνητικές αποκρίσεις.

Μετά τον προσδιορισμό των παραπάνω ορισμών μπορούμε να προχωρήσουμε στην διατύπωση του ορισμού της μελέτης μιας Δυναμικής

Προσαυξητικής Ανάλυσης για την οποία χρησιμοποιήθηκε μια και μόνο χρονοιστορία εδαφικών επιταχύνσεων.

Ορισμός 4. Μελέτη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης μονής χρονοϊστορίας εδαφικής επιτάχυνσης είναι μια μελέτη δυναμικής ανάλυσης ενός δεδομένου προσομοιώματος μιας κατασκευής που παραμετροποιείται από τον Συντελεστή Κλιμάκωσης της δεδομένης χρονοϊστορίας εδαφικής επιτάχυνσης.

Γνωστή πιο απλά ως Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση περιλαμβάνει μια σειρά από δυναμικές μη γραμμικές αναλύσεις που πραγματοποιούνται με κλιμακούμενες εικόνες ενός επιταχυνσιογραφήματος του οποίου τα Μέτρα Έντασης (IMs) έχουν ,στην ιδανική περίπτωση , επιλεγεί έτσι ώστε να καλύπτουν ένα μεγάλο εύρος λειτουργίας της κατασκευής από την ελαστική συμπεριφορά ,στην μη γραμμική συμπεριφορά και τέλος στην κατάρρευση. Σκοπός είναι να καταγραφούν τα Μέτρα Βλάβης (DM) του προσομοιώματος της κατασκευής σε κάθε επίπεδο Μέτρου Έντασης (IM) της κλιμακωμένης εδαφικής σεισμικής κίνησης. Οι τιμές απόκρισης που θα προκύψουν συνήθως αποτυπώνονται σε διάγραμμα μαζί με το επίπεδο της έντασης και προκύπτουν συνεχείς καμπύλες. Αυτές οι καμπύλες ονομάζονται καμπύλες Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA curves).

Μπορούμε επομένως τώρα να ορίσουμε τι είναι μια καμπύλη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης.

Ορισμός 5. Μία καμπύλη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης είναι μια απεικόνιση της μεταβλητής που χαρακτηρίζει την κατάσταση της κατασκευής (Μέτρο Βλάβης –Damage Measure, DM) μετά από μια δυναμική προσαυξητική ανάλυση σε σχέση με τις τιμές ενός ή περισσότερων Μέτρων Έντασης που χαρακτηρίζουν το εκάστοτε κλιμακωμένο επιταχυνσιογράφημα.

Μια καμπύλη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης μπορεί να δημιουργηθεί σε 2 ή περισσότερες διαστάσεις ανάλογα με τον αριθμό των Μέτρων Έντασης (Intensity Measure,IM) . Προφανώς η μια εξ αυτών θα πρέπει να κλιμακώνεται. Στη παρούσα διπλωματική εργασία θα επικεντρωθούμε σε

καμπύλες IDA 2 διαστάσεων (2D). Συνηθίζεται αυτές οι καμπύλες να φαίνονται ‘’αναποδογυρισμένες’’ μιας και ως ανεξάρτητη μεταβλητή χρησιμοποιείται το Μέτρο Έντασης (IM) , το οποίο θεωρείται κατ’ αναλογία ως ‘’δύναμη’’ , και αποτυπώνεται στον κατακόρυφο άξονα κατ’ αντιστοιχία της δύναμης στο διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων. Καθίσταται σαφές ότι τα αποτελέσματα μια Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης μπορούν να παρουσιαστούν σε καμπύλες Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης διαφόρων μορφών ανάλογα με την επιλογή των Μέτρων Βλάβης (DMs) και των Μέτρων Έντασης (IMs).

Είναι σαφές ότι η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί τόσο σε Μονοβάθμια όσο και σε Πολυβάθμια συστήματα . Να σημειωθεί ότι κατ’ αναλογία με την Μελέτη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης μονής χρονοϊστορίας εδαφικής επιτάχυνσης , μπορούμε , και επιβάλλεται , να χρησιμοποιήσουμε περισσότερες χρονοίστορίες εδαφικών επιταχύνσεων. Γίνεται ευκολά κατανοητό ότι πιο πολλές χρονοϊστορίες εδαφικών επιταχύνσεων χρησιμοποιούμε τόσο σε πιο αξιόπιστα αποτελέσματα για την συμπεριφορά της κατασκευής μας καταλήγουμε.

Συνεπώς,χρησιμοποιήθηκε η παραπάνω μεθοδολογία με βάση την οποία κλιμακώνονται οι εδαφικές καταγραφές έτσι ώστε να πρσδιορίσουμε όσο πιο αξιόπιστα γίνεται την κατάσταση διαρροής και αστοχίας της κατασκευής.Στην παρούσα εργασία, ως μέτρο έντασης επιλέχθηκε η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (P.G.A.) ενώ ως μέτρα βλάβης εξέτάστηκαν διάφοροι παράμετροι οι οποίοι θα αναφερθούν στην παρακάτω παράγραφο.Η αρχική κλιμάκωση ξεκινά με $\mathrm{P.G.A} = 0.03g$ και συνεχίζεται με βήμα 0.03g μέχρι το σημείο όπου ικανοποιηθούν όλα τα κριτήρια αστοχιάς ή μέχρι να εμφανιστούν προβλήματα αριθμητικής σύγκλισης του μοντέλου γεγονός που σηματοδοτεί συνολική δυναμική αστάθεια της κατασκευής.

5.3 Κριτήρια Διαρροής και Αστοχίας

Για να προσδιοριστούν οι μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις (P.G.A.) στις οποίες αντιστοιχούν η διαρροή και η συμβατική κατάρρευση της κατασκευής

υιοθετούνται ορισμένα κριτήρια τα οποία ελέχονται μετά το πέρας της κάθε κλιμάκωσης.

1)Διαρροή : Σε κάθε κλιμάκωση καταγράφονται οι μέγιστες ανηγμένες παραμορφώσεις του χαλυβδίνου οπλισμού στα τέσσερα περιμετρικά σίδερα των ακραίων διατομών των υποστυλωμάτων και των δοκών.Αν κάποια από αυτές έχει υπερβεί την παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα ($\varepsilon_{sy}=f_{yk}/E_s$) τότε γίνεται γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στις κλιμακώσεις έτσι ώστε να βρεθεί το ακριβές σημείο διαρροής.Θεωρώντας ότι στην περιοχή κοντά στην κατάσταση διαρροής της κατασκευής η συμπεριφορά της είναι ελαστική μπορούμε να χρησιμοποιούμε την γραμμική παρεμβολή.

2)Αστοχία : Χρησιμοποιούνται τοπικά και καθολικά κριτήρια με σκοπό να βρεθεί η οριακή πλευρική αντίσταση της κατασκευής καθώς και η μέγιστη διατιθέμενη πλαστιμότητα της.Αυτά είναι συμβατικά κριτήρια αστοχίας τα οποία οδηγούν σε συντηρητικές προβλέψεις ως προς την μέγιστη δυνατή παραμορφωσιμότητα της κατασκευής και δεν υπονοούν ότι η κατασκευή θα καταρρεύσει πραγματικά όταν ένα από αυτά παραβιαστεί.Επιπλεόν, τα τοπικά κριτήρια αστοχίας αφόρουν μόνα τα υποστυλώματα βασισμένοι στη θεώρηση ότι η αστοχία των δοκών δεν είναι ικανή να επιφέρει έναν απότομο-καταστροφικό τύπο αστοχίας ολόκληρου του κτιρίου δεδομένης της αναμενόμενης ανακατανομής των φορτίων που θα συμβεί στη συγκεκριμένη περίπτωση.Στη συνέχεια παρατίθενται τα κριτήρια αστοχίας ταξινομημένα με βάση το επίπεδο που εξετάζουν :

- **Επίπεδο Ίνας**

1) Σε κάθε κλιμάκωση καταγράφεται η μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση της περισφιγμένης ίνας του σκυροδέματος (ε_c) στα τέσσερα περιμετρικά σημεία των ακραίων διατομών κάθε υποστυλώματος και ελέγχεται αν αυτή έχει υπερβεί την διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας (ε_{cu}) με βάση την σχέση τάσεων-παραμορφώσεων που διέπει την συμπεριφορά του σκυρόδεματος κάθε υποστυλώματος (βλ. Κεφ. 2).

2) Αντίστοιχα, καταγράφονται και οι ανηγμένες παραμορφώσεις του περιμετρικού οπλισμού των κολωνών και ελέγχεται αν έχουν ξεπεράσει την παραμορφωση αστοχίας του χάλυβα (ε_{su}) (βλ. Κεφ. 2).

- **Επίπεδο Διατομής**

3) Όπως είδαμε στο δεύτερο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας, για κάθε υποστύλωμα έχει υπολογιστεί η διαθέσιμη καμπύλοτητα αστοχίας (φ_u) σε διάφορες διευθήνσεις στο χώρο η οποία όμως έχει προκύψει για σταδιακά αυξανόμενη μονοτονική φόρτιση των διατομών.Από τις δυναμικές αναλύσεις καταγράφονται οι μέγιστες καμπυλότητες στις ακραίες διατομές (ολοκλήρωσης) των υποστυλωμάτων και ελέγχονται με τις διατιθέμενες.Η διαδικασία αυτή γίνεται κυρίως για εποπτικούς λόγους εφόσον οι πραγματικά διατίθεμενες καπυλότητες αστοχίας (φ_u) κατά την ανακύκλιση είναι μικρότερες σε σχέση με την μονοτονική φόρτιση λόγω της υστερητικής συμπεριφοράς των υλικών (σκυρόδεμα,χάλυβας) κατά την διάρκεια των δυναμικών αναλύσεων.

- **Επίπεδο Μέλους**

4) Σε κάθε κλιμάκωση καταγράφονται οι μέγιστες στρόφες στα άκρα των υποστύλωματων για κάθε διεύθηνση Χ,Ζ.Βασιζόμενοι σε πειράματα,έχουν προκύψει εμπειρικές σχέσεις οι οποίες περιγράφουν την μέγιστη συνολική στροφή χορδής υπό ανακυκλιζόμενη διαξονική καταπόνηση.

$$\left(\frac{\theta_{uy,exp}}{\theta_{uy,uni}}\right)^2 + \left(\frac{\theta_{uz,exp}}{\theta_{uz,uni}}\right)^2 = 1 \text{ όπου είναι}$$

$\theta_{uy,uni}$ και $\theta_{uy,uni}$ οι μονοαξονικές μέγιστες συνολικές στροφές χορδής οι οποίες υπολογίζονται με βάση τον EC8-3 (βλ. Κεφ. 4)

$\theta_{uy,exp}$ και $\theta_{uz,exp}$ οι συνιστώσες της συνολικής στροφής χορδής κατά την αστοχία υπο διαξονική κάμψη

Με βάση την παραπάνω σχέση ελέγχεται η αστοχία των υποστυλωμάτων σε κάθε κλιμάκωση εξετάζοντας τρεις περιπτώσεις. Ελέγχονται τα δύο ζευγάρια που αποτελούνται απο την μέγιστη στροφή στη μία διεύθηνση με την ταυτόχρονη της στην άλλη διεύθηνση.Τέλος,εξέταζονται οι συνολικές στροφές την στιγμή που δρά το μέγιστο αξονικό θλιπτικό φορτίο στο μέλος καθώς η αξονική δύναμη μειώνει σημαντικά την διαθέσιμη στροφή του μέλους.

- **Επίπεδο Ορόφου**

5) Σε κάθε κλιμάκωση καταγράφεται το μέγιστο drift που προέκυψε για όλους τους ορόφους.Με σκόπο να θέσουμε ένα όριο στην παραμορφωσιμότητα της κατασκευής όταν οι βλάβες σε δομικά και μη δομικά μέλη αρχίζουν να γίνοται σημαντικές,υιοθετήθηκε μία οριακή τιμή του drift της τάξης του 3% που είναι σχετικά συντηρητική για σύγχρονα δομήματα.

Όπως θα δούμε παρακάτω,δεν παραβιάζονται όλα τα παραπάνω κριτήρια σε όλες τις εδαφικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν.Αυτό συμβαίνει,επειδή στις ανώτερες κλιμακώσεις εμφανίζονται προβήματα αριθμητικής σύγκλισης του προσομοιώματος.

5.4 Σεισμικές Καταγραφές

Για την εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου επιλέχθησαν 5 καταγραφές απο τον ελληνικό χώρο και 5 παγκόσμιες,αριθμός σχετικά ικανοποιητικός ώστε τα αποτελέσματα να θεωρηθούν αξιόπιστα.Η επιλογή τους έγινε με στόχο να συμπεριλαμβάνονται όσο το δυνατόν διαφορετικά συχνοτικά περιεχόμενα και διάρκειες εδαφικής διέγερσης.Σε ορισμένες καταγραφές παρουσιάζεται το φαινόμενο της κατευθυντικότητας,συνηθισμένο σε εδαφικές διεγέρσεις του ελληνικού χώρου.Στην παρούσα εργασία,χρησιμοποίουνται και οι δύο συνιστώσες της εδαφικής διέγερσης οι οποίες επιβάλλονται ταυτόχρονα κατα την διεύθυνση X και Z της κατασκευής.

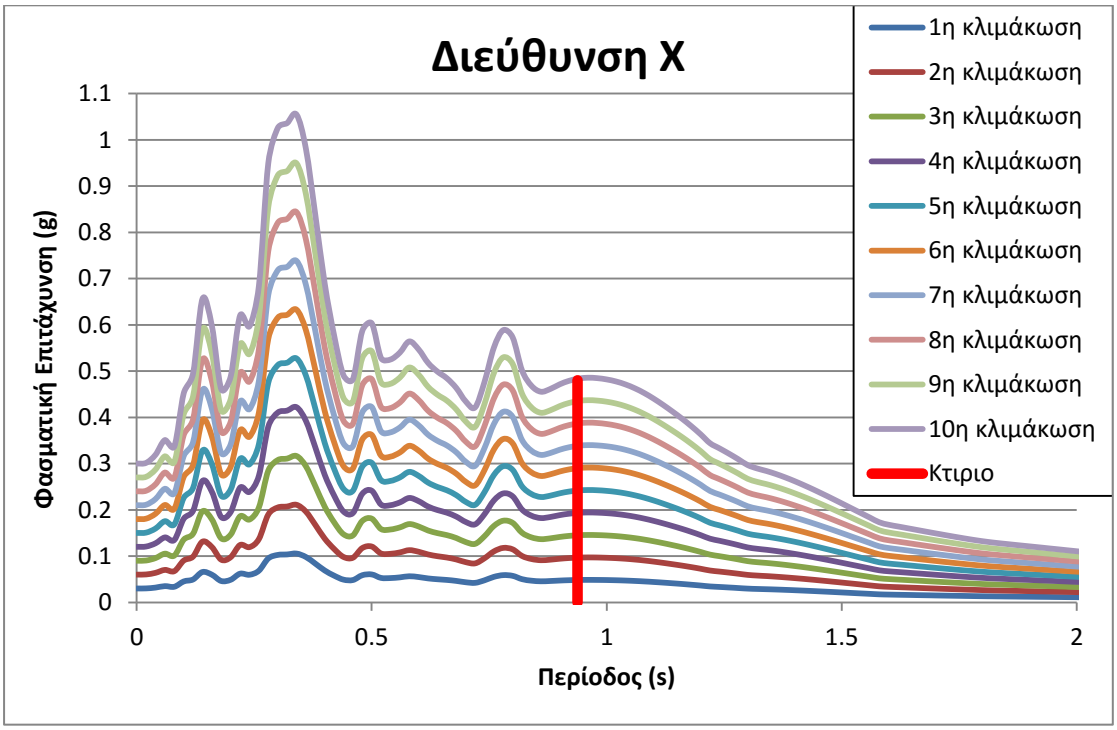
Σεισμός	Μέγεθος	Διάρκεια (s)	$P.G.A._x$ (g)	$P.G.A._z$ (g)
Κόρινθος	6.7	49	0.29	0.17
Λευκάδα	5.9	50	0.42	0.34

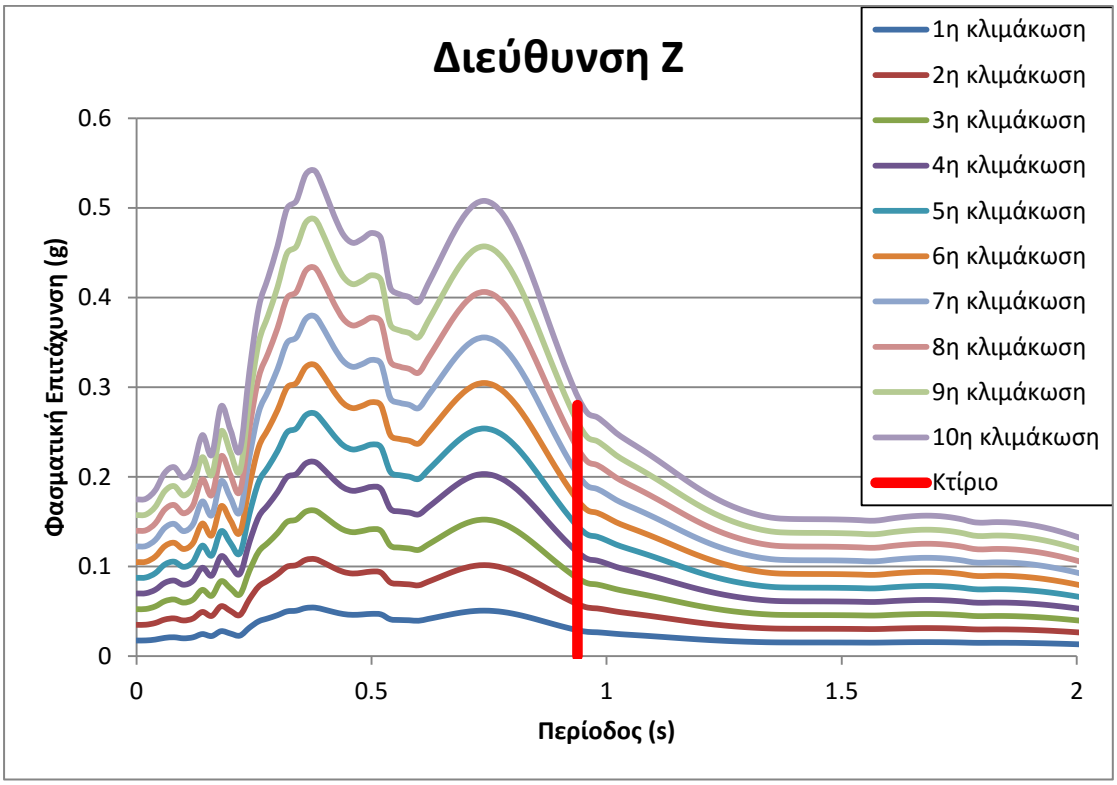
Καλαμάτα	5.4	30	0.27	0.23
Κεφαλονιά	6.1	67	0.74	0.67
Αίγιο	6.4	30	0.52	0.49
Loma Prieta	6.93	60	0.37	0.18
Imperial Valley	6.53	40	0.27	0.25
Kocaeli	7.51	30	0.22	0.15
Northrige	6.69	15	0.84	0.47
San Fernado	6.61	28	0.21	0.17

Πίνακας 5.4.1 Χαρακτηριστικά σεισμικών καταγραφών

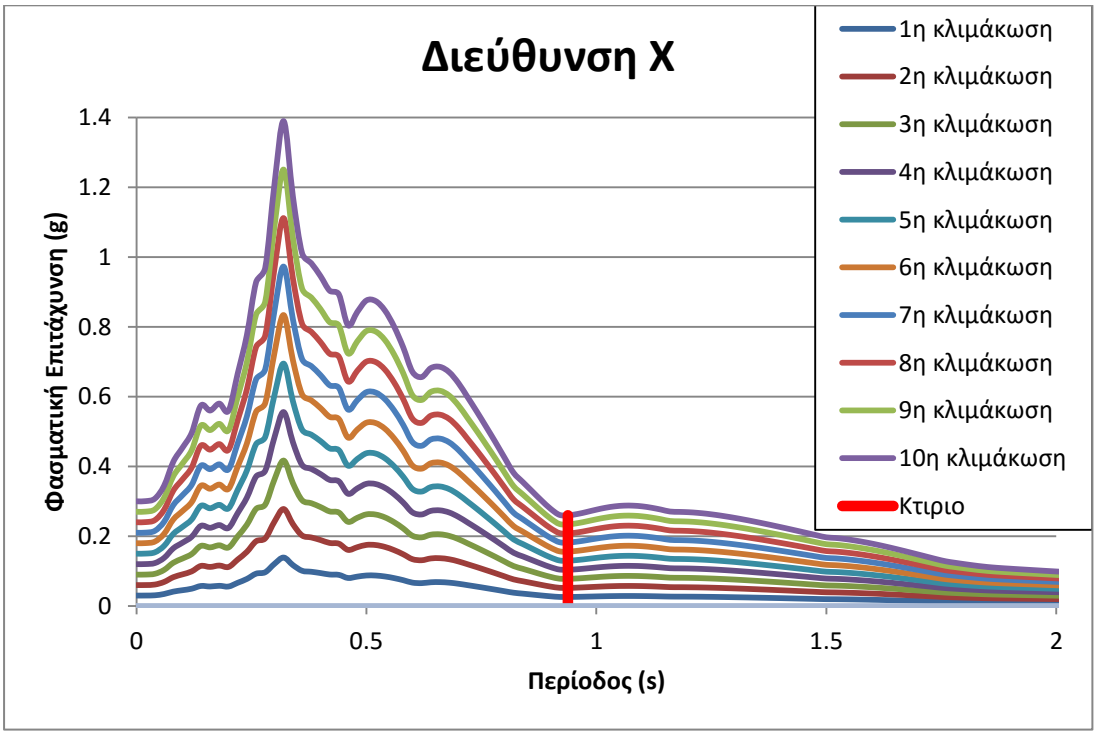
Στη συνέχεια,ενδεικτικά παρουσιάζονται τα ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων στις δύο διευθύνσεις για κάθε κλιμάκωση για 2 ελληνικές και 2 ξένες σεισμικές καταγραφές.

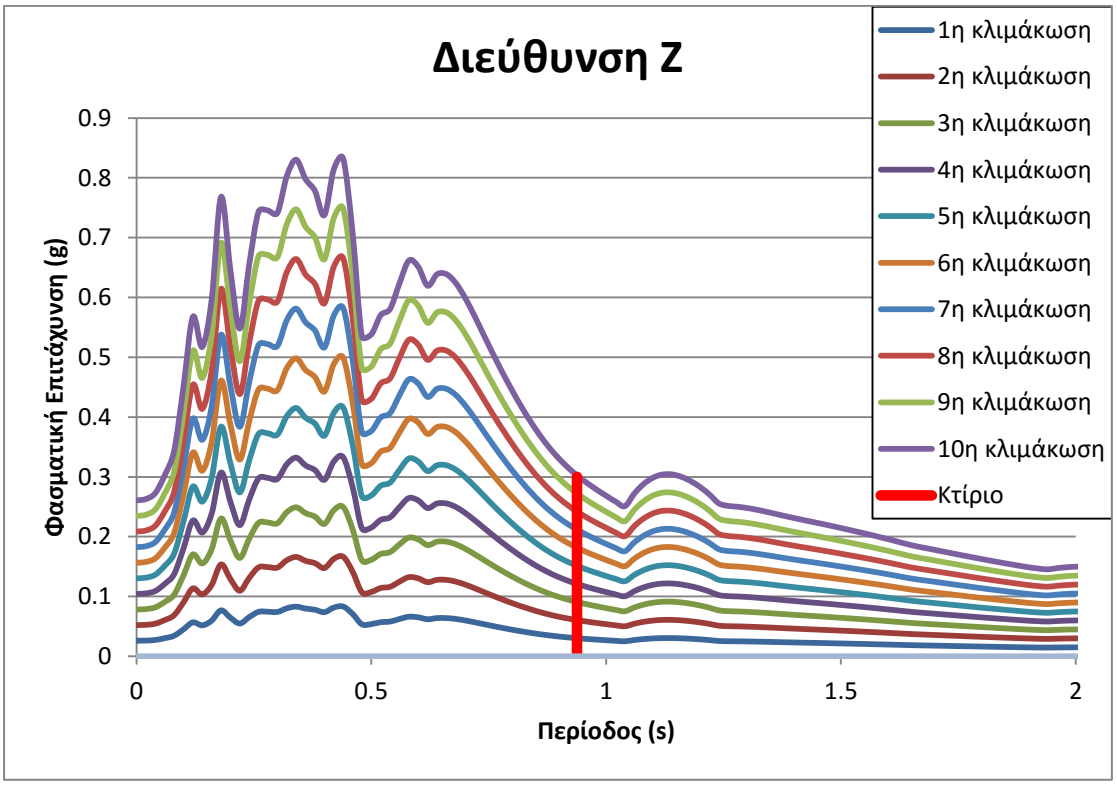
- **Κόρινθος**


Διεύθυνση Χ
Φασματική Επιτάχυνση (g)
Περίοδος (s)
1η κλιμάκωση
2η κλιμάκωση
3η κλιμάκωση
4η κλιμάκωση
5η κλιμάκωση
6η κλιμάκωση
7η κλιμάκωση
8η κλιμάκωση
9η κλιμάκωση
10η κλιμάκωση
Κτιριο

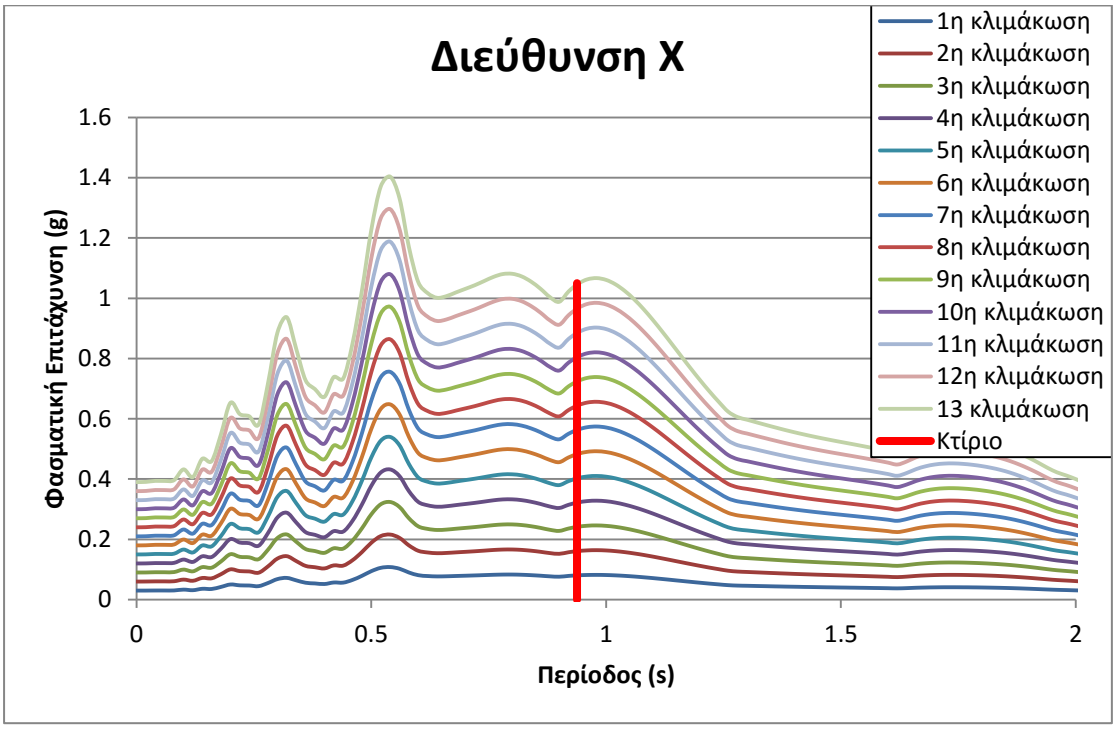

Διεύθυνση Ζ
Φασματική Επιτάχυνση (g)
Περίοδος (s)
1η κλιμάκωση
2η κλιμάκωση
3η κλιμάκωση
4η κλιμάκωση
5η κλιμάκωση
6η κλιμάκωση
7η κλιμάκωση
8η κλιμάκωση
9η κλιμάκωση
10η κλιμάκωση
Κτίριο

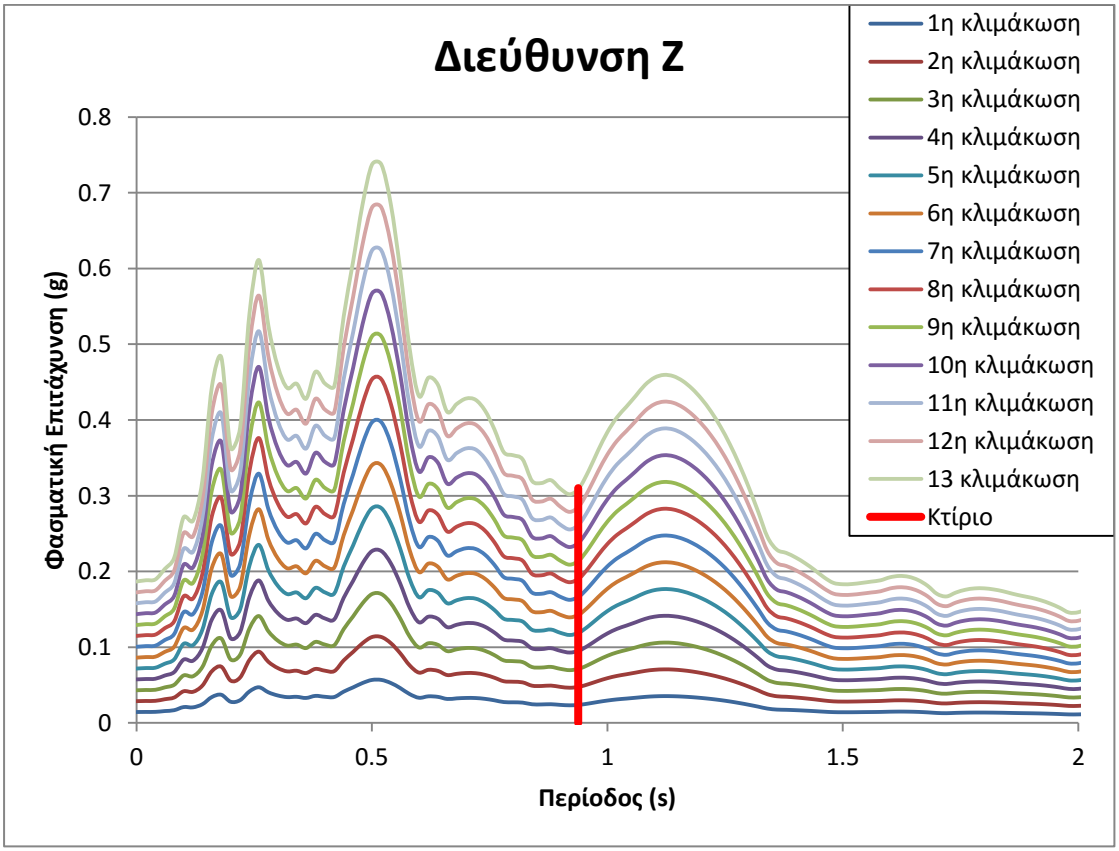
- **Καλαμάτα**


Διεύθυνση X
Φασματική Επιτάχυνση (g)
Περίοδος (s)
1η κλιμάκωση
2η κλιμάκωση
3η κλιμάκωση
4η κλιμάκωση
5η κλιμάκωση
6η κλιμάκωση
7η κλιμάκωση
8η κλιμάκωση
9η κλιμάκωση
10η κλιμάκωση
Κτιριο

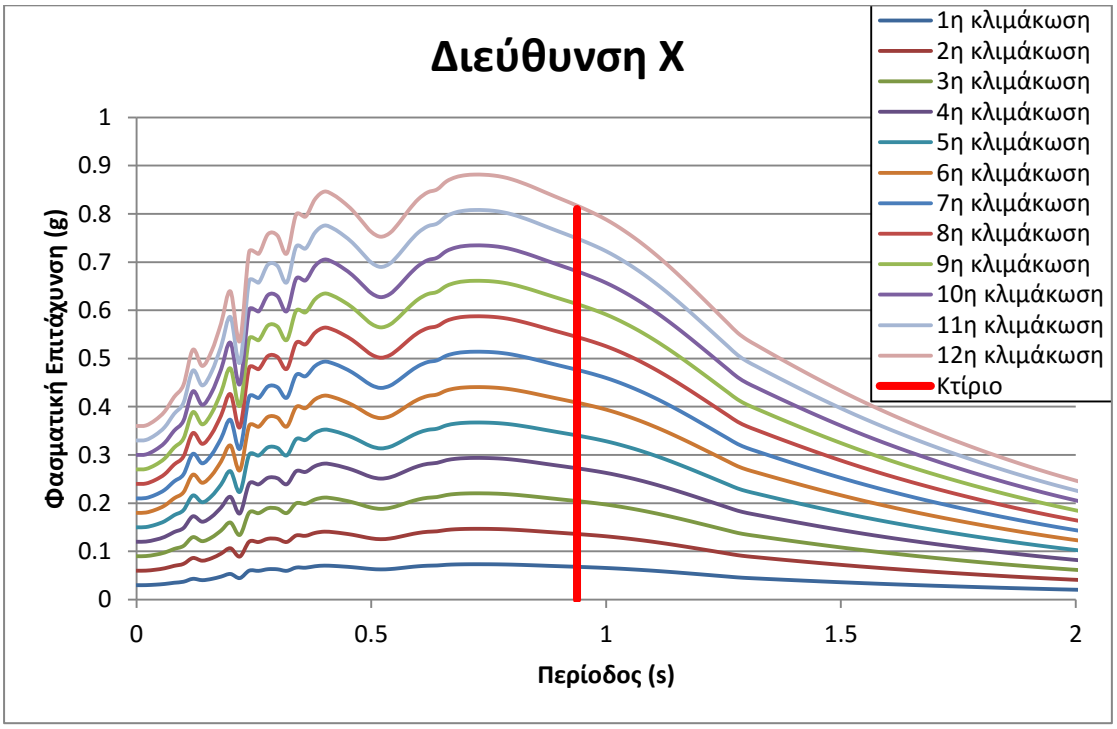

Διεύθυνση Z
Φασματική Επιτάχυνση (g)
Περίοδος (s)
1η κλιμάκωση
2η κλιμάκωση
3η κλιμάκωση
4η κλιμάκωση
5η κλιμάκωση
6η κλιμάκωση
7η κλιμάκωση
8η κλιμάκωση
9η κλιμάκωση
10η κλιμάκωση
Κτίριο

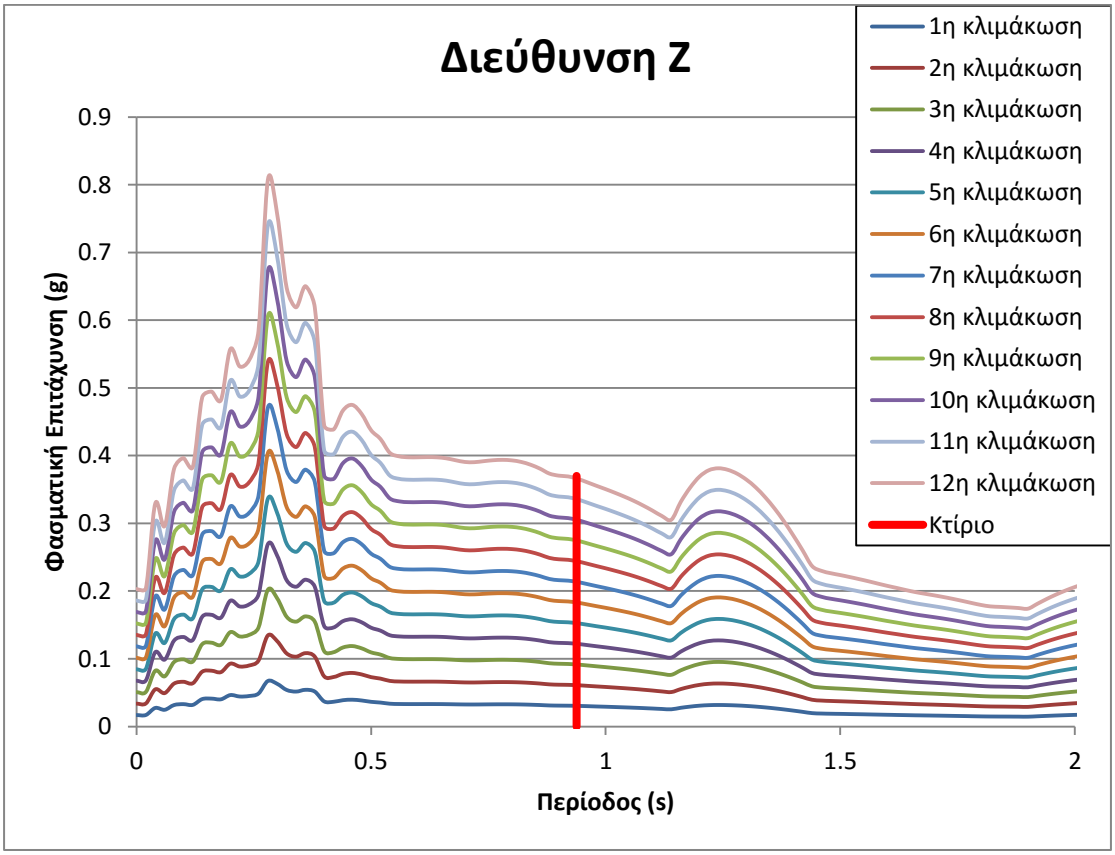
- **Loma Prieta**


Διεύθυνση X
Φασματική Επιτάχυνση (g)
Περίοδος (s)
1η κλιμάκωση
2η κλιμάκωση
3η κλιμάκωση
4η κλιμάκωση
5η κλιμάκωση
6η κλιμάκωση
7η κλιμάκωση
8η κλιμάκωση
9η κλιμάκωση
10η κλιμάκωση
11η κλιμάκωση
12η κλιμάκωση
13 κλιμάκωση
Κτίριο


Διεύθυνση Z
Φασματική Επιτάχυνση (g)
Περίοδος (s)
1η κλιμάκωση
2η κλιμάκωση
3η κλιμάκωση
4η κλιμάκωση
5η κλιμάκωση
6η κλιμάκωση
7η κλιμάκωση
8η κλιμάκωση
9η κλιμάκωση
10η κλιμάκωση
11η κλιμάκωση
12η κλιμάκωση
13 κλιμάκωση
Κτίριο

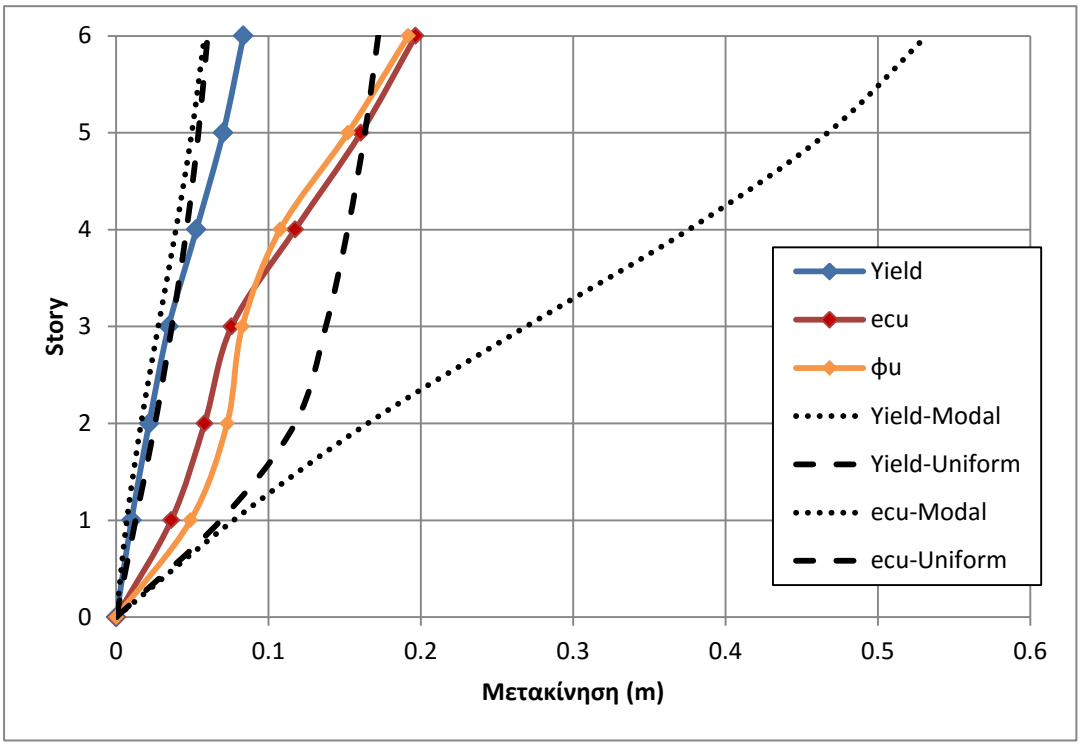
- **Northrige**


Διεύθυνση X
Φασματική Επιτάχυνση (g)
Περίοδος (s)
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1
0
0.5
1
1.5
2
1η κλιμάκωση
2η κλιμάκωση
3η κλιμάκωση
4η κλιμάκωση
5η κλιμάκωση
6η κλιμάκωση
7η κλιμάκωση
8η κλιμάκωση
9η κλιμάκωση
10η κλιμάκωση
11η κλιμάκωση
12η κλιμάκωση
Κτίριο

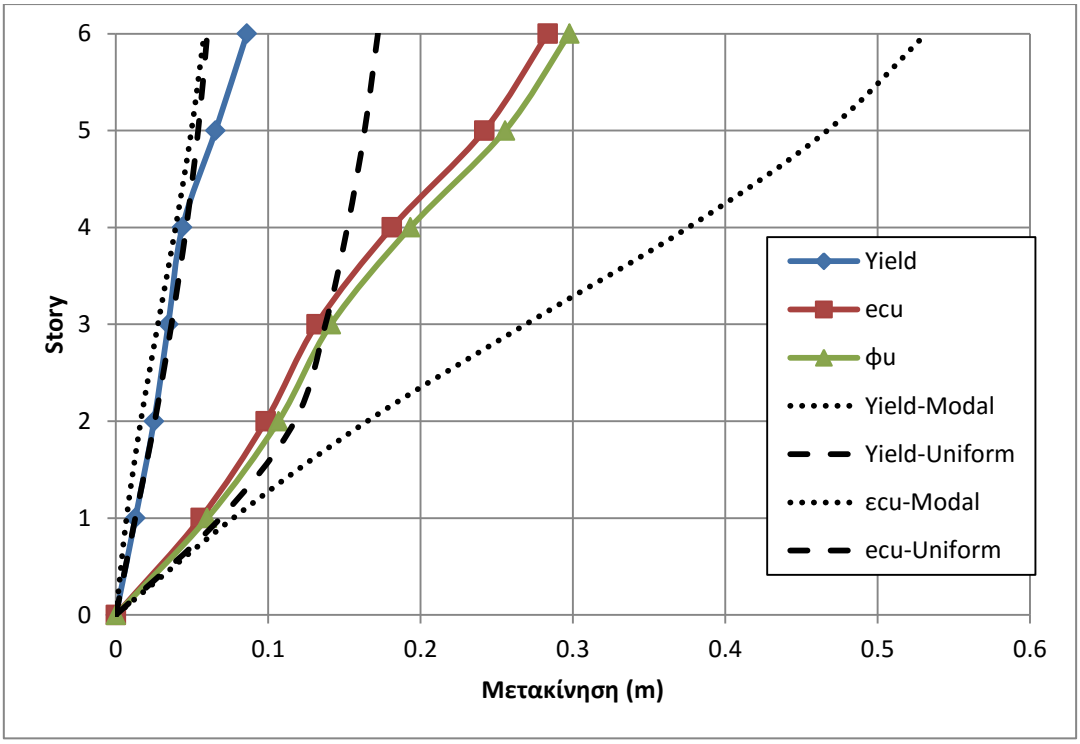

Διεύθυνση Z
Φασματική Επιτάχυνση (g)
Περίοδος (s)
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
0
0.5
1
1.5
2
1η κλιμάκωση
2η κλιμάκωση
3η κλιμάκωση
4η κλιμάκωση
5η κλιμάκωση
6η κλιμάκωση
7η κλιμάκωση
8η κλιμάκωση
9η κλιμάκωση
10η κλιμάκωση
11η κλιμάκωση
12η κλιμάκωση
Κτίριο

5.5 Εξέλιξη Μέγιστων Μετακινήσεων

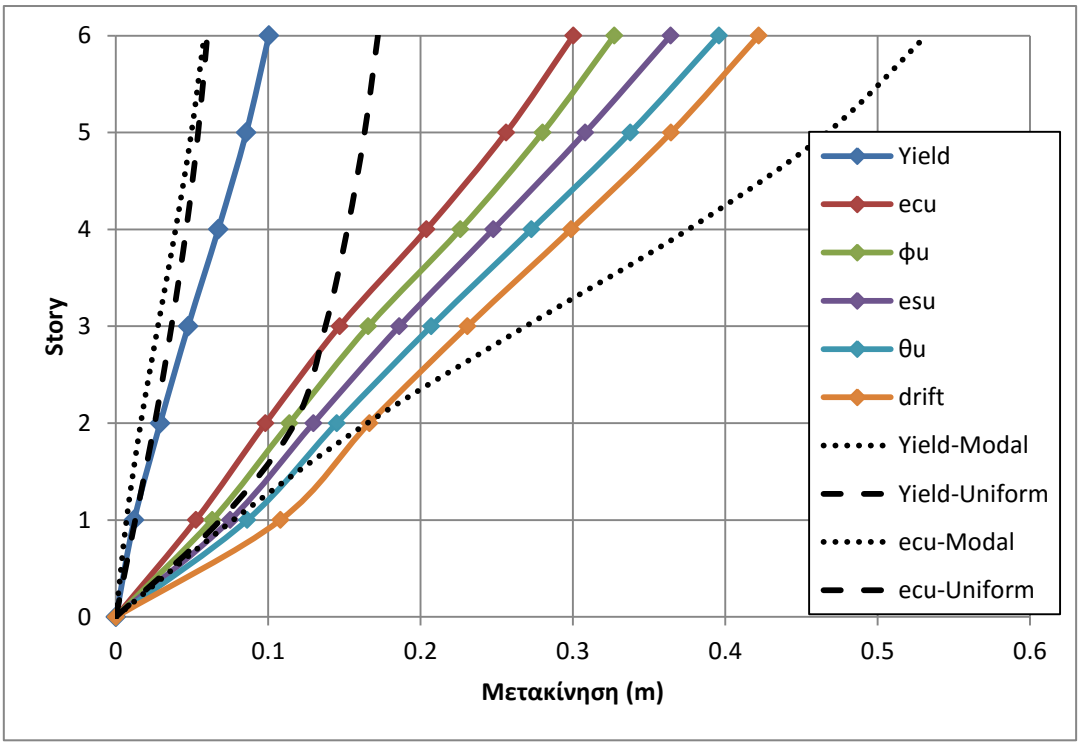
Στην ενότητα αυτή παραντίθενται η εξέλιξη των μέγιστων μετακινήσεων καθ' ύψος του κτιριού κατά την διάρκεια της δυναμικής προσαυξητικής ανάλυσης και γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα που προέκυψαν απο τις στατικές ανάλυσεις.Τα αποτελέσματα αφορούν τις κλιμάκωσεις στις οποίες παραβίαζεται οποιοδήποτε κριτήριο διαρροής η αστοχίας.Ενδεικτικά,δίνονται μεμονωμένα τα διαγράμματα για τέσσερις καταγραφές και στο τέλος ένα συγκεντρωτικό διάγραμμα το οποίο μας παρέχει μία γενική εικόνα ως προς την απόκριση του κτιρίου.



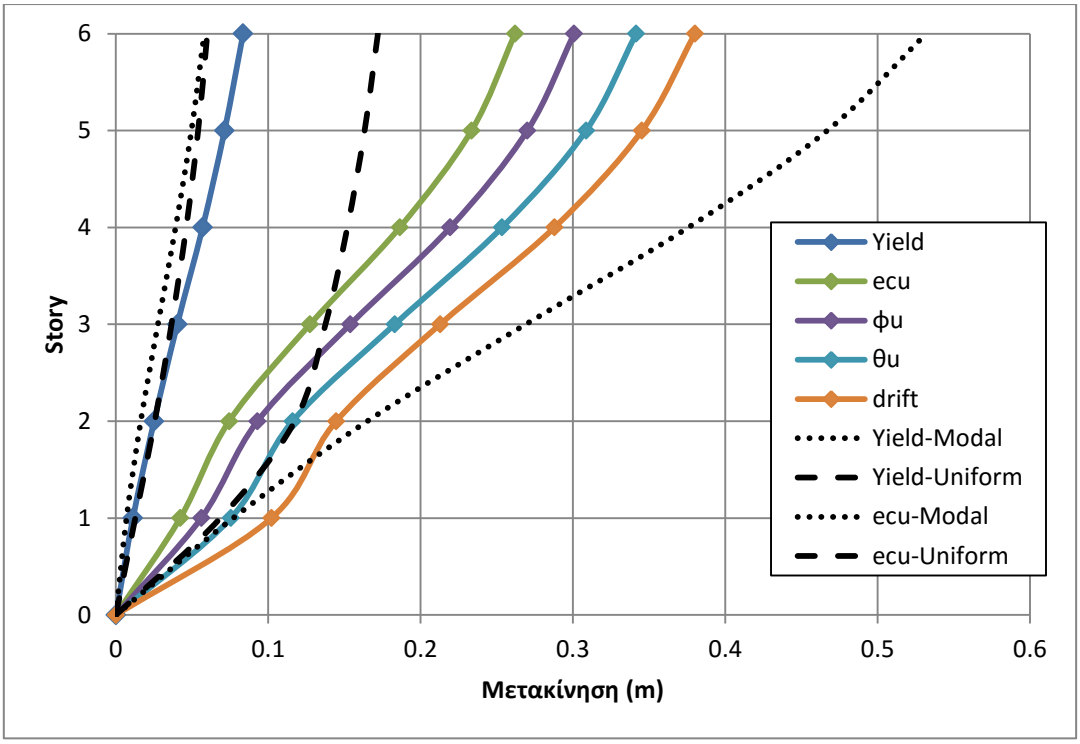
Σχήμα 5.5.1 Καλαμάτα-προφίλ μετακινήσεων



Σχήμα 5.5.2 Αίγιο-προφίλ μετακινήσεων



Σχήμα 5.5.3 Imperial Valley-προφίλ μετακινήσεων

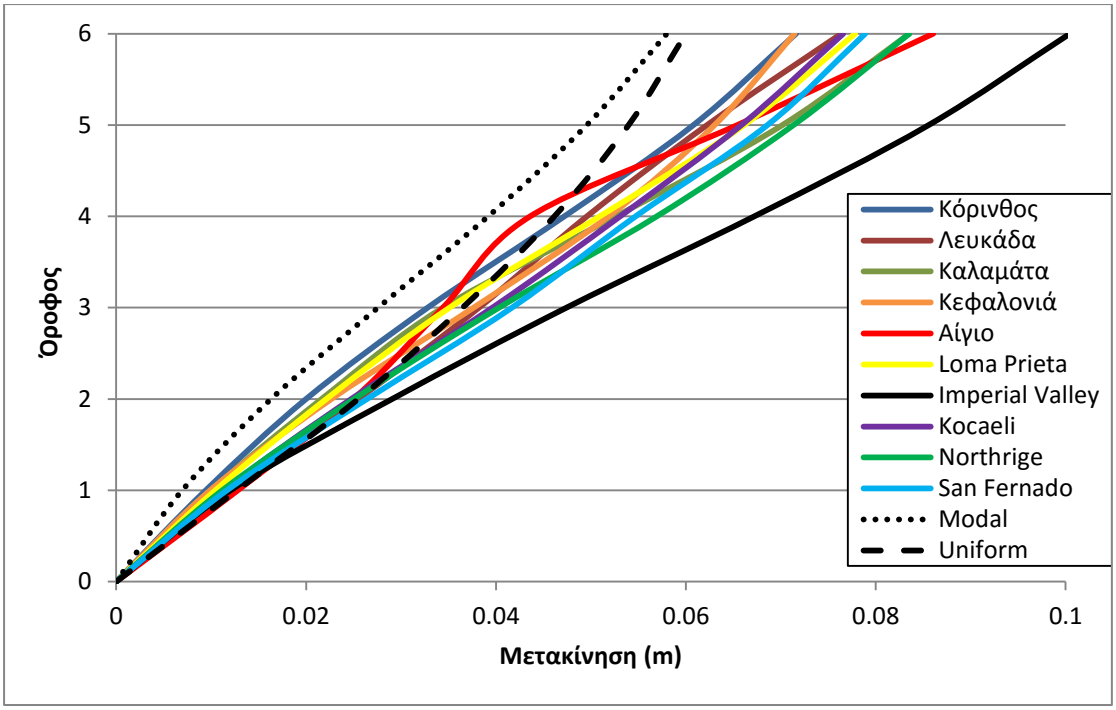


Σχήμα 5.5.4 Northrige-προφίλ μετακινήσεων

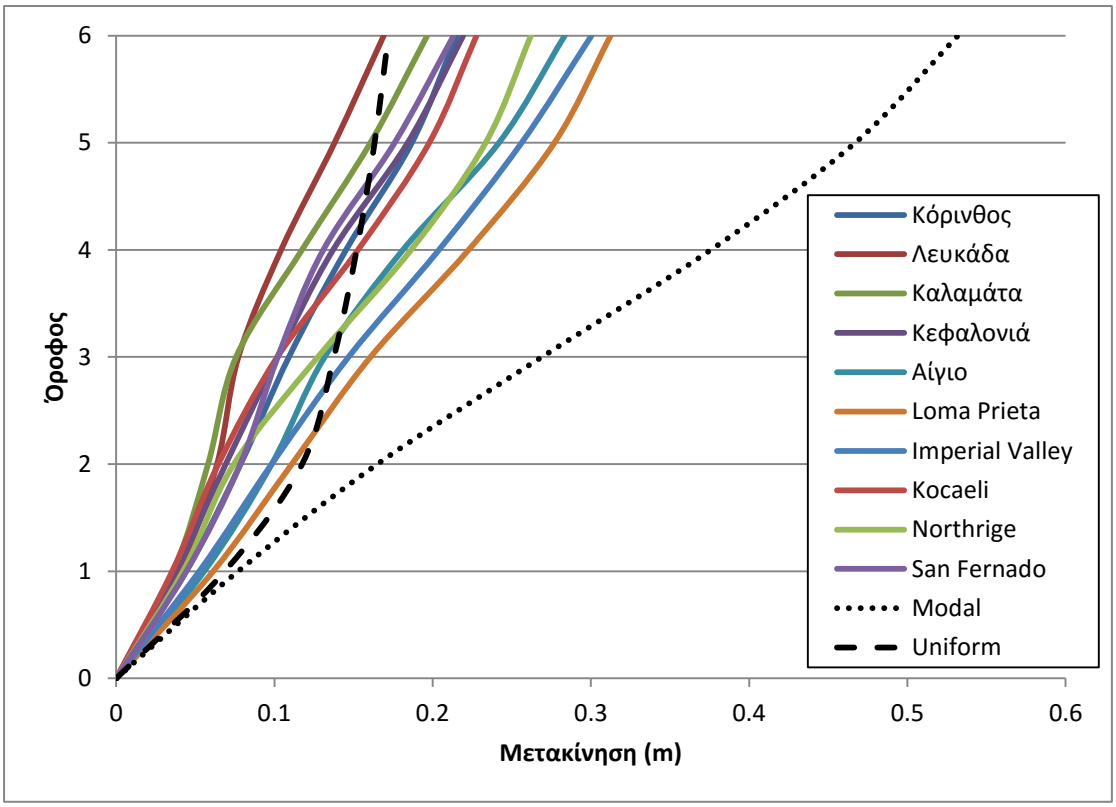
Παρατηρώντας το διάγραμμα που αντιστοιχεί στην καταγραφή της Καλαμάτας,βλέπουμε πως το προφίλ των μέγιστων μετακίνησεων στην διαρροή είναι παρόμοιο με αυτό που προκύπτει απο την στατική ανάλυση με την ιδιομορφική κατανομή των φορτίων.Ωστόσο,κάθως η ένταση του σεισμού αυξάνεται, η συμπεριφορά του κτιρίου διαφοροποιείται σε σχέση με την διαρροή.Τα προφίλ των κλιμακώσεων 'αστοχίας' δεν ταιριάζουν καθόλου με αυτά των στατικών αναλύσεων.

Αντίστοιχα,όσον αφορά την διέγερση του Αίγιου,τα προφίλ που προκύπτουν είναι σχετικά κοντά με αυτά της στατικής ανάλυσης με ιδιομορφική κατανομή φορτίων τόσο στην διαρροή όσο και στην αστοχία.

Οι διεγέρσεις Imperial Valley και Northrige παρουσιάζουν ανάλογική αύξηση των μετακινήσεων διατηρώντας το ίδιο προφίλ στις μεγάλες κλιμακώσεις, γεγονός που δεν συμβαίνει στις υπόλοιπες καταγραφές. Η επιρροή της ακανονικότητας είναι εμφανής, εφόσον στις μεγάλες κλιμακώσεις, η στάθμη της εσοχής αποτελεί και σημειό καμπής όπου η συμπεριφορά από διατμητική μετατρέπεται σε καμπτική.



Σχήμα 5.5.5 Συνολικό διάγραμμα για την διαρροή

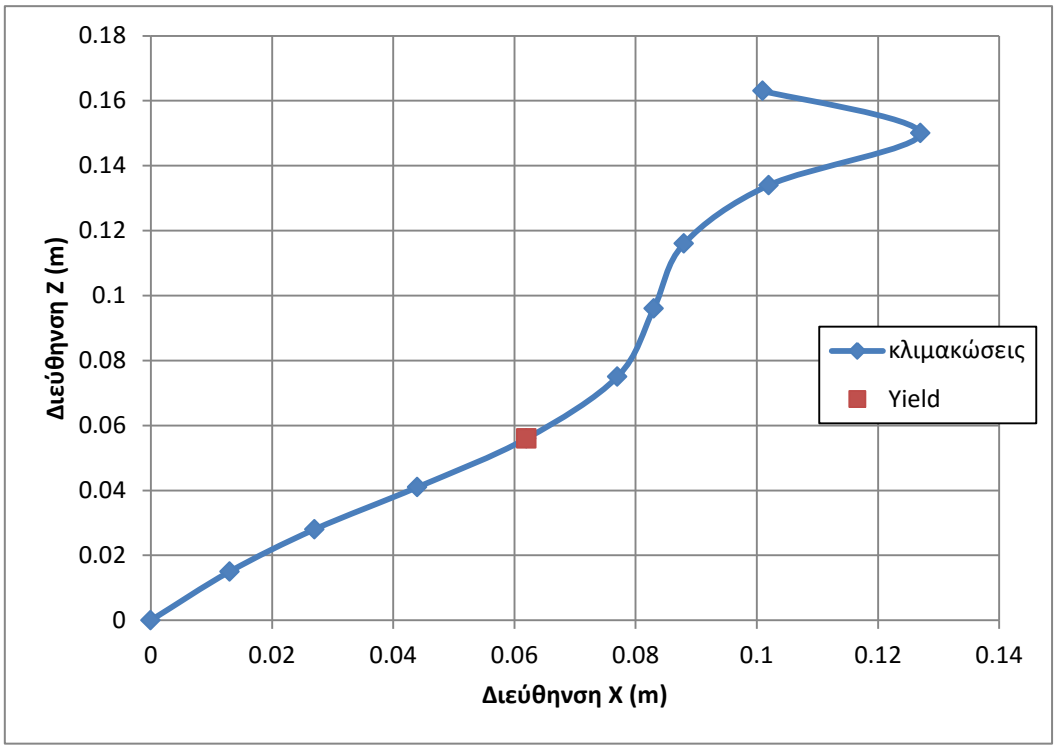


Σχήμα 5.5.6 Συνολικό διάγραμμα για την αστοχία

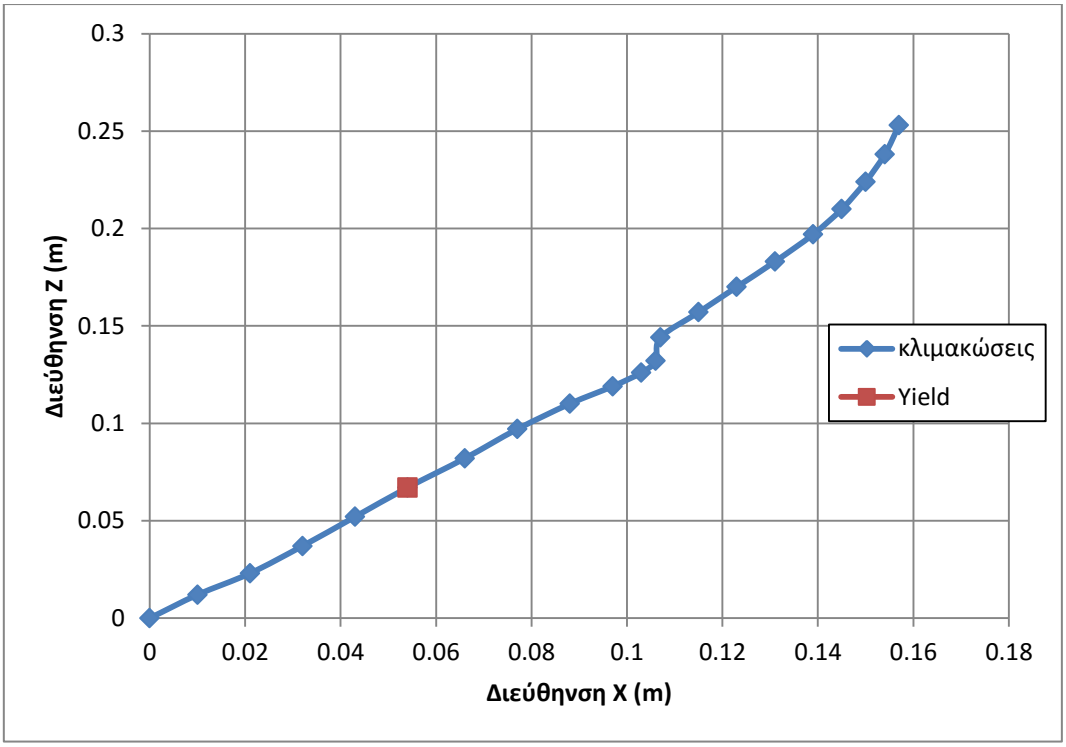
Επομένως, βλέπουμε πως το μέγεθος των μετακινήσεων κινείται σε περιορισμένη περιοχή κατά την διαρροή με εξαίρεση την διέγερση Imperial Valley.Παράλληλα, είναι εμφανές ότι οι στατικές αναλύσεις δεν συμπίπτουν με τα αποτελέσματα των δυναμικών.

Όσον αφορά την κατάσταση συμβατικής κατάρρεσης,τα αποτελέσματα των δυναμικών ανάλυσεων είναι πιο διάσπαρτα σε σχέση με την διαρροή.Αντίστοιχα, οι στατικές αναλύσεις δεν προσεγγίζουν ικανοποιητικά το δυναμικό φαινόμενο γεγονός κατανοητό αν σκεφτούμε ότι η 1^{η} ιδιομορφή, βάση της οποίας προέκυψε το προφίλ φόρτισης της ιδιομορφικής στατικής ανάλυσης, διεγείρει μόνο το 60% της συνολικής ιδιομορφικής μάζας του κτιρίου.Συνεπώς, η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι καθοριστική για την απόκριση της κατασκευής.

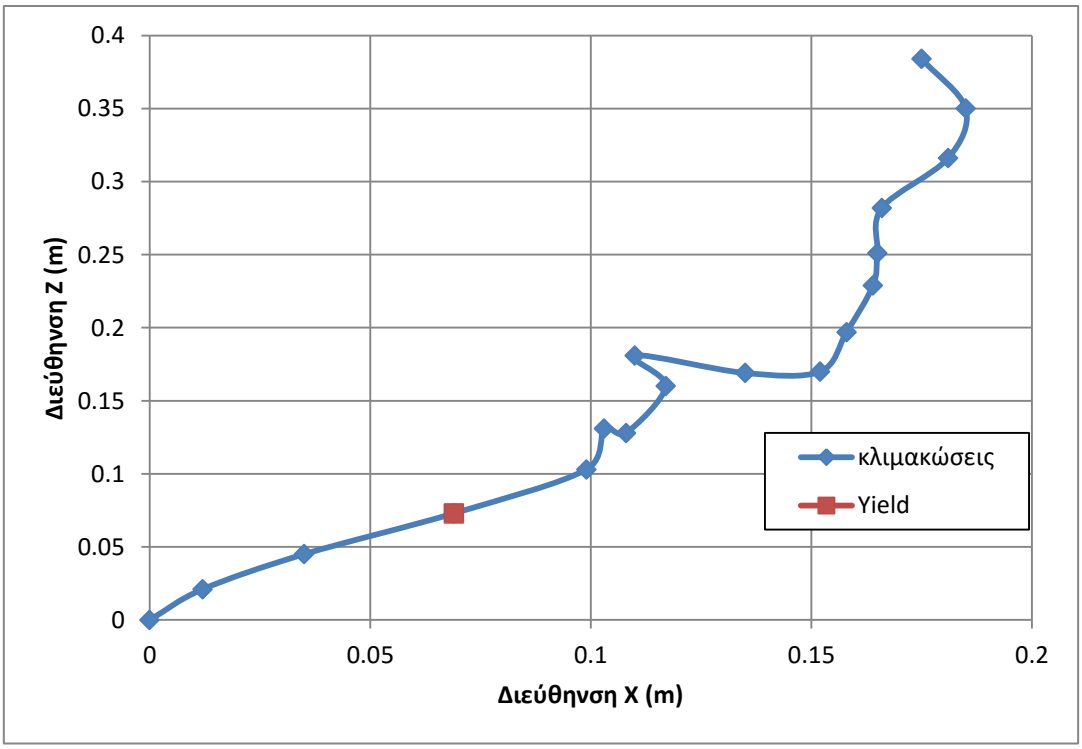
Στη συνέχεια παρουσιάζεται η εξέλιλη των μέγιστων μετακινήσεων στο επίπεδο της κάτοψης της κατασκευής για κάθε κλιμάκωση.



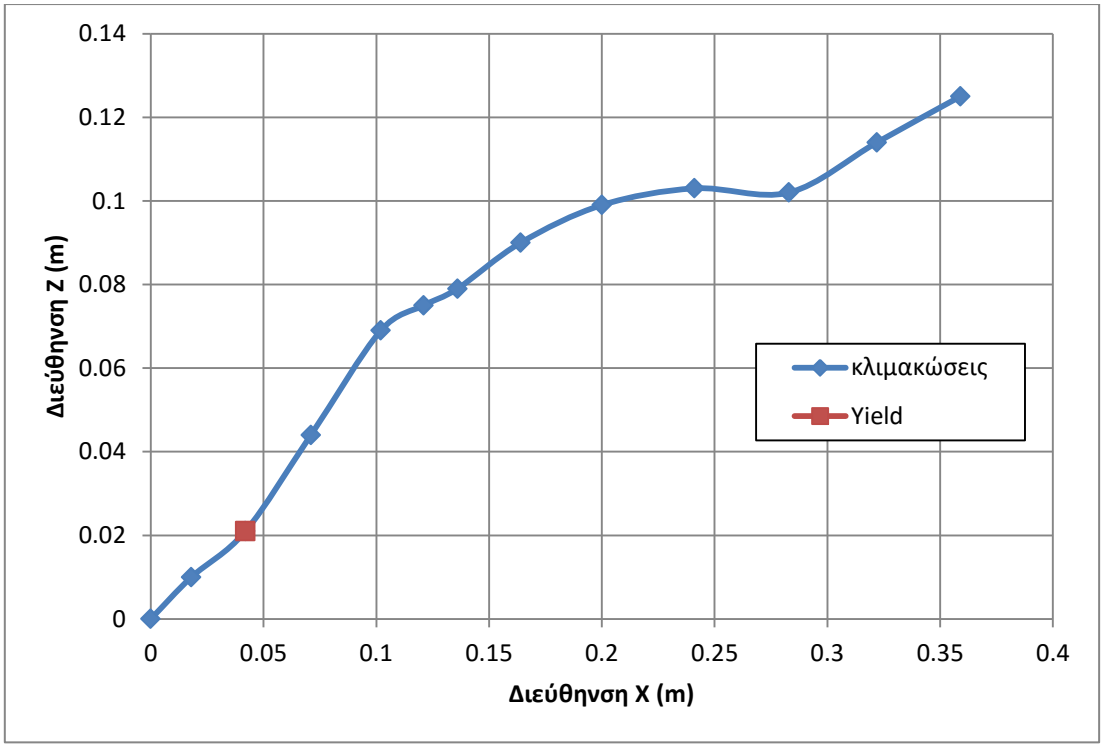
Σχήμα 5.5.7 Καλαμάτα-κάτοψη μέγιστων μετακινήσεων



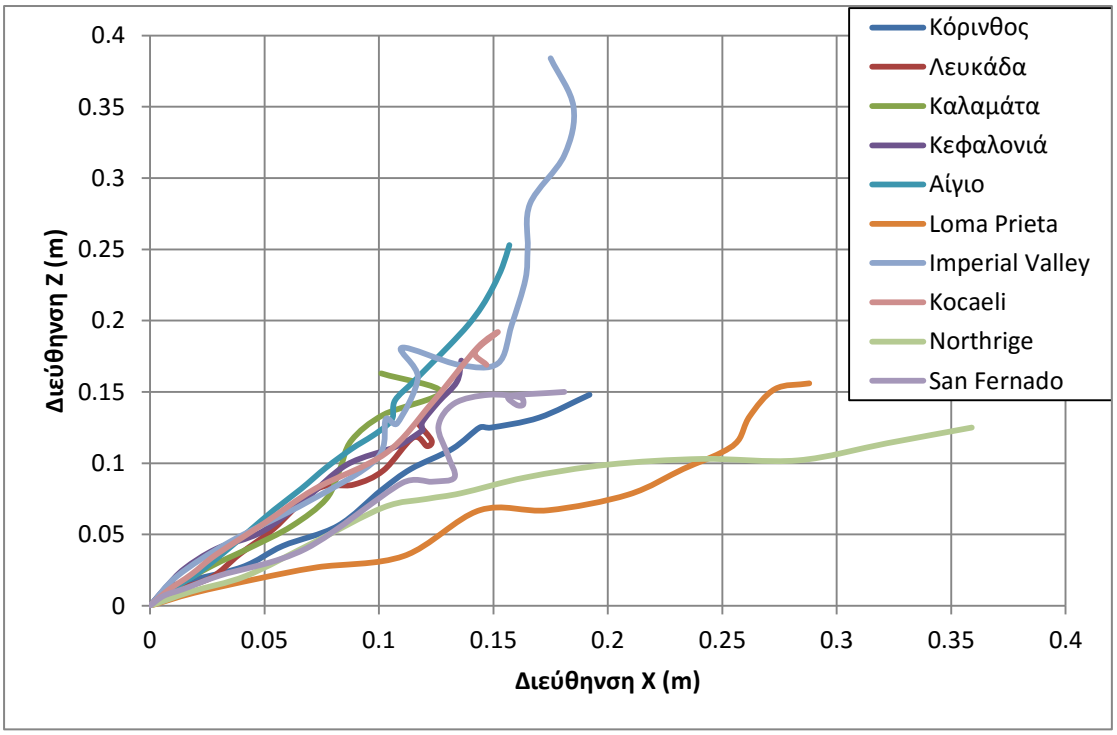
Σχήμα 5.5.8 Αίγιο-κάτοψη μέγιστων μετακινήσεων



Σχήμα 5.5.9 Imperial Valley-κάτοψη μέγιστων μετακινήσεων



Σχήμα 5.5.10 Northrige-κάτοψη μέγιστων μετακινήσεων

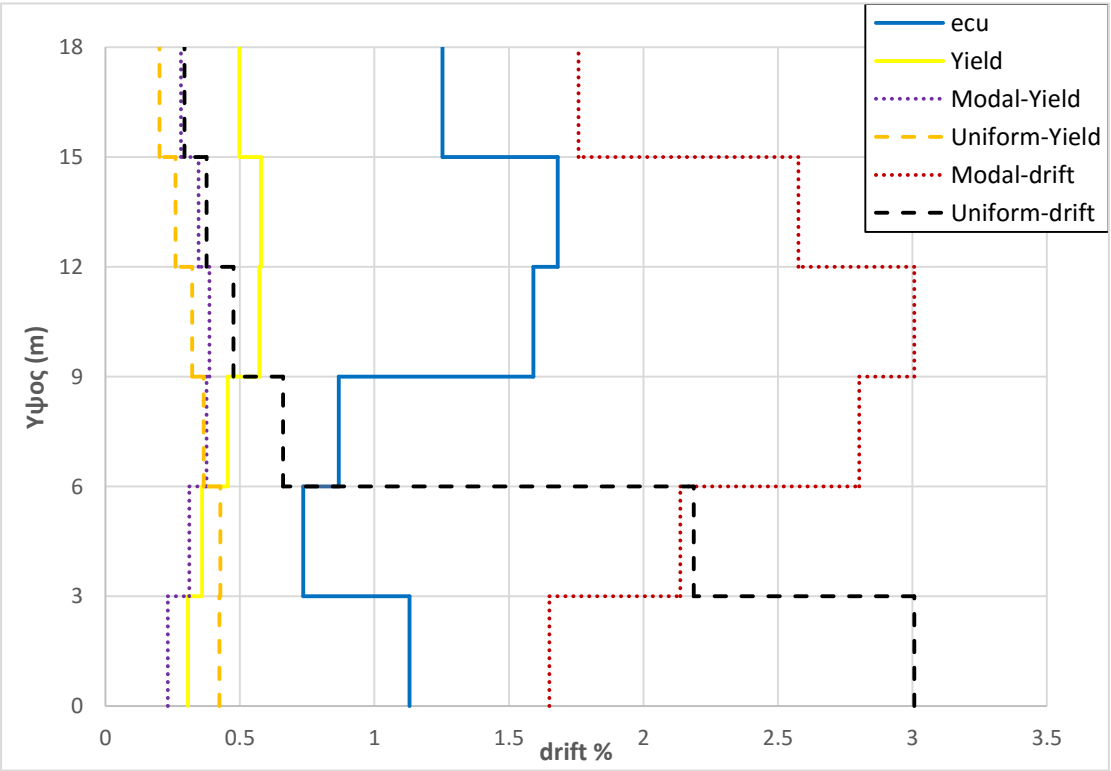


Σχήμα 5.5.11 Συνολικό διάγραμμα κάτοψης μέγιστων μετακινήσεων

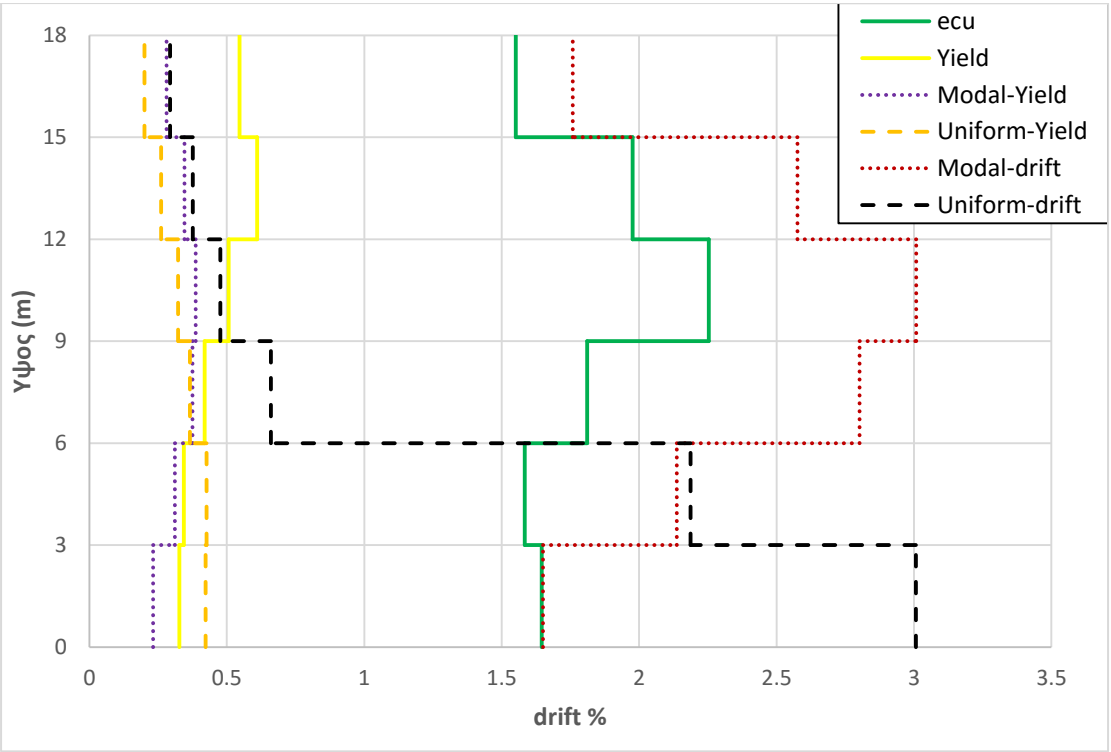
Γενικά, με βάση τα παραπάνω διαγράμματα, η κίνηση του κτιρίου είναι σχεδόν γραμμική (σταθερή κλίση) σε επίπεδο κάτοψης μέχρι το σημείο της διαρροής.Εφόσον αρχίζει να πλαστικοποιείται, η συμπεριφορά του γίνεται απρόβλεπτη με αποτέλεσμα η κλίση της εφαπτομένης να αλλάζει δραματικά από κλιμάκωση σε κλιμάκωση χωρίς να ακολουθεί κάποιο συγκεκριμένο μοτίβο.

5.6 Εξέλιξη Μέγιστων Ανηγμένων Σχετικών Μετακινήσεων

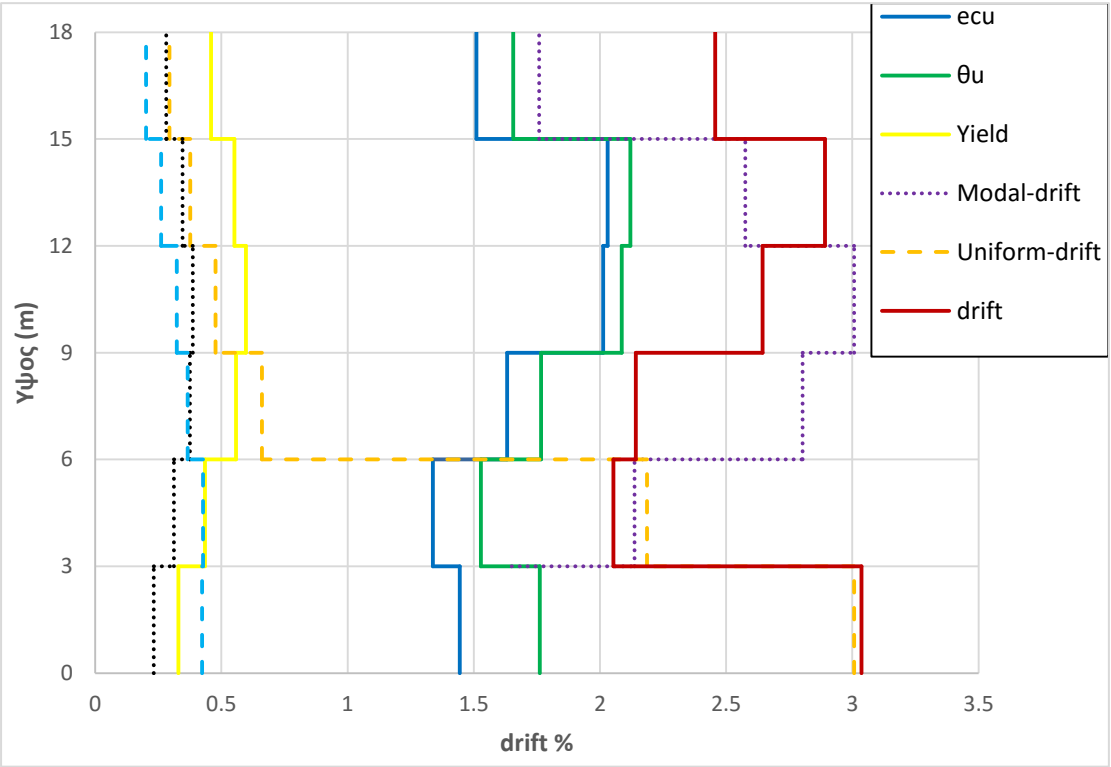
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται το καθ' ύψος προφίλ των μέγιστων drift που προέκυψαν κατά τις κλιμακώσεις 'διαρροής' και 'αστοχίας' του κτιρίου για τις διάφορες εδαφικές διεγέρσεις.Στη συνέχεια γίνεται σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα από τις στατικές ανάλυσεις.Ενδεικτικά,δίνονται τα διαγράμματα για 2 ελληνικές και 2 ξένες καταγραφές.



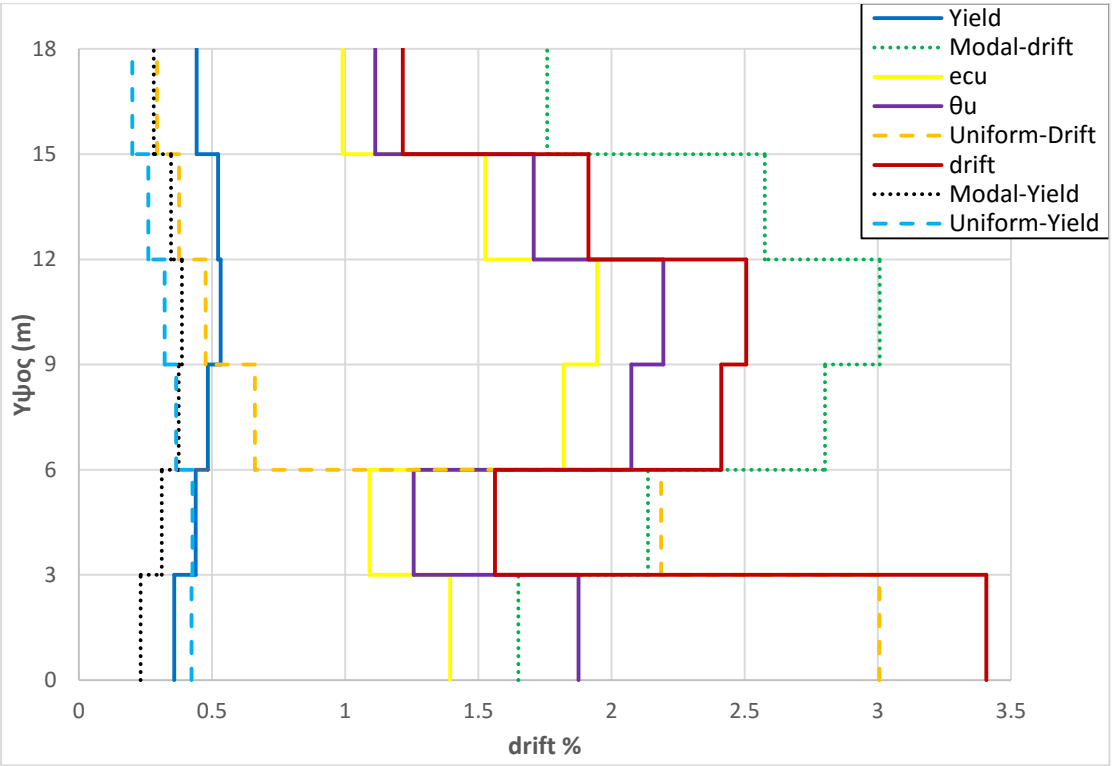
Σχήμα 5.6.1 Καλαμάτα-προφίλ μέγιστων drift



Σχήμα 5.6.2 Αίγιο-προφίλ μέγιστων drift



Σχήμα 5.6.3 Imperial Valley-προφίλ μέγιστων drift

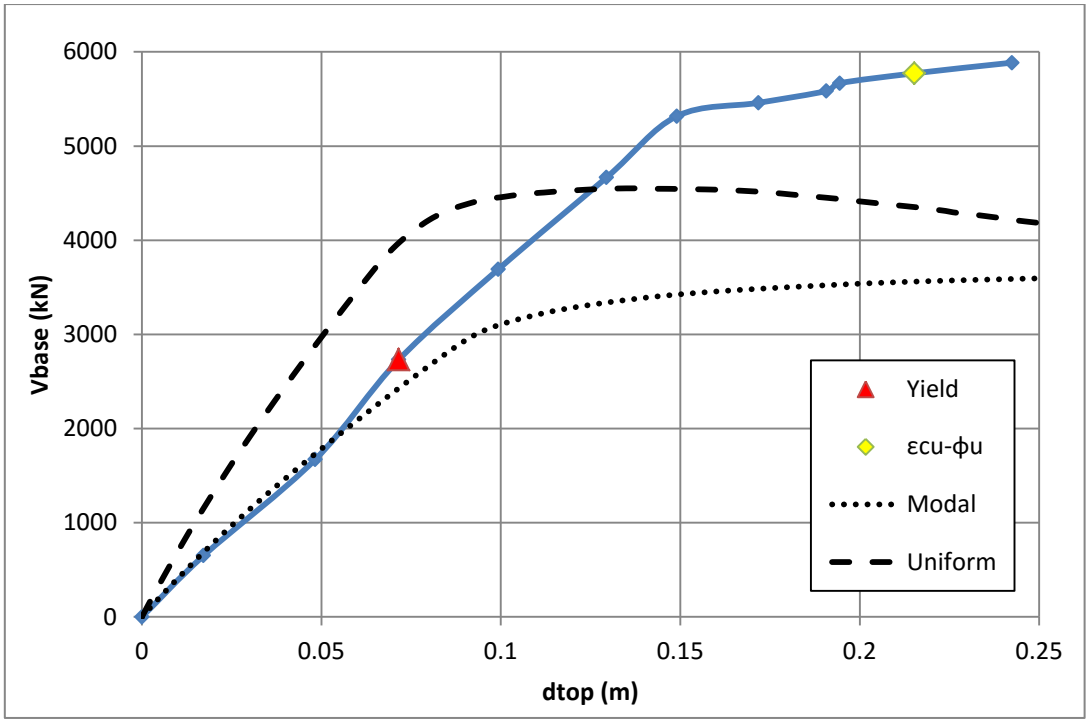


Σχήμα 5.6.4 Northrige-προφίλ μέγιστων drift

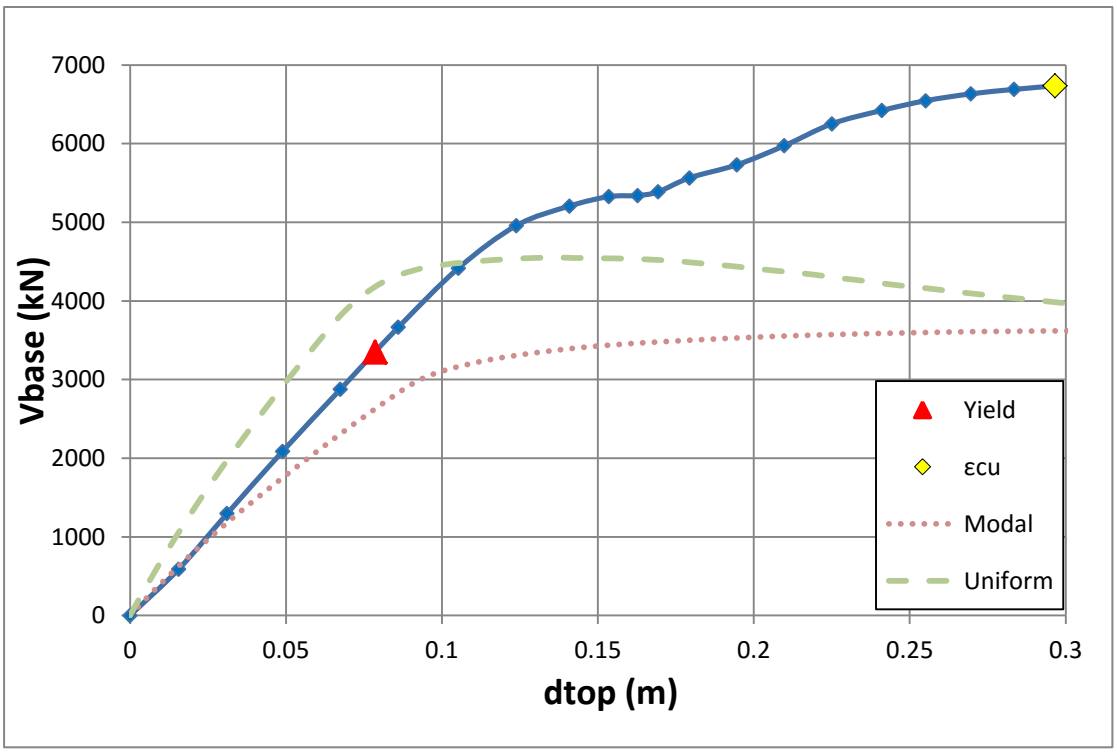
Σε όλες τις καταγραφές,το προφίλ των drift κατά την διαρροή προσεγγίζεται ικανοποιητικά από τα αποτελέσματα της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης με ιδιομορφική κατανομή φορτίων τόσο σε μορφή όσο και σε μέγεθος.Ωστόσο,στις μεγαλύτερες κλιμακώσεις,καθώς η κατασκευή πλαστικοποιείται όλο και περισσότερο, η μορφή του προφίλ των drift αλλάζει, με αποτέλεσμα το μέγιστο drift να εμφανίζεται στον 1^{ο} όροφο,4^{ο} όροφο και 5^{ο} όροφο ανάλογα με την καταγραφή.Γενικά, τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων δεν περιγράφουν σωστά την απόκριση του κτιρίου ούτε στη διαρροή ούτε στην αστοχία.

5.7 Δυναμικές Καμπύλες Ικανότητας

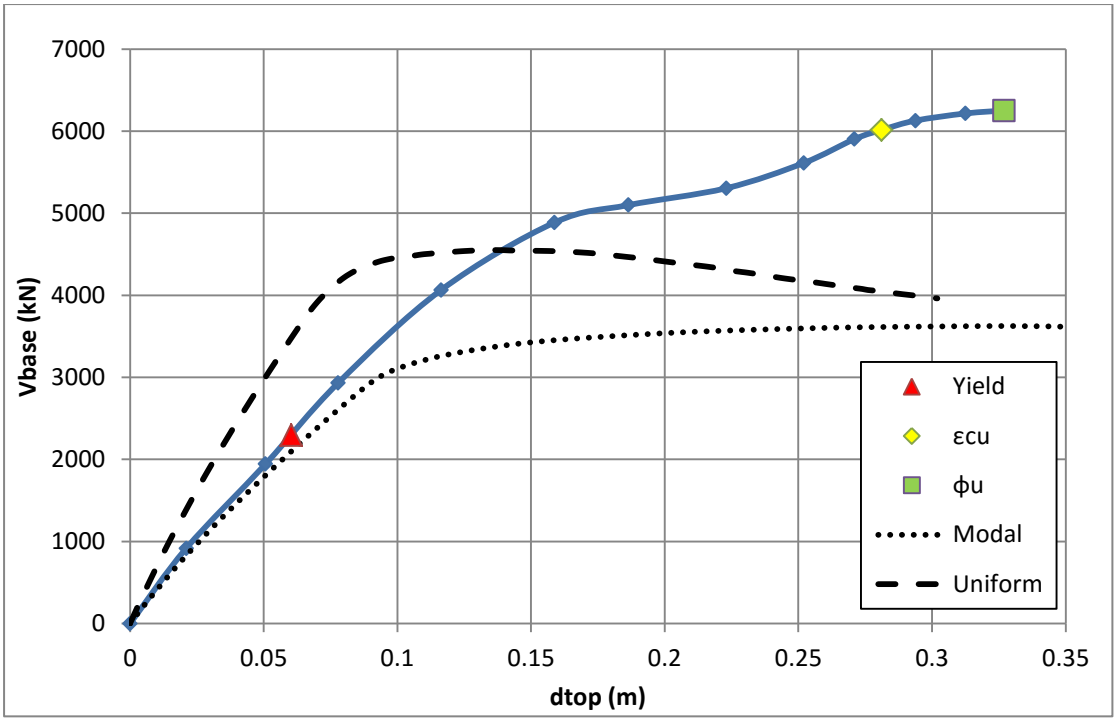
Για κάθε κλιμάκωση της σεισμικής καταγραφής καταγράφεται η μέγιστη τέμνουσα βάσης και η μέγιστη μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου.Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα κατασκευάζονται οι δυναμικές καμπύλες ικανότητας της κατασκευής οι οποίες συγκρίνονται με τις αντίστοιχες από τις στατικές αναλύσεις.



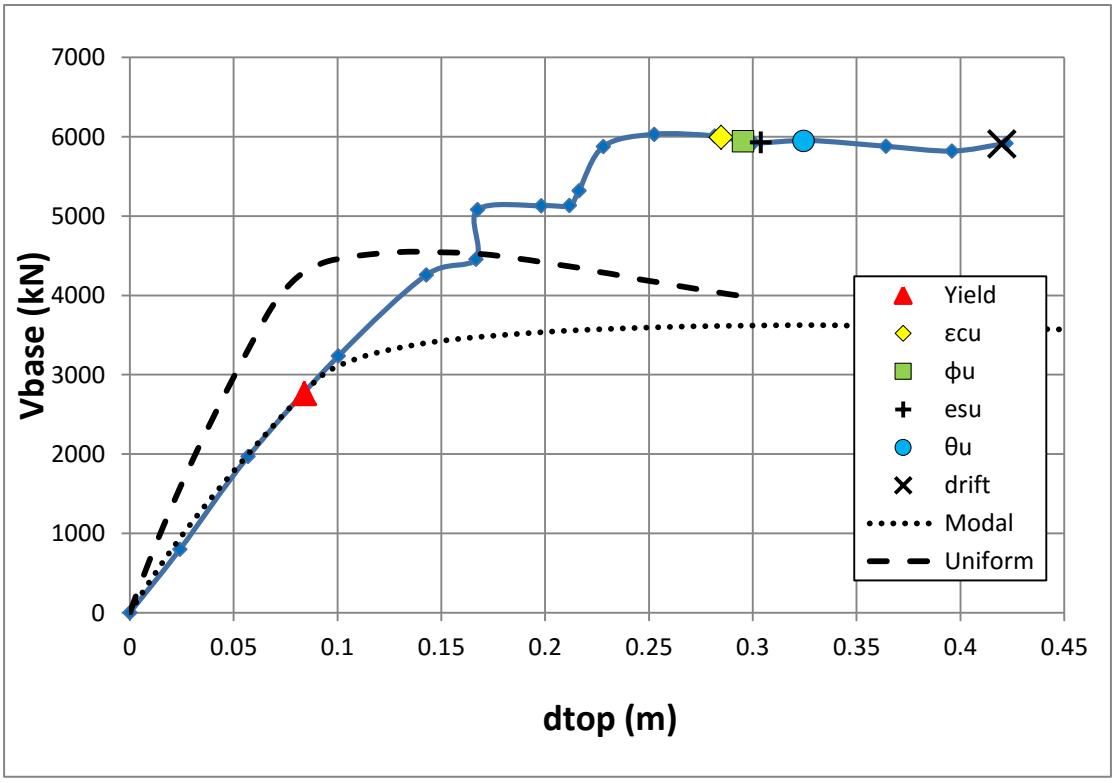
Σχήμα 5.7.1 Κόρινθος-καμπύλες ικανότητας



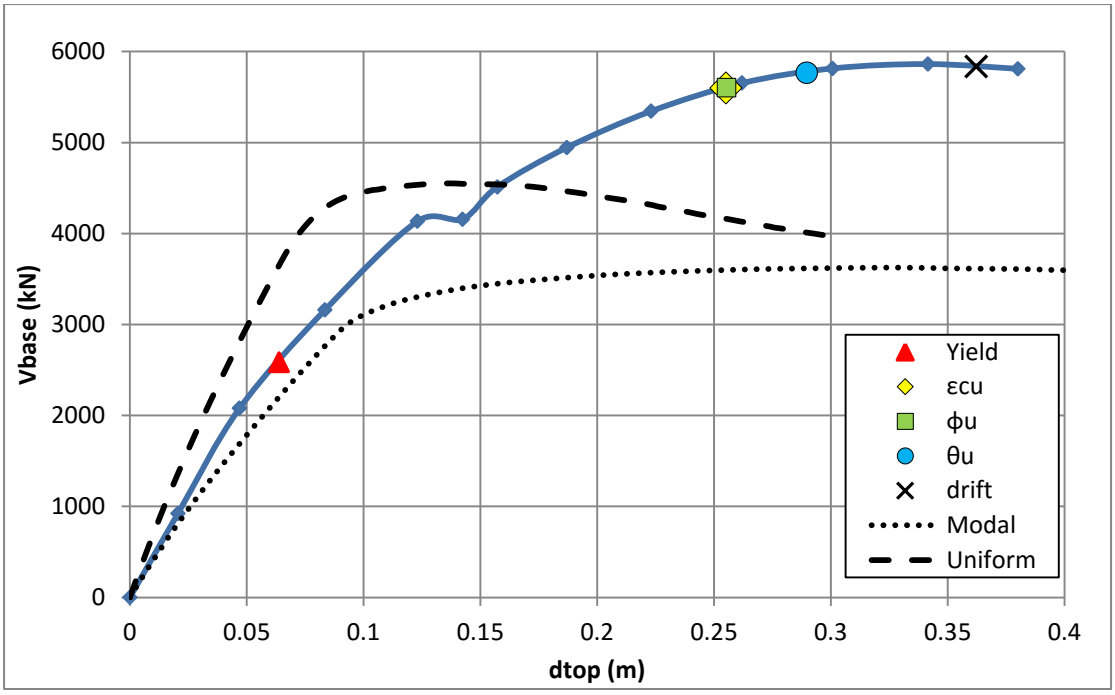
Σχήμα 5.7.2 Αίγιο-καμπύλες ικανότητας



Σχήμα 5.7.3 Loma Prieta-καμπύλες ικανότητας



Σχήμα 5.7.4 Imperial Valley-καμπύλες ικανότητας



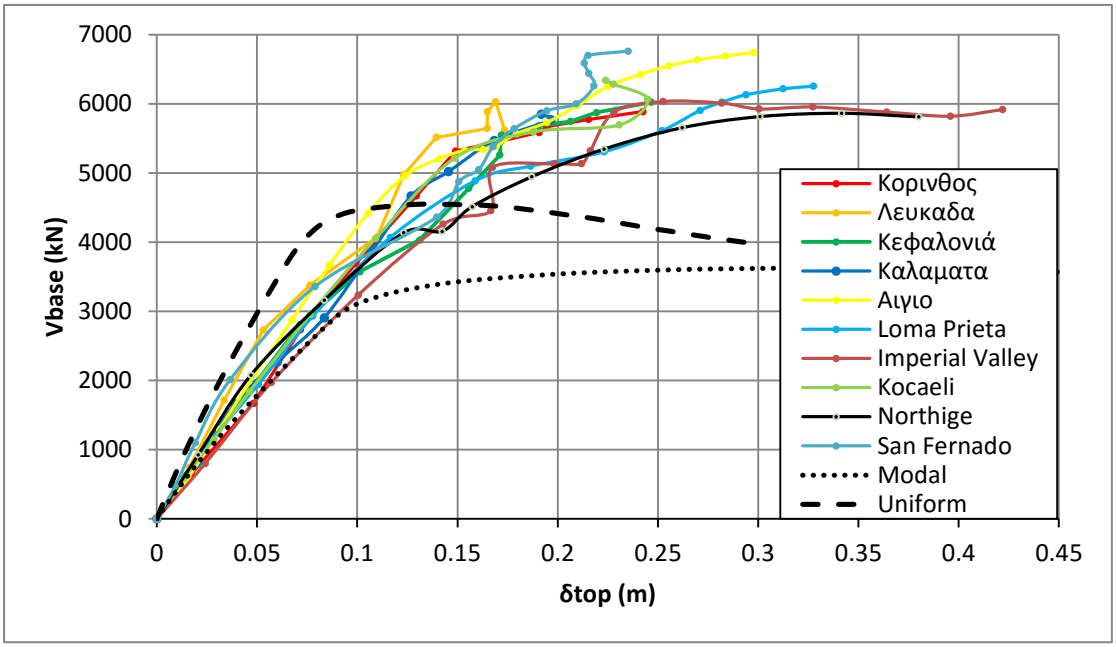
Σχήμα 5.7.5 Northrige-καμπύλες ικανότητας

Από τα διάγραμμα της Κορίνθου και του Northrige μπορούμε να διακρίνουμε ότι η μέγιστη παραμόρφωση του περισφιγμένου σκυροδέματος (ε_{cu}) συμβαίνει ταυτόχρονα με τη μέγιστη διατιθεμένη καμπυλότητα αστοχίας (φ_u) η οποία έχει προκύψει από μονοτωνική φόρτιση.Αντίθετα,η υστηρετική συμπεριφορά των υλικών μειώνει σημαντικά την διατιθέμενη καμπυλότητα αστοχίας γεγονός που είναι εμφανές απο τα γραφήματα Loma Prieta και Imperial Valley όπου η αστοχία του σκυρόδεματος προηγείται αρκετά της μέγιστης διατιθέμενης καμπυλότητας της διατομής.

Παράλληλα, σε όλες τις καταγραφές τα κριτήρια αστοχίας ακολουθούν συγκεκριμένη σειρά εμφάνισης.Αρχικά, αστοχεί το περισφιγμένο σκυρόδεμα (ε_{cu}), στη συνέχεια παρατηρείται η (φ_u), μετά ακολουθεί η αστοχία του οπλισμού (ε_{su}), η αστοχία της μέγιστης συνολικής στροφής χορδής (θ_u) και τελικά η υπέρβαση του μέγιστου drift.Συνοψίζοντας, οι αστοχίες συμβαίνουν με βάση την εξής σειρά : ίνα-μέλος-όροφος.

Ιδίαιτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα διαγράμματα του Imperial Valley και Northrige όπου παρατηρούμε ότι για κλιμακώσεις μεγαλύτερες απο το σημείο της $1^{ης}$ διαρροής η κλίση (δυσκαμψία) του διαγράμματος αυξομειώνεται

απότομα.Ωστόσο, όσο πρωχαράμε σε όλο και μεγαλύτερες κλιμακώσεις η κατασκευή αρχίζει να 'μαλακώνει' (οριζόντιος κλάδος διαγράμματος-η δυσκαμψία τείνει να μηδενιστεί) γεγονός που σηματοδοτεί την έναρξη δυναμικής αστάθειας.

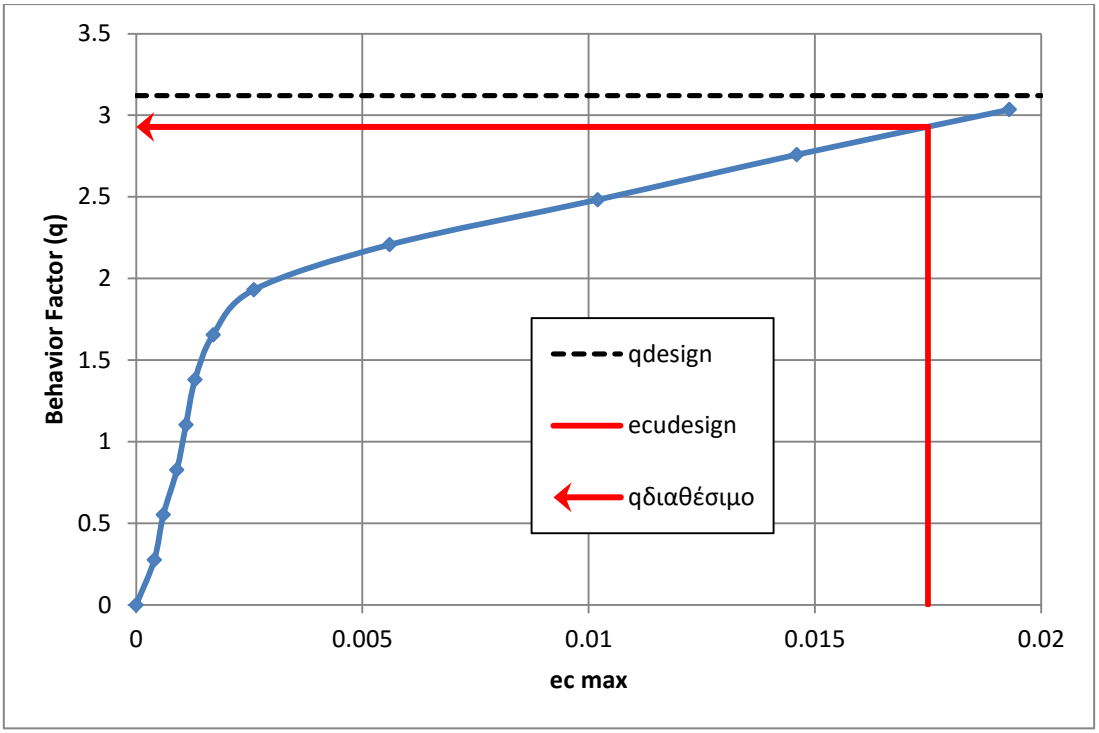


Σχήμα 5.7.6 Συνολικό διάγραμμα ικανότητας

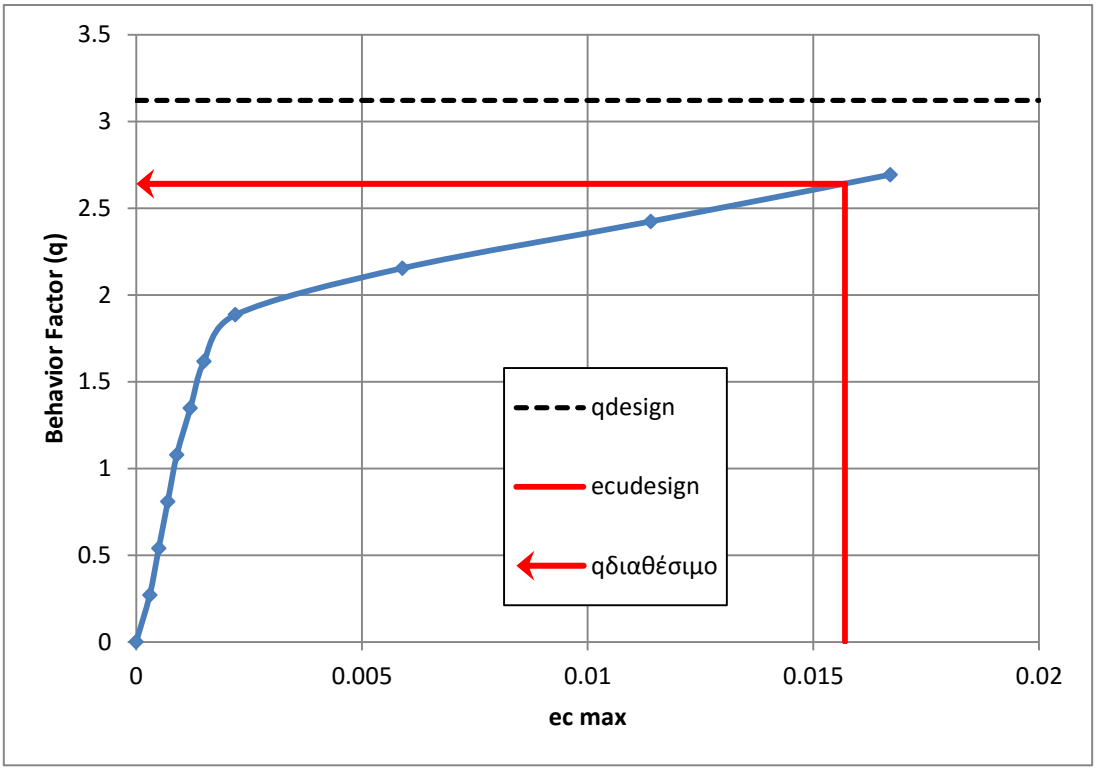
Από το παραπάνω διάγραμμα είναι εμφανές ότι το κομμάτι που αντιπρωπεύει την ελαστική συμπεριφορά του κτιρίου βρίσκεται ανάμεσα στις 2 στατικές αναλύσεις.Ωστόσο, η κατασκευή απόδιδει μια σχετικά μεγάλη υπεραντοχή σε σχέση με τις pushover.Τέλος,όσο πιο πολύ πλαστικοποιείται το κτίριο τόσο βλέπουμε ότι μεγαλώνει η διασπορά των καμπυλών ανάμεσα στις διαφορετικές εδαφικές διεγέρσεις.

5.8 Αποτελέσματα του Συντελεστή Συμπεριφοράς (q)

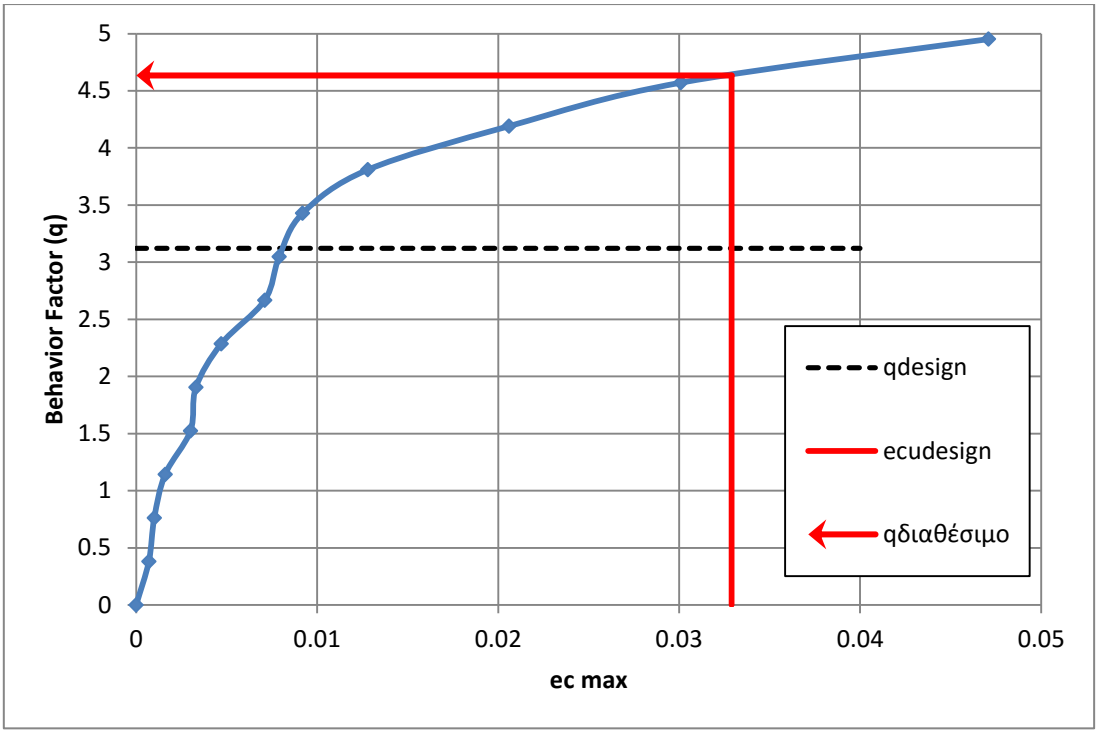
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι τιμές του διαθέσιμου συντελεστή συμπεριφοράς που προέκυψαν απο τις δυναμικές αναλύσεις σε σχέση με το κριτήριο αστοχίας που εξετάζεται.Ενδεικτικά, παρατίθενται διαγράμματα για 4 διαφορετικές εδαφικές διεγέρσεις.



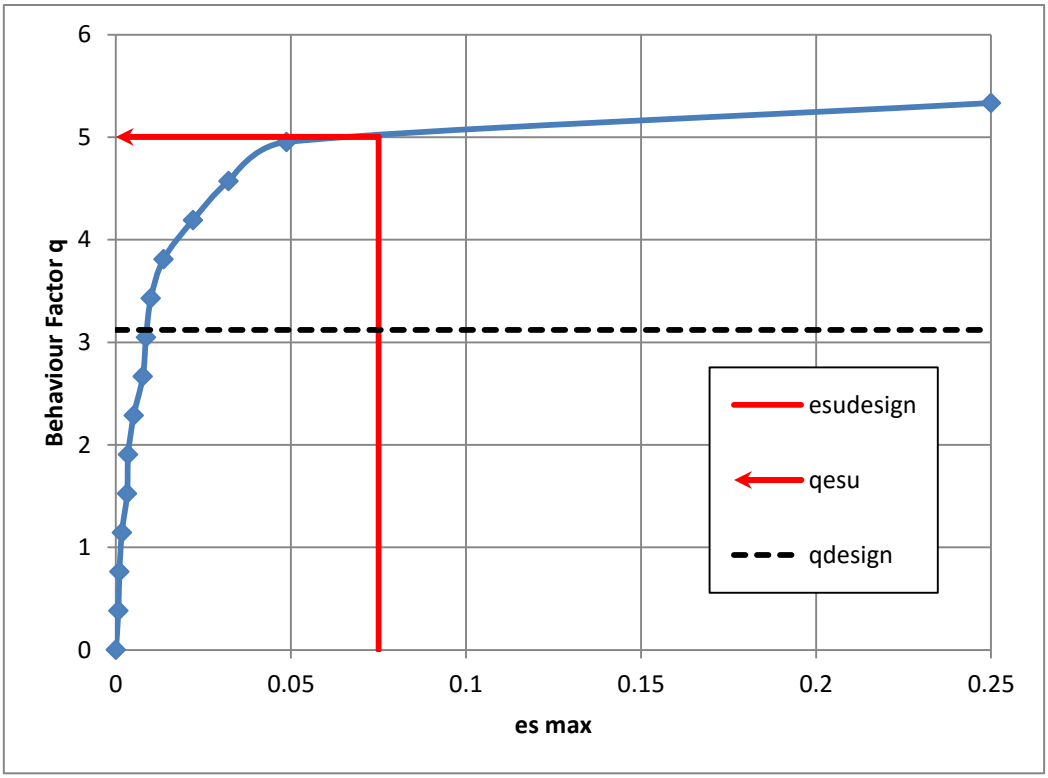
Σχήμα 5.8.1 Λευκάδα-αστοχία σκυροδέματος



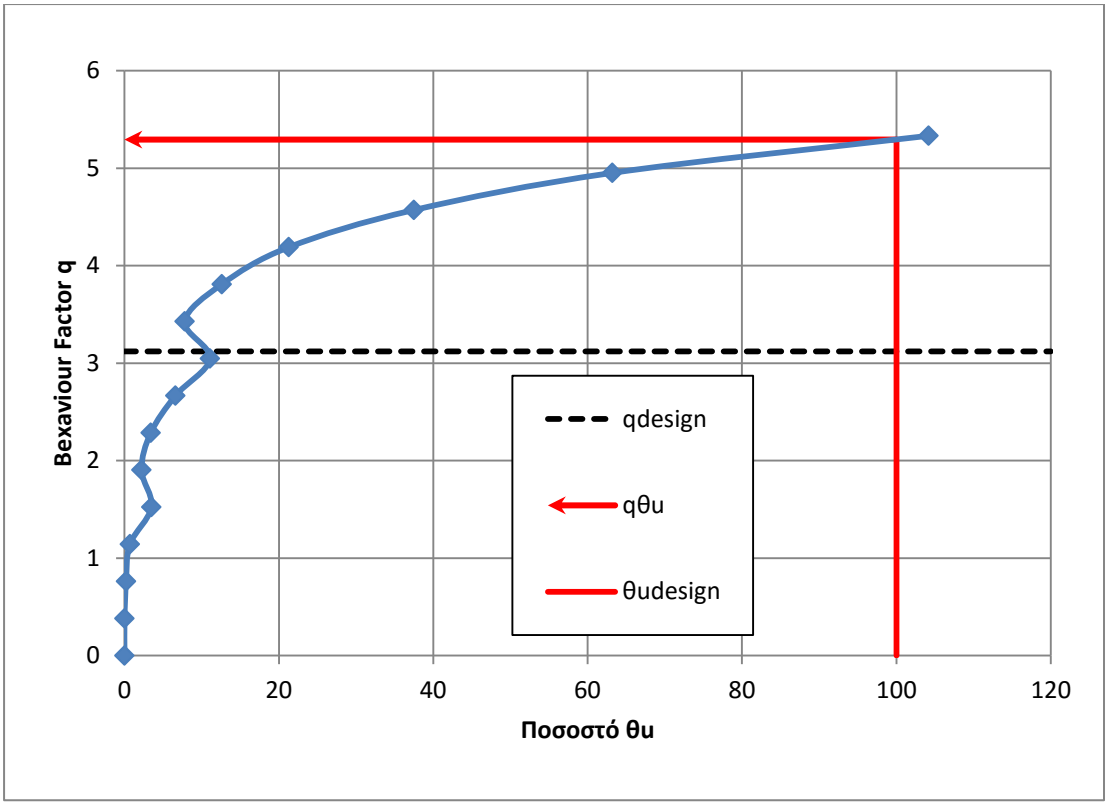
Σχήμα 5.8.2 Καλαμάτα-αστοχία σκυροδέματος



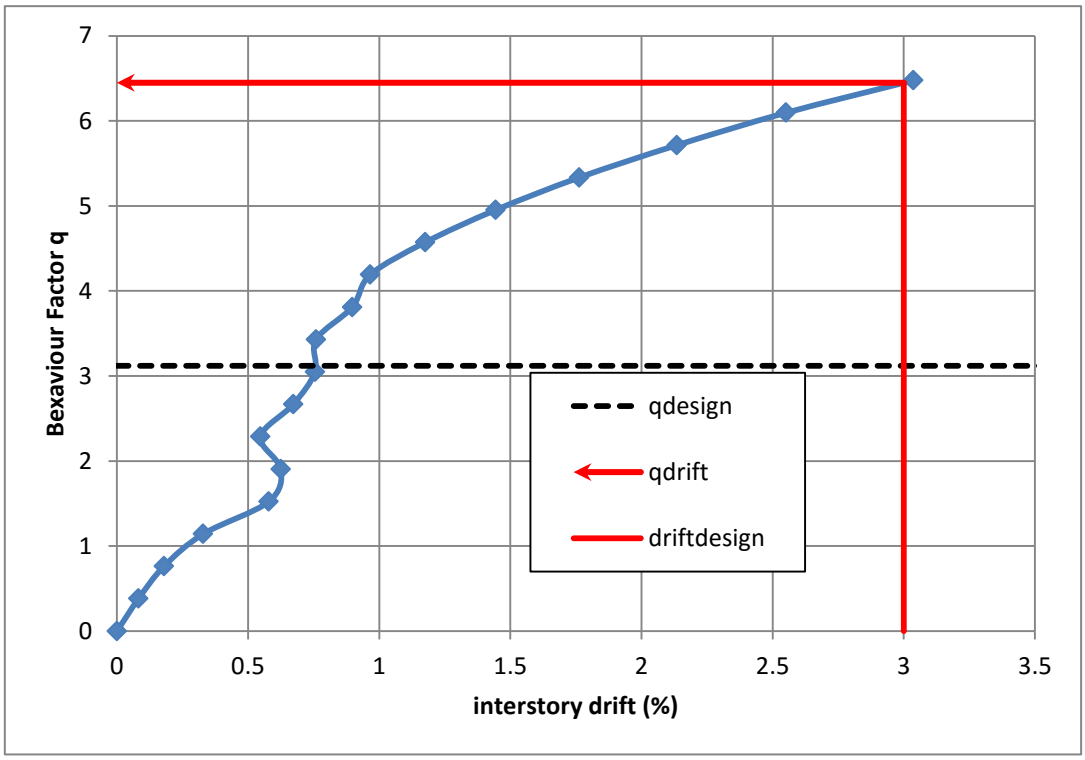
Σχήμα 5.8.3 Imperial Valley-αστοχία σκυροδέματος



Σχήμα 5.8.4 Imperial Valley-αστοχία χάλυβα



Σχήμα 5.8.5 Imperial Valley-αστοχία στροφής κολώνας

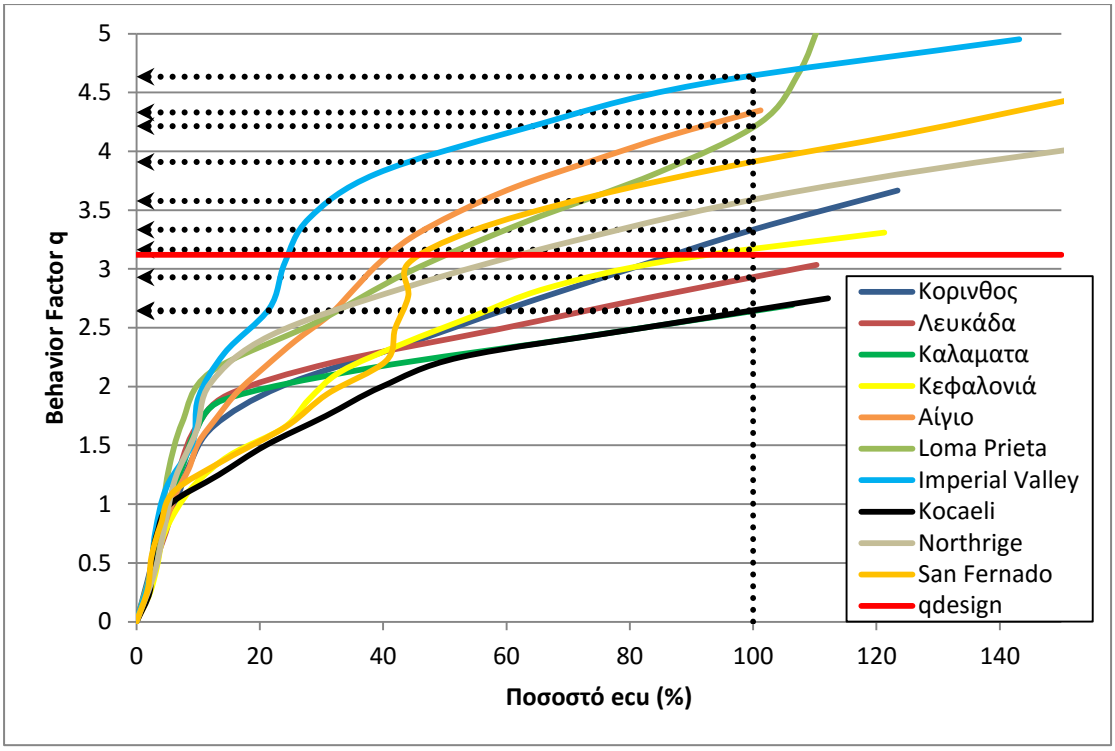


Σχήμα 5.8.6 Imperial Valley-αστοχία drift

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές του διαθέσιμου συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα το κριτήριο αστοχίας για όλες τις σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν.

Καταγραφή	q_{ecu}	$q_{\varphi u}$	q_{esu}	$q_{\theta u}$	q_{drift}
Κόρινθος	3.333	3.333	-	-	-
Λευκάδα	2.929	2.946	-	-	-
Καλαμάτα	2.576	2.613	-	-	-
Κεφαλονιά	3.164	3.296	-	-	-
Αίγιο	4.331	-	-	-	-
Loma Prieta	4.214	5.500	-	-	-
Imperiall Valley	4.634	4.848	5.002	5.294	6.448
Kocaeli	2.648	2.731	-	-	-
Northrige	3.578	3.581	-	3.940	4.681
San Fernado	3.910	4.087	-	4.256	-

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα, σε όλες τις καταγραφές καταγράφεται υπέρβαση της μέγιστης ανηγμένης παραμόρφωσης της περισφιγμένης ίνας σκυροδέματος.Παράλληλα, σε όλες τις καταγραφές η ελάχιστη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς προκύπτει από το ίδιο κριτήριο.Συνεπώς, για να οδηγηθούμε σε μια εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής ως προς το σύνολο των καταγραφών,συντηρητικά εξετάζουμε μόνο το συγκεκριμένο κριτήριο.



Σχήμα 5.8.6 Συνολικό διάγραμμα συντελεστή συμπεριφοράς

Όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο,ο συντελεστής συμπεριφοράς που υιοθετήθηκε κατά τον σχεδιασμό του κτιρίου είναι $q_{design} = 3.120$. Από τις αναλύσεις προέκυψε ότι συνολικά 3 καταγραφές (Λευκάδα,Καλαμάτα,Kocaeli) αποδίδουν μικρότερη τιμή σε σχέση με αυτή του σχεδιασμού.Τελικά, με βάση τις 10 καταγραφές προκύπτει :

- Μέση τιμή : $q_{μέσο} = 3.532$
- Εύρος : $q_{max} - q_{min} = 2.059$
- Τυπική Απόκλιση : $s = 0.723$
- Συντελεστής Μεταβλητότητας : $cv = 20.46\ \%$

Συνοψίζοντας, η μέση τιμή που προέκυψε είναι οριακά μεγαλύτερη από αυτή που προτείνει ο κανονισμός κατα τον σχεδιασμό, παρόλο τη γενικότερη συντηρητική μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για την εκτίμηση του.Η εκτίμηση αυτή μπορεί να θεωρηθεί αξιόπιστη καθώς ο συντελεστής μεταβλητότητας λαμβάνει μία λογική τιμή γεγονός που καταδεικνύει ότι το δείγμα των q που υπολογίστηκε δεν παρουσιάζει ιδιαίτερα μεγάλη διασπορά.

Στη συνέχεια,εξετάζεται αναλυτικότερα η θέση και ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων αστοχίας βάση των οποίων προέκυψαν τα παραπάνω αποτελέσματα.Εφόσον το κριτήριο αστόχιας είναι η παράμορφωση του σκυροδέματος, γίνεται διερεύνηση της περίσφιγξης σχεδιασμού η οποία είναι υπεύθυνη για τον καθορισμό της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων σε κάθε κολώνα.

Καταγραφή	Θέση Υποστυλώματος			Κριτήριο Περίσφιγξης
	Όροφος	Πλαίσιο	Κολώνα	
Κόρινθος	Ισόγειο	Μεσαίο	Ακραία	Ικανοτική Τέμνουσα
Λευκάδα	Ισόγειο	Μεσαίο	Ακραία	Ικανοτική Τέμνουσα
Καλαμάτα	Ισόγειο	Ακραίο	Ακραία	Ικανοτική Τέμνουσα
Κεφαλονία	Ισόγειο	Μεσαίο	Κεντρική	Πλαστιμότητα Καμπυλοτήτων
Αίγιο	Ισόγειο	Μεσαίο	Κεντρική	Πλαστιμότητα Καμπυλοτήτων
Loma Prieta	Ισόγειο	Μεσαίο	Ακραία	Ικανοτική Τέμνουσα
Imperial Valley	Ισόγειο	Μεσαίο	Κεντρική	Πλαστιμότητα Καμπυλοτήτων
Kocaeli	Ισόγειο	Μεσαίο	Κεντρική	Πλαστιμότητα Καμπυλοτήτων
Northrige	Ισόγειο	Μεσαίο	Ακραία	Ικανοτική Τέμνουσα
San Fernado	Ισόγειο	Μεσαίο	Κεντρική	Πλαστιμότητα Καμπυλοτήτων

Τα ακραία υποστυλώματα που αστόχησαν είχαν περισφιγχθεί με βάση την επάρκεια των συνδετήρων να αναλάβουν την ικανοτική τέμνουσα.Ουσιαστικά,η περίσφιγξη τους είναι μεγαλύτερη από αυτή που χρειάζεται για την επίτευξη της αναγκαίας πλαστιμότητας καμπυλοτήτων κατά τον κανονισμό.Ωστόσο, λόγω της πλαισιακής λειτουργίας, η αύξηση της

θλιπτικής αξονικής δύναμης που δέχονται είναι τόσο μεγάλη που τα οδηγεί στην αστοχία.

Όσον αφορά την κεντρική κολώνα που αστοχεί στις μισές σεισμικές διεγέρσεις, η περίσφιγξη της προκύπτει από την μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη η οποία υπολογίζεται με βάση τις ελαστικές ανάλυσεις κατά τον σχεδιασμό της κατασκευής.Στον παρακάτω πίνακα δίνονται οι μέγιστες ανηγμένες αξονικές δυνάμεις που καταγράφηκαν κατά την κλιμάκωση αστοχίας και αυτή που προέκυψε από τον σχεδιασμό.

Καταγραφή	I.D.A.	Σχεδιαμός
Κεφαλονία	0.658	0.584
Αίγιο	0.641	0.584
Imperial Valley	0.667	0.584
Kocaeli	0.654	0.584
San Fernado	0.657	0.584

Επομένως, παρατηρούμε ότι η μέγιστη αξονική δύναμη διαφέρει στις δυναμικές αναλύσεις σε σχέση με τις ελαστικές προβλέψεις του σχεδιασμού ακόμα και για την κέντρικη κολώνα του κτιρίου η οποία βάση της πλαισιακής λειτουργίας δεν θα έπρεπε να υφίσταται σημαντική αλλαγή του αξονικού φορτίου κατά τον σεισμό.

Συμπεράσματα

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι ο έλεγχος της απόκρισης ακανονικού καθ' ύψος κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένο με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα.Προς αυτή την κατεύθυνση, το κτίριο υποβλήθηκε σε μία πληθώρα αναλύσεων, εφαρμόζοντας διαφόρου τύπου στατικών προσαυξητικών αναλύσεων (pushover), καθώς και την μέθοδο της δυναμικής προσαυξητικής ανάλυσης (I.D.A.). Εφόσον, ο σχεδιασμός γίνεται με βάση της δυνάμεις (force-based), κύριος στόχος για την αποτίμηση της κατασκευής είναι η εκτίμηση του διαθέσιμου συντελεστή συμπεριφόρας (q) χρησιμοποιώντας διάφορα σεισμικά σενάρια.Για το σκοπό αυτό, υιοθετούνται διάφορα μέτρα βλάβης σε τοπικό και καθολικό επιπέδο με βάση τα οποία εκτιμάται η συμβατική ''αστοχία'' του δομήματος και ο αντίστοιχος διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς.

Αρχικά, εφαρμόστηκε στον ανελαστικό φορέα πλευρική φόρτιση με ιδιομορφική και ομοιόμορφη κατανομή σε όλο το ύψος της όπως προτείνει ο EC8. Η υπεραντοχή σε σχέση με την τέμνουσα σχεδιασμού δεν προέκυψε ιδιαίτερα μεγαλή και για τις 2 αναλύσεις.Ωστόσο, ο ελάχιστος λόγος αντοχής (a_u/a_1), ο οπόιος είναι βασικός συντελεστής για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς κατά τον σχεδιασμό, προέκυψε ίσος με 1.31 τιμή πολύ κοντά με αυτή χρησιμοποιήθηκε στον σχεδιασμό (1.30).Οι στοχευομένες μετακινήσεις από το φάσμα σχεδιαμού βρίσκονται στην αρχή του μετελαστικού κλάδου στις καμπυλές ικανότητας και των 2 αναλύσεων γεγονός που υποδηλώνει ότι η κατασκευή συμπεριφέρεται ικανοποιητικά για τον σεισμό σχεδιασμού.Γενικά, η ιδιομορφική κατανομή των φορτίων οδήγησε το κτίριο σε μεγαλύτερες πλαστιμότητες μετακινήσεων σε σχέση με την ομοιόμορφη.Ωστόσο, κρίσιμα υποστυλώματα προέκυψαν να είναι αυτά του ισογείου και στις δύο αναλύσεις στα οποία παρατηρούνται οι πρώτες αστοχίες της περισφιγμένης ίνας του σκυροδέματος και η υπέρβαση της διαθέσιμης συνολικής στροφής χορδής όπως αυτή ορίζεται από τον EC8-3.Με βάση την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη του φορέα,συμπεραίνουμε ότι αναπτύσσεται ικανοποιητικά ο μηχανισμός ασθενής δοκός-ισχυρό υποστύλωμα στους κόμβους του κτιρίου όπου για την ιδιομορφική κατανομή

φόρτισης, μεγαλύτερη πλαστικοποίηση εμφανίζεται στις δοκούς του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου σε σχέση με την ομοιόμορφη κατανομή οπου καταπονούνται περισσότερο οι δοκοί του ισογείου.

Για την εκτιμήση του διαθέσιμου συντελεστή συμπεριφοράς εφαρμόστηκε η μέθοδος της δυναμικής προσαυξητικής ανάλυσης χρησιμοποιώντας συνολικά 10 καταγραφές τόσο απο τον ελλαδικό όσο και από τον ξένο χώρο.Συγκρίνοντας τα προφίλ των μετακινήσεων που προέκυψαν απο τις δυναμικές και στατικές αναλύσεις βλέπουμε πώς η δυναμική απόκριση της κατασκευής τόσο στην φάση διαρροής όσο και στην αστοχία δεν προσεγγίζεται ικανοποιητικά από τις pushover.Παράλληλα, η κατασκευή παρουσιάζει ομοιογένεια ως προς την συμπεριφορά της κατα το στάδιο της διαρροής μετάξύ διαφορετικών εδαφικών διεγέρσεων.Ωστόσο, παρατηρείται μεγάλη διασπορά στην απόκριση της κατασκευής όσο οδεύει προς την συμβατική αστοχία. Γενκά, παρατηρείται μία σημαντική υπεραντοχή ως προς την μέγιστη τέμνουσα βάσης μεταξύ των δυναμικών και στατικών αναλύσεων. Οι περισσότερες βλάβες εντοπίστηκαν στα μέλη του ισογείου όπου σε όλες τις καταγραφές η πρώτη αστοχία εμφανίζεται ως υπέρβαση της μέγιστης ανηγμένης παραμόρφωσης της περισφιγμένης ίνας του σκυροδέματος.Μετά, ακολουθεί η υπέρβαση της μέγιστης συνολικής στροφής χορδής των υποστυλωμάτων και τελευταία η υπέρβαση της μέγιστης ανήγμενης σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων (drift).

Τελικά, ο μέσος όρος του ελάχιστου διαθέσιμου συντελεστή συμπεριφοράς προέκυψε αυξημένος κατά 13.2% σε σχέση με την τιμή σχεδιασμού.Επομένως, λαμβάνοντας υποψή τις διάφορες συντηρητικές παραδοχές που έγιναν κατα τον υπολογισμό του, ο κανονισμός κρίνεται επαρκής και γενικά υπέρ της ασφαλείας ως προς τις ποινές που επιβάλλει κατά τον σχεδιασμό ακανονικών κτιρίων.

Βιβλιογραφικές Αναφορές

- Constatinos Repapis, Elisabeth Vintzileou and Christos Zeris, Evaluation of the Seismic Performance of Existing RC Buildings: I, Suggested Methology
- Constantinos Repapis, Elisabeth Vintzileou and Christos Zeris, Evaluation of the Seismic Performance of Existing RC Buildings: II. A Case Study for Regular and Irregular Buildings
- Anagnwstopoulou V, C. Zeris & C. Karayannis,(2012) Evaluation of the q Factor of Irregular RC Buildings Designed According to EC8, Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, San Fracisco U.S.A.
- Salvitti L. M. Elnashai, A. S. (1996)."Evaluation of Behaviour Factors for RC Buildings by Nonlinear Dynamic Analysis", Proc. Of the 11th Word Conf. on Eartnquake Eng.,Acapulco,Mexico, Paper no. 2005
- Kappos, A. (1999). "Evaluation of behavior factors on the basis of ductility and overstrength studies",Eng. Structures,21,823-835
- McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves, et al, Opensees Command Language Manual
- Rinho R. and Antoniou C., Seismosoft 2013, SeismoSignal- A computer program for signal processing of time-histories available from URL www.seismosoft.com
- Pacific Earthquake Research Center, PEER Ground Motion Database
- Das S. and J. M. Nau, Seismic Design Aspects of Vertically Irregular Reinforced Concrete Buildings
- Tian Chunyu, Liu Junjin, ZhangHong, Cao Jinzhe, Experimental Study on seismic Behavior of an Irregular high-rise building
- Pradip Sarkar, A. Meher Prasad, Devdas Menon, Vertical geometric irregularity in stepped buildings frame
- EC2 European Committee for Standardization. (2004). Eurocode 2 Design of Concrete Structures
- EC8 European Committee for Standardization. (2004). Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance

- Athanassiadou C.J., Seismic performance of R/C plane frames irregular in elevation
- Soni and Bharat B. Mistry, Qualitative Review of Vertically Irregular Buildings Frames
- Vamvatsikos D. and C.Alin Cornell, Incremental Dynamic Analysis, 2002
- Vamvatsikos D. and Michael Fragiadakis, Incremental Dynamic Analysis for Estimating Seismic Performance Sensitivity and Uncertainty
- Valmundsson, E.V. and Nau, J.M. (1997). Seismic Response of Buildings Frames with Vertical Structual Irregularities.
- Aranda, G.R. (1984). Ductility Demands for R/C Frames Irregular in Elevation. Proceedings of the Eight Word Conference on Earthquake Engineering, San Francisco U.S.A.
- Shahrouz, B.M. and Moehe, J.P. (1990). Seismic Response and Design of Setback Buildings
- IS 1983 (Part 1)-2002 BIS,2002
- C. A. Zeris,T. P. Tassios, Y. Lu and G. F. Zhang (1992): Influence of irregularity on the q factor of RC frames
- Ruiz, S.E. and Diederich R. (1989). The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – The Seismic Performance of Buildings with Weak First Storey. Earthquake Spectra. 5(1), σελ. 89-102.
- UBC (1999)
- ACI 318-99
- Ousterhour 1998, Tcl/Tk
- Karsan P. and J. O. Jirsa (1969): Behavior of Concrete under Compressive Loading, J.Struct. Div. ASCE, 95, 12, σελ. 2543-2563
- Der Kiureghian, A. (1980): Structual response to stationary oscilation. J. Eng. Mech. (ASCE) 106, 1195-1213
- Fajfar P. [1999] “Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra” Earthq. Eng. and Str. Dynamics Earthquake Engineering and Structual Dynamics 28, 979-993