

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Διπλωματική Εργασία

**Σχεδιασμός Ακανονικού καθ' Ύψος Κτιρίου Ο.Σ. με βάση τον
EC8 και Εκτίμηση της Σεισμικής του Συμπεριφοράς**

Φοιτητής: Ευστράτιος Κ. Βολάκος

Επιβλέπων: Αναπλ. Καθηγητής Χρ. Ζέρης

ΑΘΗΝΑ 2014

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτέρως τον καθηγητή και επιβλέποντα κ. Χρήστο Ζέρη για την πολύτιμη καθοδήγηση του καθ' όλη τη διάρκεια της παρούσας Διπλωματικής εργασίας. 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 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 Διπλωματικής εργασίας.

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι 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). Αρχικά, γίνεται μία σύντομη βιβλιογραφική ανασκόπηση σε παλαιότερες εργασίες πάνω σε κτίρια με διαφόρου είδους ακανονικότητες και αναφέρονται τα συμπεράσματα αυτών. Στη συνέχεια, παρατίθενται τα κριτήρια που υιοθετεί ο κανονισμός με βάση τα οποία γίνεται ο διαχωρισμός μεταξύ κανονικών και ακανονικών κτιρίων και παρουσιάζονται οι κύριες διατάξεις που προτείνει ο Ευρωκώδικας 8 για τον σχεδιασμό ακανονικών κατασκευών. Στο 2^ο κεφάλαιο αναφέρεται η γεωμετρία και τα χαρακτηριστικά του κτιρίου, γίνεται μία σύντομη περιγραφή της διαδικασίας σχεδιασμού που ακολουθήθηκε και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αυτής. Στο 3^ο κεφάλαιο γίνεται μια σύντομη αναφορά στο λογισμικό OpenSees που χρησιμοποιήθηκε και περιγράφονται τα χαρακτηριστικά του μη γραμμικού προσομοιώματος της κατασκευής. Στα επόμενα 3 κεφάλαια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των στατικών προσαυξητικών αναλύσεων και συγκρίνονται με τις αντίστοιχες σχεδιαστικές προβλέψεις. Στο 7^ο και 8^ο το κτίριο ελέγχεται σε δυναμική καταπόνηση στο χώρο. Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζεται η μέθοδος των δυναμικών προσαυξητικών αναλύσεων που χρησιμοποιήθηκε, με ομάδα εδαφικών διεγέρσεων, και κατόπιν τα αποτελέσματα αυτής συγκρίνονται με αυτά των στατικών. Εν κατακλείδι, στο τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν όσον αφορά την συμπεριφορά του κτιρίου κατά τις διάφορες επιλύσεις και αξιολογείται η αξιοπιστία των σχεδιαστικών διατάξεων που ακολουθήθηκαν.

Λέξεις Κλειδιά

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

Abstract

The purpose of this thesis is to evaluate the seismic performance of a reinforced concrete frame building with vertical irregularity, as it is described in the design seismic code Eurocode 8 (EC8 - Part 1). Initially, different types of buildings with various irregularities are presented as a literature review to published research papers. Furthermore, the design criteria adopted by the design code EC8 are provided. In the 2nd chapter, the geometry and other features of the building are given, along with the design procedure that was followed. In the 3rd chapter, the software Opensees and the details of the inelastic simulation of the building are presented. In the following chapters, the results of static pushover and dynamic time-history analyses are provided. Specifically, in the 8th chapter the incremental dynamic analysis method is discussed and the results of this method are compared with those from the inelastic static pushover analysis. In the last chapter, the conclusions about the seismic behavior of the building and the efficiency of the design criteria of EC8 are discussed.

Key-Words

Eurocode 8, Reinforced Concrete Building, Vertical Irregularity, Incremental Dynamic Analysis, OpenSees

Πίνακας Περιεχομένων

Ευχαριστίες.....	3
Περίληψη	5
Abstract.....	7
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	13
Περιγραφή των Ακανονικών Κτιρίων.....	13
1.1 Εισαγωγή	13
1.2 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση	13
1.3 Κριτήρια για Στατική Κανονικότητα - Ακανονικότητα με βάση τον EC8.....	16
1.4 Σχεδιασμός Ακανονικών Κτιρίων με βάση τον EC8.....	21
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	26
Σχεδιασμός του Φέροντα Οργανισμού με βάση τον EC8.....	26
2.1 Περιγραφή της Γεωμετρίας του κτιρίου	26
2.2 Χαρακτηριστικά Υλικών Κατασκευής.....	27
2.3 Κατακόρυφα Φορτία Κατασκευής.....	27
2.4 Φάσμα Σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8	28
2.5 Περιγραφή της Διαδικασίας Σχεδιασμού.....	29
2.6 Περιγραφή Διαστάσεων και Οπλισμών των Στοιχείων	35
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	40
Ανελαστικό Προσομοίωμα του Κτιρίου.....	40
3.1 Εισαγωγή στο λογισμικό OpenSees.....	40
3.2 Προσομοίωση Κόμβων, Μαζών, Διατομών, Στοιχείων και Διαφραγματικής Λειτουργίας	41
3.3 Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Σκυρόδεμα	43
3.4 Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Χάλυβα.....	46
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	48
Στατική Προσαυξητική Εξώθηση κατά την διεύθυνση Χ.....	48
4.1 Καμπύλη Ικανότητας	48
4.2 Εξέλιξη Ανηγμένων Πλευρικών Μετακινήσεων (Drift).....	51
4.3 Προφίλ Απόλυτων Μετακινήσεων	52
4.4 Εντατική Κατάσταση Υποστυλωμάτων.....	53
4.5 Πλαστικές Στροφές Δοκών	55
4.6 Πλαστικές Στροφές Υποστυλωμάτων	58
4.7 Πλαστιμότητα Καμπυλοτήτων Υποστυλώματος	60
4.8 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων σε συγκεκριμένες <i>δοροφής</i>	62

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	64
Στατική Προσαυξητική Εξώθηση κατά την διεύθυνση X και Z	64
5.1 Καμπύλες Ικανότητας	64
5.2 Προφίλ Απόλυτων Μετακινήσεων	66
5.3 Πλαστικές Στροφές Δοκών	66
5.4 Πλαστικές Στροφές Υποστυλωμάτων	69
5.5 Εξέλιξη Τέμνουσας Υποστυλωμάτων	71
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6	73
Στατική Προσαυξητική Εξώθηση στους 2 Κατώτερους Ορόφους κατά την διεύθυνση X	73
6.1 Καμπύλη Ικανότητας	73
6.2 Προφίλ Απόλυτων Μετακινήσεων	74
6.3 Πλαστικές Στροφές Δοκών	74
6.4 Πλαστικές Στροφές Υποστυλωμάτων	77
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7	78
Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση	78
7.1 Ιδιομορφική Ανάλυση	78
7.2 Σεισμικές Καταγραφές	80
7.3 Χρονοιστορίες Τέμνουσας Βάσης.....	83
7.4 Χρονοιστορία Μετακίνησης Κορυφής	84
7.5 Χρονοιστορία Ανηγμένων Σχετικών Μετακινήσεων (Drift).....	85
7.6 Προφίλ Μετακινήσεων	89
7.7 Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας	90
7.8 Ορθά Εντατικά Μεγέθη Υποστυλωμάτων.....	94
7.9 Πλαστικές Στροφές Δοκών Υποστυλωμάτων	96
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8	97
Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση (I.D.A.)	97
8.1 Εισαγωγή	97
8.2 Βασικές Έννοιες της Δυναμικής Προσαυξητικής Εξώθησης	98
8.3 Σεισμικές Καταγραφές	101
8.4 Εξέλιξη Τέμνουσών Δυνάμεων	106
8.5 Εξέλιξη Περιβάλλουσας Μέγιστων Μετακινήσεων	109
8.6 Εξέλιξη Ανηγμένων Σχετικών Μετακινήσεων (Drift).....	112
8.7 Εξέλιξη Πλαστικών Στροφών Δοκών	116
8.8 Εξέλιξη Πλαστικών Στροφών Υποστυλωμάτων.....	128

8.9 Εξέλιξη Πλαστιμότητας Καμπυλοτήτων Υποστυλωμάτων	133
8.10 Εξέλιξη Αξονικής Δύναμης Υποστυλωμάτων	136
Συμπεράσματα.....	142
Βιβλιογραφικές Αναφορές.....	145

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) την 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 ακανονικοτήτων, 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, Τάσιος, 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 εξώροφα 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 συμπεράναν ότι η συμπεριφορά των κτιρίων δεν εξαρτιόταν από την μάζα και την δυσκαμψία αλλά κυρίως από την διατιθέμενη αντοχή.

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, συμπεράναν 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 σχετικές 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.

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 :

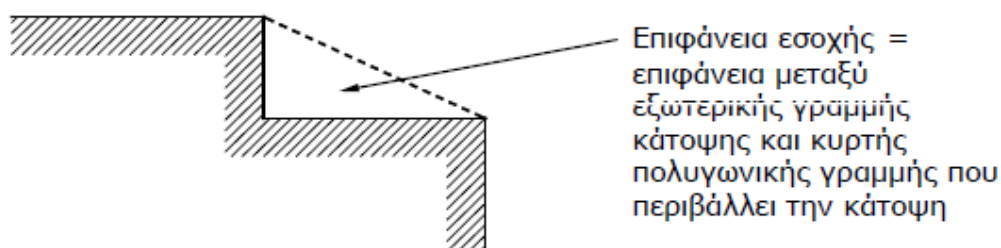
- α) την αντοχή σε πλευρικά φορτία
- β) την κατανομή της μάζας

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 δυστροπιάς 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)

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

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

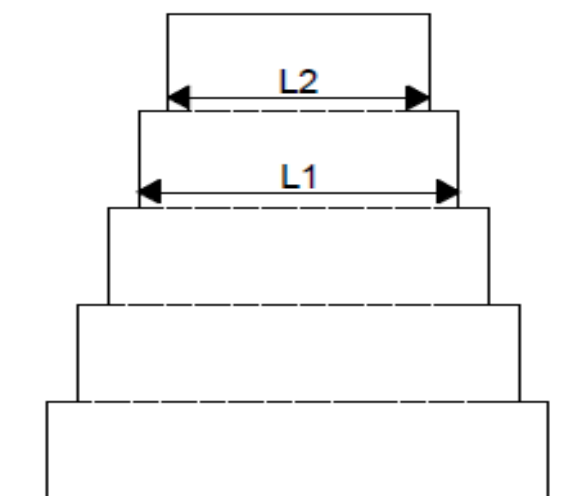
Για την **κανονικότητα καθ' ύψος** θα πρέπει να πληρούνται όλοι οι επόμενοι όροι:

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.

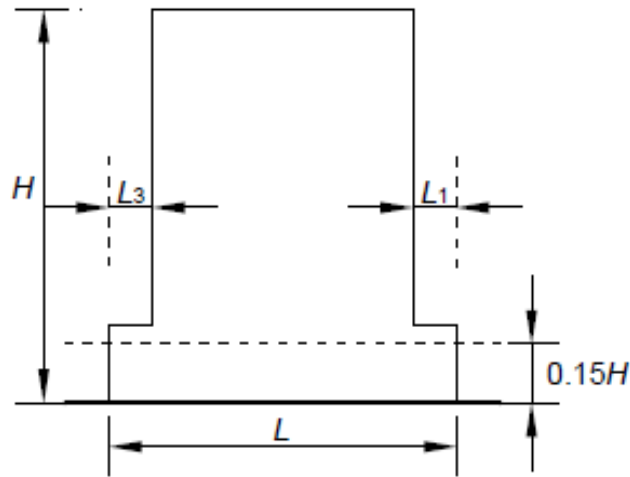
2) Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές.

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.

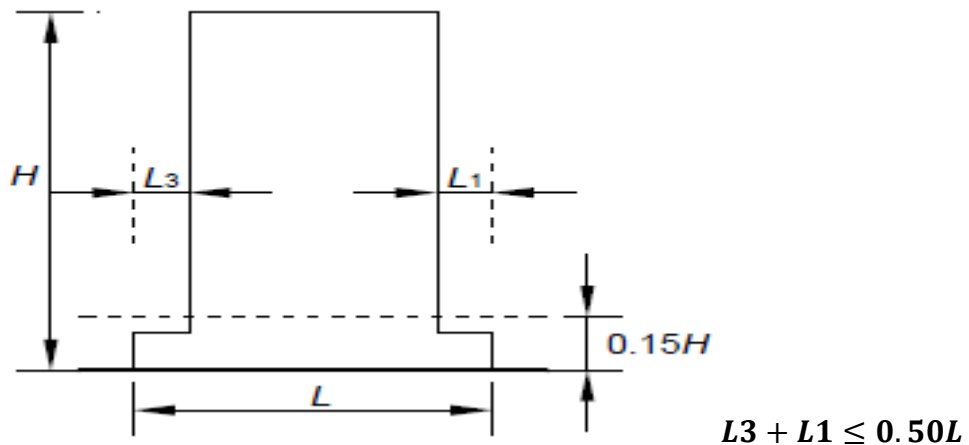


$$L1 - L2 \leq 0.20L1$$



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.

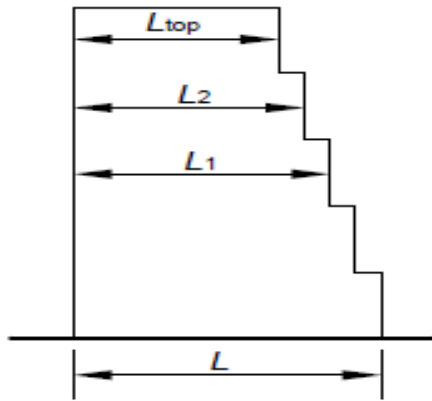


Σχήμα 1.2

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

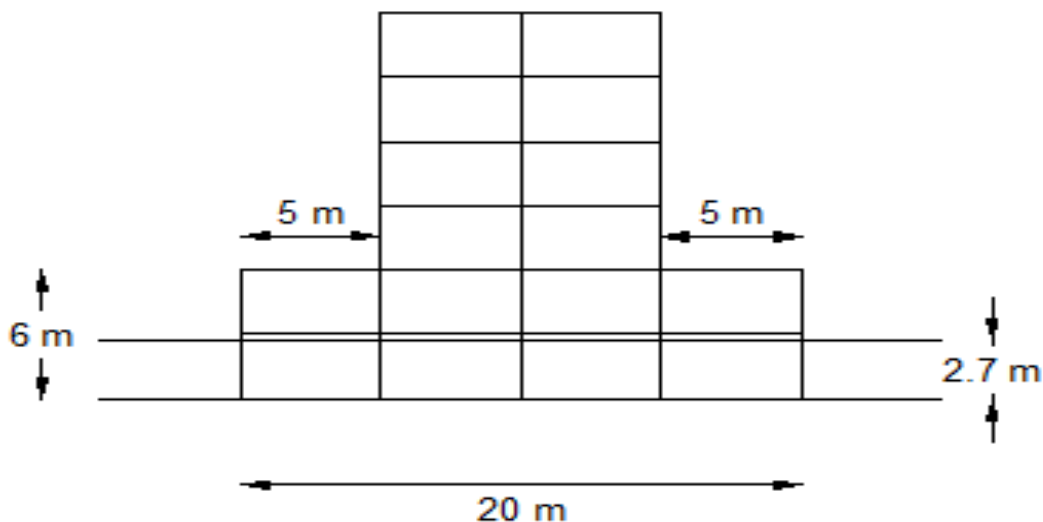
επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, ενώ κάθε επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης (Σχ. 1.3).



$$L - L_2 \leq 0.30L \text{ και } L_1 - L_2 \leq 0.10L$$

Σχήμα 1.3

Στην παρούσα εργασία το κτίριο που εξετάζεται είναι κανονικό σε κάτοψη καθώς ικανοποιεί όλα τα παραπάνω κριτήρια που θέτει ο Ευρωκώδικας 8 (2004). Ωστόσο, είναι ακανονικό σε όψη εφόσον δεν πληρεί το 4^ο 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 : $L_1 = 5\text{ m}$, $L_2 = 5\text{ m}$, $L = 20\text{ m}$ και $0,15H = 2,7\text{ m}$

Άρα $L_1 + L_3 = 10\text{ m} \geq 0.20L = 4\text{ m}$

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 :

$$q = q_0 k_w \geq 1,5$$

- 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

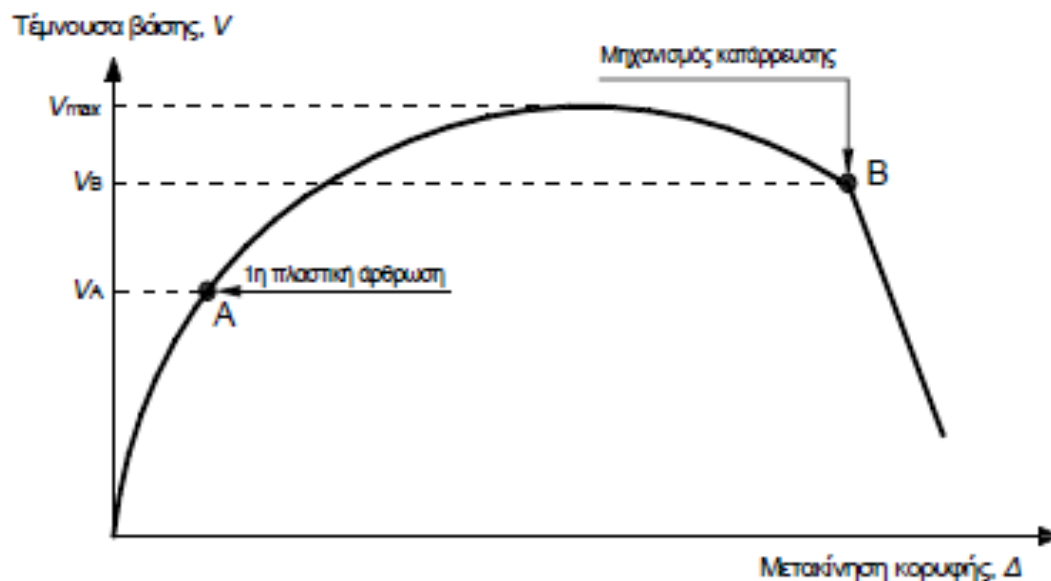
Στον παρακάτω πίνακα παροισιάζονται οι τιμές του q_0 για συστήματα με καθ' ύψος κανονικότητα:

Στατικός τύπος	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτά – Διπλά συστήματα – Συστήματα με συζευγμένα τοιχώματα	$3.0a_u/a_1$	$4.5a_u/a_1$
Συστήματα με ασύζευκτα τοιχώματα	3.0	$4.0a_u/a_1$
Στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα	2.0	3.0
Ανεστραμμένα εκκερεμή	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 σύστημα, που κυμαίνονται από 1.1 έως 1.3. Επιτρέπονται μεγαλύτερες τιμές εάν αποδεικνύονται με στατική μη γραμμική χωρική προσομοιωτική 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 πλασιωτά
- $0.5 \leq k_w \leq 1.0$ 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 πλαίσια συστήματα

Τύπος κατασκευής	ΚΠΜ (DCM)				ΚΠΥ (DCH)			
	Με οριζόν. & κατακ. κανονικότητα	Μόνο οριζόντια κανονικότητα	Μόνο κατακόρ. κανονικότητα	Χωρίς οριζόν. & κατακ. κανονικότητα	Με οριζόν. & κατακ. κανονικότητα	Μόνο οριζόντια κανονικότητα	Μόνο κατακόρ. κανονικότητα	Χωρίς οριζόν. & κατακ. κανονικότητα
A	3.30	2.64	3.15	2.52	4.95	3.96	4.20	3.36
B	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

A = Μονώροφα κτίρια

B = Πολυώροφα κτίρια με πλαίσια ενός ανοίγματος

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

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

Επόμενος, 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 συντελεστής συμπεριφοράς q επηρεάζει 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 στρωφική 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 υποστρωμάτων.

- 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:

$$\mu_\varphi = 2q_0 - 1 \quad \text{αν} \quad T_1 \geq T_c$$

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

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 μεγαλύτερη πλευρική αντιστάση των συγκεκριμένων κτιρίων. Ωστόσο, οι απαιτήσεις τοπικής πλαστιμότητας μπορεί στην πραγματικότητα να είναι μεγαλύτερες από αυτές που προκύπτουν με βάση την τιμή του q , επομένως δεν δικαιολογείται καμία μείωση στην ικανότητα ανάπτυξης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων των διατομών.

Στην παρούσα εργασία η ιδιοπερίοδος T_c ισούται με 0.5 s (κατηγορία εδάφους B) 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:

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

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

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

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 περισφισμένου πυρήνα

α είναι ο συντελεστής απόδοσης της περίσφιξης ο οποίος ορίζεται ως

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad \text{με} \quad \alpha_n = 1 - \sum b_i^2 / 6 \cdot b_0 \cdot h_0 \quad \text{και} \quad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right)$$

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

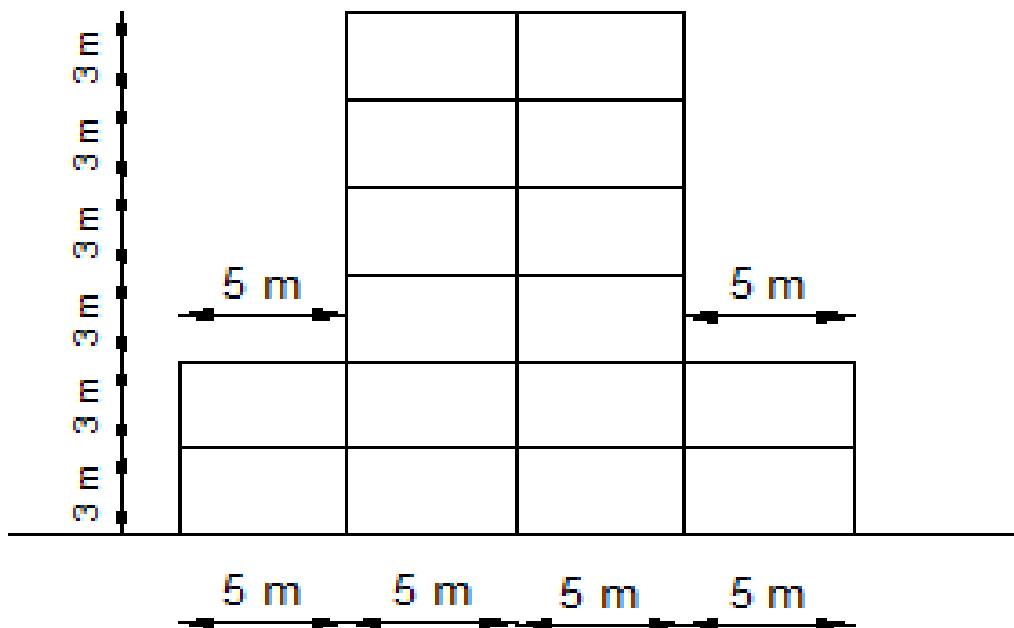
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Σχεδιασμός του Φέροντα Οργανισμού με βάση τον EC8

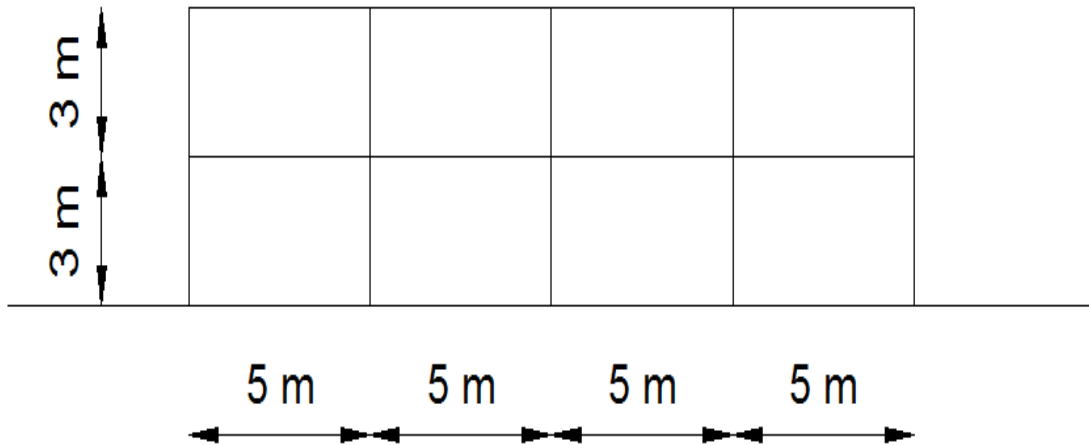
2.1 Περιγραφή της Γεωμετρίας του κτιρίου

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 όπου 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.

Μεσαία Πλαίσια



Ακραία Πλαίσια



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 $E_s = 200 \text{ GPa}$ και αντίστοιχο επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_s = 1.15$. Η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών θα εξεταστεί ενδελεχώς στο επόμενο κεφάλαιο το οποίο πραγματεύεται το προσομοίωμα του κτιρίου στο λογισμικό OpenSees.

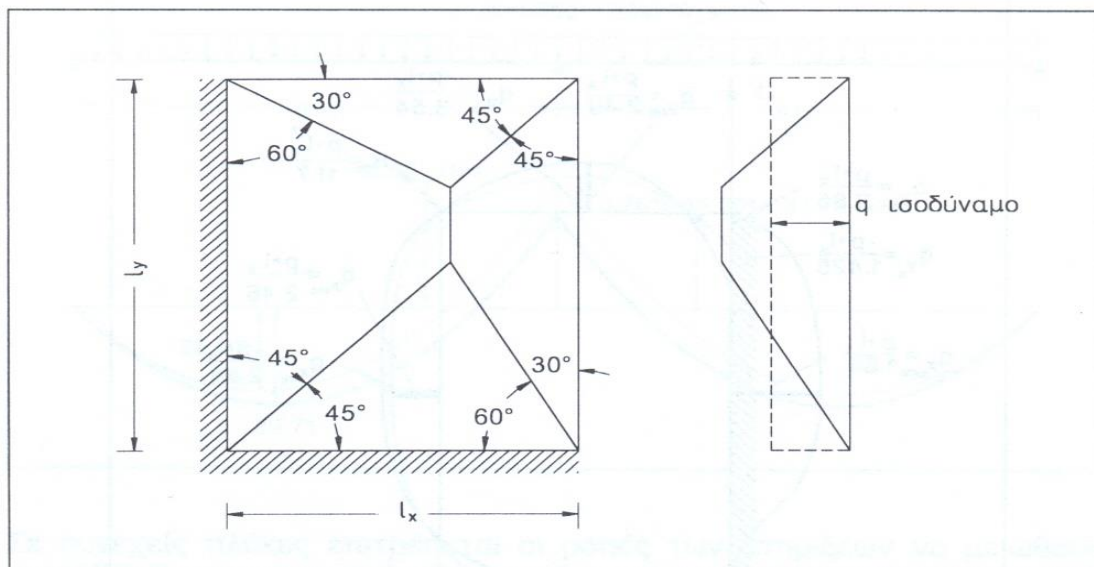
2.3 Κατακόρυφα Φορτία Κατασκευής

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

- Ίδιο βάρος πλάκας (θεωρήθηκε πάχος πλάκας $h_{\pi\lambda} = 0,18 \text{ m}$)
 - Επικαλύψεις $g' = 1.5 \text{ kN/m}^2$
 - Κινητά φορτία $q = 5.0 \text{ kN/m}^2$ (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 $q_{op} = 1 \text{ kN/m}^2$

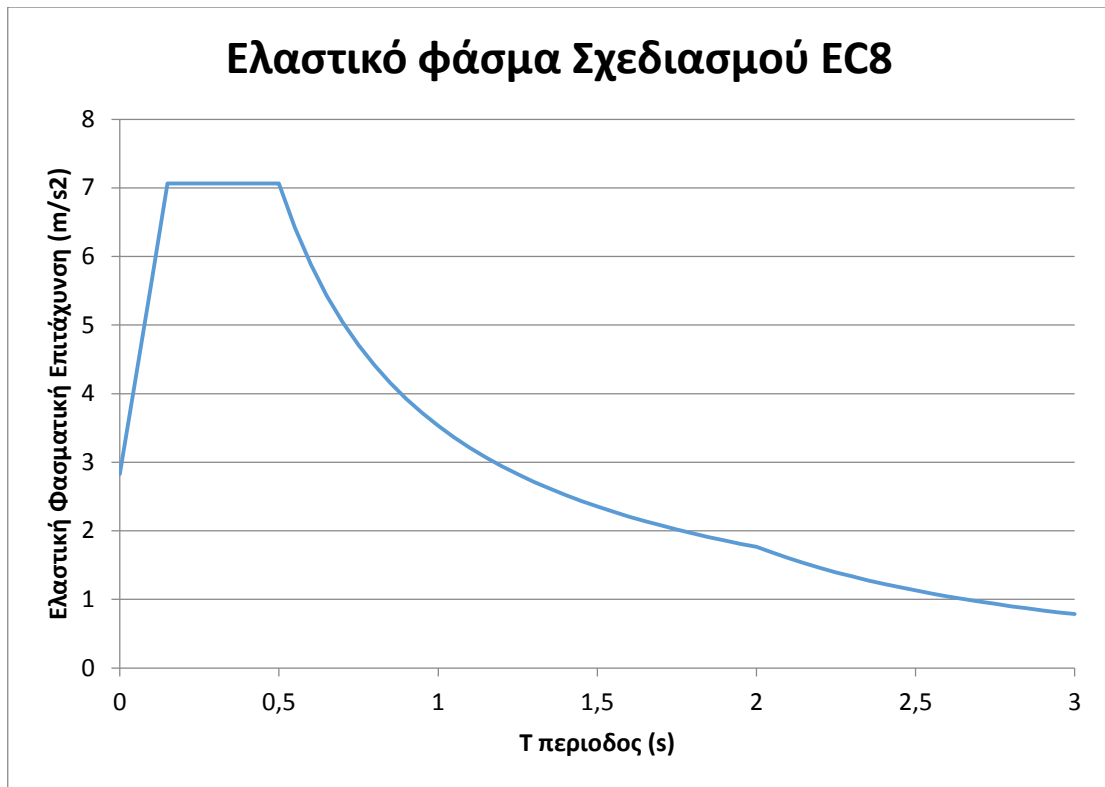
- Στα εσωτερικά πλαίσια εφαρμόστηκε δρομική τοιχοποιία $g_{\delta\rho} = 5,25 \text{ κN/m}^2$
- Αντίστοιχα η μπατική τοιχοποιία στα εξωτερικά πλαίσια είναι $g_{\mu\pi} = 9 \text{ κN/m}^2$

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



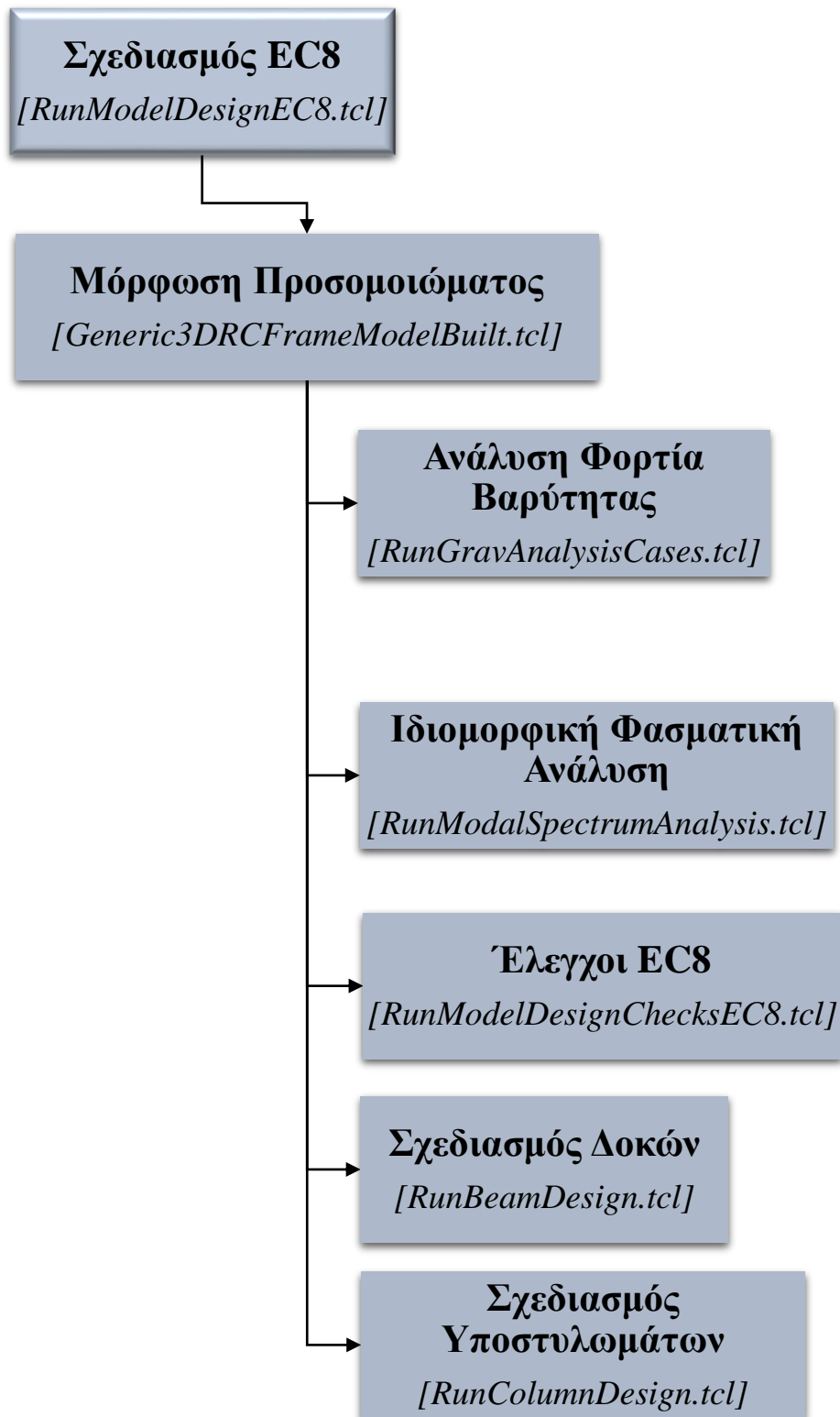
2.4 Φάσμα Σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8

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 Z2, συνεπώς η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (κατά το Εθνικό Προσάρτημα) προέκυψε ίση με $\alpha_{gr} = 0.24g$. Παράλληλα, το κτίριο ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II και ο αντίστοιχος συντελεστής σπουδαιότητας ισούται με $\gamma_i = 1.00$. Το έδαφος θεμελίωσης ανήκει στην κατηγορία B, 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:



2.5 Περιγραφή της Διαδικασίας Σχεδιασμού

Ο σχεδιασμός του κτιρίου πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα σχεδιασμού κατά τον ΕΚ8 που έχει αναπτυχθεί πάνω στο λογισμικό Opensees, στην διπλωματική εργασία του μεταπτυχιακού φοιτητή κ. Χ. Καραγιάννη και ακολούθως από τον μεταπτυχιακό φοιτητή κ. Γ. Μαλίδη και την ΥΔ 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 των βασικού τμήματος του προγράμματος.



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

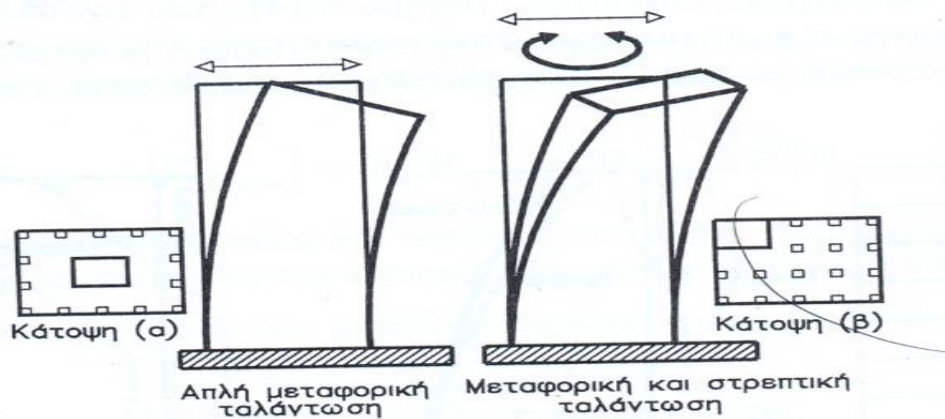
1) Αρχικά ο χρήστης δίνει ως δεδομένα (input) την γεωμετρία του κτιρίου, τα χαρακτηριστικά των υλικών κατασκευής (σκυρόδεμα και χάλυβα), τις τιμές των κατακόρυφων φορτίων (κινητά, μόνιμα) και ορισμένες παραμέτρους που αφορούν τον αντισεισμικό σχεδιασμό σχέση κατά τον EC8 (κατηγορία πλαστιμότητας, τύπος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

2) Με την ρουτίνα (Generic3DRCCFrameModelBuilt.tcl) δημιουργείται το προσομοίωμα του κτιρίου στο λογισμικό OpenSees αποδίδοντας σε όλα τα δομικά στοιχεία (δοκοί, υποστυλώματα) ελαστικές διατομές. Στη συνέχεια το προσομοίωμα υποβάλλεται σε όλους τους απαραίτητους συνδυασμούς φόρτισης σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (π.χ. ζατρικιοειδής διάταξη φόρτισης) των κατακόρυφων φορτίων (μόνιμων, κινητών) και των σεισμικών φορτίων με τους συντελεστές που υιοθετούν οι EC0 και EC8 και καταγράφονται τα αποτελέσματα των περιβαλλουσών των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν για όλα τα στοιχεία.

3) Στη συνέχεια πραγματοποιείται η ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής. 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 L_i : 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:

$$F_i = [M] \cdot \{\Phi_i\} \cdot \Gamma_i \cdot S_d(T_i, \zeta_i)$$

όπου $[M]$ το μητρώο μάζας, $\{\Phi_i\}$ οι ιδιοτιμές κάθε ιδιομορφής, Γ_i ο συντελεστής συμμετοχής κάθε ιδιομορφής και $S_d(T_i, \zeta_i)$ 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 (*Complete 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

$$(1980) : \rho_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_j \xi_i (\xi_j + \beta_{ji} \xi_i)} \beta_{ji}^{3/2}}{(1 - \beta_{ji}^2)^2 + 4 \xi_j \xi_i \beta_{ji} (1 + \beta_{ji}^2) + 4 (\xi_j^2 + \xi_i^2)} \quad \text{όπου } \beta_{ij} = \omega_i / \omega_j, \omega_i, \omega_j \text{ οι}$$

κυκλικές συχνότητες των ιδιομορφών και ξ_j, ξ_i οι αντίστοιχες αποσβέσεις.

Μετάπειτα 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 $\theta \leq 0,10$ δεν είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξης. Εάν $0,10 \leq \theta \leq 0,20$ τα φαινόμενα μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τις δυνάμεις σε κάθε όροφο με ένα συντελεστή ίσο με $1/(1-\theta)$. 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: $d_r \cdot v \leq 0,005h$ όπου $v=0,50$ για κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίων II.

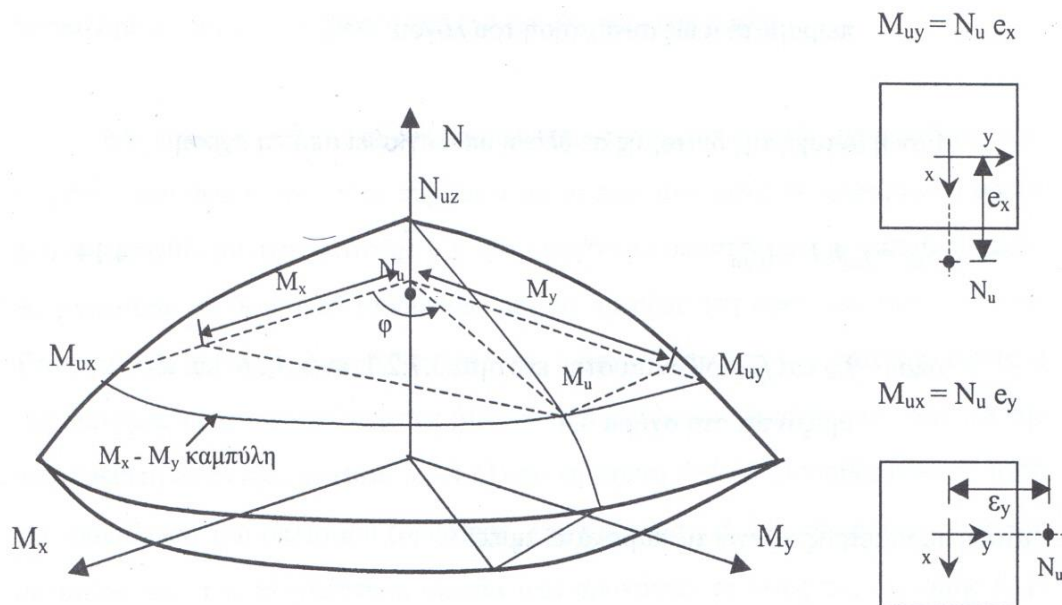
4) Για να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη βάσει των οποίων θα γίνει ο σχεδιασμός των μελών του κτιρίου χρησιμοποιείται ρουτίνα που δημιουργεί όλους τους απαιτούμενους συνδυασμούς χρησιμοποιώντας τα σεισμικά και τα κατακόρυφα φορτία. Στην ουσία προκύπτουν τουλάχιστον τρεις μη σεισμικοί συνδυασμοί (μόνο τα κατακόρυφα φορτία με συντελεστές 1,35-1,5-1,0-0,0 ανάλογα με το πώς δυσμενοποιούνται) και 8 σεισμικοί συνδυασμοί για κάθε ισοδύναμο φορέα λόγω εκκεντρότητας, δηλαδή 35 συνολικά συνδυασμοί. Επισημαίνεται ότι η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού αγνοείται στην παρούσα εργασία.

5) Με βάση τα παραπάνω εντατικά μεγέθη 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 επιλεγθεί 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 εξετάζοντας την επάρκεια της διατομής σε μονοαξονική και διαξονική κάμψη για συγκεκριμένες οπλισμικές διατάξεις. Ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη γίνεται σύμφωνα με την

$$\text{σχέση : } \left(\frac{M_y}{M_{uy}}\right)^{a_N} + \left(\frac{M_z}{M_{uz}}\right)^{a_N} \leq 1 \text{ όπου}$$

N/N_{uz}	0.2	0.4	0.6	0.8
a_N	1.00	1.33	1.67	2.00



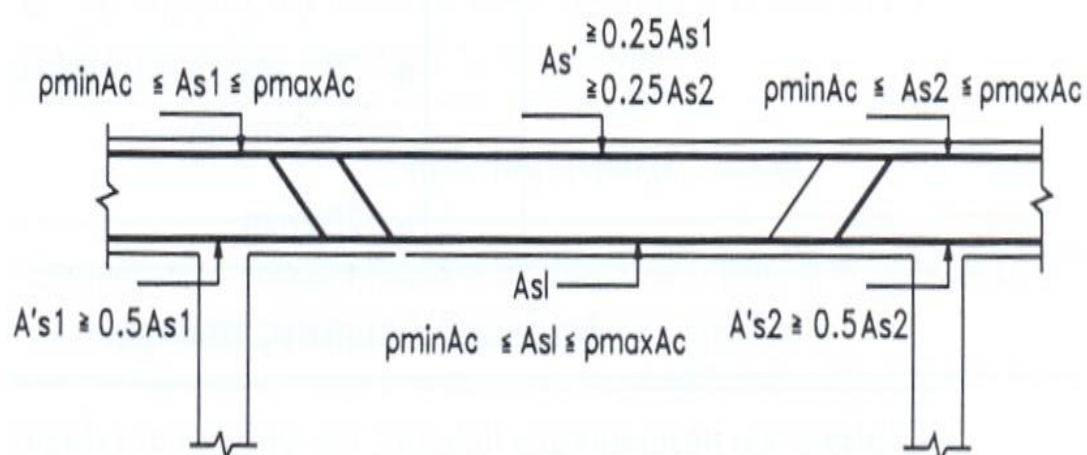
Για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων ελήφθησαν υπόψη όλες οι απαιτούμενες διατάξεις των EC2 και EC8 καθώς και άλλοι κατασκευαστικοί περιορισμοί. Όταν υπολογιστεί ο οπλισμός των υποστυλωμάτων, υπολογίζεται η ροπή αντοχής της διατομής για το μέγιστο αξονικό φορτίο σχεδιασμού (δυσμενέστερη περίπτωση)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

2.6 Περιγραφή Διαστάσεων και Οπλισμών των Στοιχείων

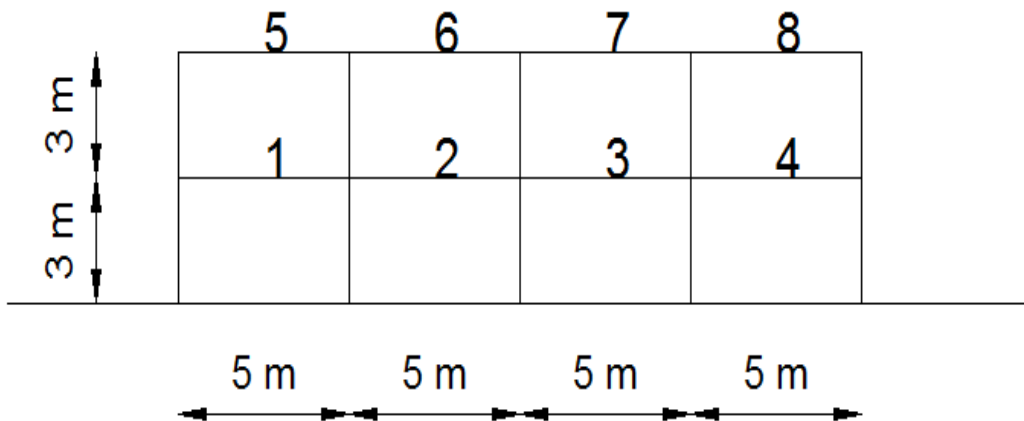
Για τις δοκούς όλων των ορόφων χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω διαστάσεις όπου το συνεργαζόμενο πλάτος (b_{eff}) έχει προκύψει με βάση τον EC2.

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.

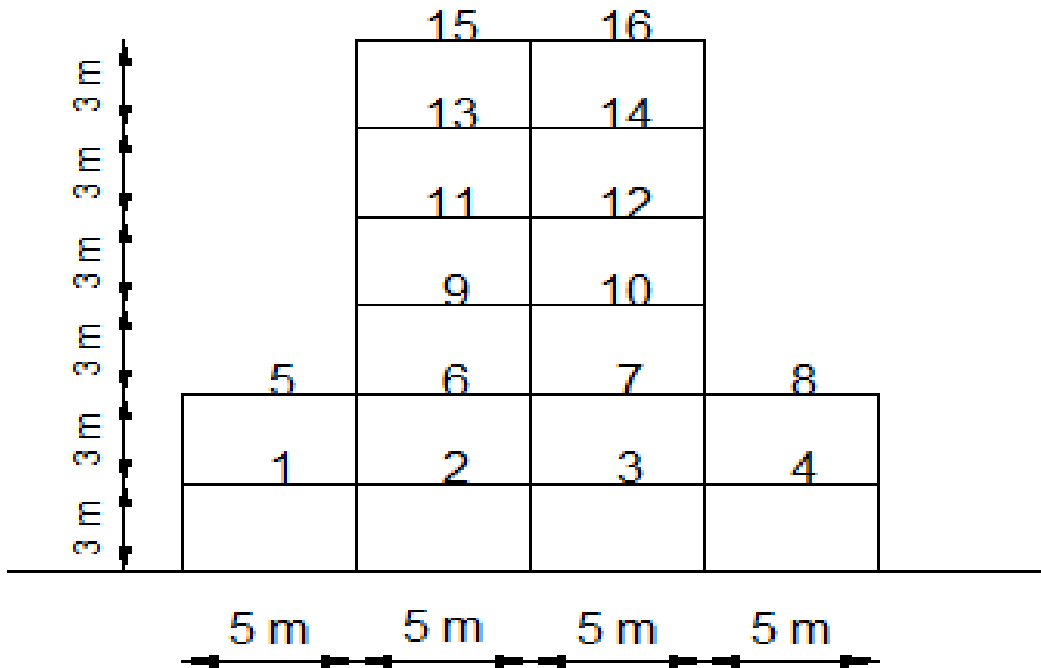


Δοκοί Ακραίου Πλαισίου



Δοκός	$A_s1(\text{cm}^2)$	$A'_{s1}(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s2(\text{cm}^2)$	$A'_{s2}(\text{cm}^2)$
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

Δοκοί Μεσαίου Πλαισίου



Δοκός	$A_s1(\text{cm}^2)$	$A'_{s1}(\text{cm}^2)$	$A'_{s}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s2(\text{cm}^2)$	$A'_{s2}(\text{cm}^2)$
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

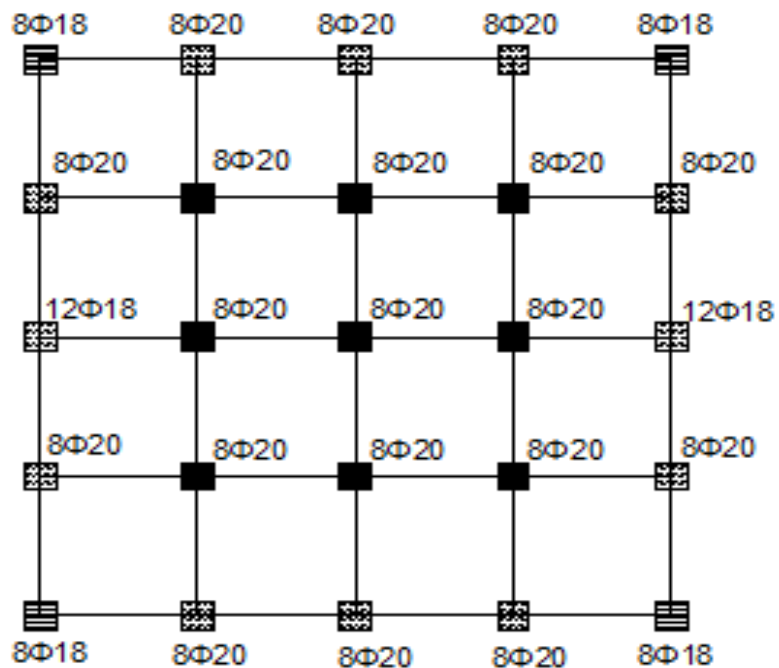
Όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου υπολογίστηκαν με τετραγωνική διατομή στην οποία ο οπλισμός ισοκατανέμεται στην περίμετρο της. Η ακριβής όπλιση φαίνεται στα επόμενα σκαριφήματα.

105

0.40

0.45

0.50

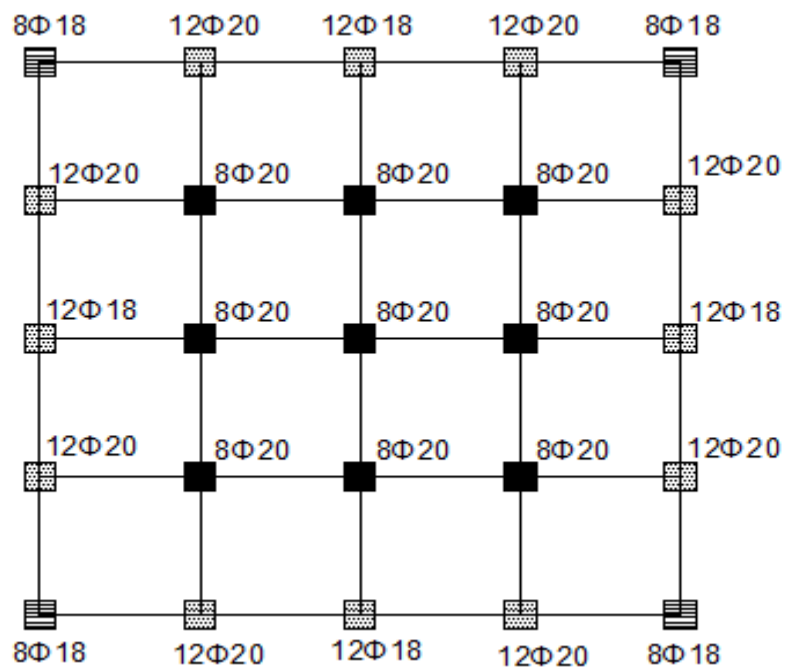


205

0.40

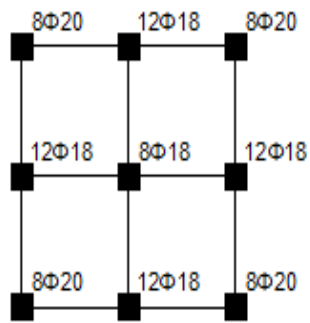
0.45

0.50



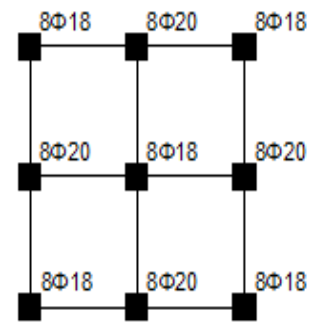
305

■ 0.45



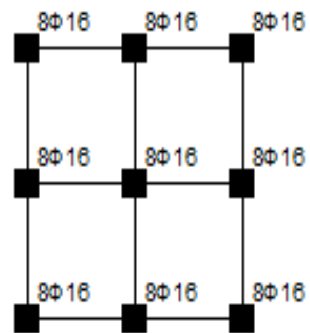
405

■ 0.45



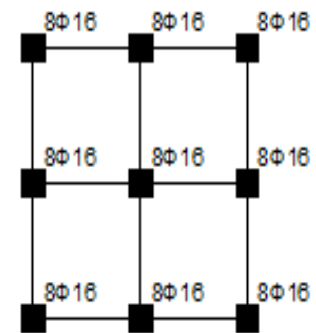
505

■ 0.40



605

■ 0.40



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 ορίστηκαν οι κόμβοι των πλαισίων (σημεία τομής δοκών-υποστυλωμάτων) και στην συνέχεια δημιουργήθηκαν 4 επιπλέον κόμβοι ισοκατανεμημένοι στο μήκος κάθε δοκαριού κατά την διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση. Παράλληλα, ορίστηκαν 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 μόνιμων 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

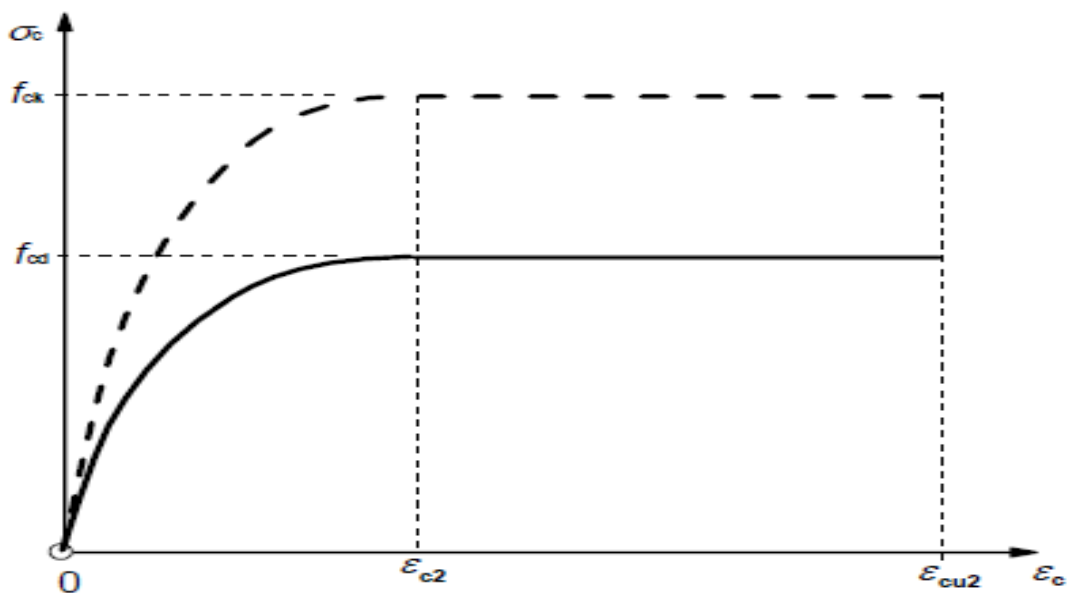
στοιχεία κατανεμημένης βλάβης (Force-Based Beam-Column Element), βασισμένα στη τήρηση της απόλυτης ισορροπίας μεταξύ των επιβαλλόμενων δράσεων και των εσωτερικών εντατικών μεγεθών, για την φάση των μη γραμμικών αναλύσεων. Κάθε δοκός χωρίστηκε σε 5 επιμέρους υποδοκούς μήκους 1m έτσι ώστε να υπάρχει εποπτεία 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.

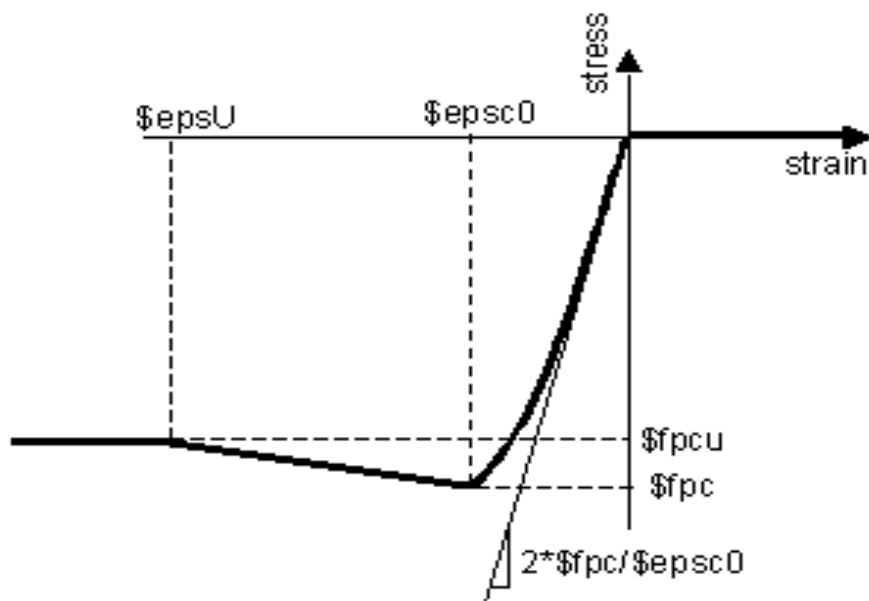
3.3 Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Σκυρόδεμα

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

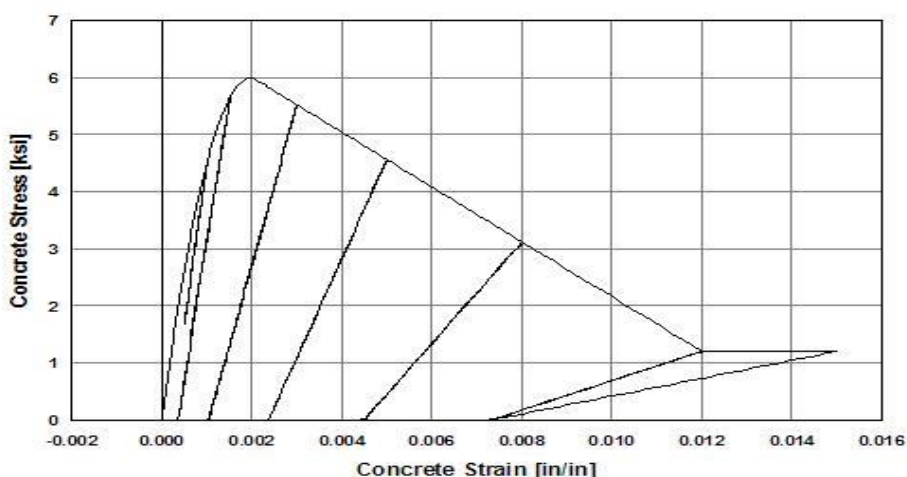


- f_{ck} η ονομαστική αντοχή του σκυροδέματος
- f_{cd} η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος ($f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$)
όπου $\alpha_{cc} = 0,85$
- ϵ_{c2} η παραμόρφωση όταν το σκυρόδεμα φθάνει την μέγιστη αντοχή του
- ϵ_{cu2} η μέγιστη δυνατή παραμόρφωση

Οι τιμές e_{c2} και e_{cu2} λαμβάνονται από αντίστοιχο πίνακα του Ευρώκωδικα 2. 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 σύμφωνα με τους Karsan-Jirsa (1969).



Καταστατικός νόμος τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος

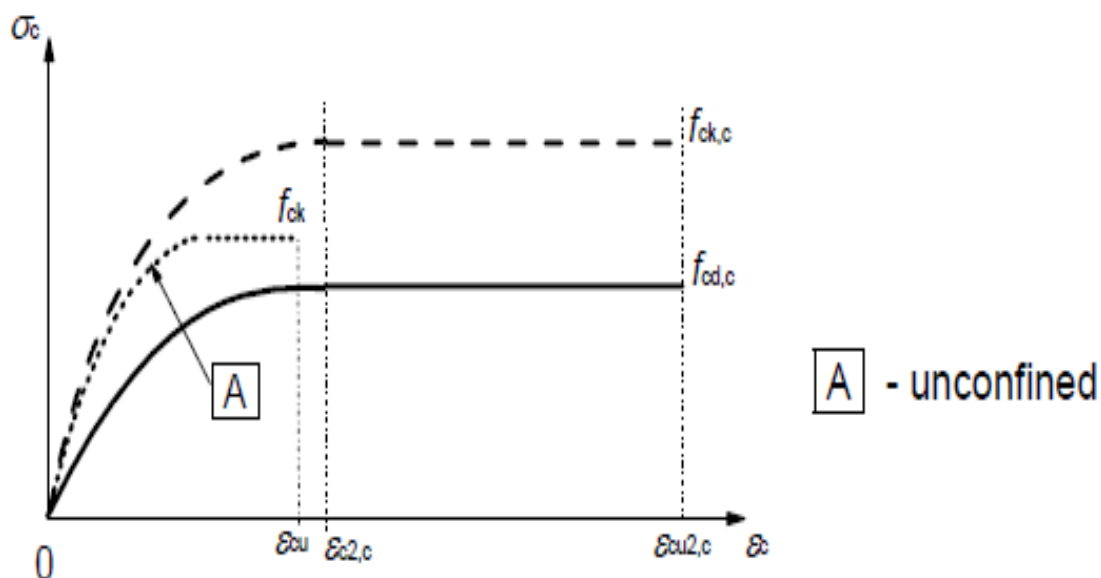


Υστερητικό μοντέλο τάσεων παραμορφώσεων σκυροδέματος

Για τον υπολογισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών του περισφιγμένου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθες σχέσεις οι οποίες υιοθετούνται από τον Ευρωκώδικα 8.

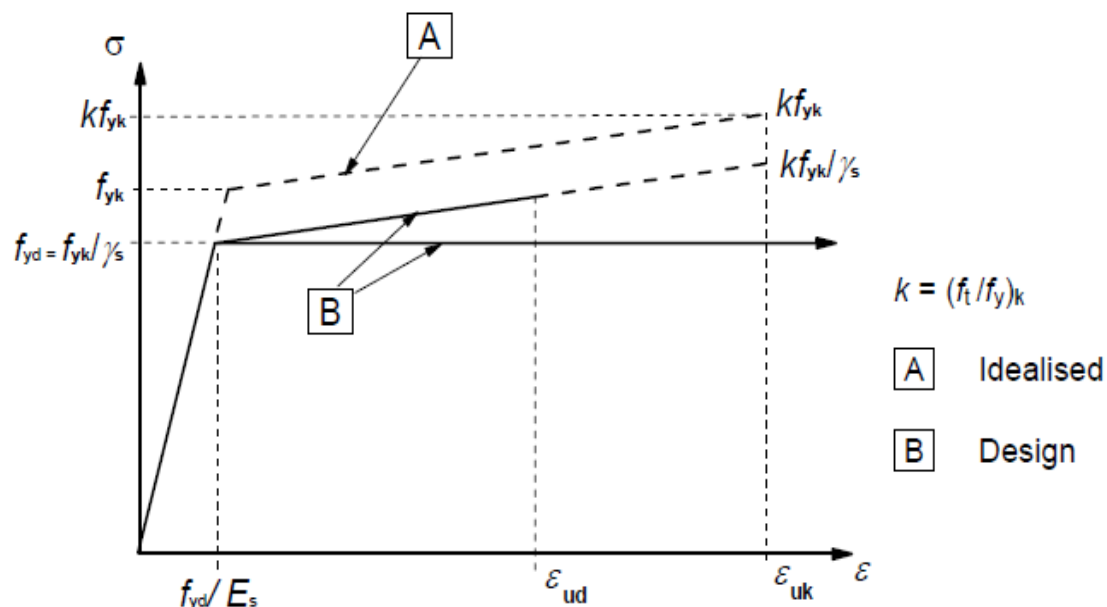
- $f_{ck,c} = (1 + 2.5a \cdot \omega_w) f_{ck}$ αν $a \cdot \omega_w \leq 0.1$
- $f_{ck,c} = (1.125 + 1.25a \cdot \omega_w) f_{ck}$ αν $a \cdot \omega_w \geq 0.1$
- $\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2$
- $\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.1 \cdot a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

Με βάση τα αποτελέσματα από τις παραπάνω σχέσεις και χρησιμοποιώντας τον καταστατικό νόμο Concrete01 από το OpenSees έγινε η προσομοίωση του περισφιγμένου σκυροδέματος. Παρακάτω παρουσιάζεται η σχέση τάσεων παραμορφώσεων που προτείνει ο Ευρωκώδικας 2.



3.4 Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Χάλυβα

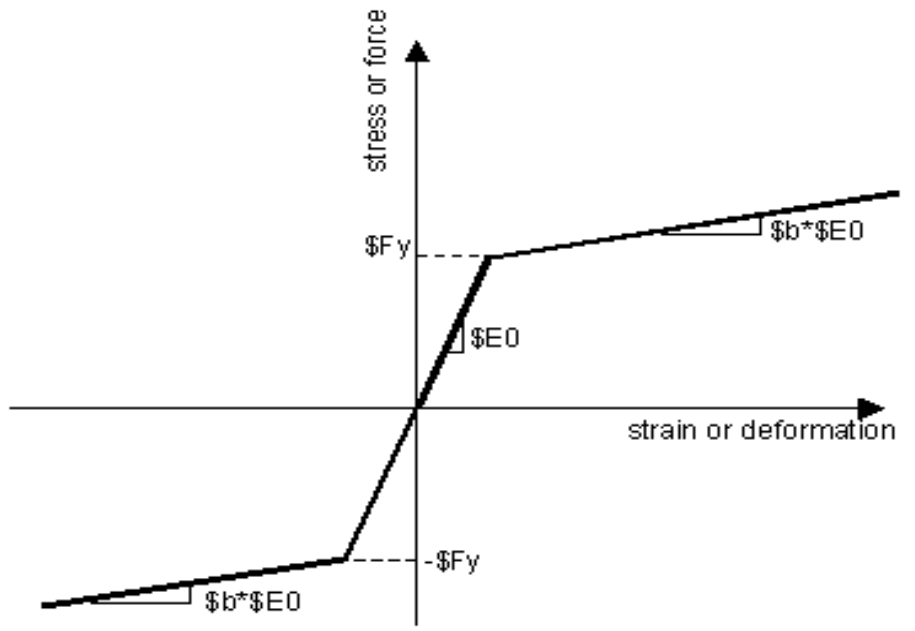
Ο Ευρωκώδικας 2 προτείνει την χρήση του παρακάτω διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων για τον χαλύβδινο οπλισμό κατά την φάση του σχεδιασμού.



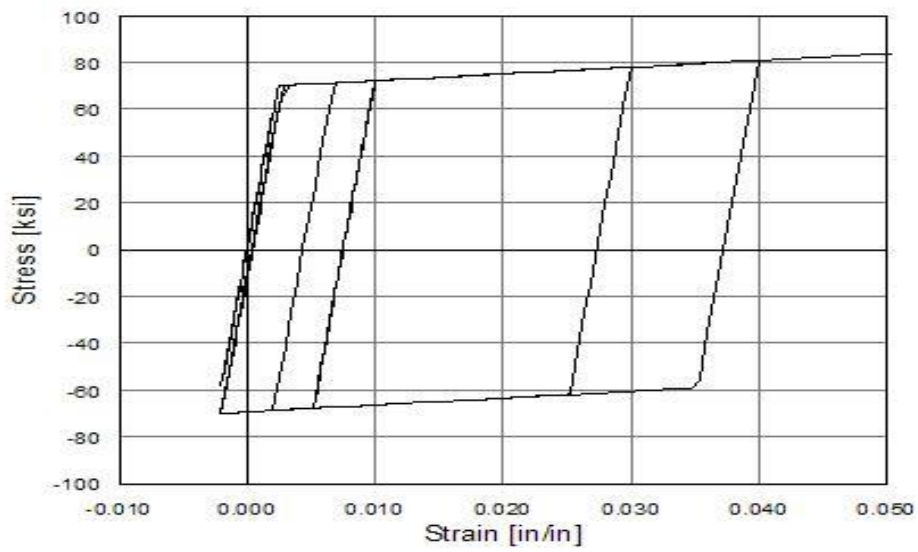
- f_{yk} η ονομαστική αντοχή διαρροής του χάλυβα
- f_{yd} η σχεδιαστική αντοχή διαρροής του χάλυβα
- f_{tk} η ονομαστική εφελκυστική αντοχή αστοχίας του χάλυβα
- ϵ_{uk} η ονομαστική παραμόρφωση αστοχίας του χάλυβα
- ϵ_{ud} η σχεδιαστική παραμόρφωση αστοχίας του χάλυβα

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, ϵ_{uk}) και το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα μπορεί να υποτεθεί $E_s = 200GPa$.

Στην παρούσα εργασία, 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:



Καταστατικός νόμος τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα



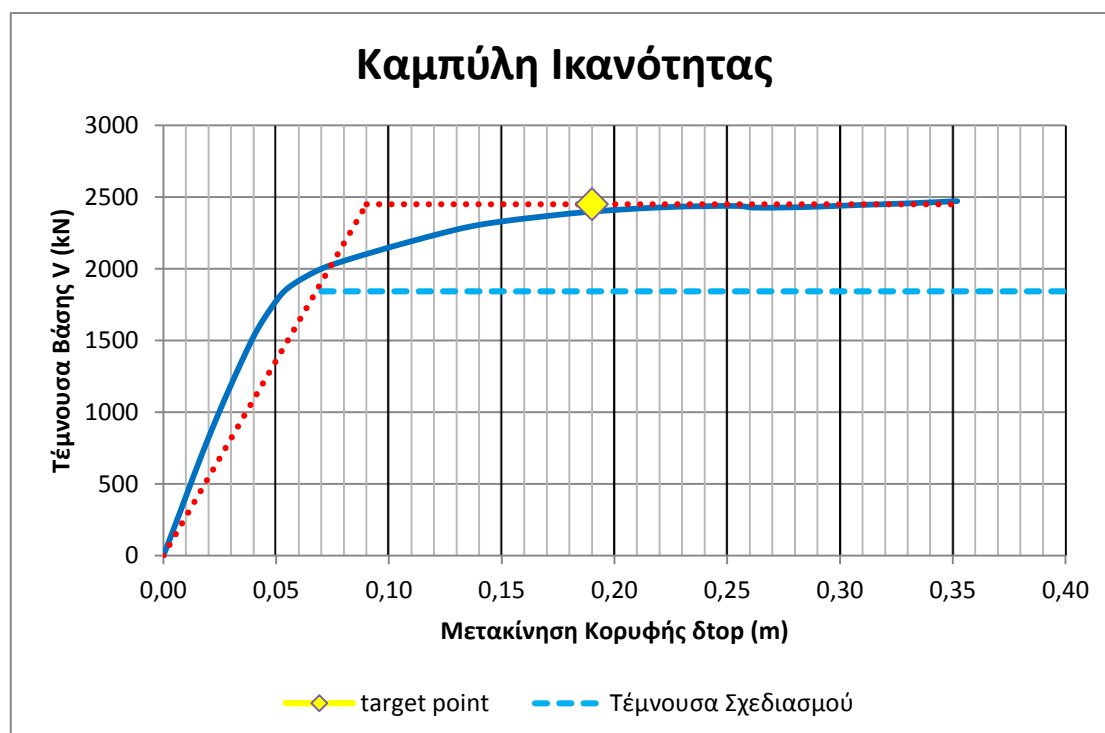
Υστερητικό μοντέλο χάλυβα με ιστροπική κράτυνση

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Στατική Προσαυξητική Εξώθηση κατά την διεύθυνση Χ

Η ανάλυση αυτή εκτελέστηκε στο OpenSees χρησιμοποιώντας το ανελαστικό προσομοίωμα που δημιουργήθηκε για τον φορέα του κτιρίου. Πιο συγκεκριμένα, αρχικά έγινε επίλυση του μοντέλου για τη δράση του συνόλου των μόνιμων φορτίων G και του 30% ($=\Psi_2$) των κινητών φορτίων Q . Στη συνέχεια επιβλήθηκε στην κατασκευή πλευρική τριγωνική φόρτιση κατά την διεύθυνση Χ αυξανόμενης έντασης. Ως σημείο ελέγχου της ανάλυσης ορίστηκε η μετακίνηση στο κέντρο μάζας της κορυφής του κτιρίου, της οποίας η αύξηση γίνεται με βήμα 0.002m μέχρι να φθάσει την μέγιστη τιμή των 0.35m (η μέγιστη αυτή μετακίνηση αντιστοιχεί περίπου στο 150% της στοχευόμενης μετακίνησης όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, γεγονός που θα δούμε παρακάτω). 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.

4.1 Καμπύλη Ικανότητας



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.

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα η κατασκευή επιδεικνύει μια υπεραντοχή σε σχέση με το σχεδιασμό της τάξεως του : $\Omega = \frac{V_{\beta\alpha\sigma\eta\varsigma(pushover)}}{V_{\beta\alpha\sigma\eta\varsigma(design)}} = \frac{2450}{1840} = 1.33$ η οποία οφείλεται στην αύξηση του οπλισμού που προκύπτει από τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού και σε τοπική υπερόπλιση των υποστυλωμάτων της βάσης για κατασκευαστικούς λόγους.

Στους κανονισμούς υπάρχουν διάφορες μέθοδοι για την διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης αντίστασης, την αποτίμησή της και στη συνέχεια, για τον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας (μέθοδοι ATC- 40 (1996), N2 (Faifar 1999), μέθοδος των συντελεστών DCM, Fema [1997]). Η διγραμμοποίηση της καμπύλης έγινε σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών, όπως περιγράφεται στην παράγραφο 5,7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αρχικά κατασκευάστηκε ο μετελαστικός κλάδος μηδενικής κλίσης, θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο που η καμπύλη ικανότητας έχει γίνει περίπου οριζόντια. Στη συνέχεια, προσδιορίζεται ο ελαστικός κλάδος της καμπύλης αντίστασης που προκύπτει

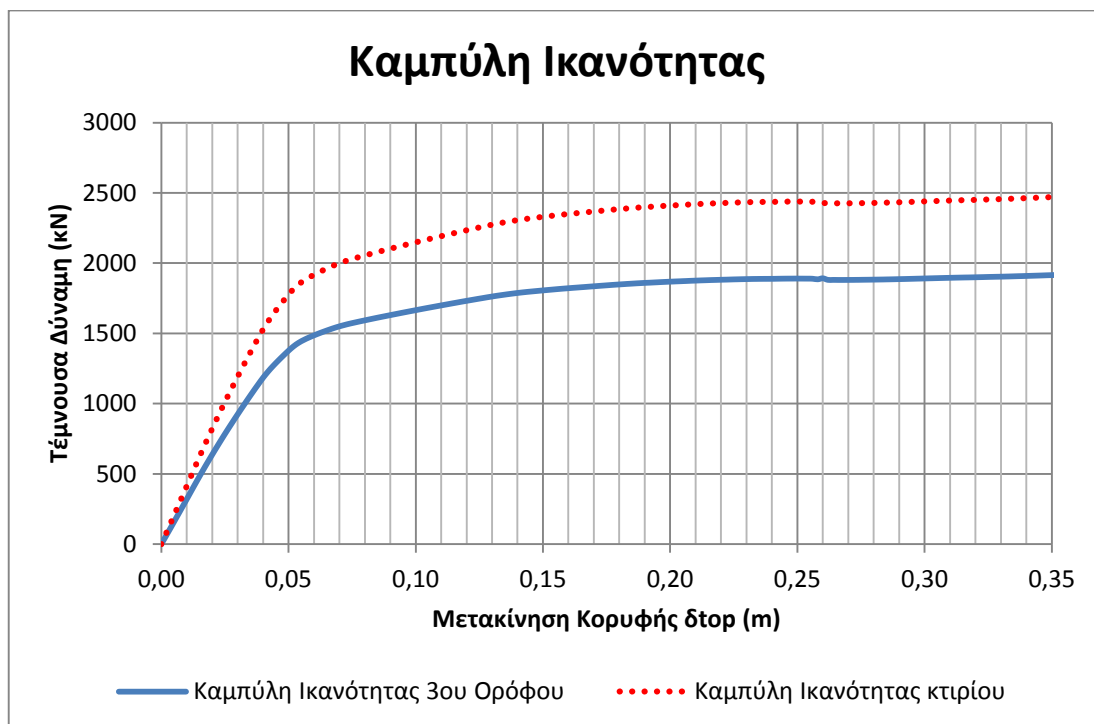
από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο πάνω στην καμπύλη που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής V_y . Μετά από δοκιμές έτσι ώστε να τηρείται η ισότητα των εμβαδών πάνω και κάτω από την διγραμμική καμπύλη προέκυψε τέμνουσα διαρροής $V_y=2450\text{ kN}$ για αντίστοιχη μετακίνηση $\delta y=0.09\text{m}$.

Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίστηκε με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ που βασίζονται στην μέθοδο των συντελεστών. Ο υπολογισμός της δίνεται από τον εξής τύπο : $\delta_T = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right)$ όπου T_e είναι η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής που υπολογίζεται από την σχέση :

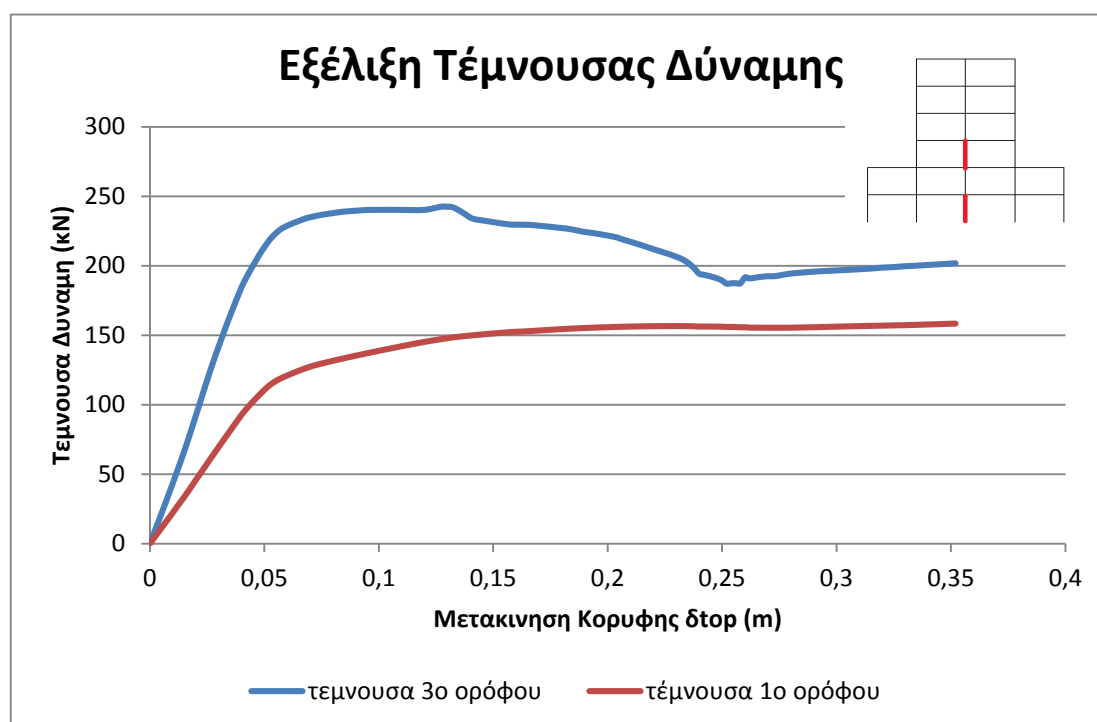
$T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$. Ως K_i ορίζεται η αρχική ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής και K_e είναι η ελαστική δυσκαμψία που προκύπτει από την διγραμμική καμπύλη.

Ο όρος S_e εκφράζει την φασματική επιτάχυνση με βάση το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_e . Ο συντελεστής C_0 συνδέει την μετακίνηση της κορυφής με τη φασματική μετακίνηση και λαμβάνεται από πίνακα με βάση την κατανομή των φορτίων, των αριθμό των ορόφων και τον τύπο του κτιρίου. Ο συντελεστής C_1 συνδέει την μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού και εξαρτάται από την T_e και την T_c κατά τον EC8. Ο συντελεστής C_2 λαμβάνει υπόψη του τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς και εξαρτάται από τον τύπο του κτιρίου την T_e και την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Τέλος ο συντελεστής C_3 λαμβάνει υπόψη του την αύξηση των μετακινήσεων λόγω της επιρροής των φαινομένων P-Δ και εξαρτάται από την κλίση του μετελαστικού κλάδου. Τελικά εφαρμόζοντας όλα τα παραπάνω προκύπτει στοχευόμενη μετακίνηση $\delta T=0.19$ m .

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η εξέλιξη της συνολικής τέμνουσας στην βάση του 3^{ου} ορόφου που ξεκινάει η ακανονικότητα του κτιρίου για λόγους σύγκρισης με αυτή στη βάση του κτιρίου τόσο στις στατικές (pushover) όσο και στις δυναμικές αναλύσεις.



Όπως διαφαίνεται από το παραπάνω σχήμα η συμμετοχή του ανώτερου τμήματος της ανωδομής, (στην στάθμη της εσοχής) ανεξαρτήτως της μικρότερης έκτασης που έχει σε σχέση με τους 2 κατώτερους ορόφους του κτιρίου (συνολικά 9 υποστυλώματα ανά όροφο έναντι 25 που αντιστοιχούν στους 2 πρώτους ορόφους), είναι αρκετά μεγάλη στην συνολική τέμνουσα βάσης του κτιρίου. Το γεγονός αυτό αποδεικνύεται στο παρακάτω γράφημα όπου για το μεσαίο πλαίσιο της κατασκευής συγκρίνονται τα υποστυλώματα του ισογείου και του 3^{ου} ορόφου.

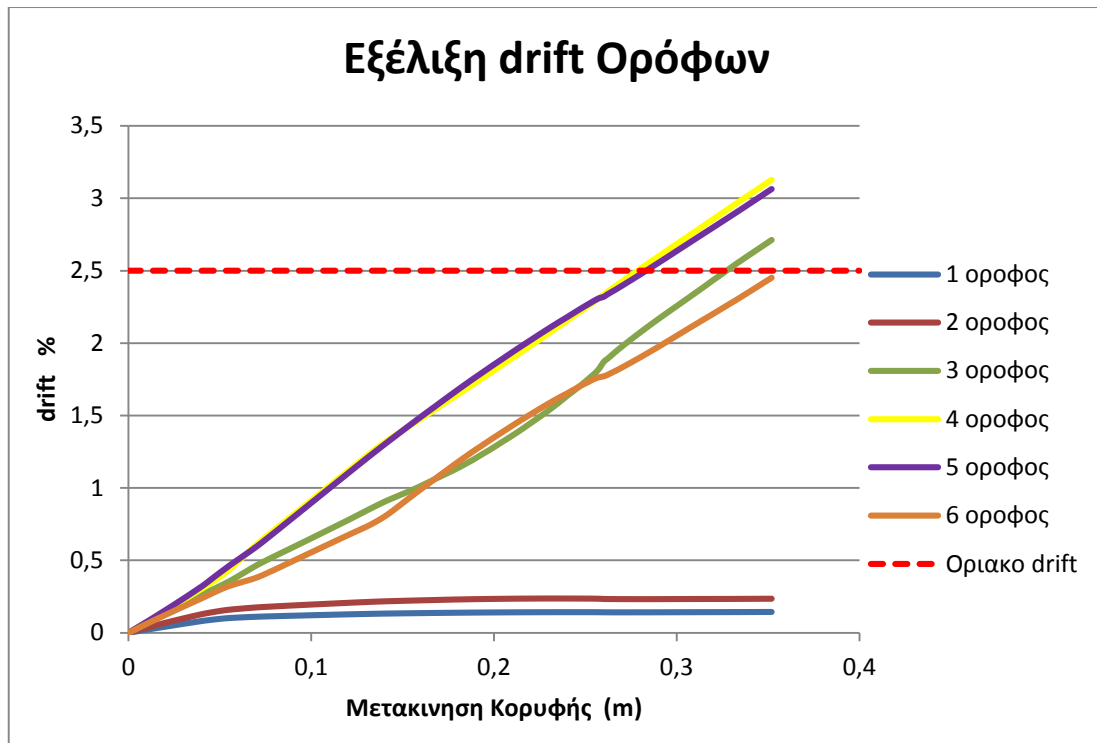


4.2 Εξέλιξη Ανηγμένων Πλευρικών Μετακινήσεων (Drift)

Στα ακόλουθα διαγράμματα παρουσιάζεται η εξέλιξη των ανηγμένων πλευρικών μετακινήσεων κατά την διάρκεια της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης που ορίζεται ως εξής.

$$\text{drift} = \frac{\text{Μετακίνηση } i \text{ ορόφου} - \text{Μετακίνηση } j \text{ ορόφου}}{\text{Υψος } i \text{ ορόφου} - \text{Υψος } j \text{ ορόφου}}$$

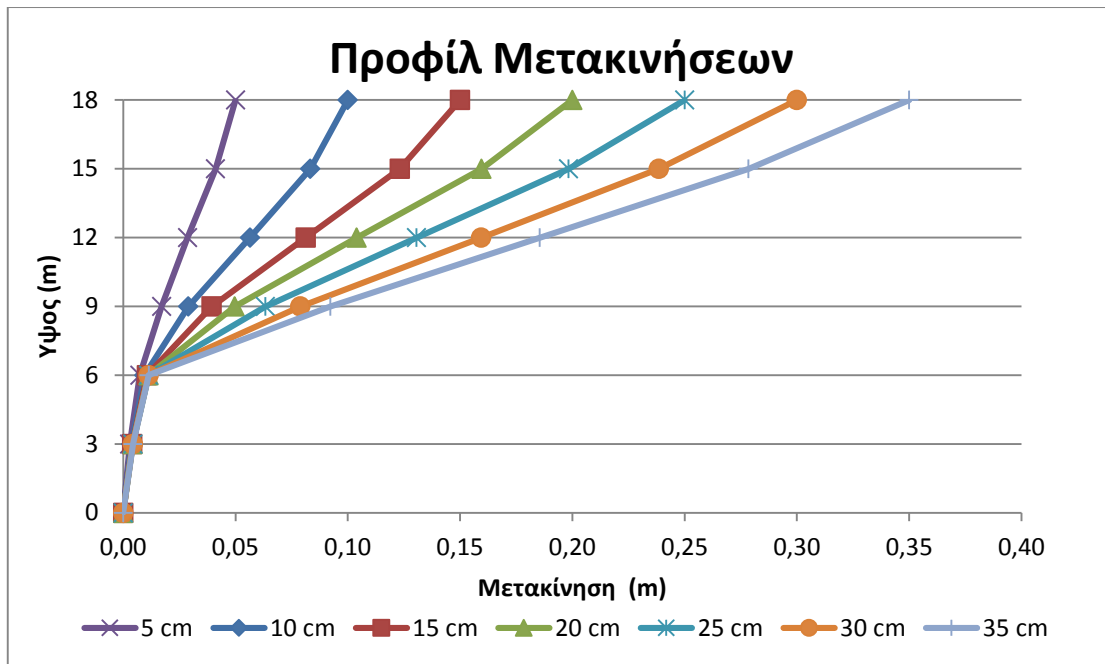
Πρέπει εδώ να σημειωθεί ότι κατά την προσομοίωση του φορέα του κτιρίου στο OpenSees έχουν δημιουργηθεί κατάλληλα στοιχεία δικτυώματος (truss element) τα οποία εξασφαλίζουν την διαφραγματική λειτουργία των ορόφων.



Στο παραπάνω διάγραμμα με διακεκομμένη γραμμή απεικονίζεται το συμβατικό οριακό drift (2.5%) που αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας “Προστασία Ζωής”. Επίσης γίνεται φανερό ότι οι 2 πρώτοι όροφοι του κτιρίου παρουσιάζουν ελάχιστες μετακινήσεις σε σχέση με τους υπολοίπους πράγμα το οποίο θα γίνει καλύτερα αντιληπτό στα προφίλ των μετακινήσεων που ακολουθούν.

4.3 Προφίλ Απόλυτων Μετακινήσεων

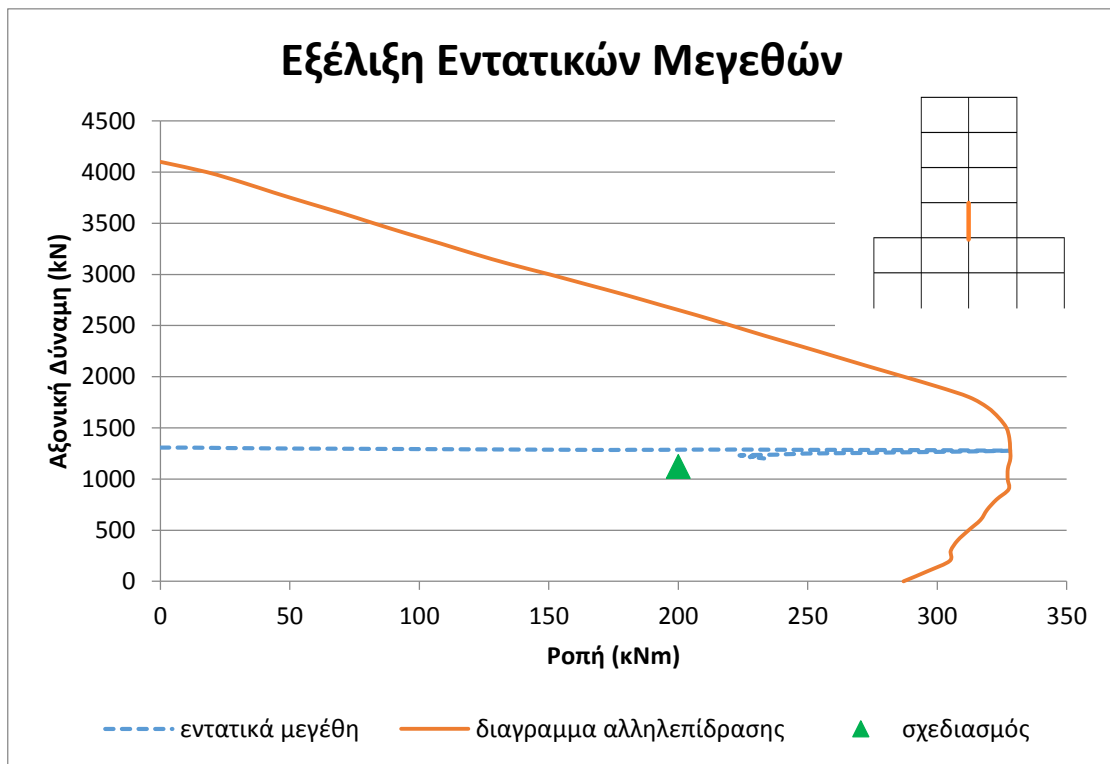
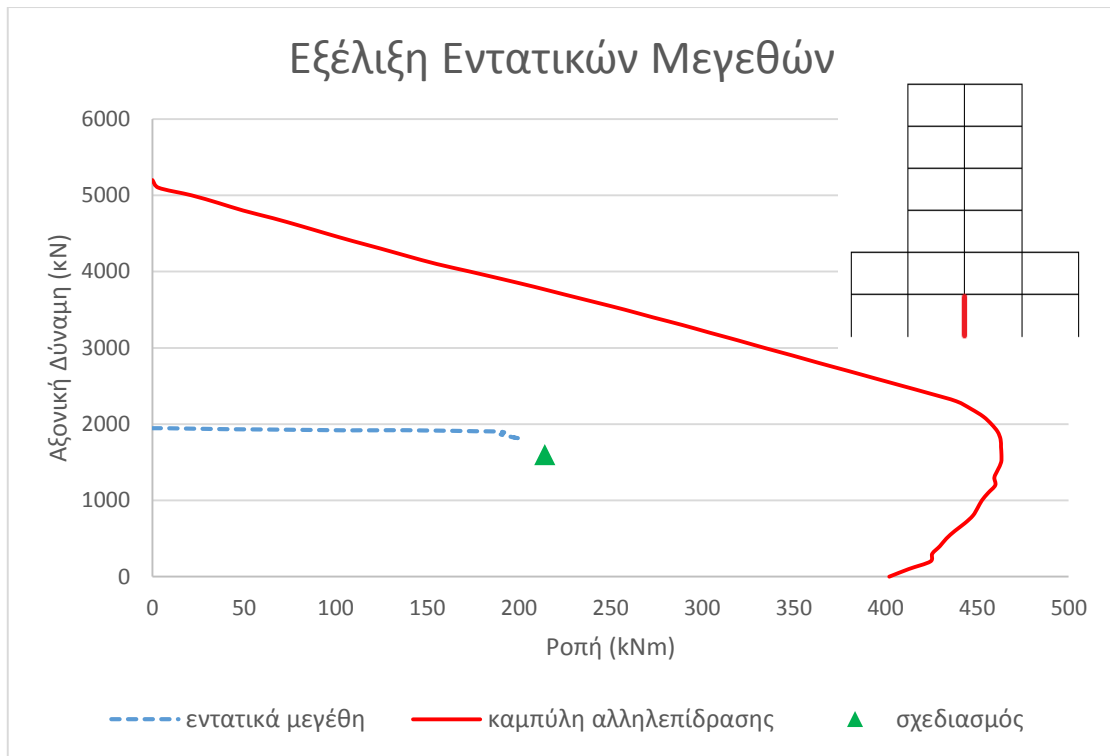
Στο επόμενο διάγραμμα απεικονίζεται η εξέλιξη των απόλυτων μετακινήσεων σε όλους τους ορόφους για ορισμένα στιγμιότυπα της προσαυξητικής φόρτισης δηλαδή για αυξανόμενη μετατόπιση του κόμβου οροφής ανά 5cm.



Στο γράφημα αυτό είναι σαφές ότι οι όροφοι από την στάθμη της εσοχής και πάνω κινούνται ανεξάρτητα από το υπόλοιπο κτίριο το οποίο και υφίσταται ελάχιστες παραμορφώσεις. Επομένως, αναμένεται συγκέντρωση της ανελαστικότητας στην στάθμη της εσοχής, γεγονός που φανερώνεται στην συμπεριφορά των δομικών μελών στην περιοχή αυτή όπως θα δούμε παρακάτω.

4.4 Εντατική Κατάσταση Υποστυλωμάτων

Στα ακόλουθα σχήματα φαίνεται η εξέλιξη της ορθής έντασης που προκύπτει, κατά την διάρκεια της ανάλυσης, στα υποστυλώματα. Ενδεικτικά, παρουσιάζονται για το μεσαίο πλαίσιο το υποστύλωμα του 1^{ου} και του 3^{ου} ορόφου.



Από τα παραπάνω διαγράμματα είναι εμφανές ότι το υποστύλωμα στην στάθμη της εσοχής καταπονείται περισσότερο από το αντίστοιχο στον 1^ο όροφο το οποίο φθάνει την οριακή αντοχή του κατά την διάρκεια της ανάλυσης.

4.5 Πλαστικές Στροφές Δοκών

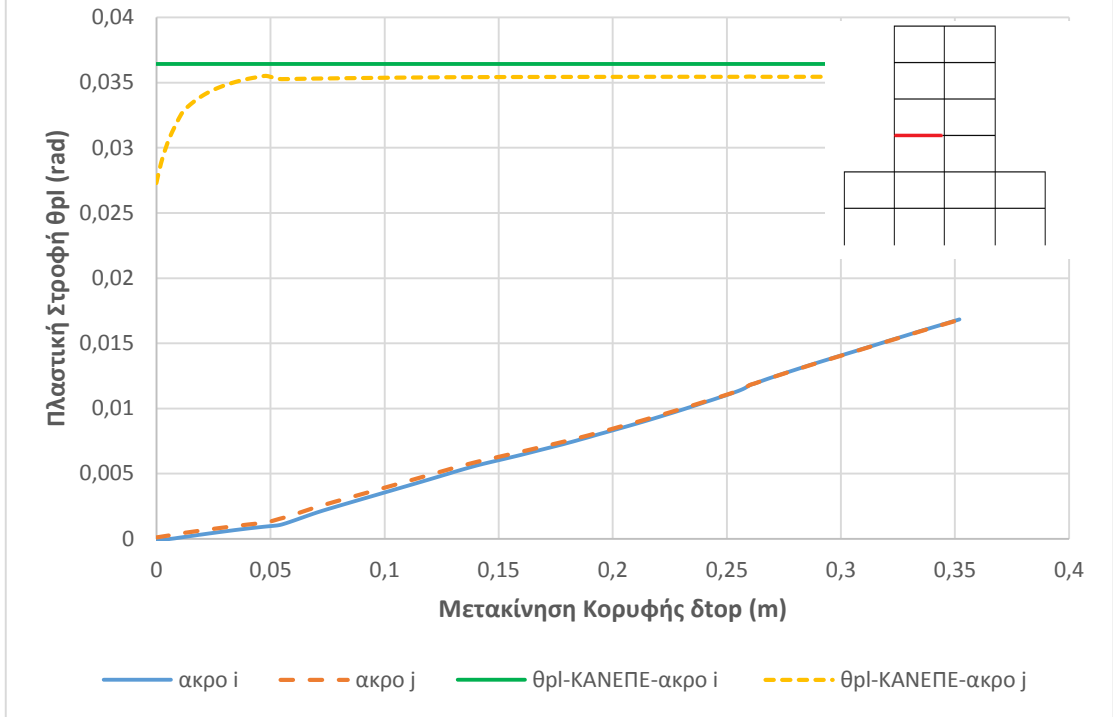
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται η εξέλιξη των πλαστικών στροφών στα άκρα των δοκών. Συγκριτικά, παρατίθεται σε κάθε διάγραμμα (διακεκομμένη γραμμή) η πλαστική στροφή κατά την αστοχία του μέλους όπως αυτή ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. στο κεφάλαιο 7.2.4. Ειδικότερα ο κανονισμός προτείνει την εξής σχέση για την μέση γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία :

$$\theta_{um} = \theta_u - \theta_y = 0.0145 \cdot 0.25^v \cdot \left(\frac{\max(0.01; \omega)}{\max(0.01; \omega)} \right)^{0.3} \cdot (f_c)^{0.2} \cdot (as)^{0.35} \cdot 25^{\left(a \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot 1.275^{100 \cdot \rho d}$$

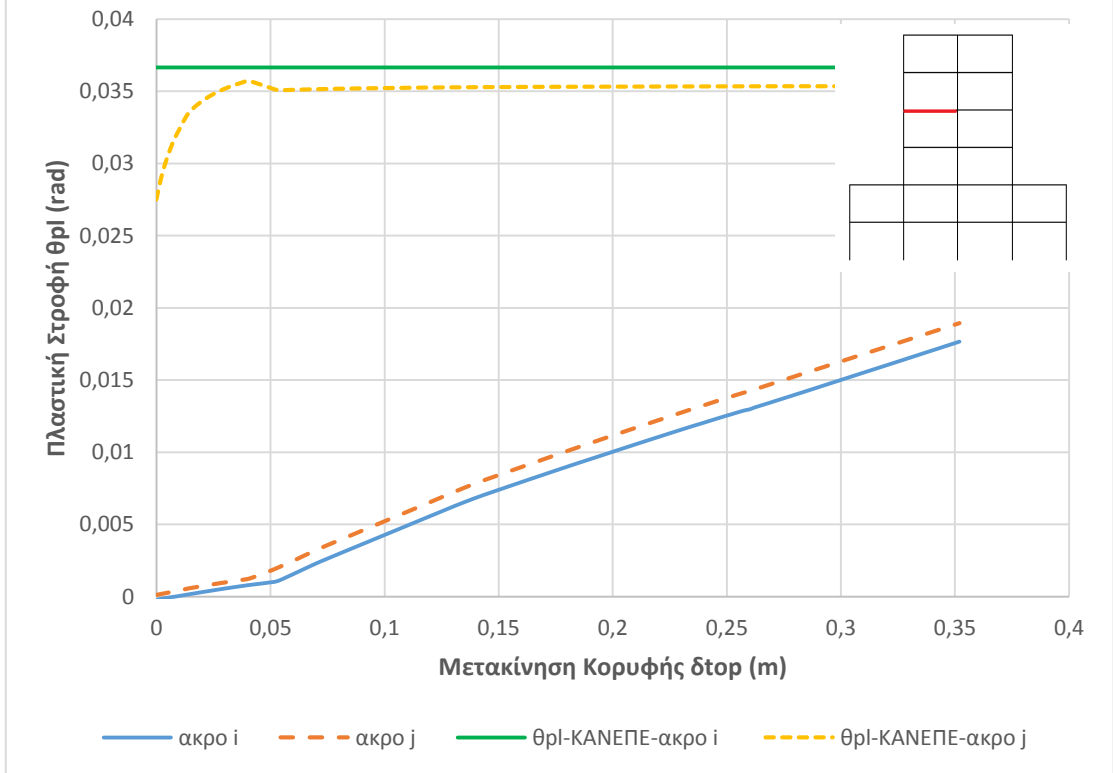
Όπου v είναι η ανηγμένη αξονική του μέλους, ω και ω το μηχανικό ποσοστό του θλιβόμενου και εφελκόμενου οπλισμού αντίστοιχα, ρ_s το ποσοστό του οπλισμού διάτμησης κατά την διεύθυνση της φόρτισης, f_c η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, as ο λόγος διάτμησης του μέλους, f_{yw} η αντοχή του οπλισμού διάτμησης, ρd το ποσοστό του δισδιαγώνιου οπλισμού του μέλους και α ο συντελεστής απόδοσης της περίσφιγξης. Εφόσον δεν έχει τοποθετηθεί δισδιαγώνιος οπλισμός, ο τελευταίος όρος της παραπάνω σχέσης ισούται με 1. Όσον αφορά τον λόγο διάτμησης του μέλους, ο κανονισμός προτείνει την σχέση $as = \frac{L_s}{h}$ όταν εφελκείται το κάτω πέλμα, όπου L_s είναι η απόσταση του άκρου από το σημείο μηδενισμού των ροπών και μπορεί να λαμβάνεται απλοποιητικά ως $L_s = 0,5 \cdot L_{clear}$ με το L_{clear} να αντιπροσωπεύει το καθαρό μήκος του στοιχείου και h το ύψος της διατομής. Αντίθετα, όταν εφελκείται το πάνω πέλμα ο λόγος διάτμησης ορίζεται ως το πιλήκο $as = \frac{M}{V}$ στην διατομή στήριξης. Παράλληλα, θεωρώ ότι το αξονικό φορτίο που αναπτύσσεται στις δοκούς είναι αμελητέο όπως και η συμβολή της περίσφιγξης. Στο σημείο αυτό πρέπει να διευκρινιστεί ότι ως αντοχή του σκυροδέματος χρησιμοποιείται η f_{cd} (δηλαδή η αντοχή του σκυροδέματος f_c διαιρεμένη με τον συντελεστή ασφαλείας 1.5) καθώς επιδιώκεται ακριβής έλεγχος της ανάλυσης με τις προβλέψεις του σχεδιασμού.

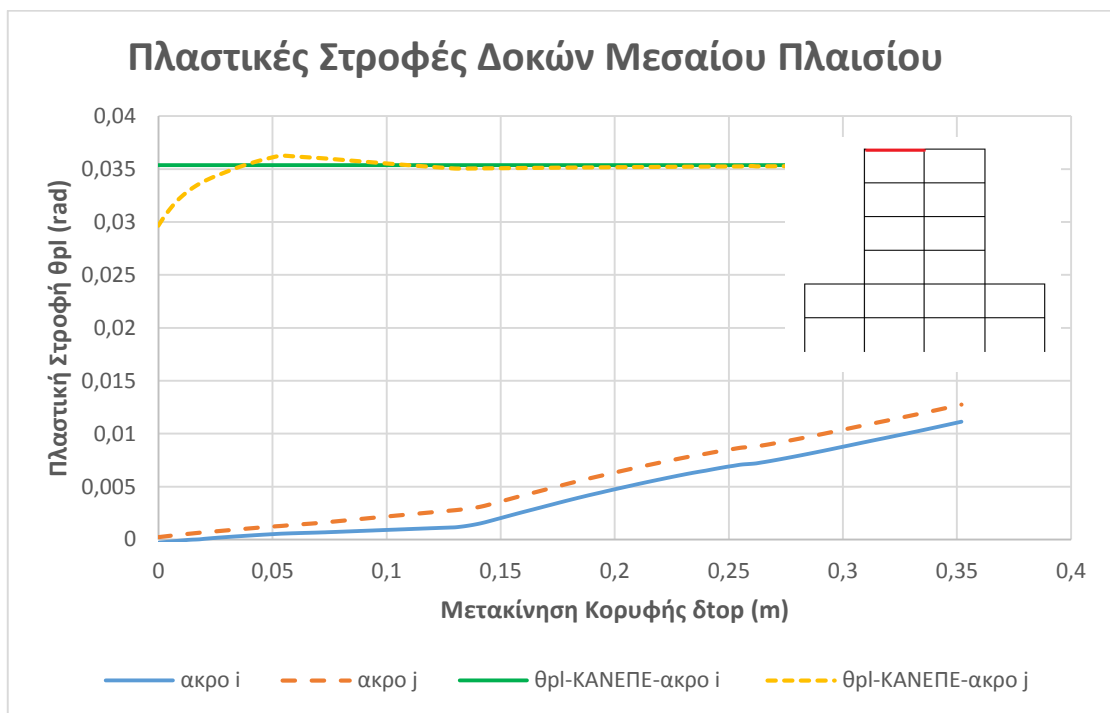
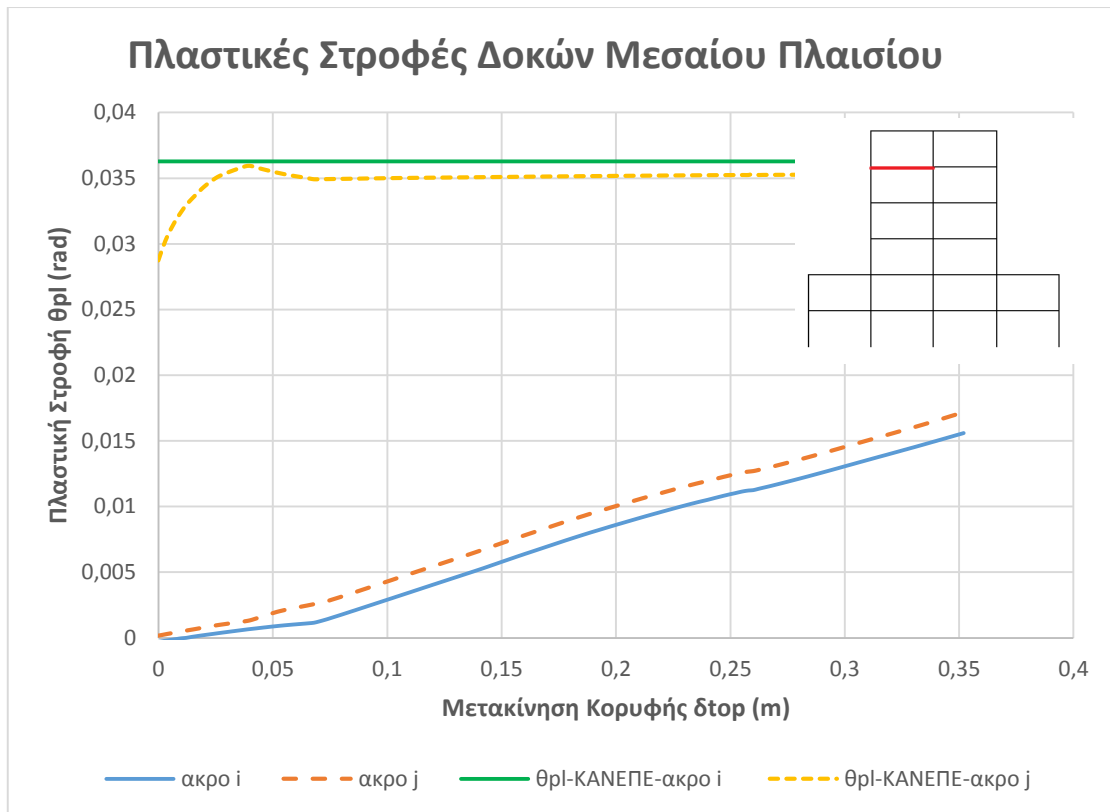
Στα διαγράμματα που παρατίθενται, το άκρο i είναι το αριστερό άκρο ενώ το j το δεξί άκρο κάθε μέλους. Στους 2 πρώτους ορόφους η αναπτυχθείσα πλαστική στροφή είναι μηδαμινή για αυτό και δεν δείχνεται.

Πλαστικές Στροφές Δοκών Μεσαίου Πλαισίου



Πλαστικές Στροφές Δοκών Μεσαίου Πλαισίου



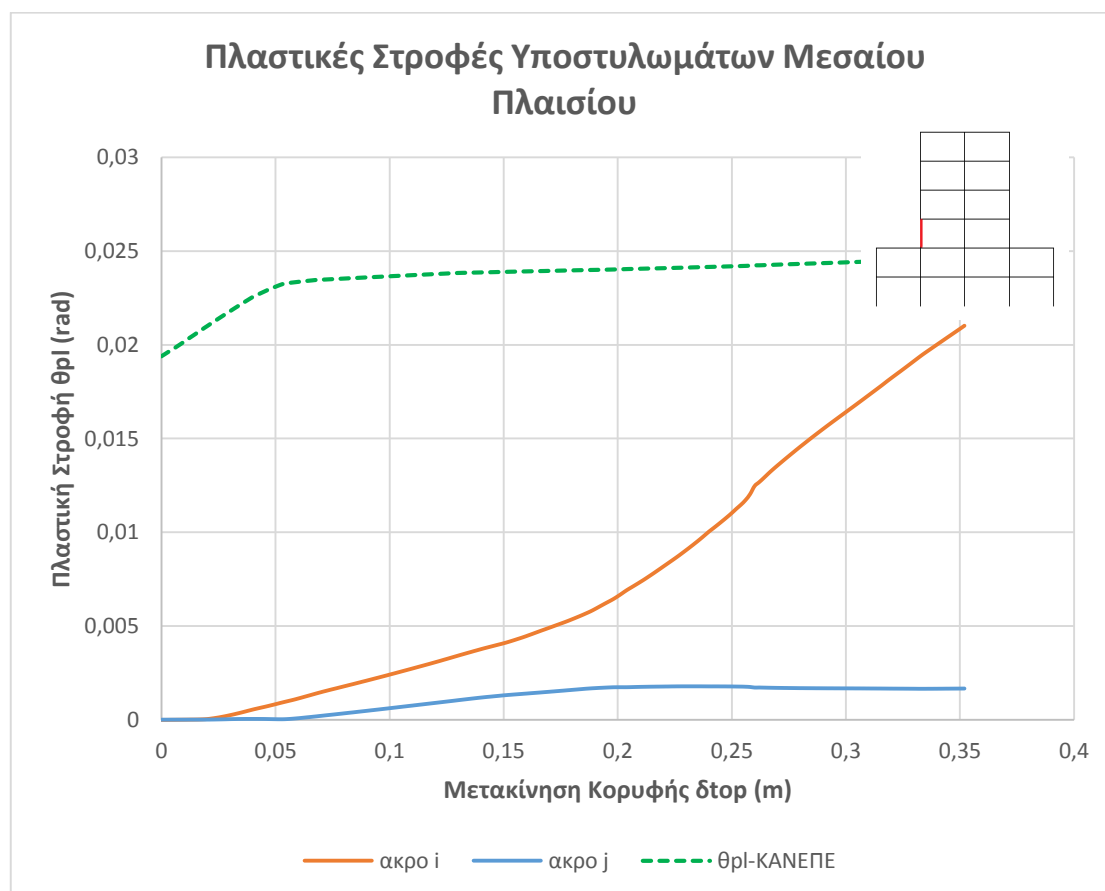


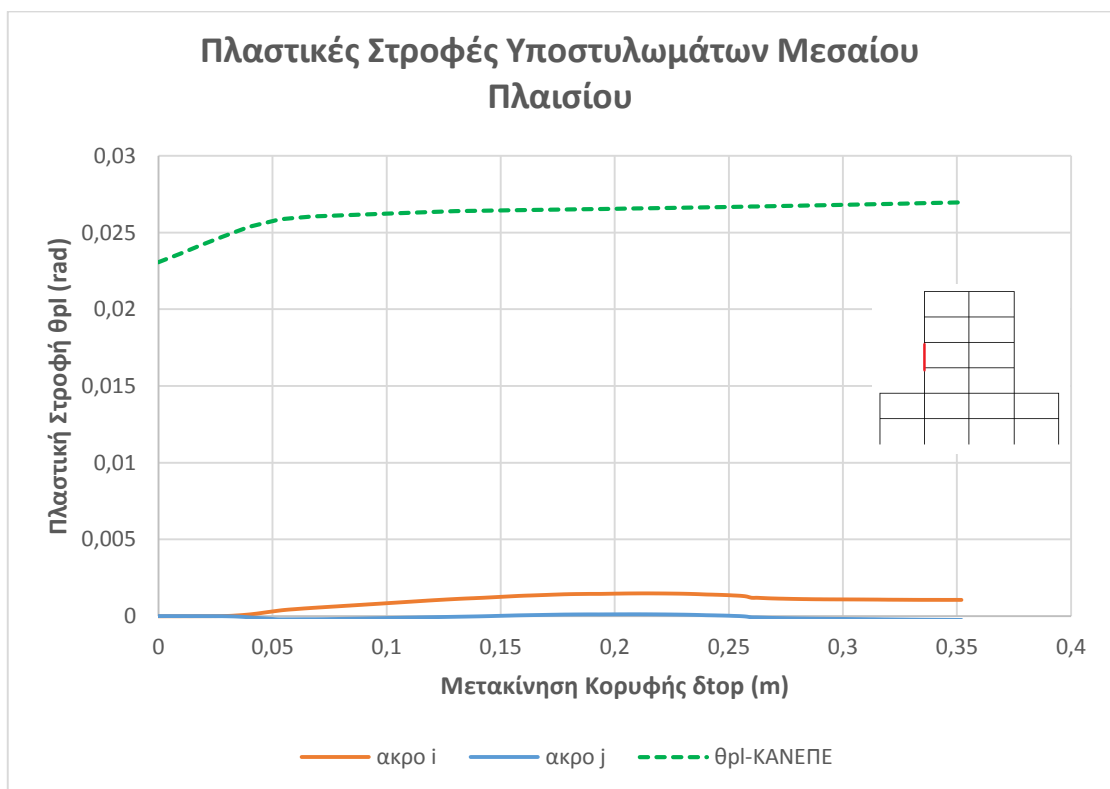
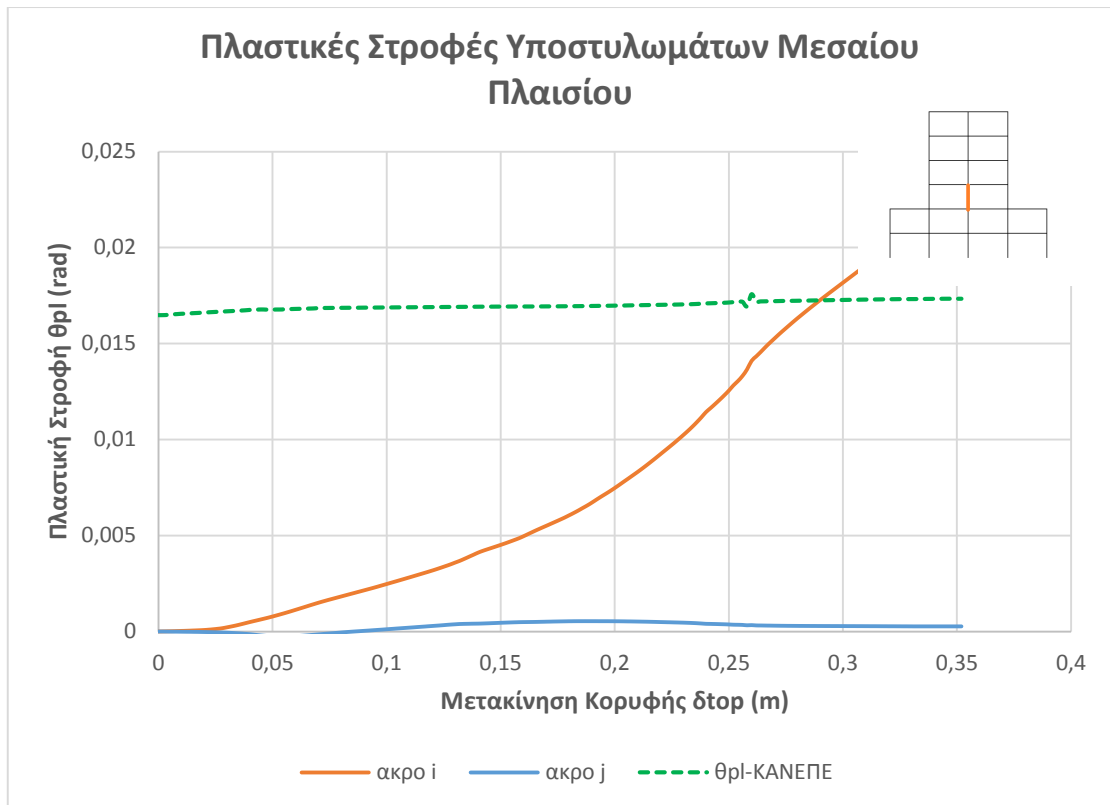
Όπως είναι φανερό, οι δοκοί όλων των ορόφων αναπτύσσουν μικρές πλαστικές στροφές σε σχέση με την ικανότητα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Γενικά, δημιουργείται επιτυχώς ο μηχανισμός ασθενής δοκός-ισχυρό υποστύλωμα που προβλέπει ο ικανοτικός σχεδιασμός.

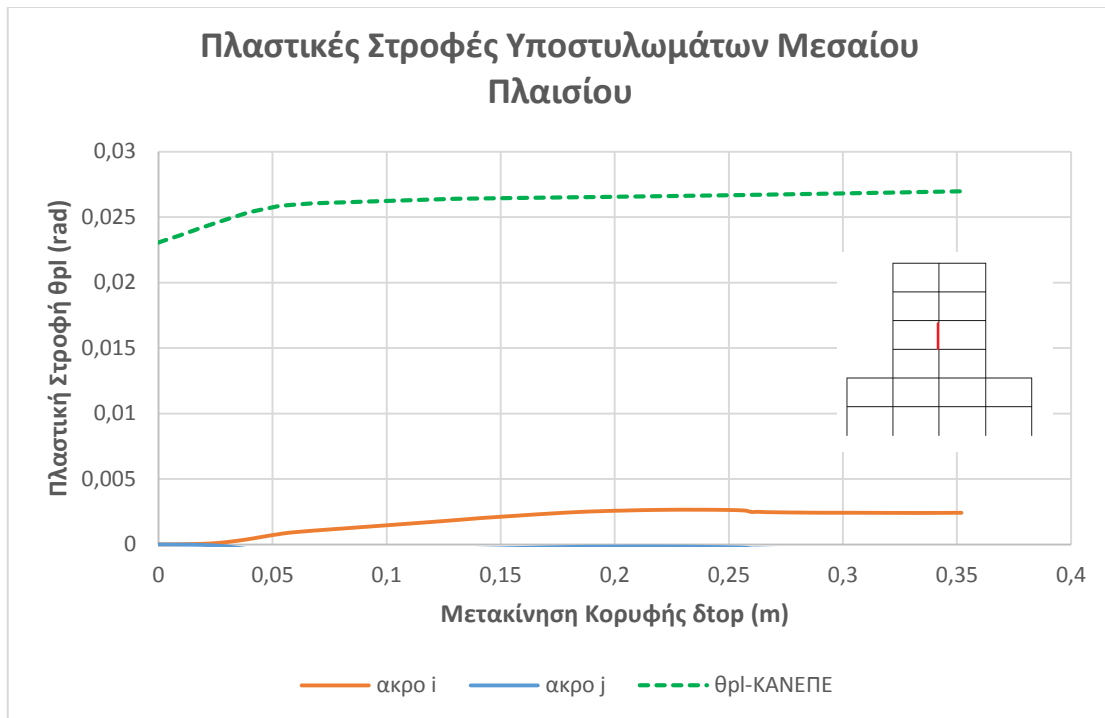
4.6 Πλαστικές Στροφές Υποστυλωμάτων

Όπως έγινε στις δοκούς, για την εκτίμηση της μέσης τιμής της πλαστικής στροφής κατά την αστοχία των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε η σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σύμφωνα με τον κανονισμό, χάριν απλοποίησης τα υποστυλώματα μπορούν να θεωρηθούν αμφίπακτα, συνεπώς ο συντελεστής διάτμησης ισούται με το λόγο $\alpha_s = \frac{L}{2h}$ όπου L το καθαρό μήκος της διατομής και h η διάσταση του στοιχείου (τετραγωνική κολώνα). Η συμβολή της περίσφιγξης υπολογίστηκε υποθέτοντας ότι στις κρίσιμες περιοχές του μέλους τοποθετούνται οι ελάχιστοι συνδετήρες όπως προβλέπει ο EC8 δηλαδή Φ8/100 (mm).

Στα παρακάτω γραφήματα, το κάτω άκρο του μέλους συμβολίζεται ως i ενώ το πάνω με j. Στους 2 πρώτους ορόφους η αναπτυχθείσα πλαστική στροφή είναι μηδαμινή για αυτό και παραλείπεται.







Οι υπόλοιπες κολώνες του 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου παραλείπονται εφόσον δεν παρουσιάζουν μεγάλες πλαστικές στροφές.

Από τα παραπάνω σχήματα, συμπεραίνουμε ότι τα πλέον καταπονούμενα υποστυλώματα είναι αυτά που βρίσκονται στην «περιοχή» της ακανονικότητας όπως και αναμενόταν.

4.7 Πλαστιμότητα Καμπυλοτήτων Υποστυλώματος

Στο παρών κεφάλαιο γίνεται μια περαιτέρω διερεύνηση για το μεσαίο υποστύλωμα, του μεσαίου πλαισίου και εξετάζεται η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων που απαιτήθηκε κατά την διάρκεια της ανάλυσης. Η διερεύνηση αυτή θα γίνει για την στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε μετατόπιση κορυφής δτορ=0.19 m.

Αρχικά από την σχέση των Paulay-Priestley υπολογίζεται το ενεργό μήκος της πλαστικής άρθρωσης για το υπόψη υποστύλωμα ως εξής :

$lpl = 0.08 \cdot l + 0.022 \cdot \Phi \cdot fy$ όπου l είναι το καμπτόμενο μήκος (m), Φ η διάμετρος του εφελκόμενου χάλυβα (m) και fy η αντοχή διαρροής του χάλυβα (MPa). Θεωρώντας αμφίπακτο υποστύλωμα, προκύπτει $lpl = 0.29$ m.

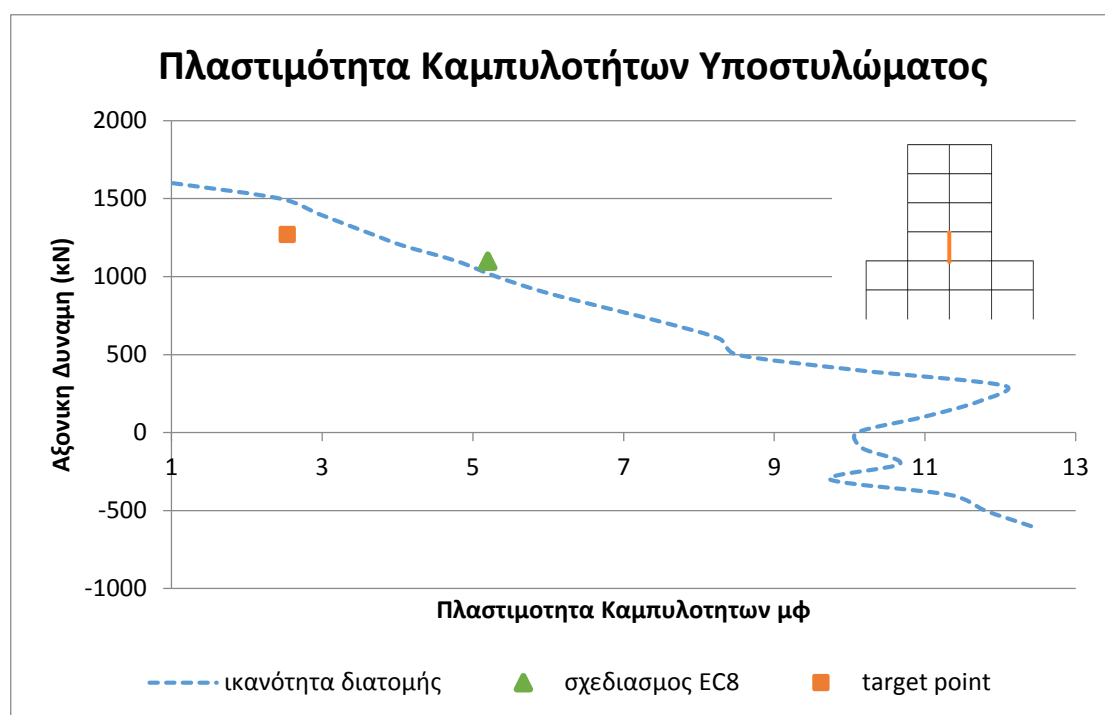
Η μέγιστη πλαστική στρόφη δίνεται από την σχέση $\theta_{pl}=(\varphi_u - \varphi_y) \cdot l_{pl}$ όπου φ_y και φ_u οι καμπυλότητες διαρροής και αστοχίας αντίστοιχα.

Άρα για την στοχευόμενη μετακίνηση όπου $\theta_{pl}=0.008$ είναι :

$$\Delta\varphi=\varphi_u-\varphi_y=0.028 (1/m)$$

Στο συγκεκριμένο βήμα της ανάλυσης, η διατομή καταπονείται από θλιπτικό αξονικό φορτίο $N=1270$ kN άρα με δεδομένα τα εντατικά μεγέθη, η καμπυλότητα διαρροής της διατομής υπολογίζεται $\varphi_y =0.0182 (1/m)$.Επομένως η καμπυλότητα αστοχίας της διατομής υπολογίζεται από τον παραπάνω τύπο $\varphi_u=0,0462 (1/m)$. Άρα η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων που αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση είναι $\mu_\varphi=2,54$.

Πιο συγκεκριμένα παρατίθεται το επόμενο διάγραμμα.

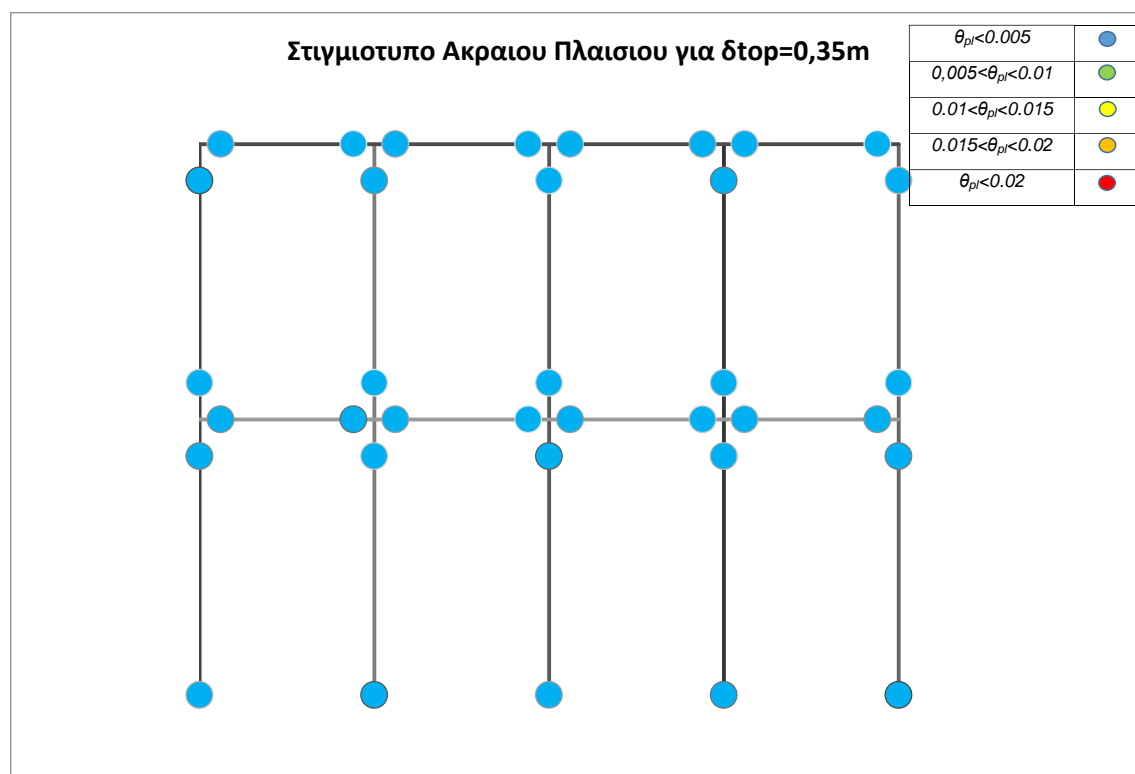


Συνεπώς, όπως φαίνεται στο παραπάνω διάγραμμα, η διατομή μπορεί να παρέχει την απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων που προκύπτει για την στοχευόμενη μετακίνηση. Ωστόσο, παρατηρείται διαφορά της τάξεως του 13.5% ανάμεσα στο αξονικό φορτίο σχεδιασμού και σε αυτό το οποίο καταπονεί το υποστυλώμα τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης γεγονός που μειώνει την διαθέσιμη πλαστιμότητα της διατομής.

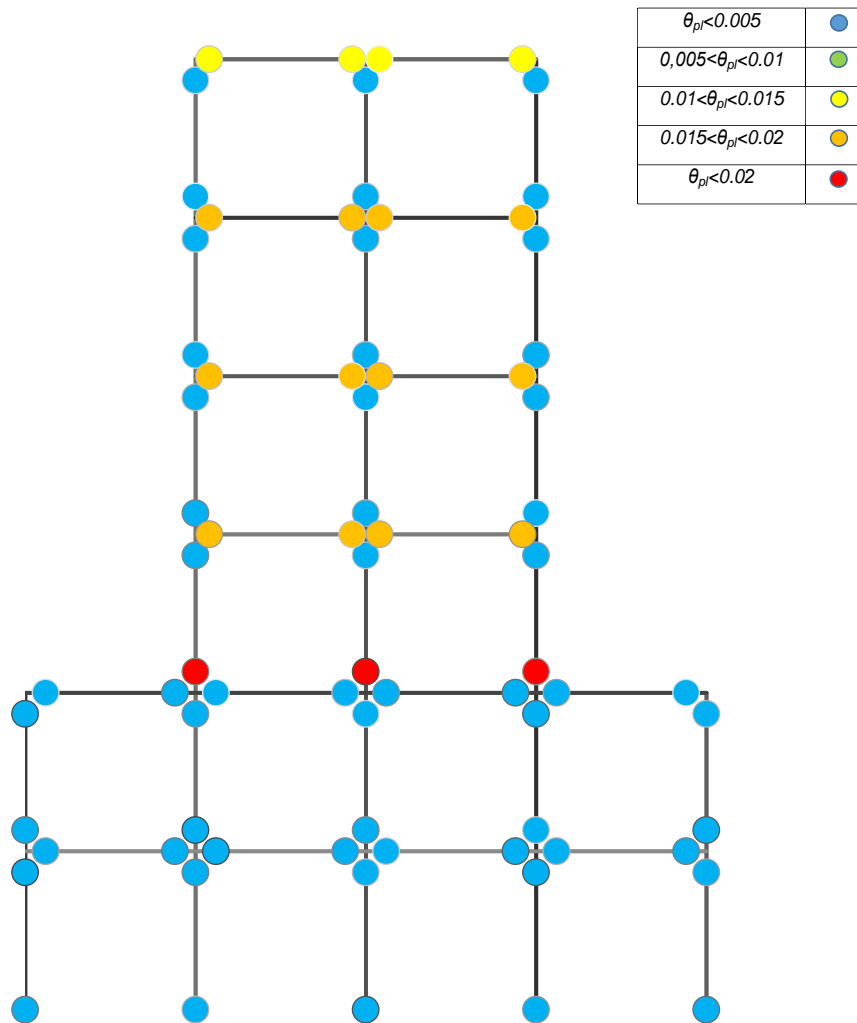
4.8 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων σε συγκεκριμένες δομοφής

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

Μέγεθος Πλαστικής Άρθρωσης	Χρώμα
$\theta_{pl} < 0.005$	Μπλε
$0,005 < \theta_{pl} < 0.01$	Πράσινο
$0.01 < \theta_{pl} < 0.015$	Κίτρινο
$0.015 < \theta_{pl} < 0.02$	Πορτοκαλί
$\theta_{pl} < 0.02$	Κόκκινο



Στιγμιότυπο Μεσαίου Πλαισίου για $\delta_{top}=0,35m$



Από το παραπάνω γράφημα είναι εμφανές ότι αναπτύσσεται ικανοποιητικά ο μηχανισμός ασθενής δοκός-ισχυρό υποστύλωμα με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό. Ωστόσο, ιδιαίτερη προσοχή χρειάζονται οι κόμβοι στην στάθμη της εσοχής όπου παρατηρείται συγκέντρωση ανελαστικών παραμορφώσεων κυρίως στα υποστυλώματα.

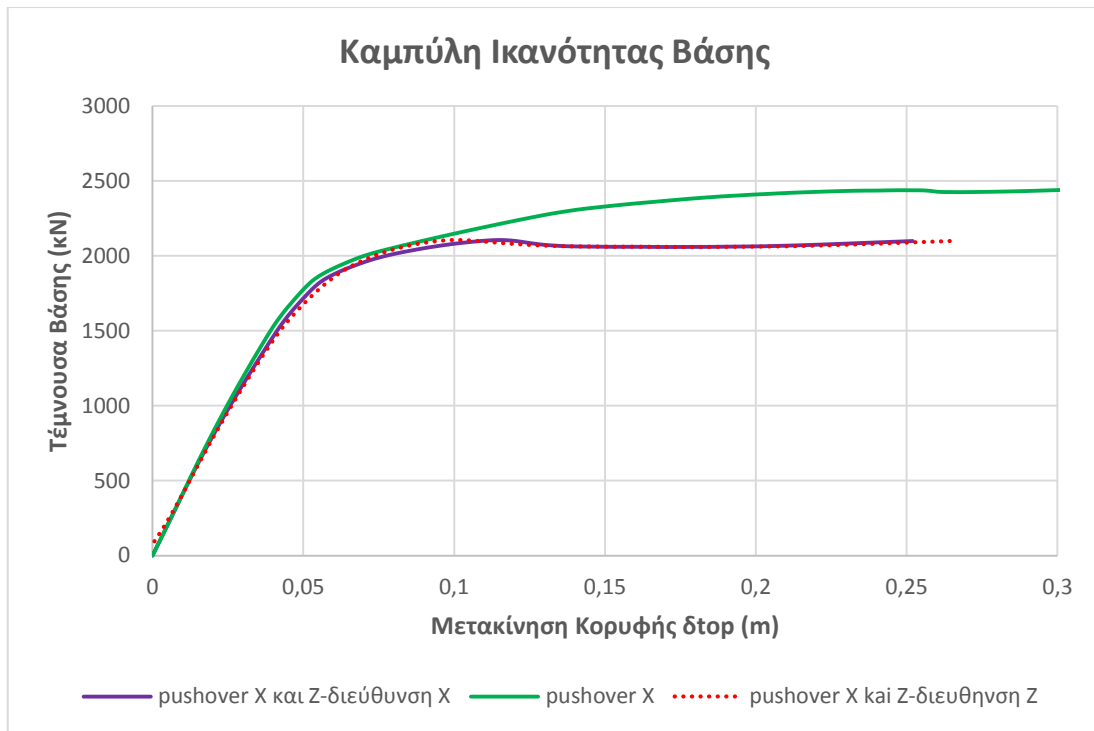
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Στατική Προσαυξητική Εξώθηση κατά την διεύθυνση X και Z

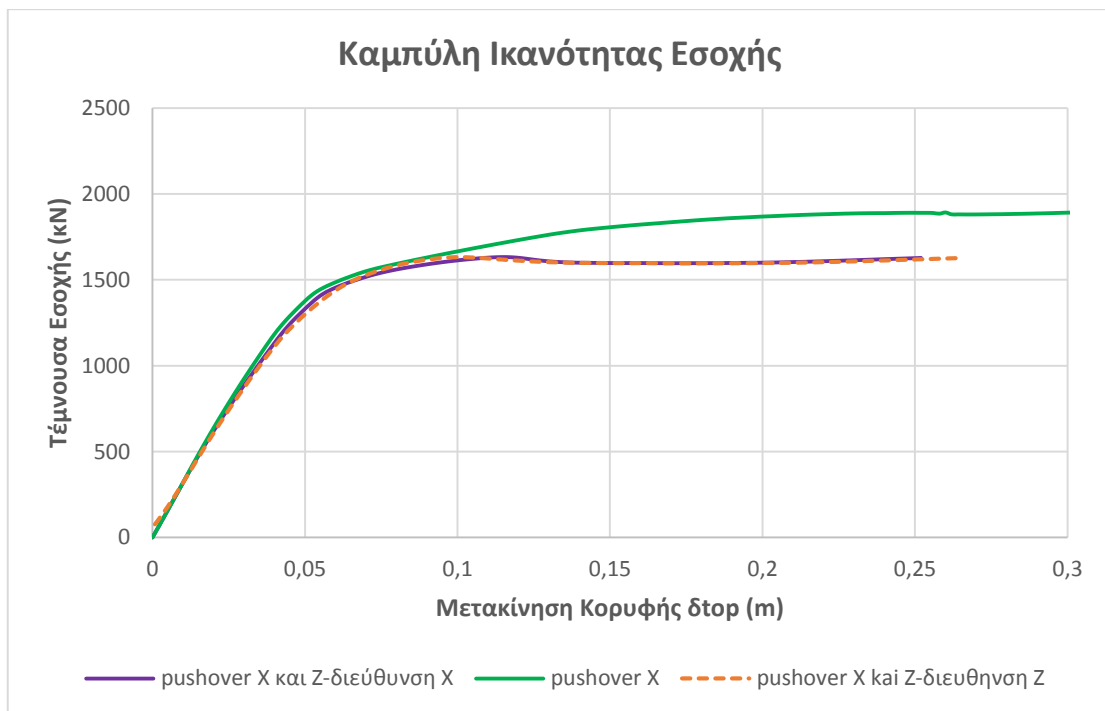
Για την ρεαλιστικότερη πρόβλεψη της απόκρισης της κατασκευής πραγματοποιήθηκε στατική προσαυξητική εξώθηση αυτής σε 2 διευθύνσεις ταυτόχρονα. Αρχικά, έγινε επίλυση του μοντέλου για τη δράση του συνόλου των μόνιμων φορτίων G και του 30% των κινητών φορτίων Q. Στη συνέχεια επιβλήθηκε στην κατασκευή πλευρική τριγωνική φόρτιση κατά την διεύθυνση X και Z αυξανόμενης έντασης. Επειδή το κτίριο είναι διπλά συμμετρικό και τα φορτία που ασκούνται στις 2 διευθύνσεις είναι ίδιας έντασης, αντίστοιχα και οι μετακινήσεις κατά τις 2 διευθύνσεις προκύπτουν ίσες. Ως σημείο ελέγχου της ανάλυσης, ορίστηκε η μετακίνηση στο κέντρο μάζας της κορυφής του κτιρίου ως προς την διεύθυνση X, της οποίας η αύξηση γίνεται με βήμα 0.002m μέχρι να φθάσει την μέγιστη 0.25m. Η μέγιστη αυτή τιμή επιλέχθηκε έτσι ώστε η μέγιστη συνολική μετακίνηση της κατασκευής διανυσματικά κατά την διαγώνιο (45°) να φθάνει τα 0.35m με σκοπό τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα με αυτά που παρουσιάστηκαν στην ανάλυση μόνο κατά τη μία διεύθυνση. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν σε καθολικό και σε τοπικό επίπεδο.

5.1 Καμπύλες Ικανότητας

Απεικονίζεται η εξέλιξη της τέμνουσας βάσης στις 2 διευθύνσεις (προβολές) σε σχέση με την μετακίνηση κορυφής στην αντίστοιχη διεύθυνση (προβολές) και γίνεται σύγκριση με τα ανάλογα αποτελέσματα από την ανάλυση μόνο κατά την μία διεύθυνση.



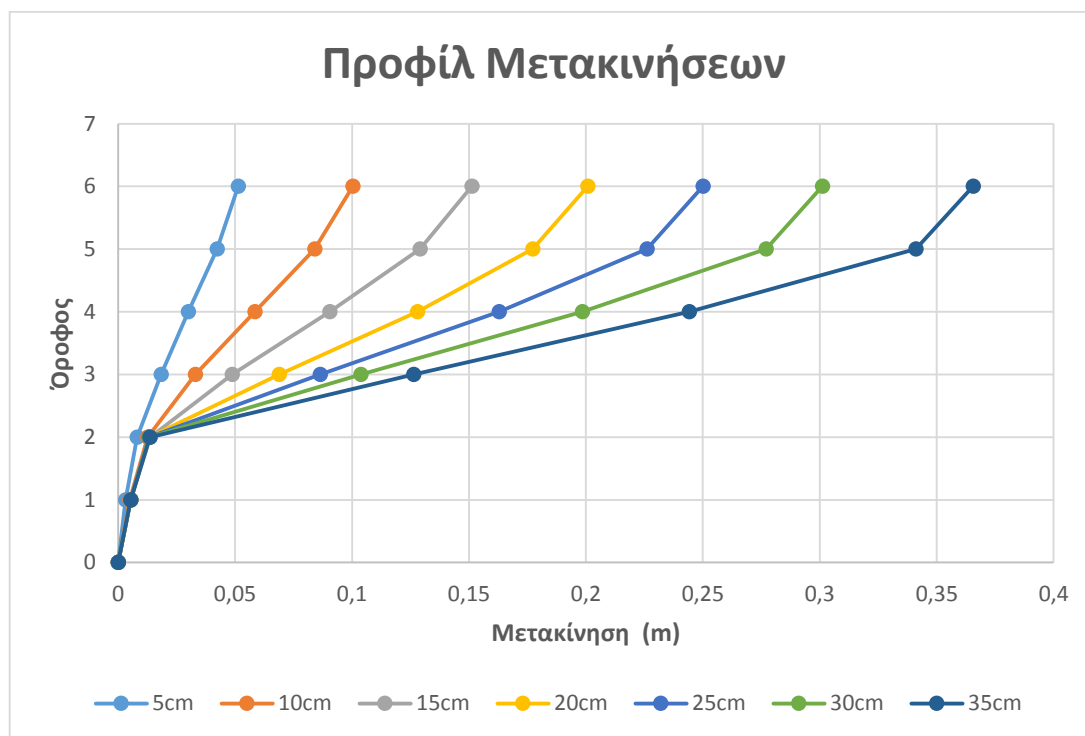
Στη συνέχεια παρατίθεται το ίδιο διάγραμμα για την στάθμη της εσοχής.



Η ελαστική απόκριση του φορέα παραμένει σταθερή ανεξαρτήτως της ανάλυσης. Ωστόσο όπως ήταν αναμενόμενο παρατηρείται μια μικρή μείωση στην αντοχή της όταν υπόκειται στην διαξονική φόρτιση.

5.2 Προφίλ Απόλυτων Μετακινήσεων

Στο επόμενο διάγραμμα απεικονίζεται η εξέλιξη των μετακινήσεων (διανυσματικά) του κτιρίου κατά την διαγώνιο (45°) για διάφορα στιγμιότυπα. Το πρώτο αντιστοιχεί σε μετακίνηση κορυφής 5cm και τα υπόλοιπα αυξάνονται με βήμα 5cm μέχρι η κορυφή να αγγίξει τα 35cm.

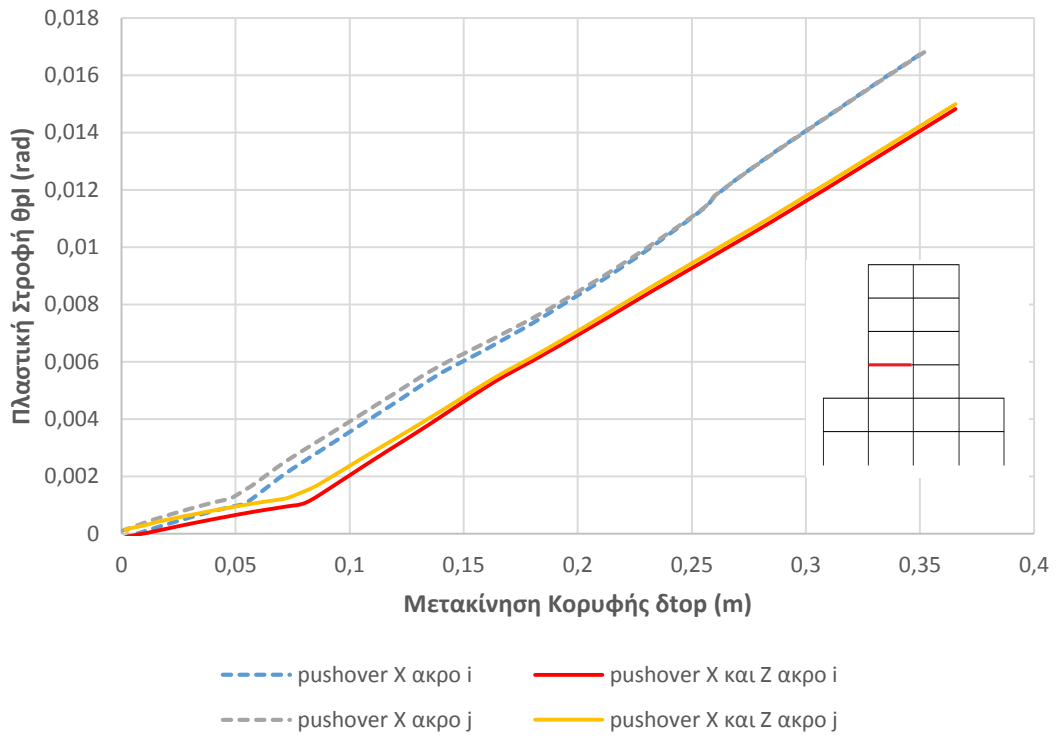


Η συμπεριφορά της κατασκευής παραμένει ίδια όπως και στην ανάλυση κατά την μία διεύθυνση, με τις μεγαλύτερες μετακινήσεις να συμβαίνουν στο τμήμα της ακανονικότητας.

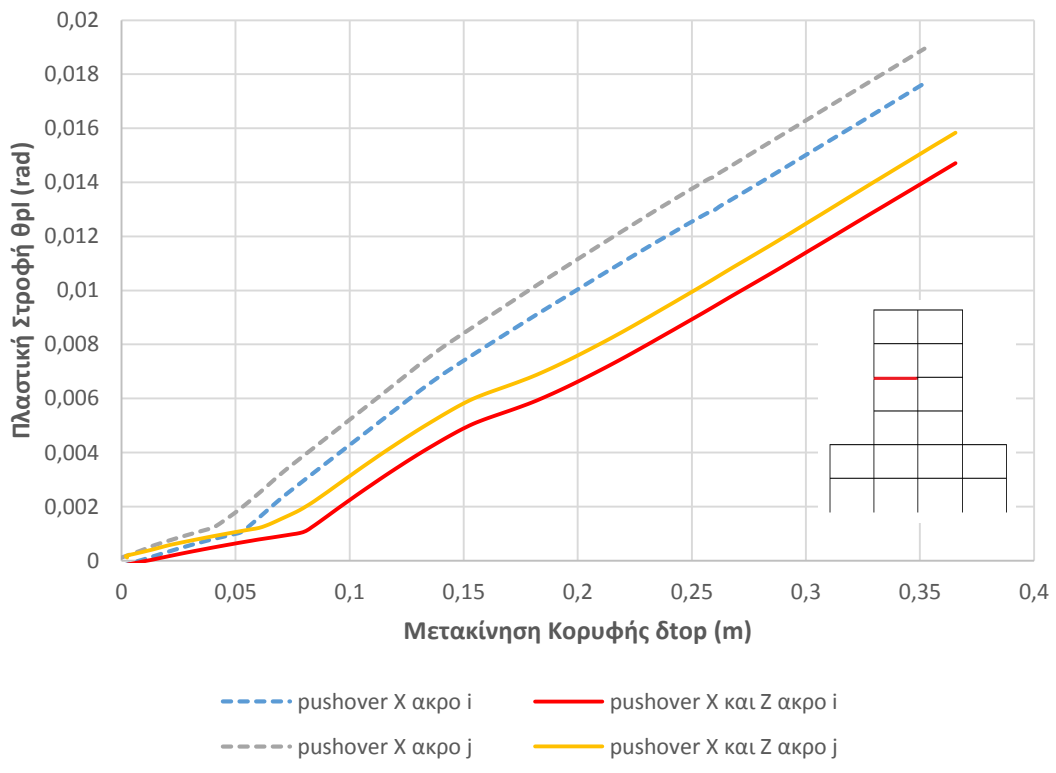
5.3 Πλαστικές Στροφές Δοκών

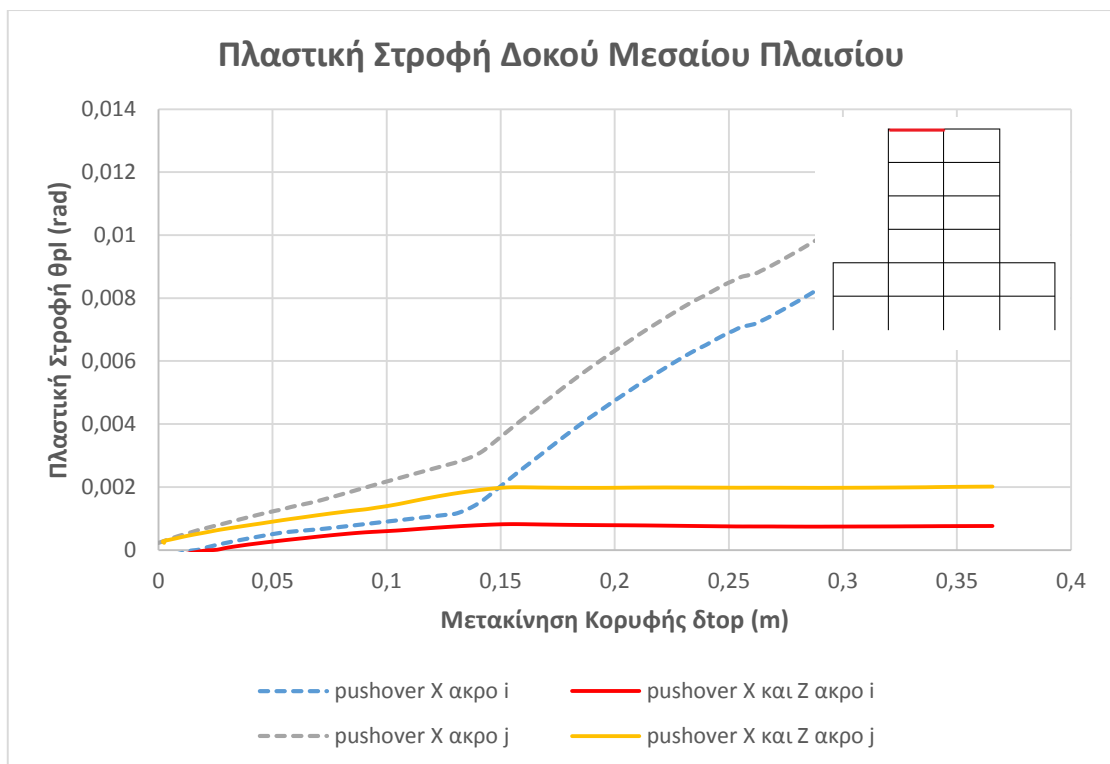
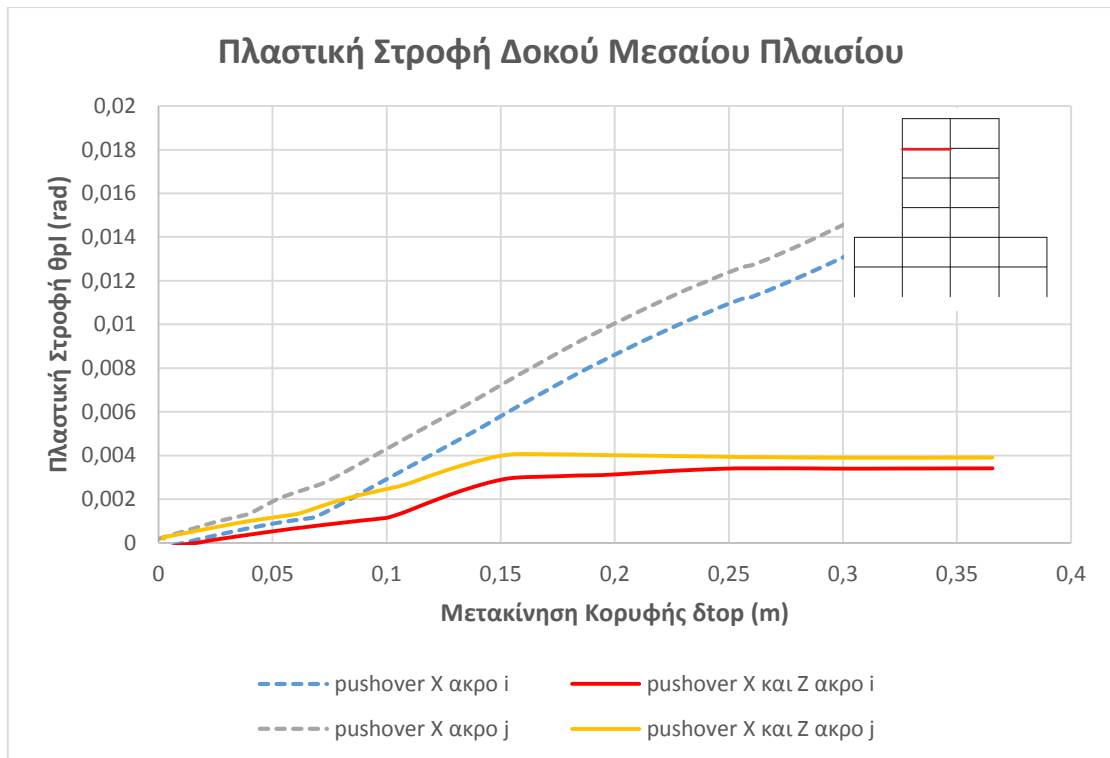
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται η εξέλιξη των πλαστικών στροφών στα άκρα των δοκών. Συγκριτικά, παρατίθενται σε κάθε διάγραμμα (διακεκομμένη γραμμή) τα αντίστοιχα μεγέθη που είχαν προκύψει από την ανάλυση μόνο κατά την μία διεύθυνση.

Πλαστική Στροφή Δοκού Μεσαίου Πλαισίου



Πλαστική Στροφή Δοκού Μεσαίου Πλαισίου

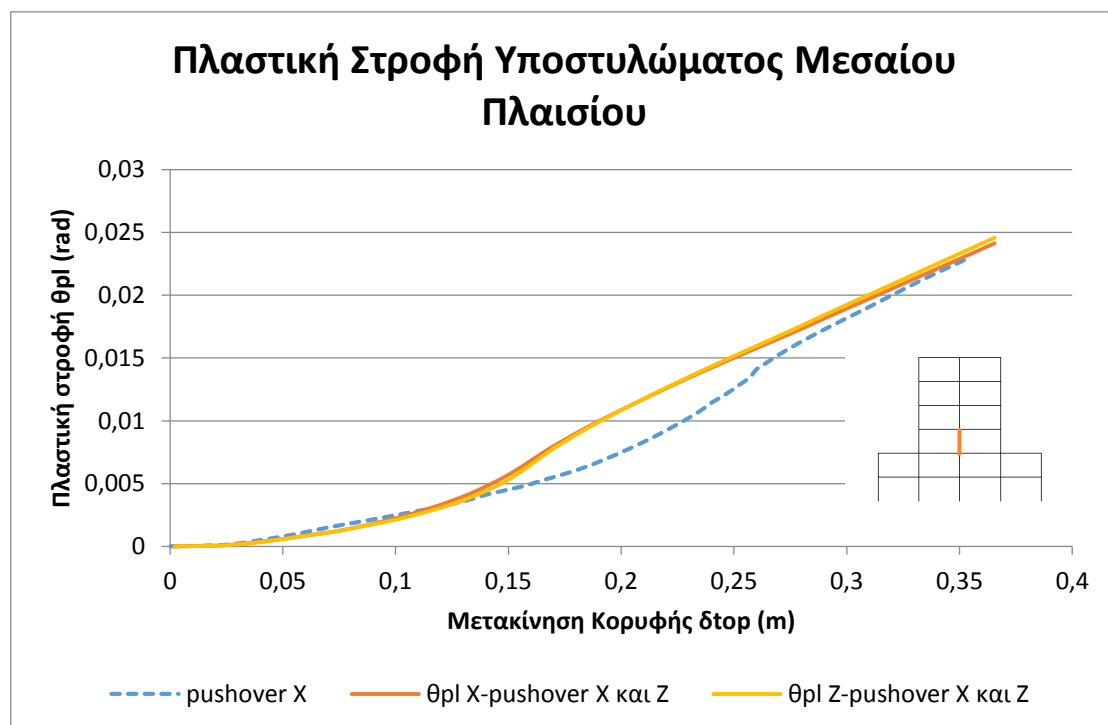
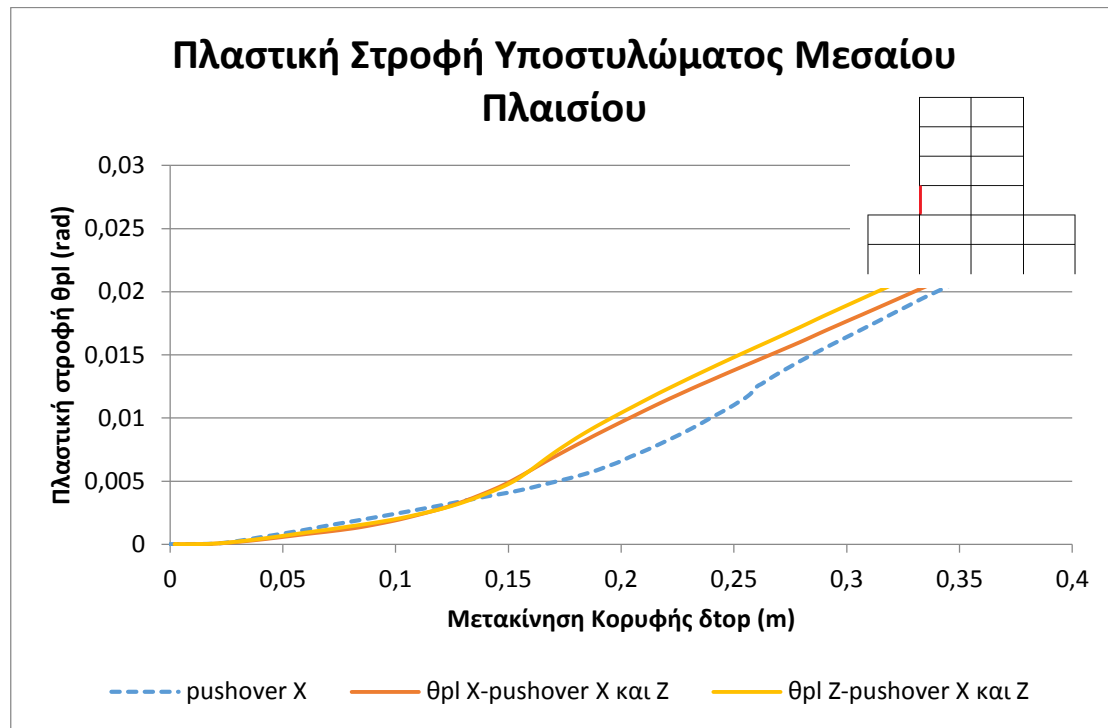




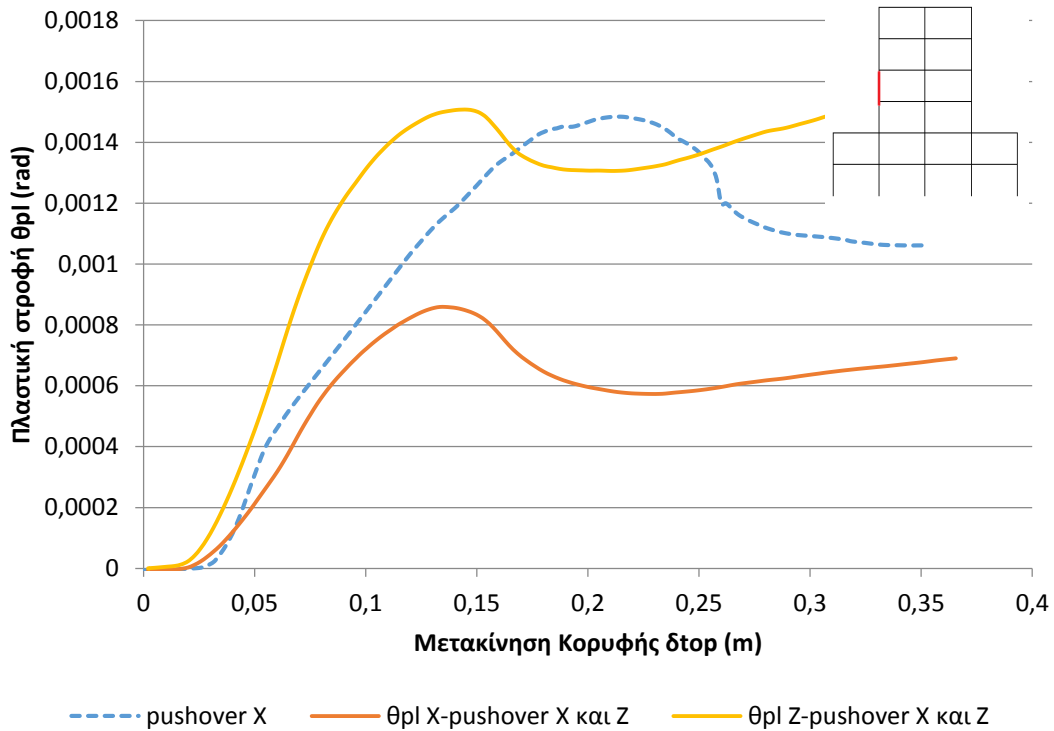
Η απαιτήσεις για πλαστική στροφή σε αυτήν την ανάλυση παρουσιάζονται μειωμένες, γεγονός που ξεχωρίζει ιδιαίτερα στις δοκούς των ανώτερων ορόφων (5^ο και 6^ο).

5.4 Πλαστικές Στροφές Υποστυλωμάτων

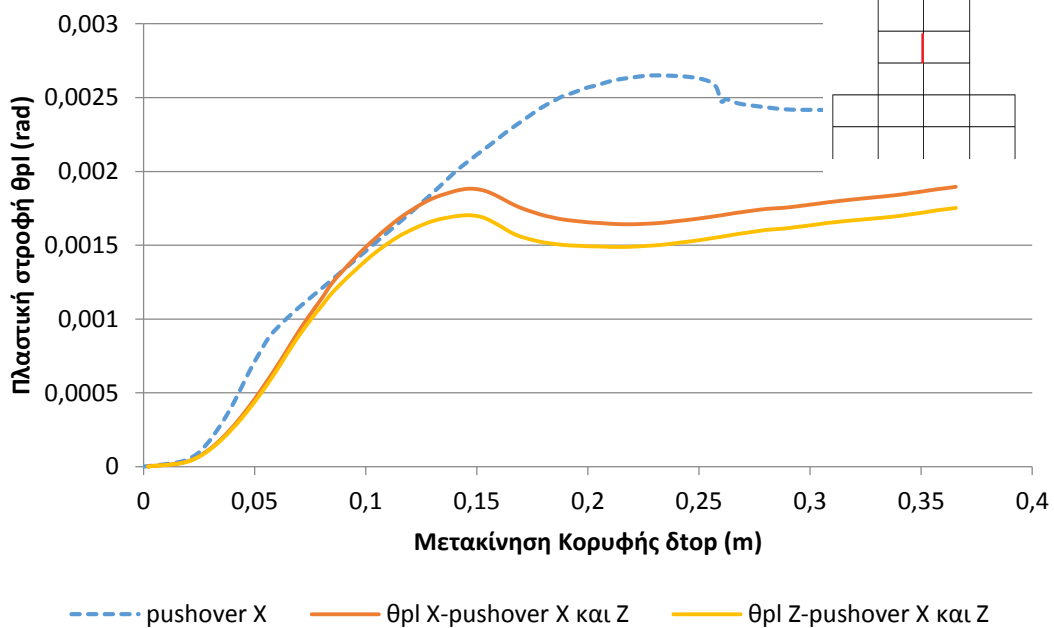
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται η εξέλιξη των πλαστικών στροφών στα άκρα των υποστυλωμάτων. Συγκριτικά, παρατίθενται σε κάθε διάγραμμα (διακεκομμένη γραμμή) τα αντίστοιχα μεγέθη που είχαν προκύψει από την ανάλυση μόνο κατά την μία διεύθυνση.



Πλαστική Στροφή Υποστυλώματος Μεσαίου Πλαισίου



Πλαστική Στροφή Υποστυλώματος Μεσαίου Πλαισίου

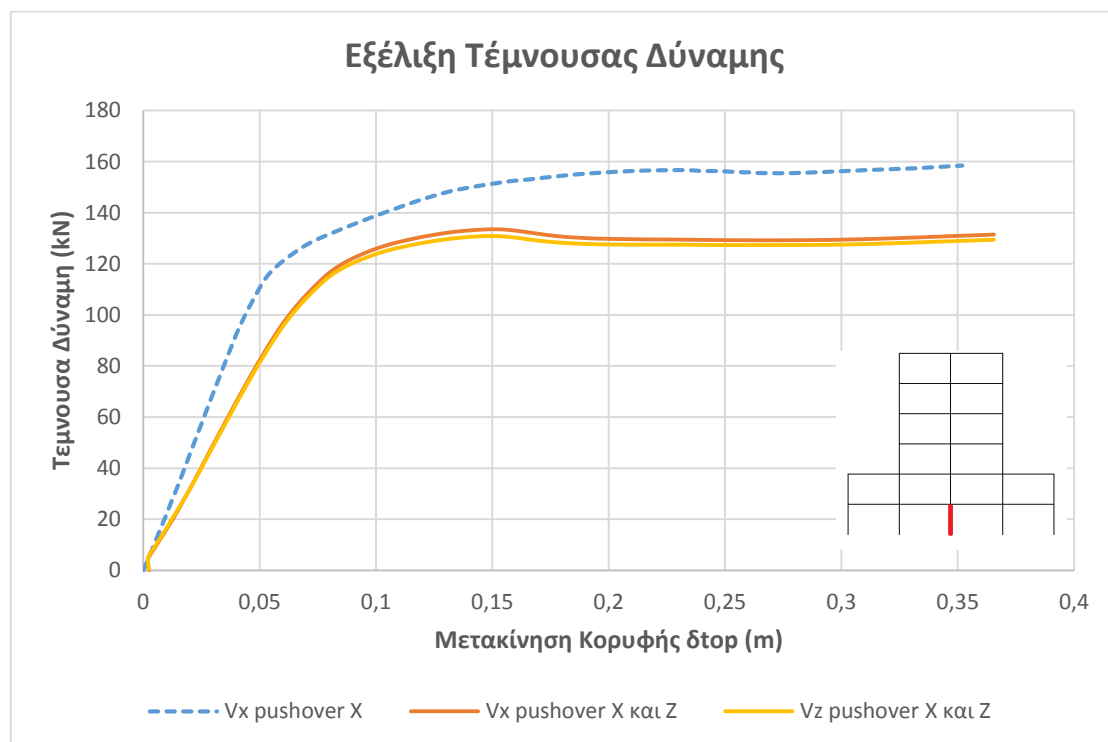


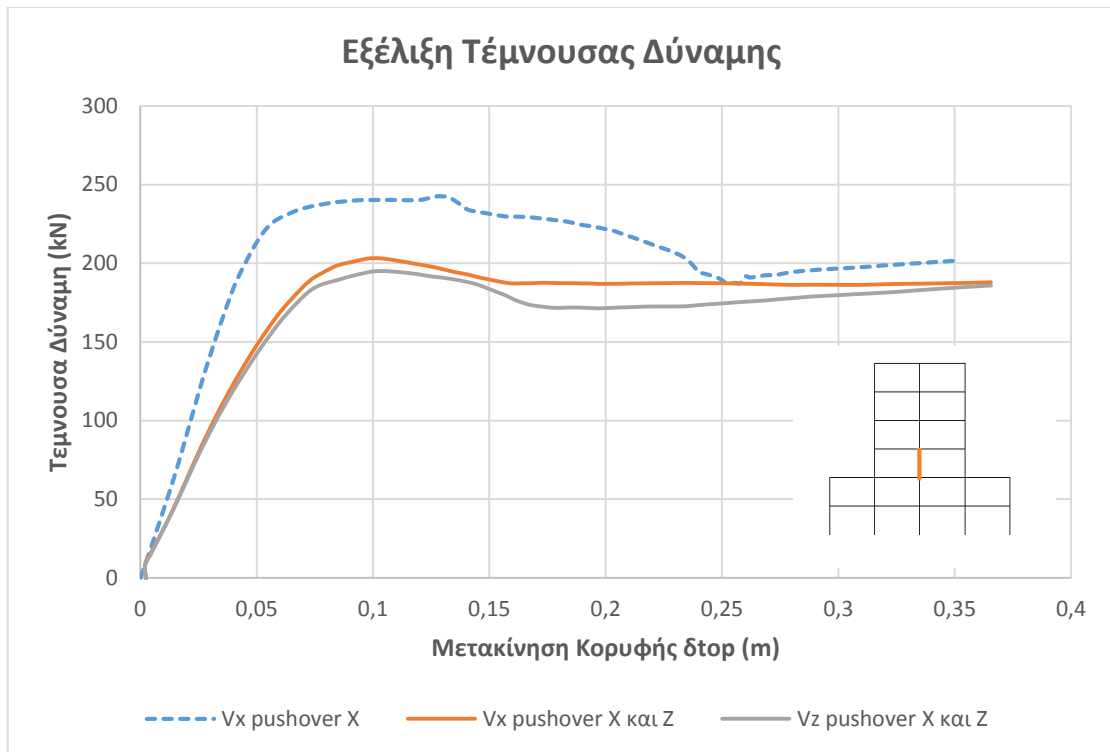
Σε αντίθεση με τις δοκούς, τα υποστυλώματα καταπονούνται περισσότερο στην συγκεκριμένη ανάλυση. Όπως και στην προηγούμενη ανάλυση σημαντικές πλαστικές στροφές αναπτύσσονται στα στοιχεία του 3^{ου} ορόφου όπου και ξεκινά η εσοχή. Η συνισταμένη (διανυσματική) πλαστική στρόφη υπολογίζεται

$\theta = \sqrt{\theta_x^2 + \theta_y^2}$. Συνεπώς στην συγκεκριμένη ανάλυση, τα υποστυλώματα καταπονούνται σε μεγαλύτερο βαθμό σε σχέση με την προηγούμενη.

5.5 Εξέλιξη Τέμνουσας Υποστυλωμάτων

Παρουσιάζεται η εξέλιξη της τέμνουσας των υποστυλωμάτων και γίνεται σύγκριση αυτής ανάμεσα στις 2 αναλύσεις.





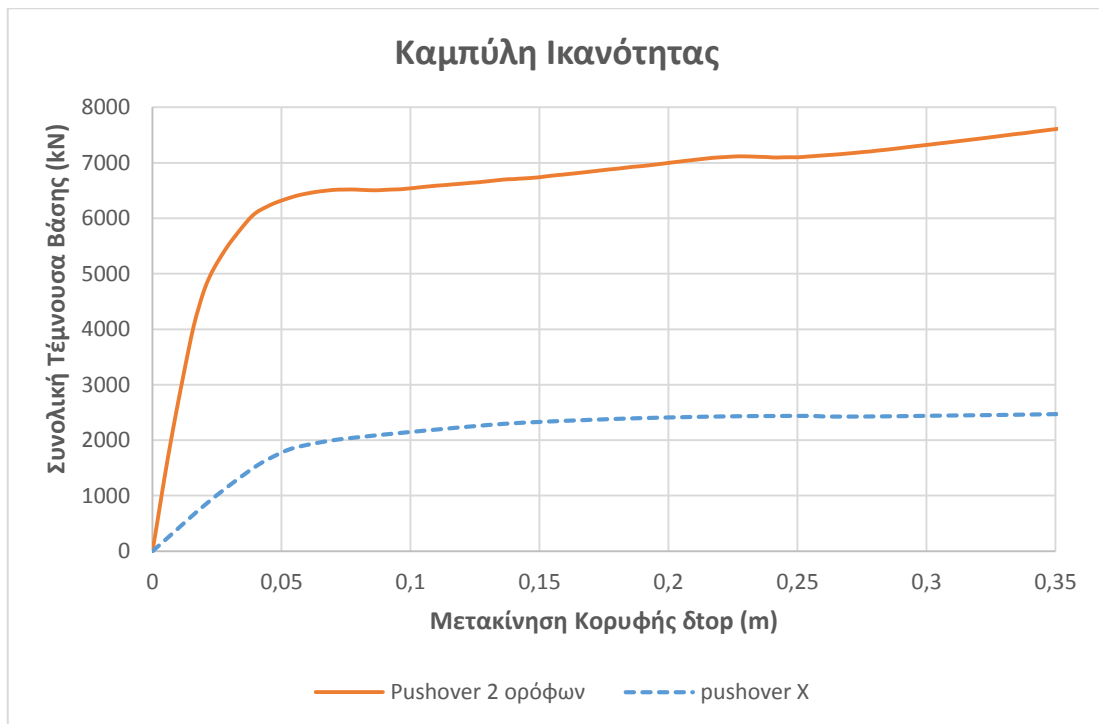
Είναι φανερό ότι και για τα 2 υποστυλώματα που παρουσιάστηκαν, η συγκεκριμένη ανάλυση είναι πιο ευμενής ως προς την τέμνουσα δύναμη που αναπτύχθηκε σε κάθε διεύθυνση. Ωστόσο η συνισταμένη (διανυσματική) τέμνουσα δύναμη σε κάθε στοιχείο είναι μεγαλύτερη από την προηγούμενη ανάλυση ($V = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Στατική Προσαυξητική Εξώθηση στους 2 Κατώτερους Ορόφους κατά την διεύθυνση X

Λόγω της ακανονικότητας του κτιρίου, καθώς και των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις προηγούμενες αναλύσεις, κρίθηκε σκόπιμο να διεξαχθεί μία στατική προσαυξητική εξώθηση επιβάλλοντας πλευρική τριγωνική φόρτιση αυξανόμενης έντασης κατά την διεύθυνση X μόνο στο κατώτερο τμήμα της κατασκευής δηλαδή στους 2 πρώτους ορόφους. Το προσομοίωμα και η διαδικασία που ακολουθήθηκε παραμένει η ίδια όπως περιεγράφηκε στις προηγούμενες αναλύσεις.

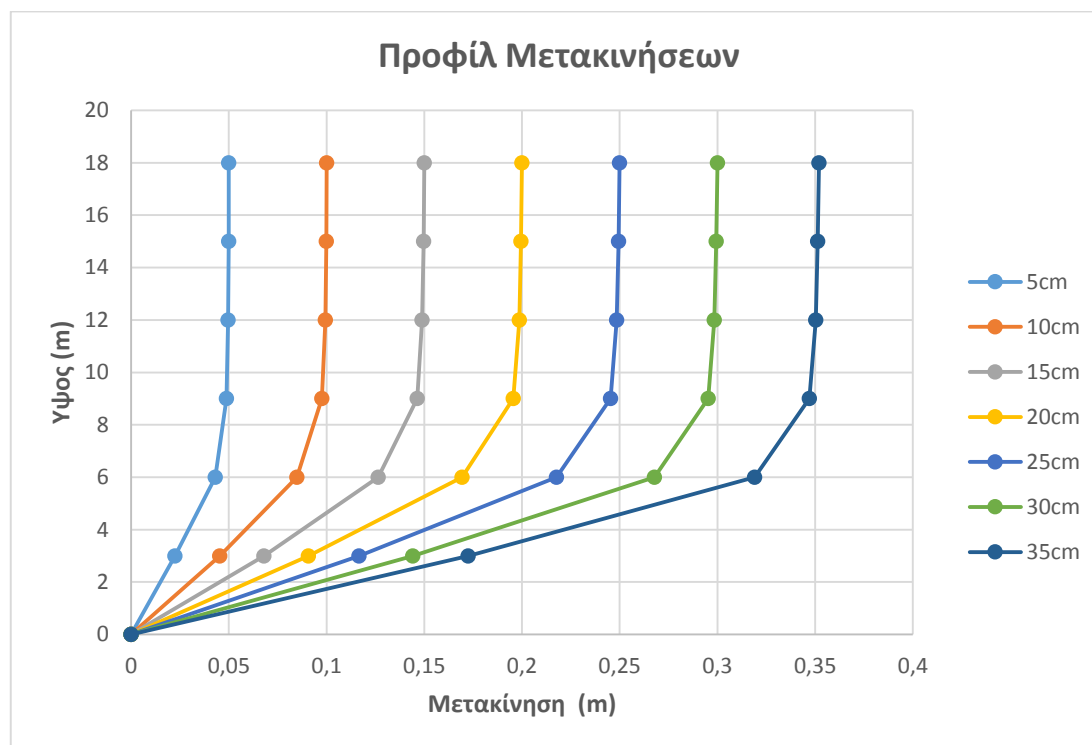
6.1 Καμπύλη Ικανότητας



Όπως είναι εμφανές από το παραπάνω σχήμα, τα υποστυλώματα του ισογείου αναπτύσσουν μεγαλύτερη τέμνουσα δύναμη στην συγκεκριμένη ανάλυση. Πιο συγκεκριμένα, η υπεραντοχή υπολογίζεται: $\Omega = \frac{V_{\text{βασης(pushover)}}}{V_{\text{βασης(design)}}} = \frac{6500}{1840} = 3.53$. Αυτό οφείλεται στην υπερδιαστασιολόγηση τους, που προκύπτει από τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού και από κατασκευαστικούς λόγους.

6.2 Προφίλ Απόλυτων Μετακινήσεων

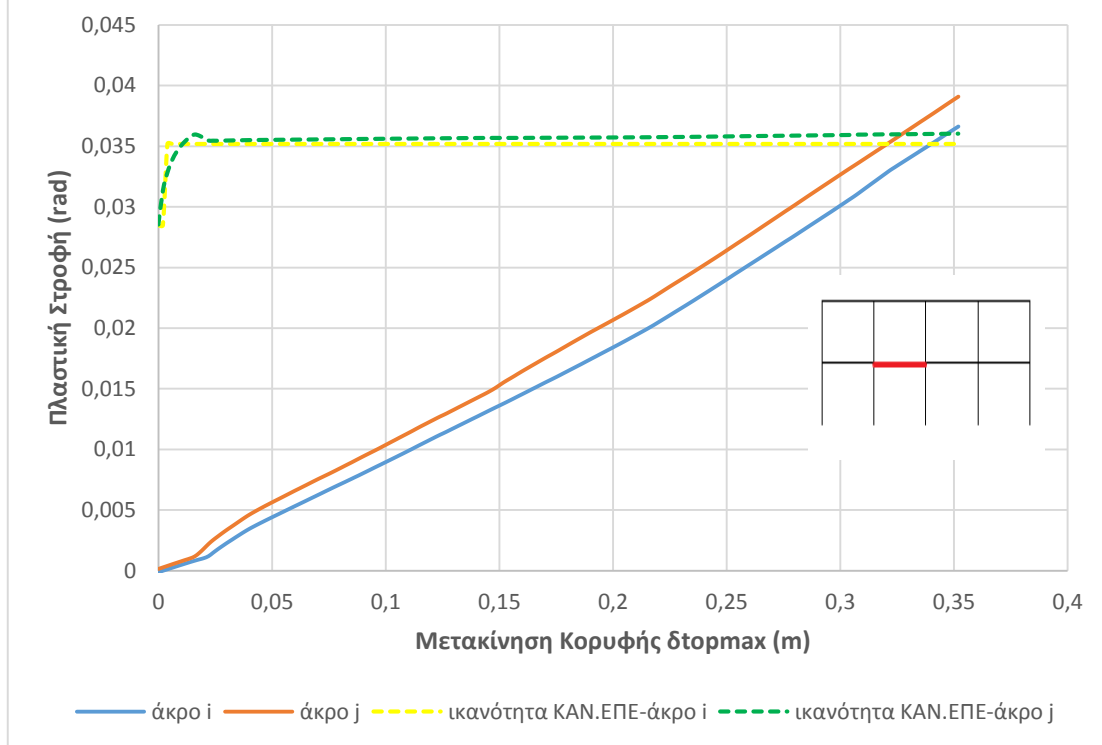
Στο επόμενο διάγραμμα απεικονίζεται η εξέλιξη των απόλυτων μετακινήσεων σε όλους τους ορόφους για ορισμένα στιγμιότυπα της προσαυξητικής φόρτισης δηλαδή για αυξανόμενη μετατόπιση του κόμβου οροφής ανά 5cm.



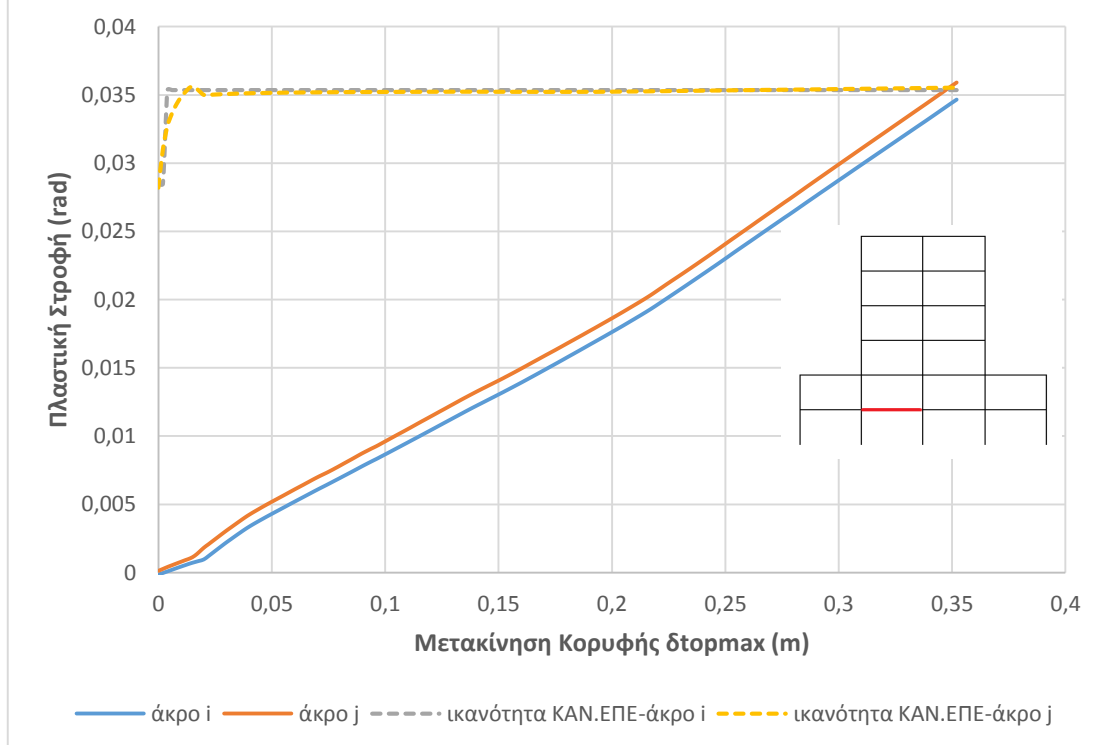
6.3 Πλαστικές Στροφές Δοκών

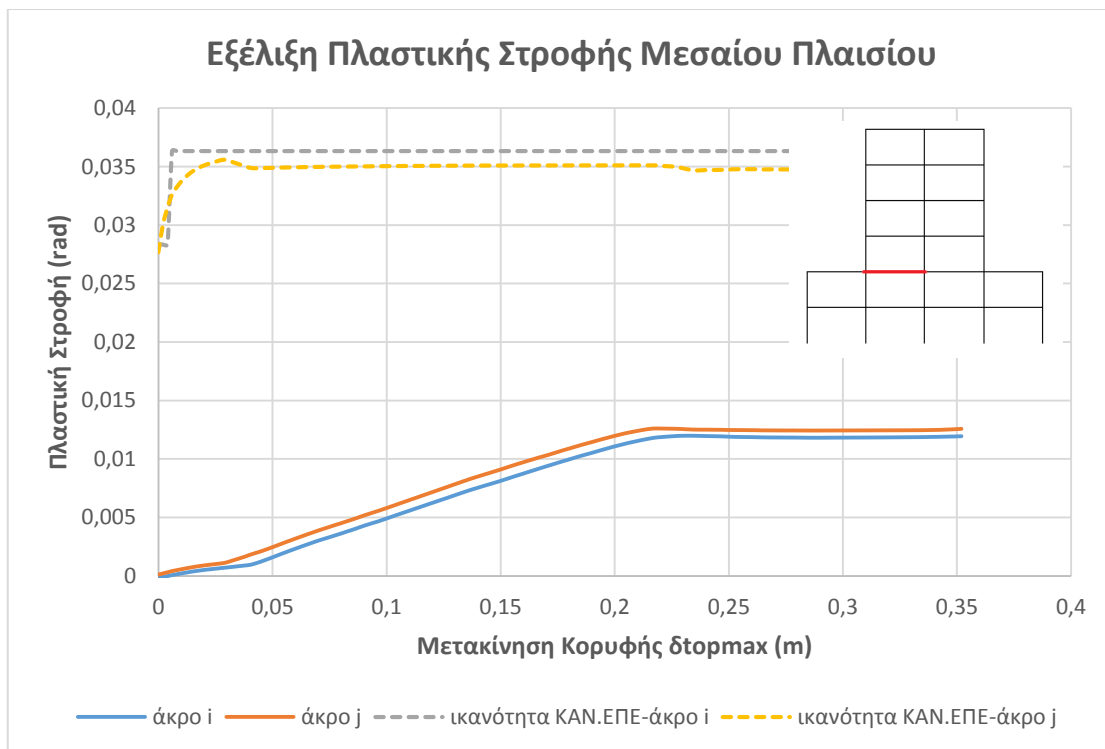
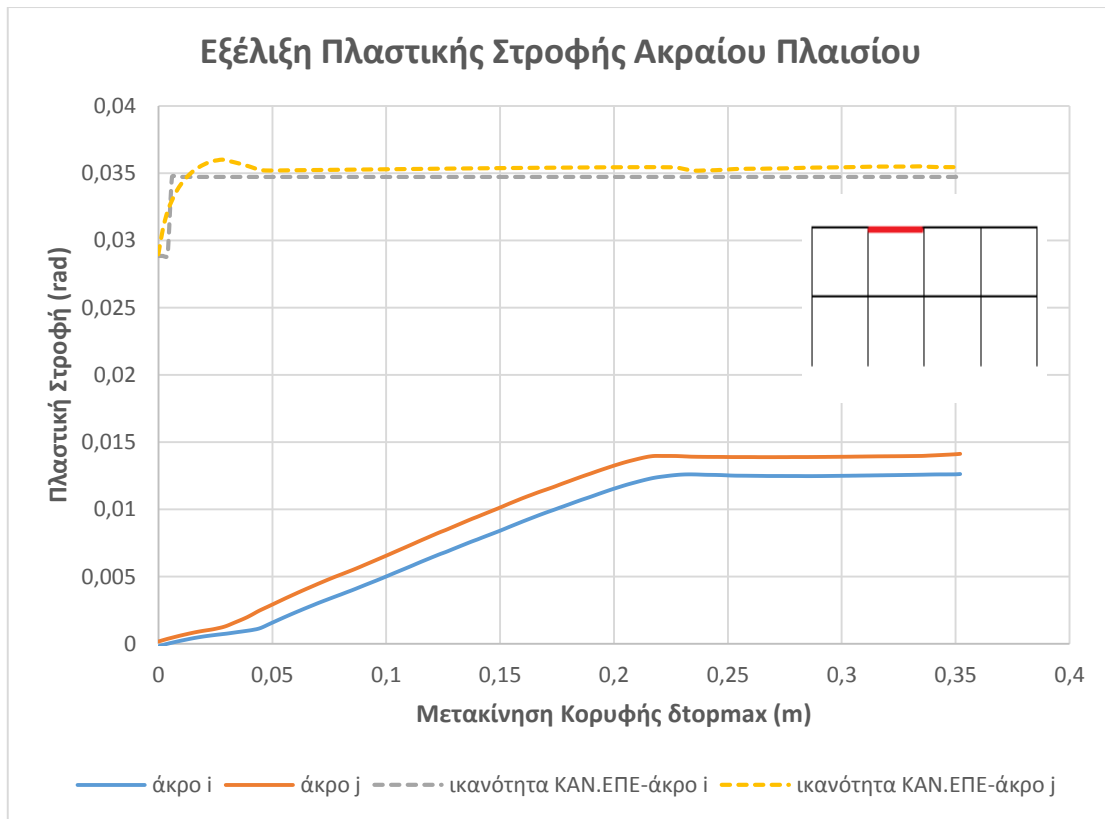
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται η εξέλιξη των πλαστικών στροφών στα άκρα των δοκών για τους 2 πρώτους ορόφους. Συγκριτικά, παρατίθεται σε κάθε διάγραμμα (διακεκομμένη γραμμή) η πλαστική στροφή κατά την αστοχία του μέλους όπως αυτή ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. στο κεφάλαιο 7.2.4.

Εξέλιξη Πλαστικής Στροφής Ακρικού Πλαισίου



Εξέλιξη Πλαστικής Στροφής Μεσαίου Πλαισίου

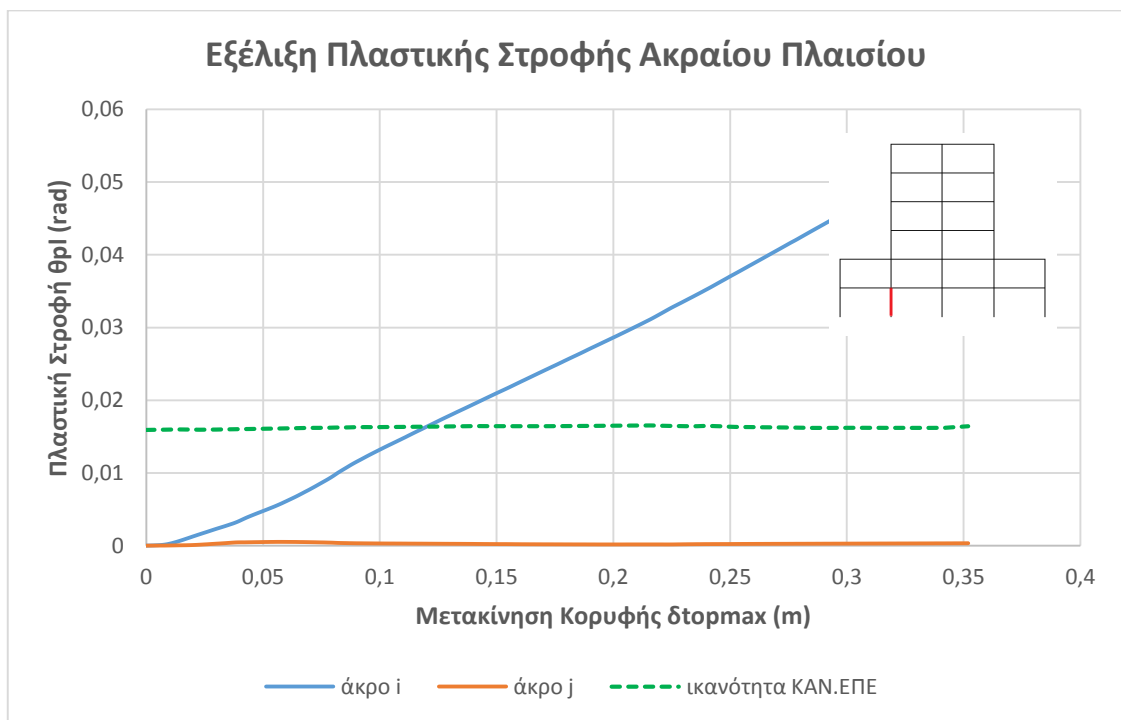
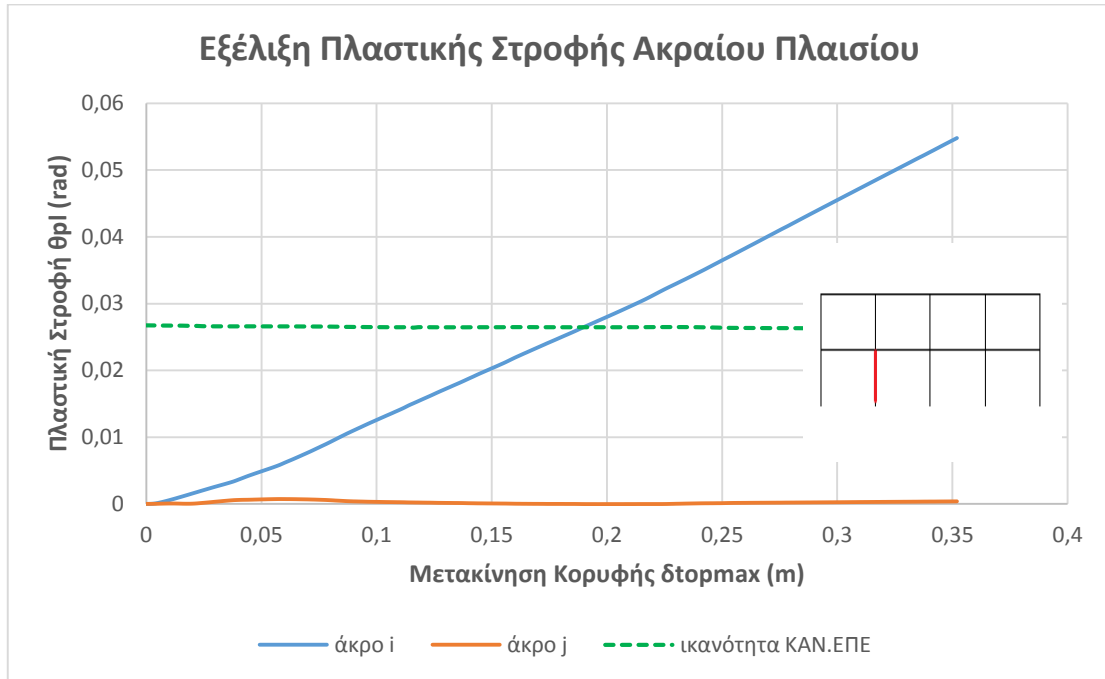




Στην συγκεκριμένη ανάλυση οι απαιτήσεις σε πλαστική στροφή των μελών είναι προφανώς αυξημένες σε σχέση με τις προηγούμενες αναλύσεις. Ωστόσο, δεν παρατηρούνται σημαντικές υπερβάσεις της ικανότητας των στοιχείων με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

6.4 Πλαστικές Στροφές Υποστυλωμάτων

Παρουσιάζεται η εξέλιξη της πλαστικής στροφής των υποστυλωμάτων των 2 κατώτερων ορόφων κατά την διάρκεια της ανάλυσης και η μέση τιμή της πλαστικής στροφής κατά την αστοχία όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Οι απαιτήσεις που προκύπτουν από την ανάλυση είναι αυξημένες και υπερβαίνουν κατά πολύ την αντίστοιχη ικανότητα των υποστυλωμάτων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

Για την διεξαγωγή των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε το ίδιο προσομοίωμα με αυτό των στατικών προσαυξητικών αναλύσεων, με την διαφορά ότι για να συνεκτιμηθεί η συνεισφορά των φαινομένων P-δ χρησιμοποιήθηκε κατάλληλη εντολή για τον μετασχηματισμό των μητρών που παρέχει το OpenSees και προστέθηκε στην κατασκευή ιξώδης απόσβεσης, για να προσομοιάσει την συμπεριφορά του κτιρίου σε συνθήκες δυναμικής διέγερσης. Το μητρώο απόσβεσης κατά Rayleigh έχει την εξής μορφή :

$$C = a_0 M + a_1 K$$

με την παραδοχή ότι δύο ιδιομορφές έχουν δεδομένο λόγο απόσβεσης. Επομένως, θεωρώντας κοινό λόγο απόσβεσης $\xi = 5\%$ για την 1^η και την 2^η ιδιομορφή, οι συντελεστές αναλογίας προκύπτουν από τις παρακάτω σχέσεις :

$$a_0 = \frac{2 \cdot \xi \cdot \omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad \text{και} \quad a_1 = \frac{2 \cdot \xi}{\omega_1 + \omega_2}$$

όπου ω_1 και ω_2 οι κυκλικές συχνότητες της 1^{ης} και 2^{ης} ιδιομορφής αντίστοιχα οι οποίες υπολογίστηκαν με ιδιομορφική ανάλυση μετά την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων στο κτίριο.

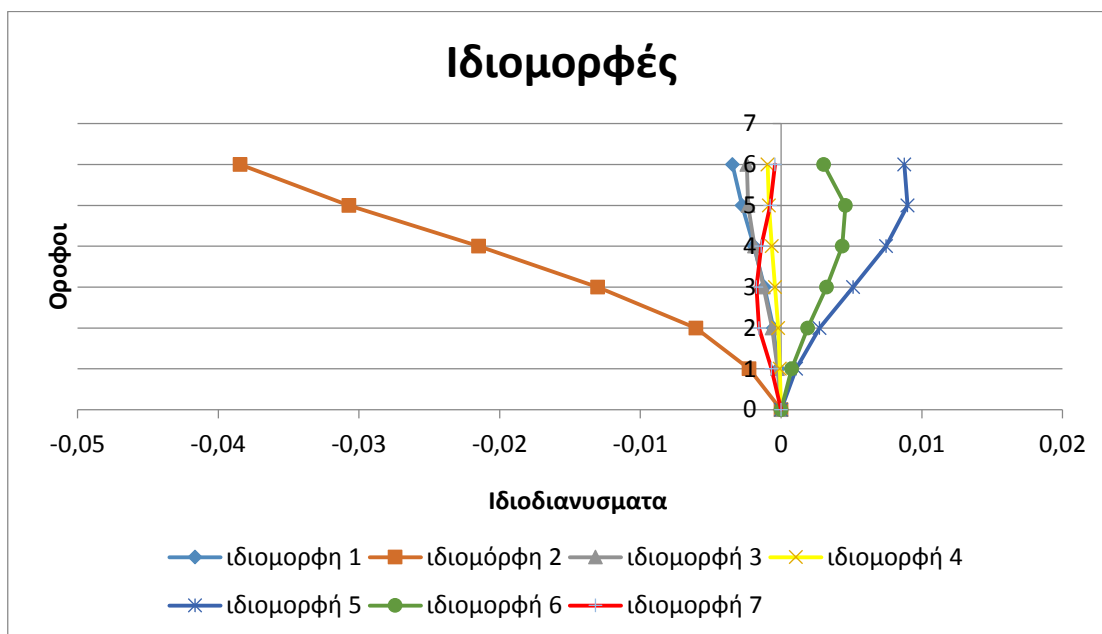
Για την εκτέλεση της ανάλυσης, αρχικά έγινε επίλυση του μοντέλου για τη δράση του συνόλου των μόνιμων φορτίων G και του 30% των κινητών φορτίων Q και στη συνέχεια, εφαρμόζεται στον φορέα η εκάστοτε σεισμική ακολουθία. Για την ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης σε κάθε βήμα επιλέχθηκε η μέθοδος Newmark, ενώ για τους αλγορίθμους επίλυσης δημιουργήθηκε ρουτίνα που τους εναλλάσσει εφόσον δεν επιτευχθεί σύγκλιση μετά από ένα ικανοποιητικό αριθμό επαναλήψεων.

7.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό της απόσβεσης και την ιδιομορφική επαλληλία των εντατικών μεγεθών κατά τον σχεδιασμό. Σύμφωνα με τον EC8 το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών πρέπει να ξεπερνά το 90% της

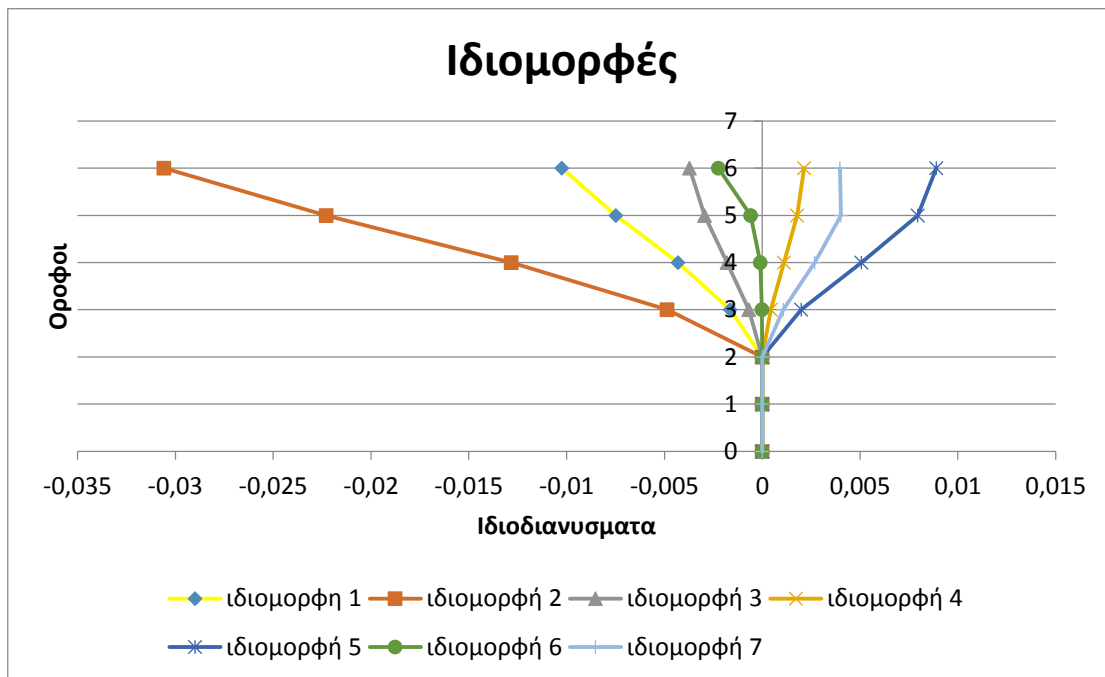
συνολικής μάζας του κτιρίου. Δεδομένης της παραπάνω απαίτησης χρησιμοποιήθηκαν οι 7 πρώτες ιδιομορφές οι οποίες παρατίθενται παρακάτω.

T1 (s)	T2 (s)	T4 (s)	T5 (s)	T6 (s)	T7 (s)
0.96	0.87	0.7	0.69	0.66	0.65



Για καλύτερη κατανόηση της απόκρισης του φορέα, εκτελέστηκε ιδιομορφική ανάλυση δεσμεύοντας τις μετακινήσεις όλων των κόμβων στους 2 πρώτους ορόφους της κατασκευής. Με αυτό τον τρόπο, μελετάται η συμπεριφορά του κτιρίου από την στάθμη της εσοχής και πάνω.

T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)	T4 (s)	T5 (s)	T6 (s)	T7 (s)
0.83	0.8	0.71	0.7	0.68	0.67	0.65



7.2 Σεισμικές Καταγραφές

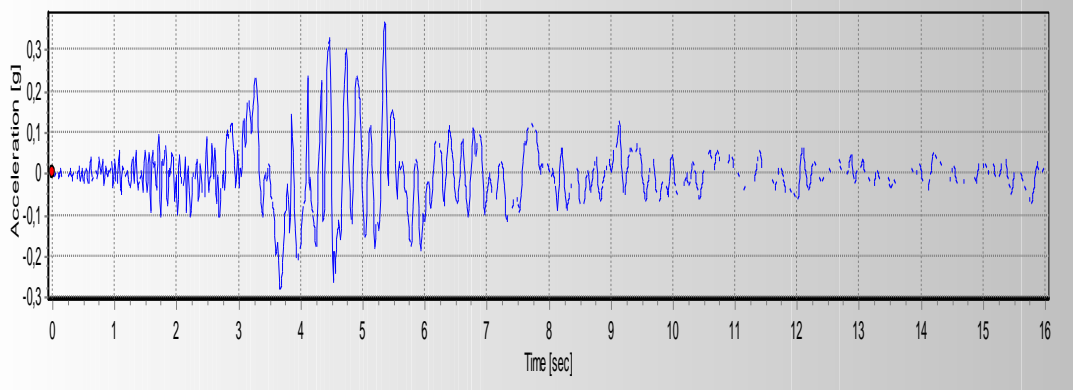
Για τις αναλύσεις επιλέχθηκαν τα σειсмоγραφήματα, τα χαρακτηριστικά των οποίων παρουσιάζονται παρακάτω. Όλα τα επιταχυνσιογραφήματα κλιμακώθηκαν έτσι ώστε η ελαστική φασματική επιτάχυνση να συμπίπτει με αυτή που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα του EC8 για την 1^η ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Σεισμός	Ημερομηνία	Πηγή	Συντελεστής Κλιμάκωσης
Loma Prieta	18/10/1989	PEER Strong Motion Database	1
Κόρινθος Διαμήκης Καταγραφή	24/2/1981	Αστεροσκοπείο Αθηνών	0.813
Κόρινθος Εγκάρσια Καταγραφή	24/2/1981	Αστεροσκοπείο Αθηνών	1.453

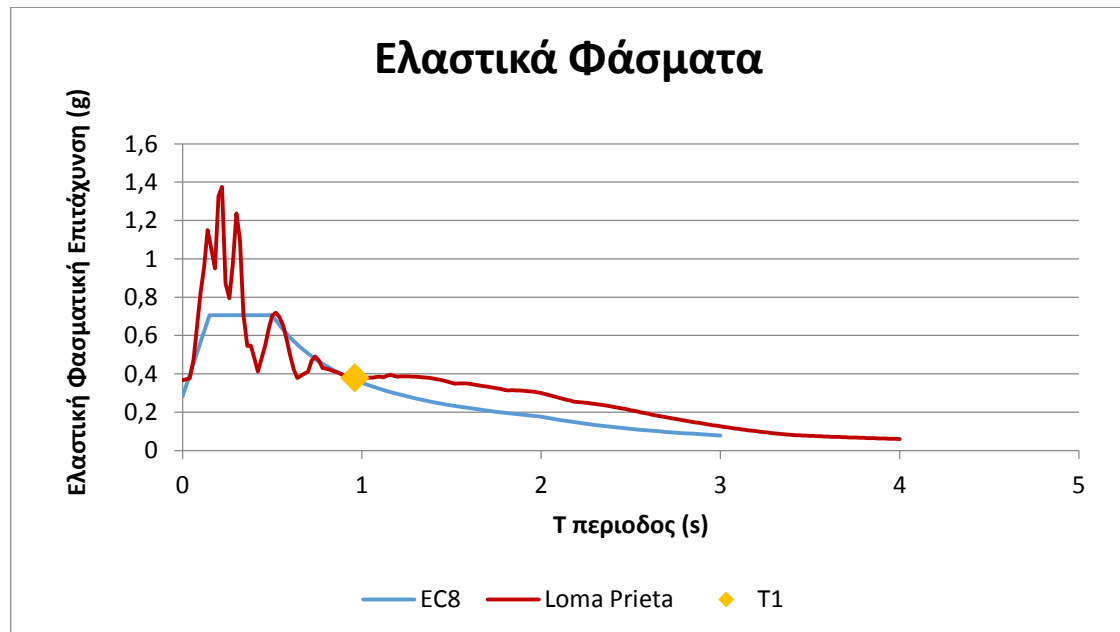
Η καταγραφή του Loma Prieta εφαρμόστηκε μόνο κατά την διεύθυνση X ενώ για τον σεισμό της Κορίνθου, η διαμήκης καταγραφή εφαρμόστηκε κατά την διεύθυνση X και η εγκάρσια κατά την Z. Τα αντίστοιχα αρχικά

επιταχυνσιογραφήματα καθώς και τα ελαστικά φάσματα απόκρισης φαίνονται στα ακόλουθα διαγράμματα.

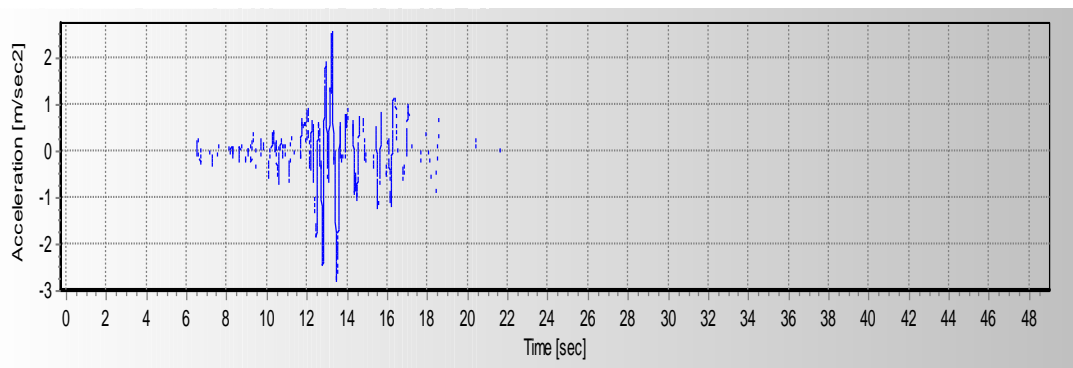
Χρονοιστορία Εδαφικής Επιτάχυνσης Loma Prieta

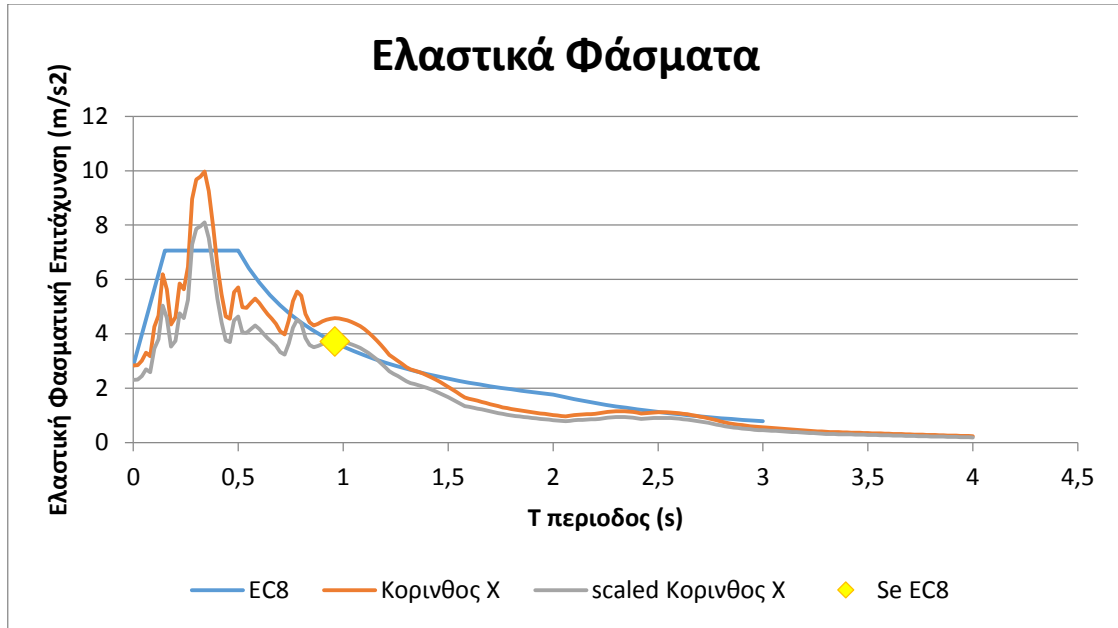


Ελαστικά Φάσματα

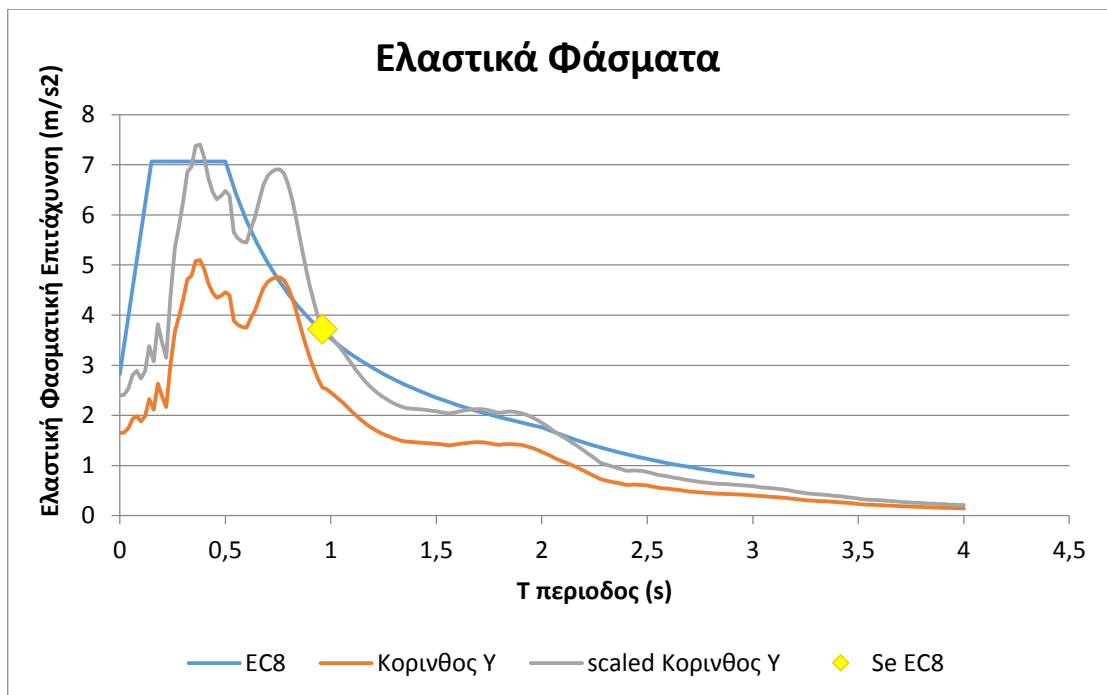
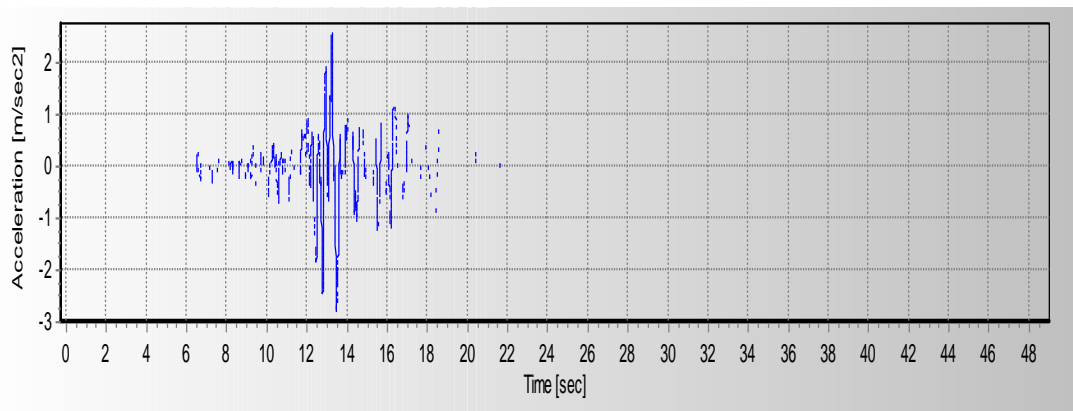


Χρονοιστορία Εδαφικής Επιτάχυνσης Κορίνθου (Διαμήκης Καταγραφή)



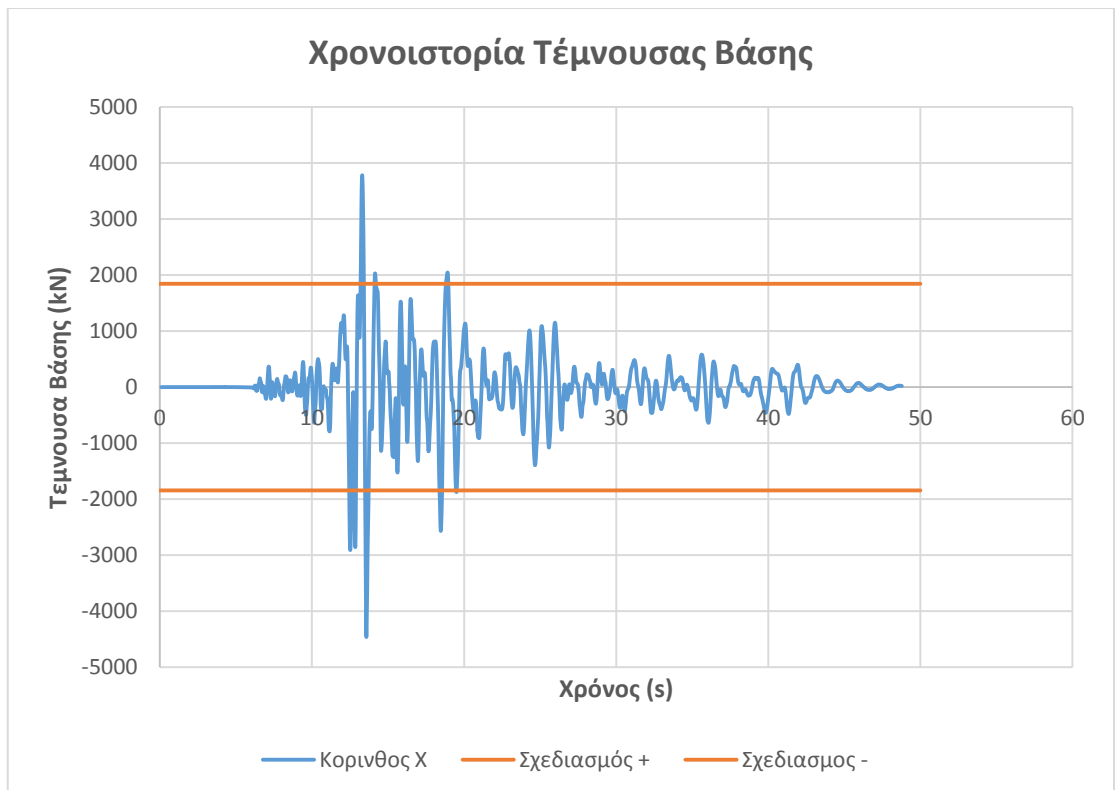
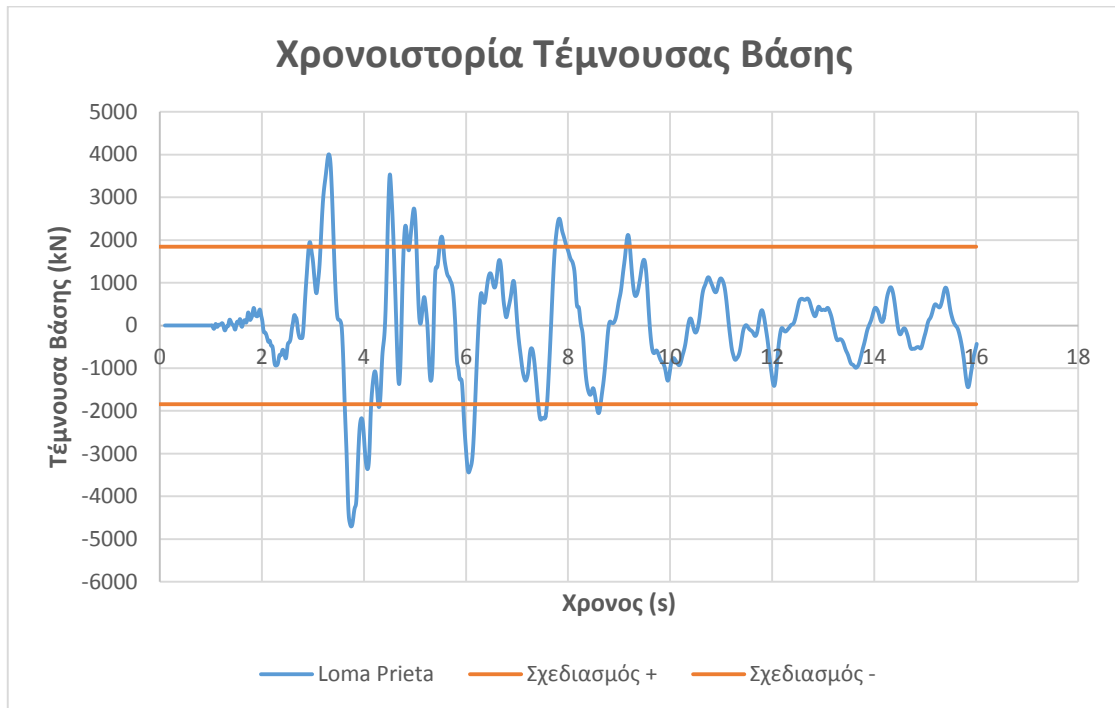


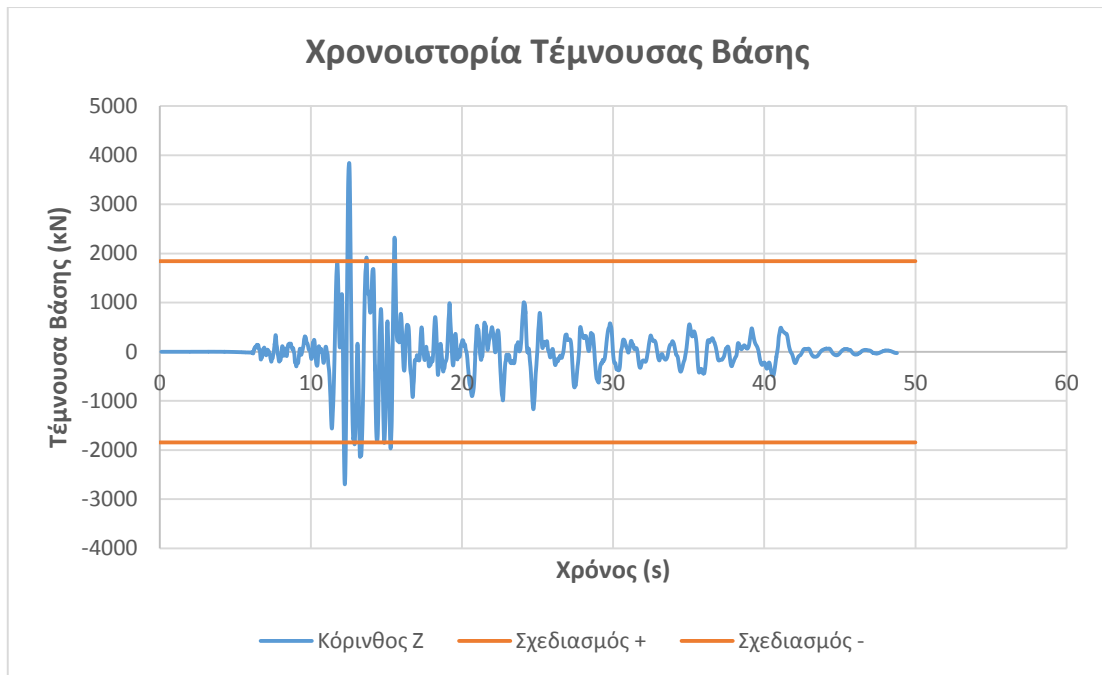
Χρονοιστορία Εδαφικής Επιτάχυνσης Κορίνθου (Εγκάρσια Καταγραφή)



7.3 Χρονοιστορίες Τέμνουσας Βάσης

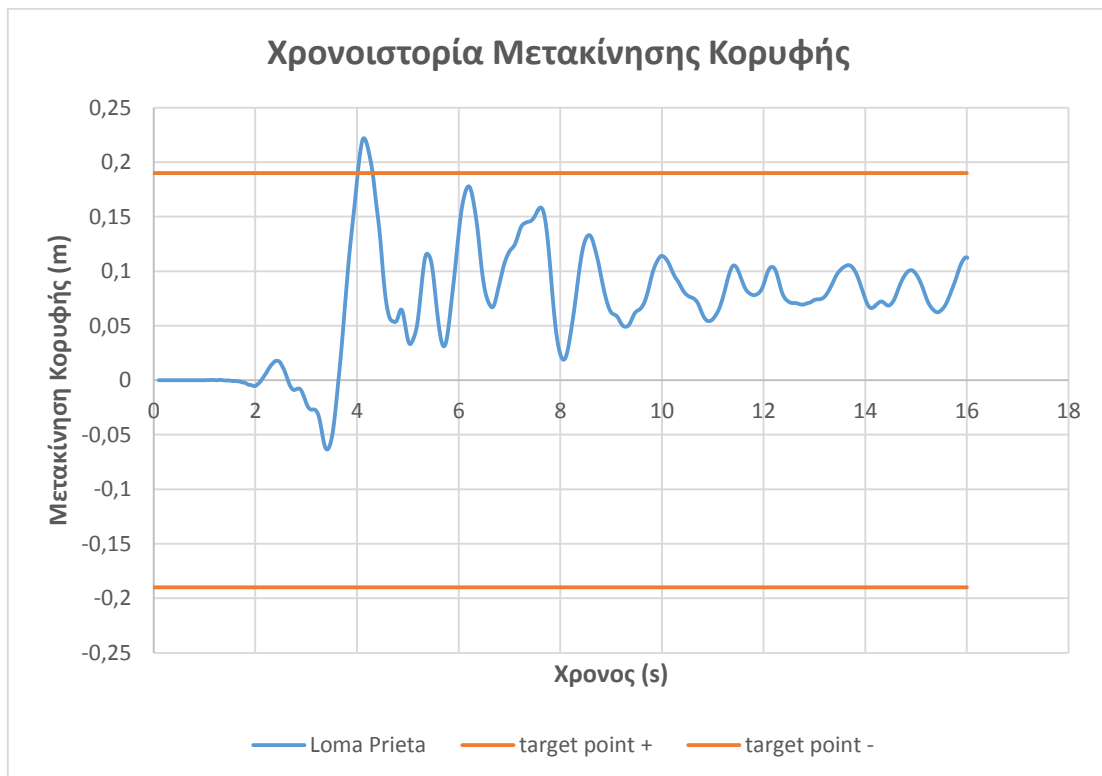
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται η εξέλιξη της συνολικής τέμνουσας βάσης κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης και συγκρίνεται με αυτή του σχεδιασμού.

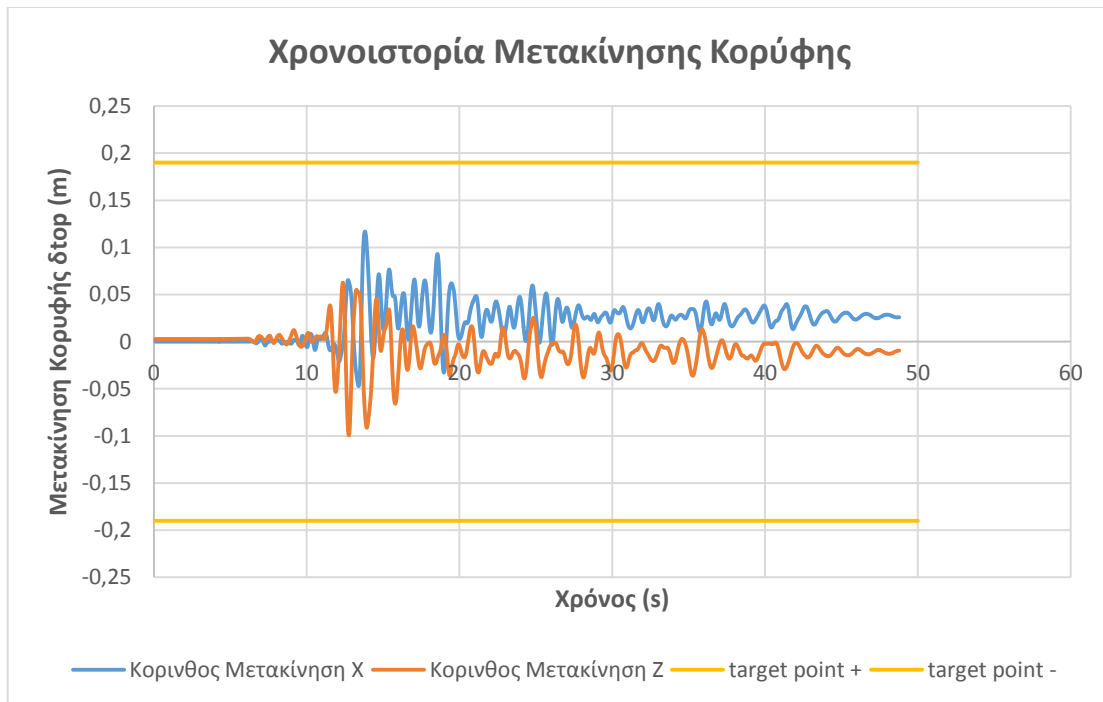




Γενικά, η τέμνουσα βάσης εμπίπτει στα όρια του σχεδιασμού, εκτός από ορισμένες στιγμιαίες υπερβάσεις.

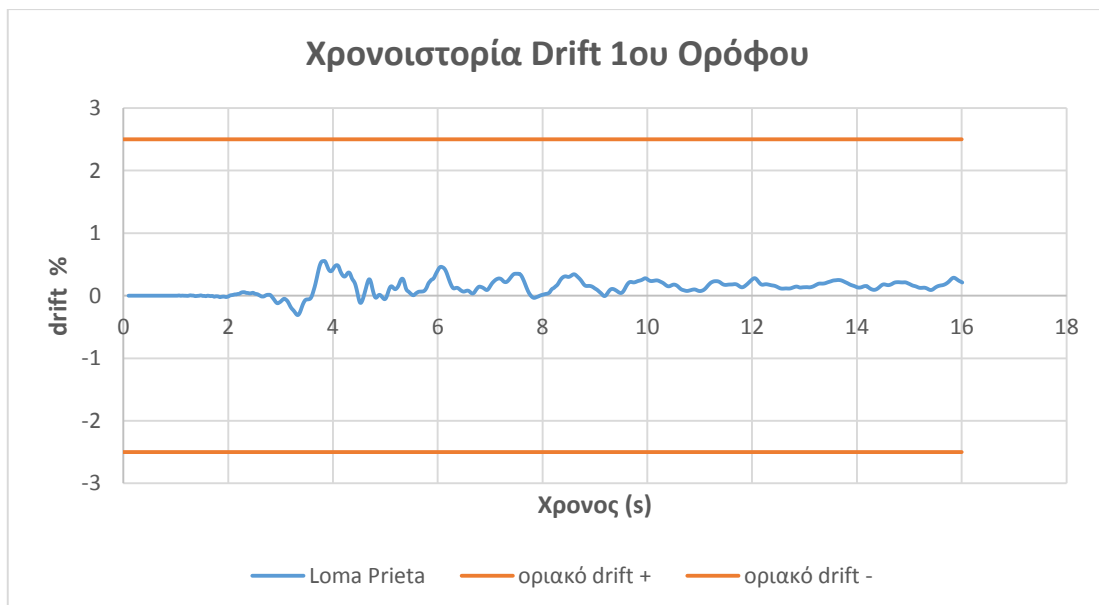
7.4 Χρονοιστορία Μετακίνησης Κορυφής

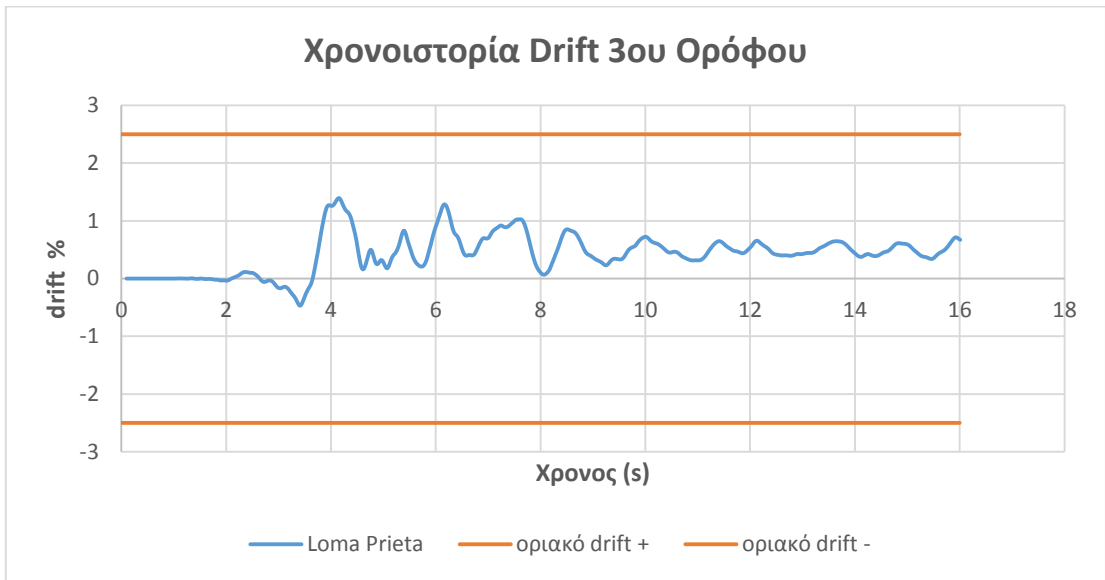
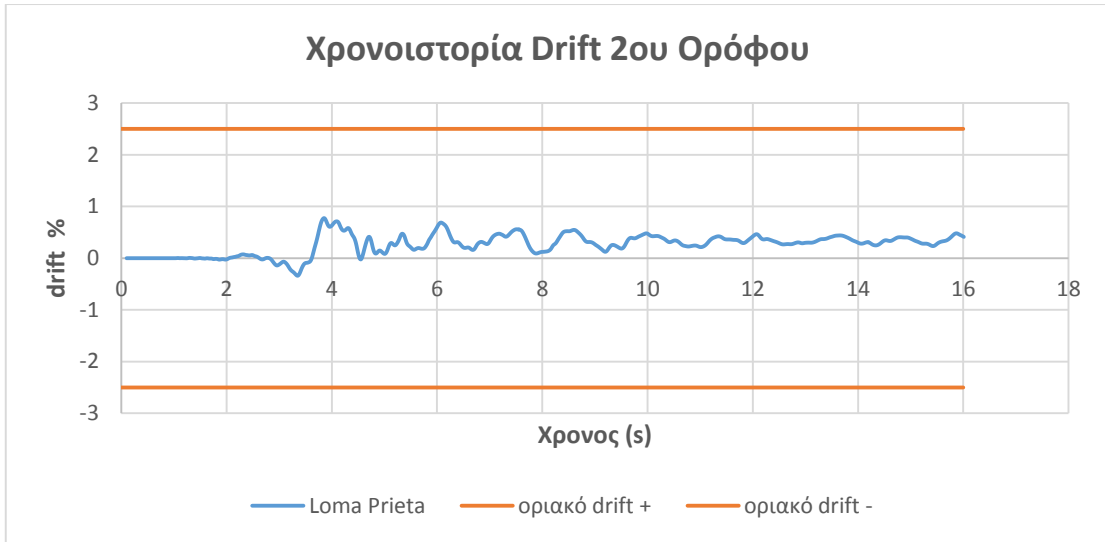


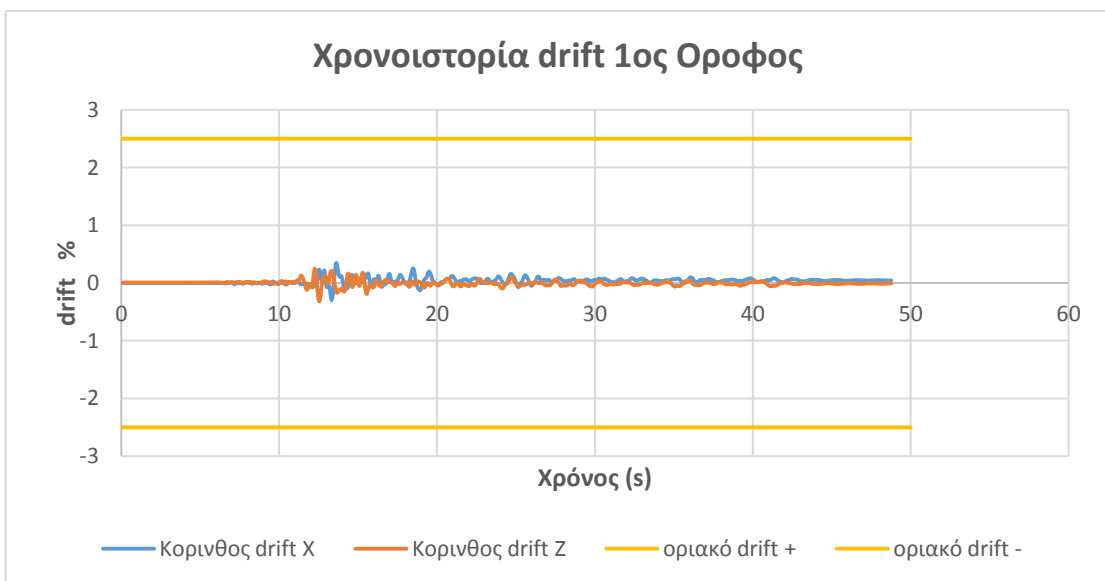
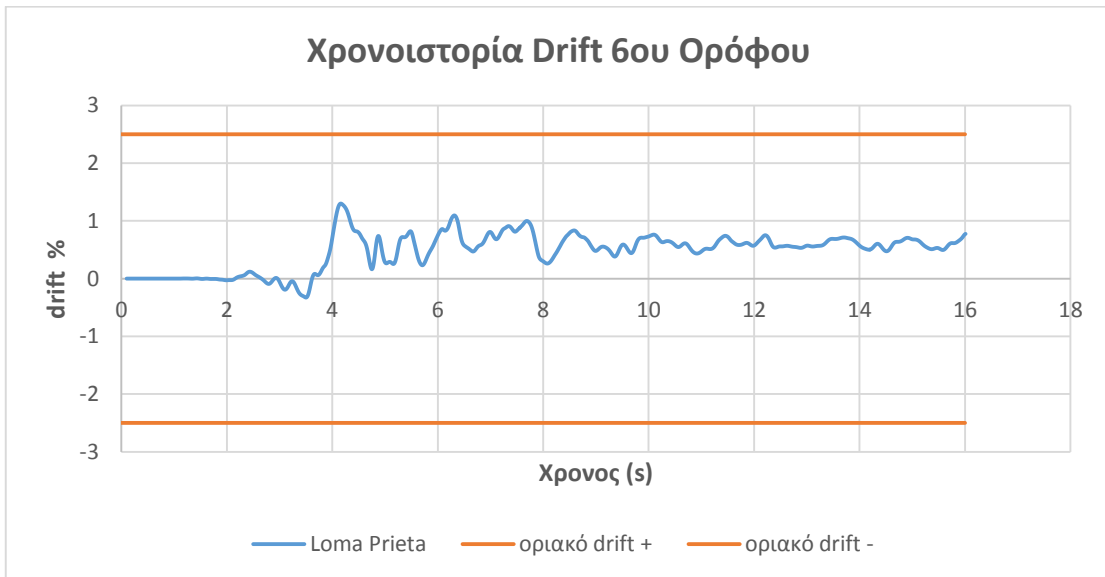
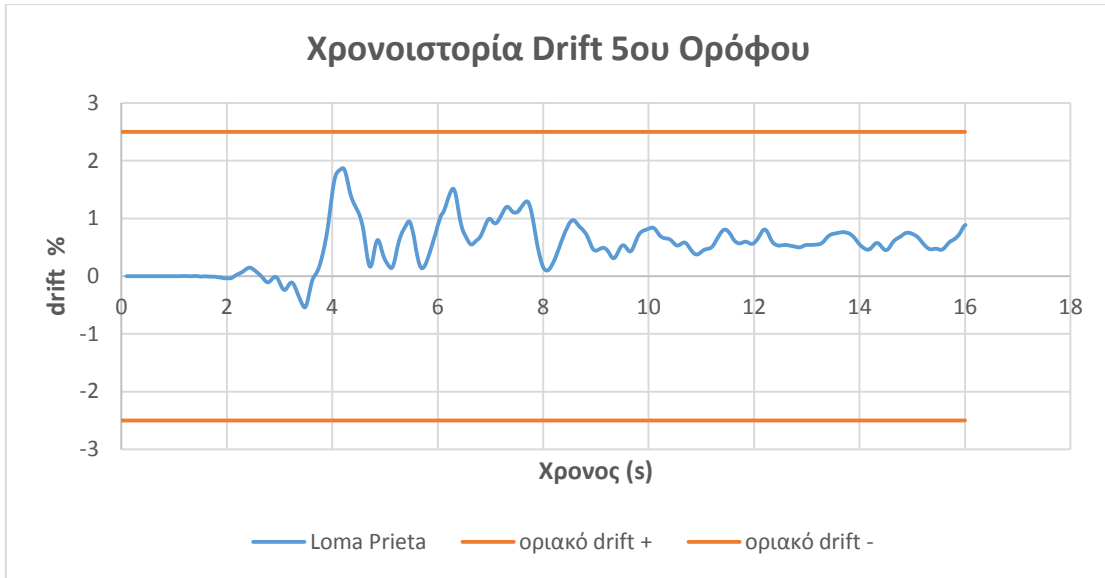


Η σεισμική καταγραφή Loma Prieta παρουσιάζει σχετικά μεγάλες μετακινήσεις, ωστόσο είναι μέσα στα πλαίσια της στοχευόμενης μετακίνησης. Αντίθετα το σειсмоγράφημα της Κορίνθου οδηγεί τον φορέα σε μικρές μετακινήσεις κορυφής, σχεδόν σε ποσοστό 50% της στοχευόμενης.

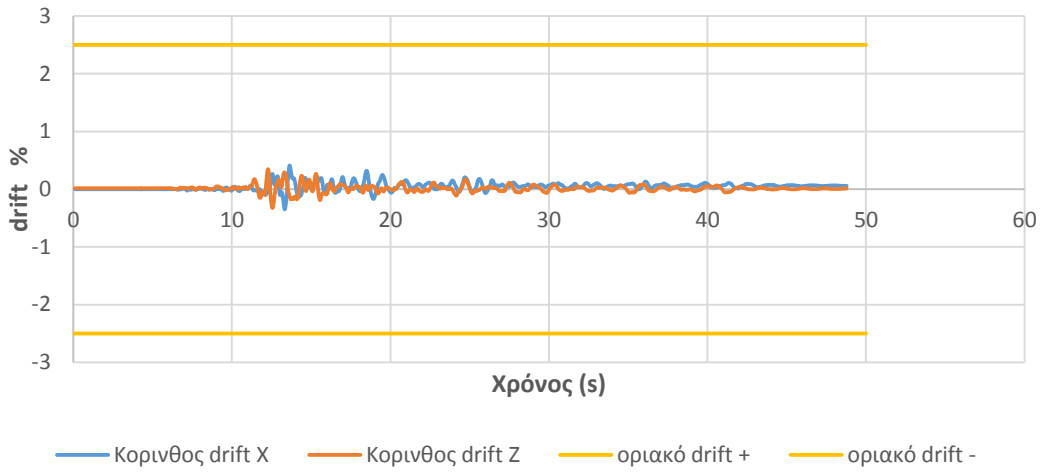
7.5 Χρονοιστορία Ανηγμένων Σχετικών Μετακινήσεων (Drift)



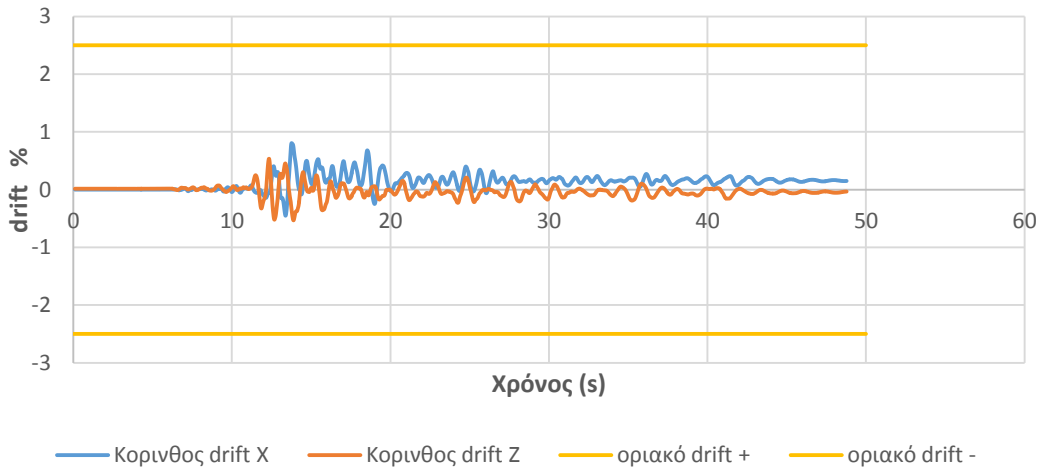




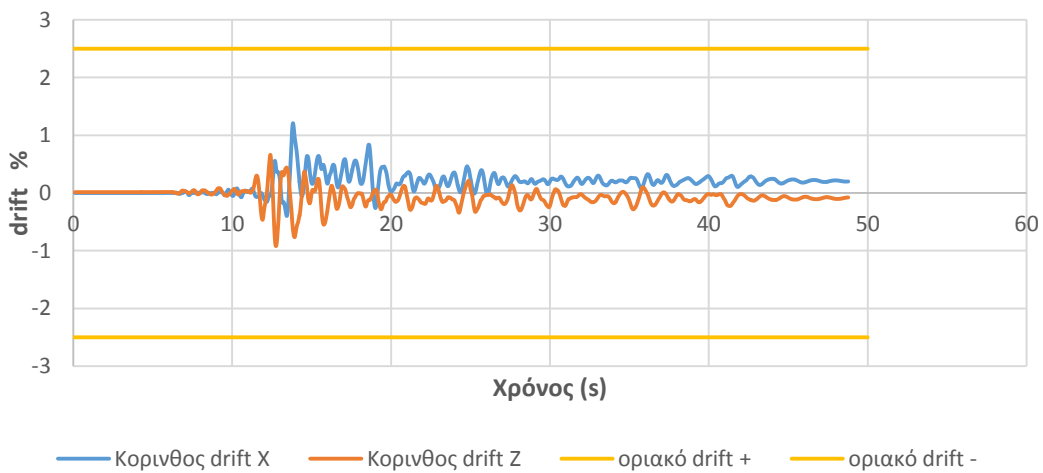
Χρονοιστορία drift 2ος Οροφος

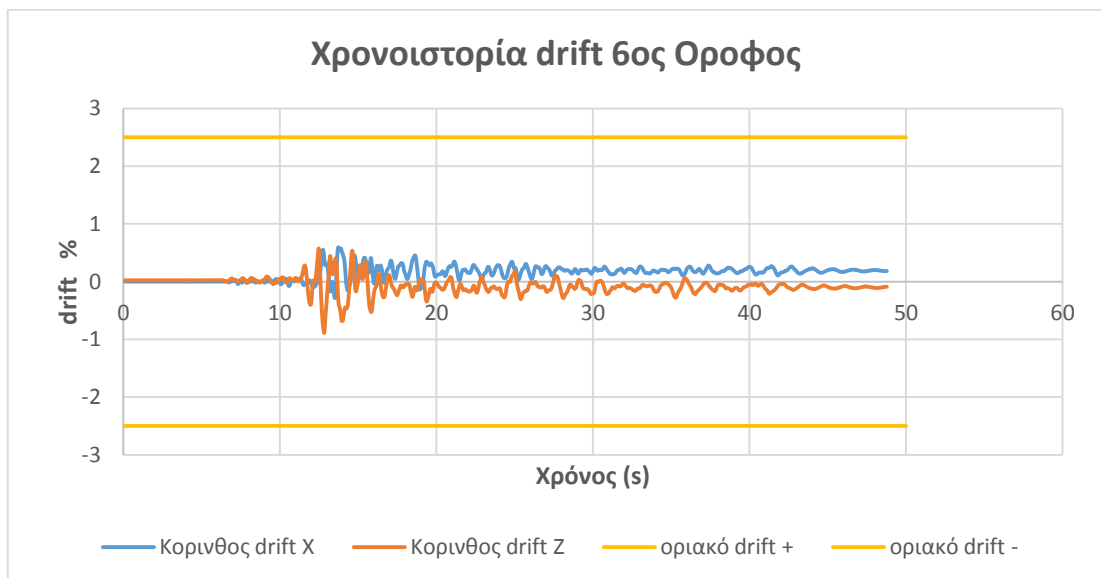
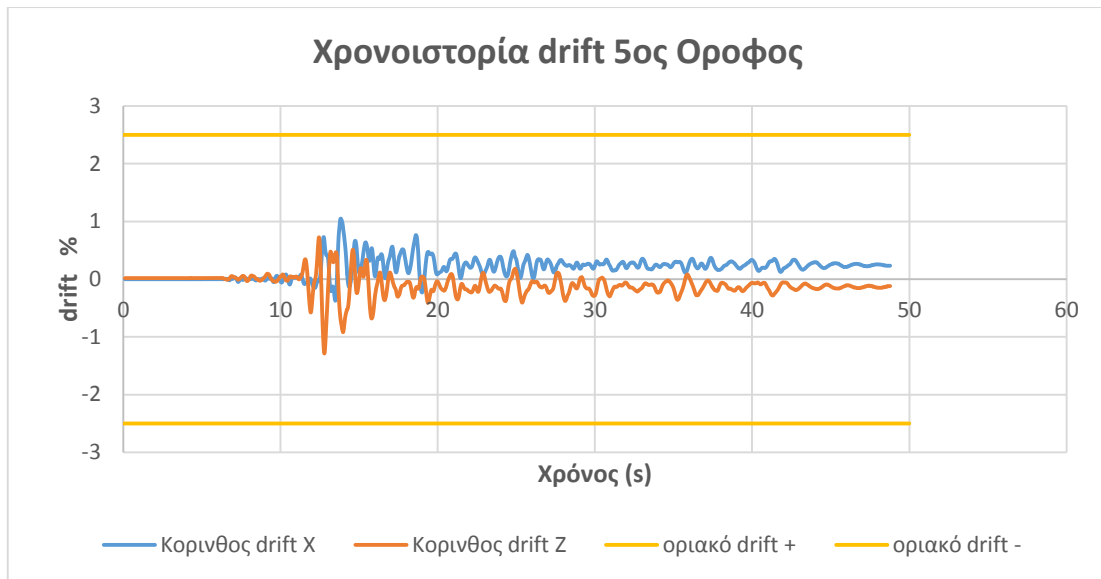


Χρονοιστορία drift 3ος Οροφος



Χρονοιστορία drift 4ος Οροφος

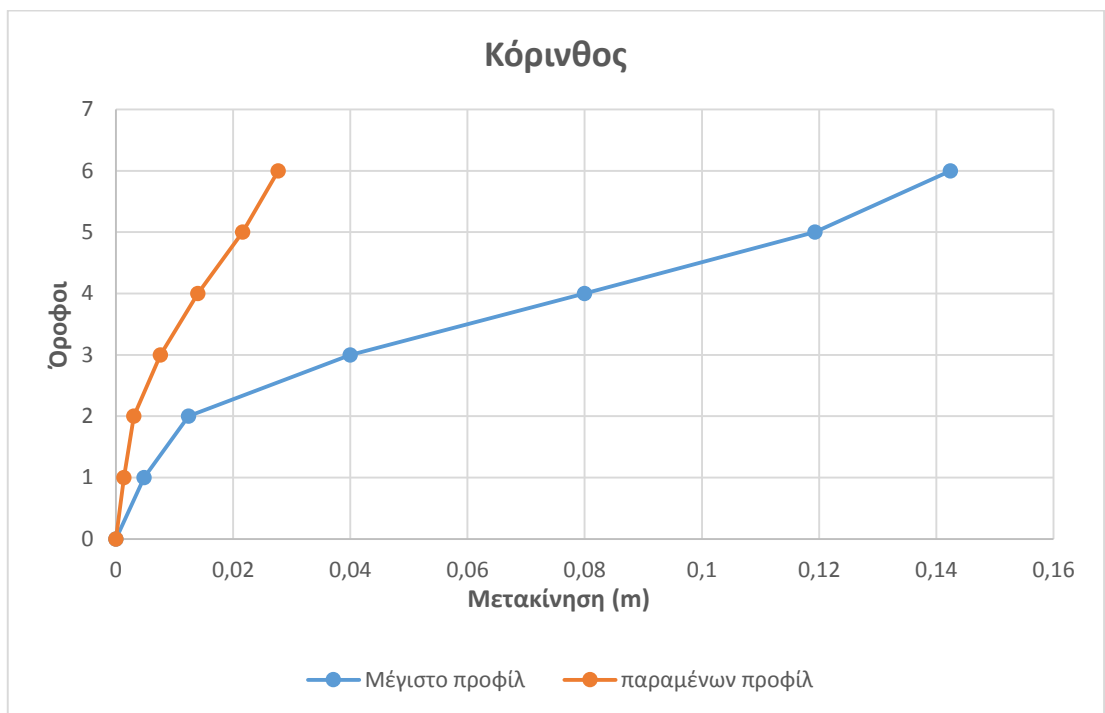
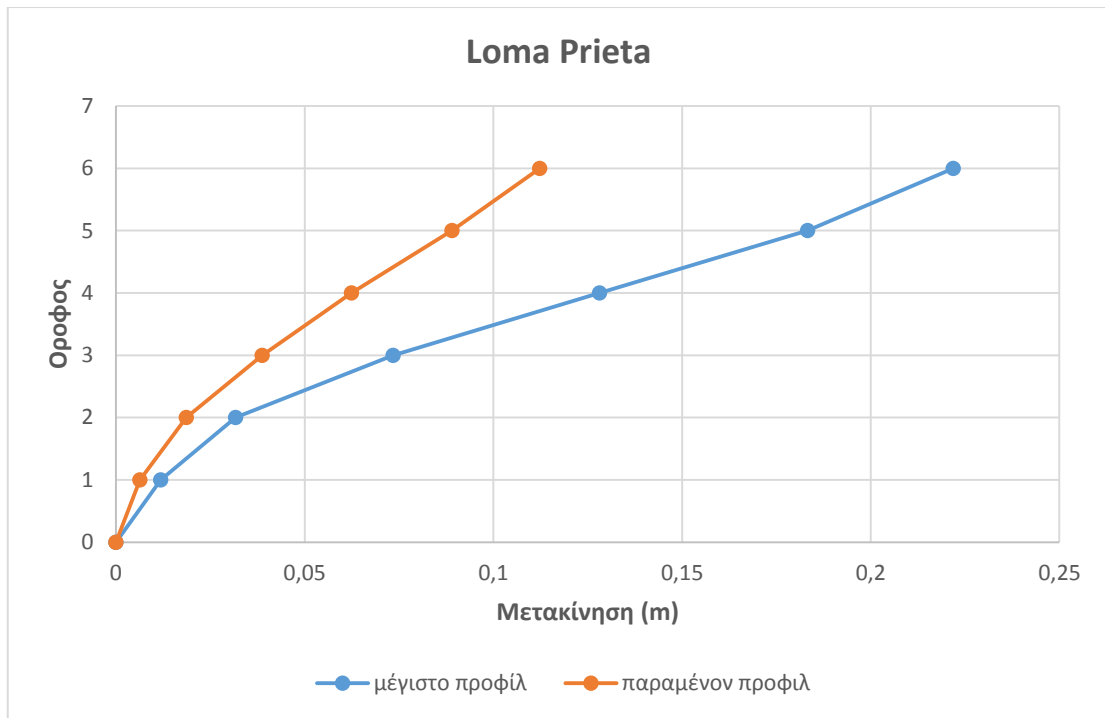




Από τα παραπάνω διαγράμματα είναι εμφανές ότι καμία σεισμική καταγραφή δεν ξεπερνά το όριο του drift. Ωστόσο το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού της Loma Prieta καταπονεί περισσότερο την κατασκευή σε σχέση με αυτό της Κορίνθου.

7.6 Προφίλ Μετακινήσεων

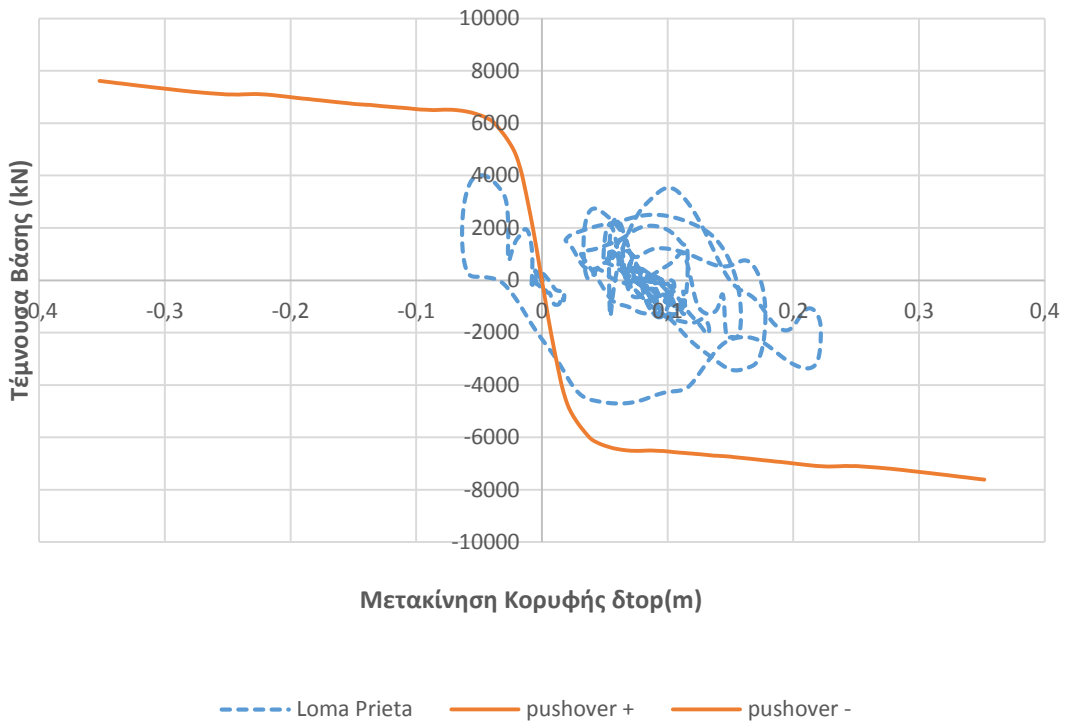
Τα διαγράμματα που ακολουθούν, δείχνουν για κάθε καταγραφή το μέγιστο και το παραμένον προφίλ. Για τον σεισμό της Κορίνθου ο οποίος δρα σε 2 διευθύνσεις, έχει υπολογιστεί η συνισταμένη μετακίνηση σε κάθε όροφο.



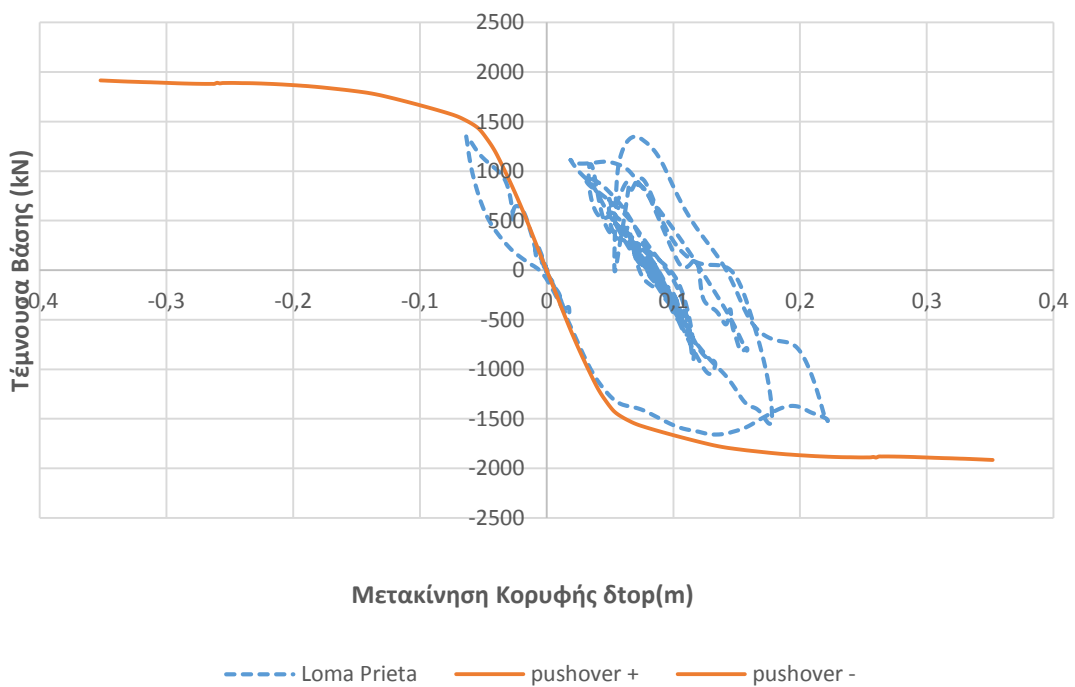
7.7 Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας

Απεικονίζεται η εξέλιξη της συνολικής τέμνουσας βάσης του κτιρίου καθώς και της τέμνουσας στην στάθμη της εσοχής κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης και συγκρίνεται με τα αντίστοιχα διαγράμματα που προέκυψαν από τις στατικές προσαυξητικές αναλύσεις.

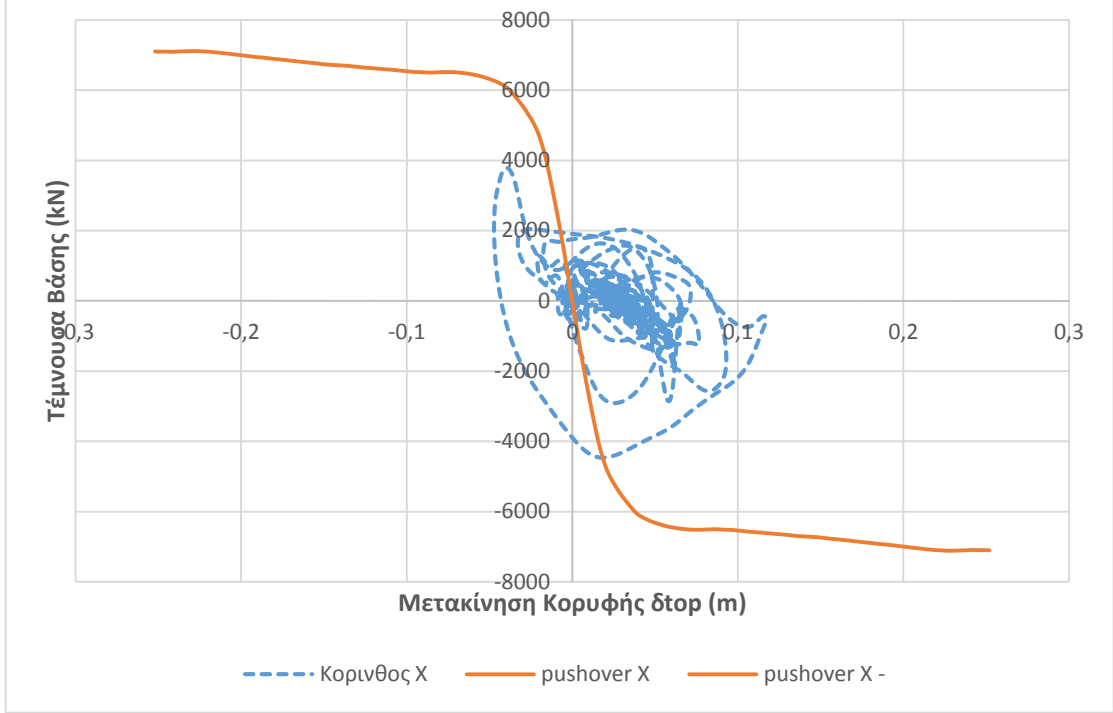
Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας Βάσης



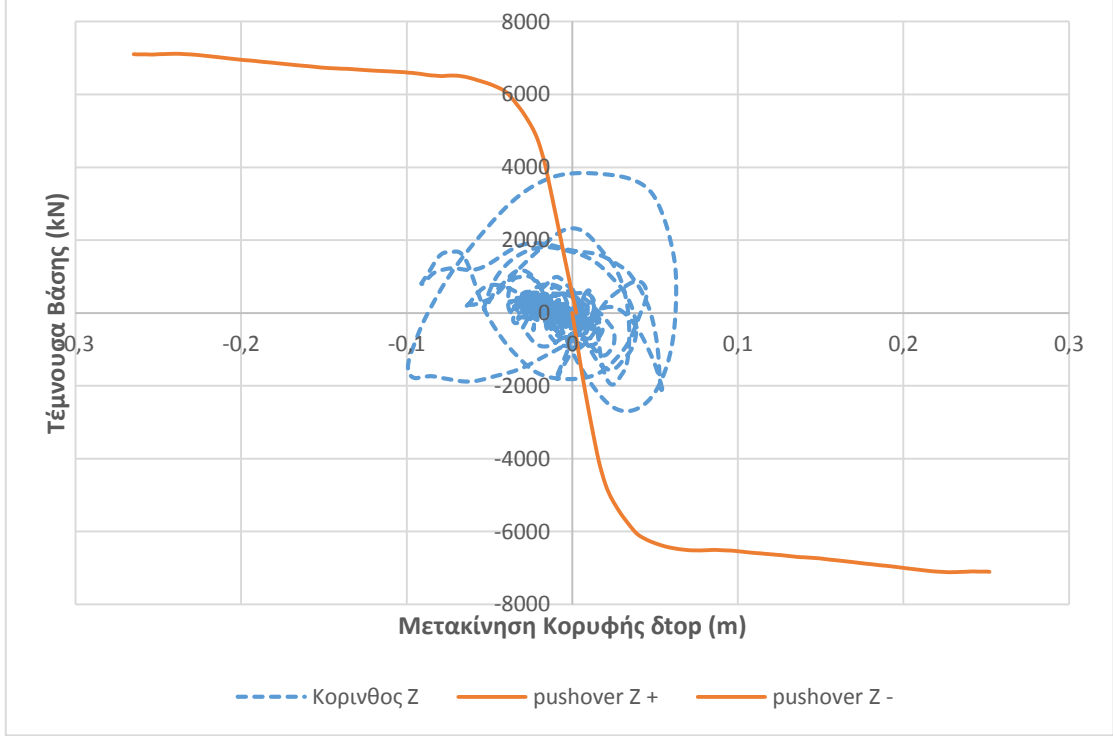
Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας Εσοχής

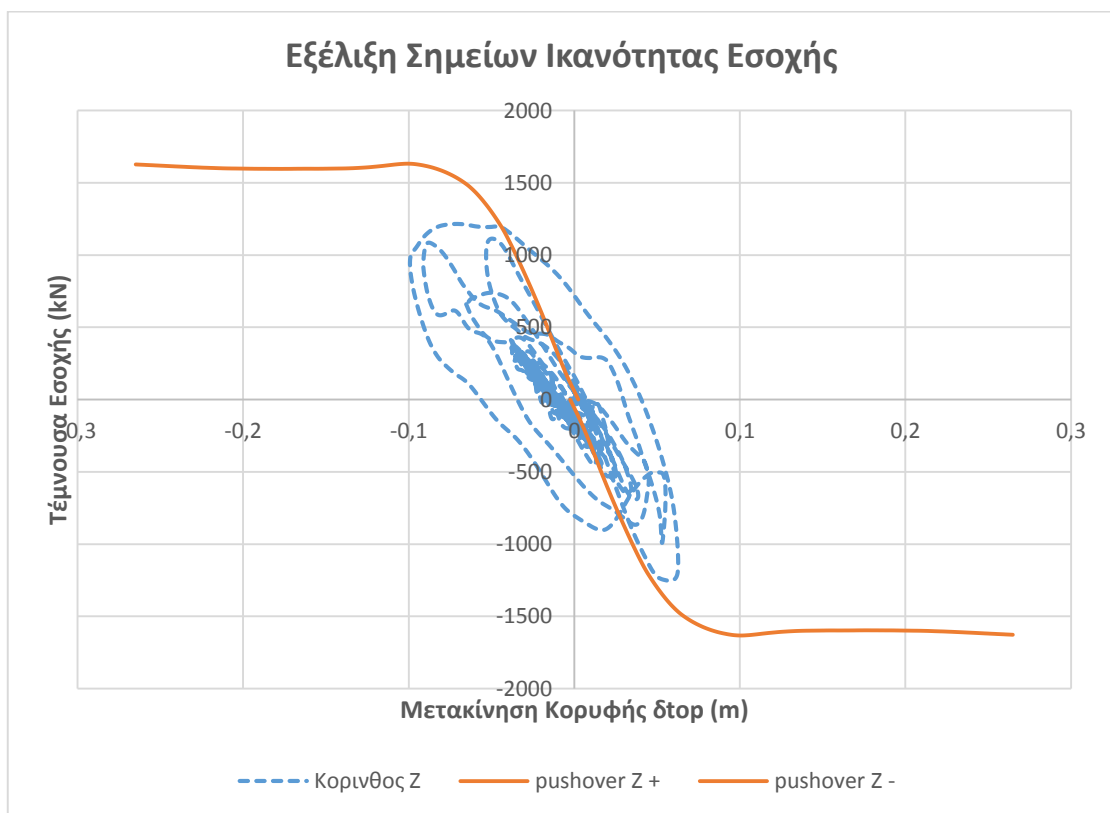
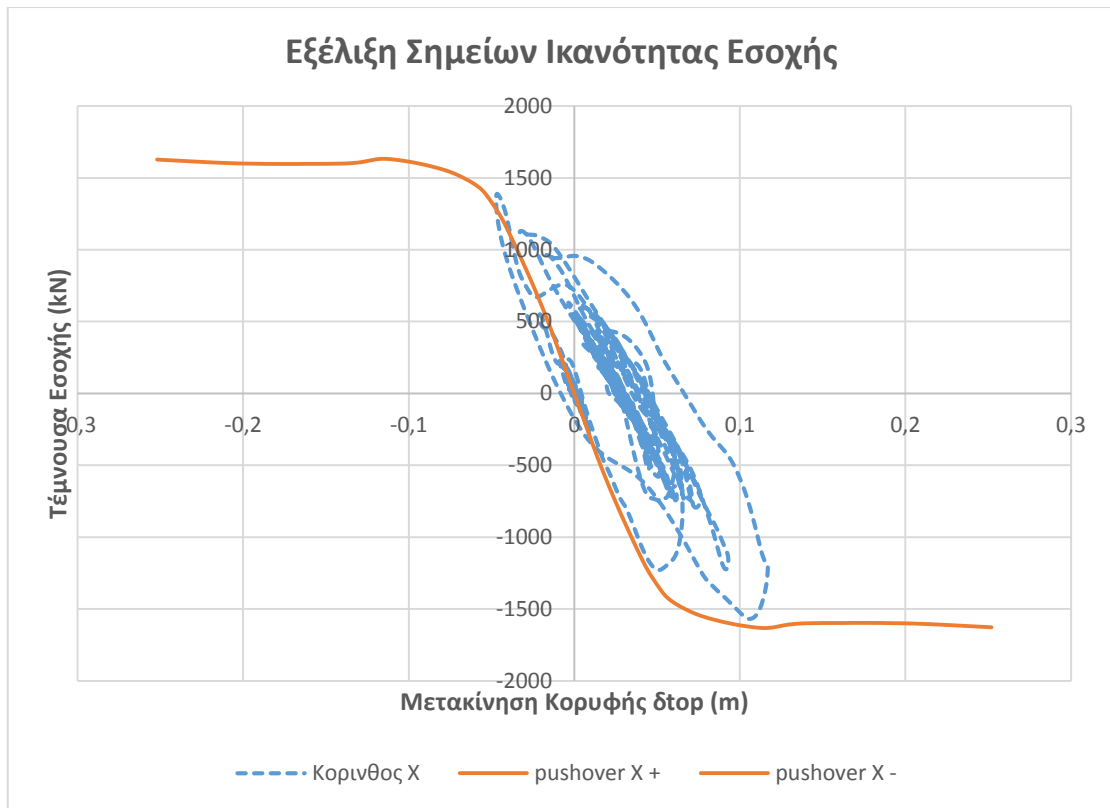


Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας Βάσης



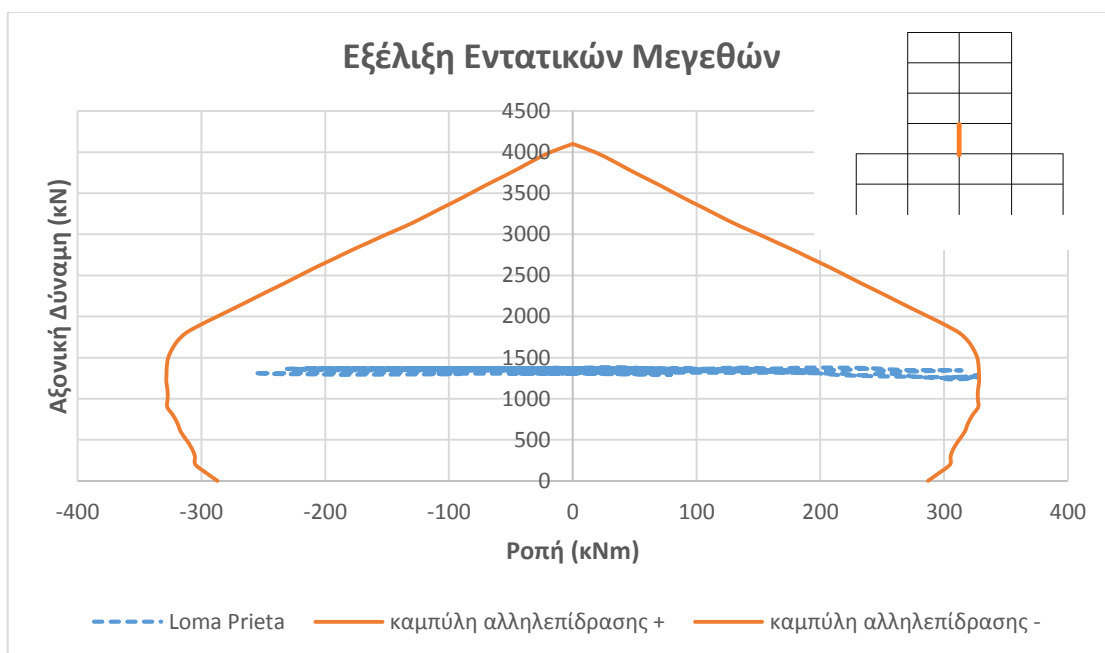
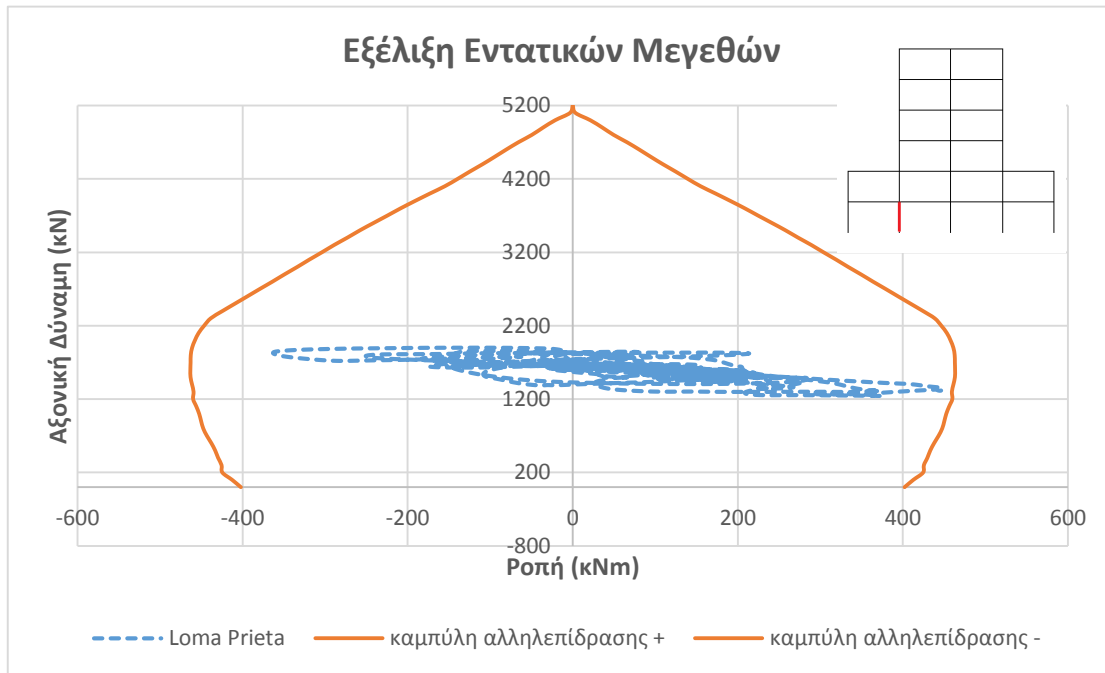
Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας Βάσης

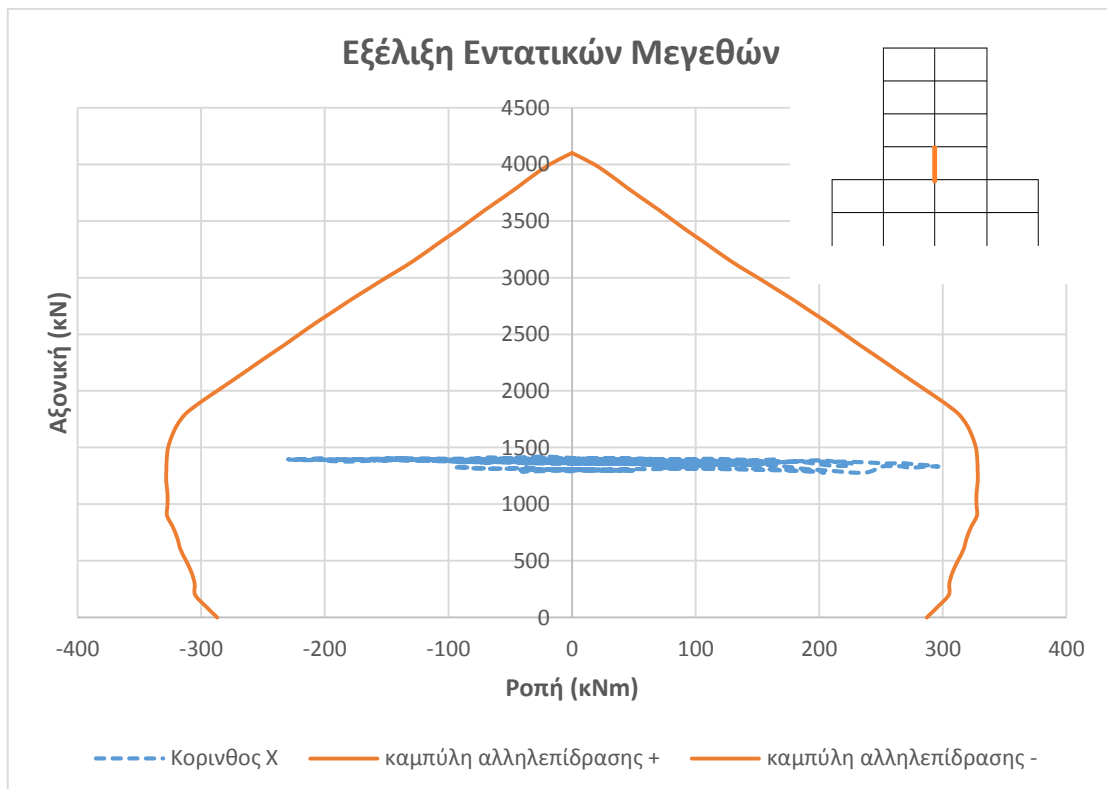
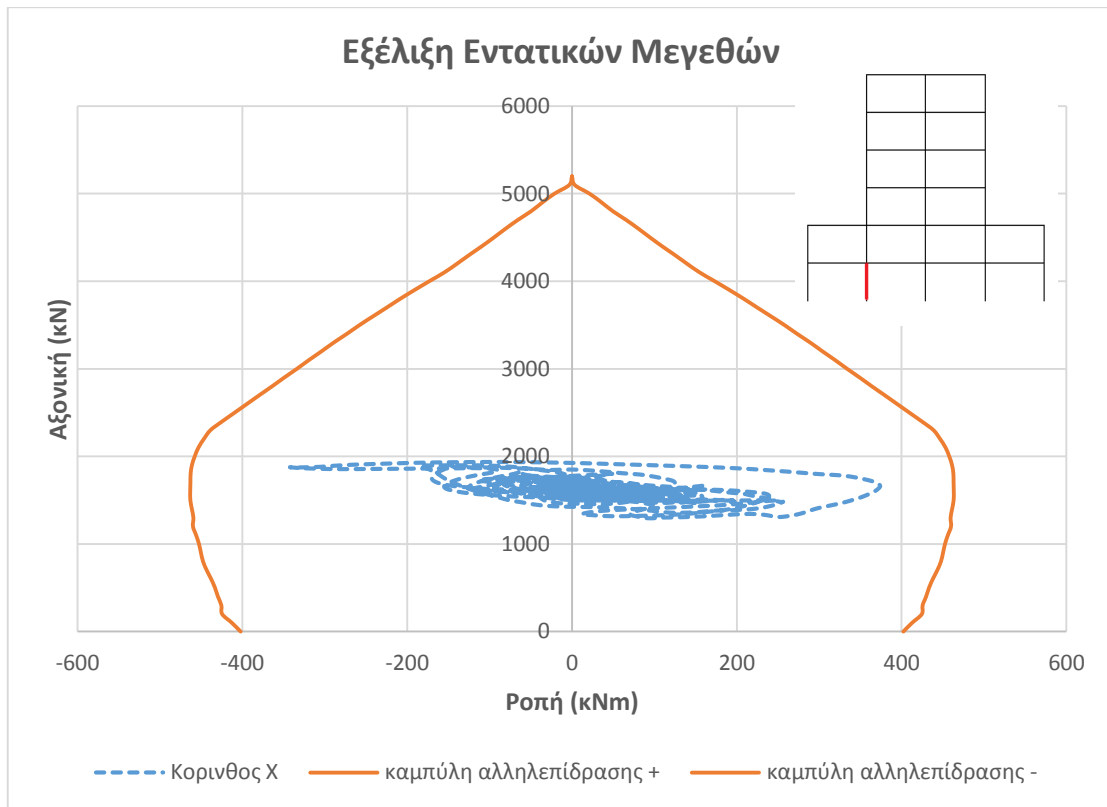




7.8 Ορθά Εντατικά Μεγέθη Υποστυλωμάτων

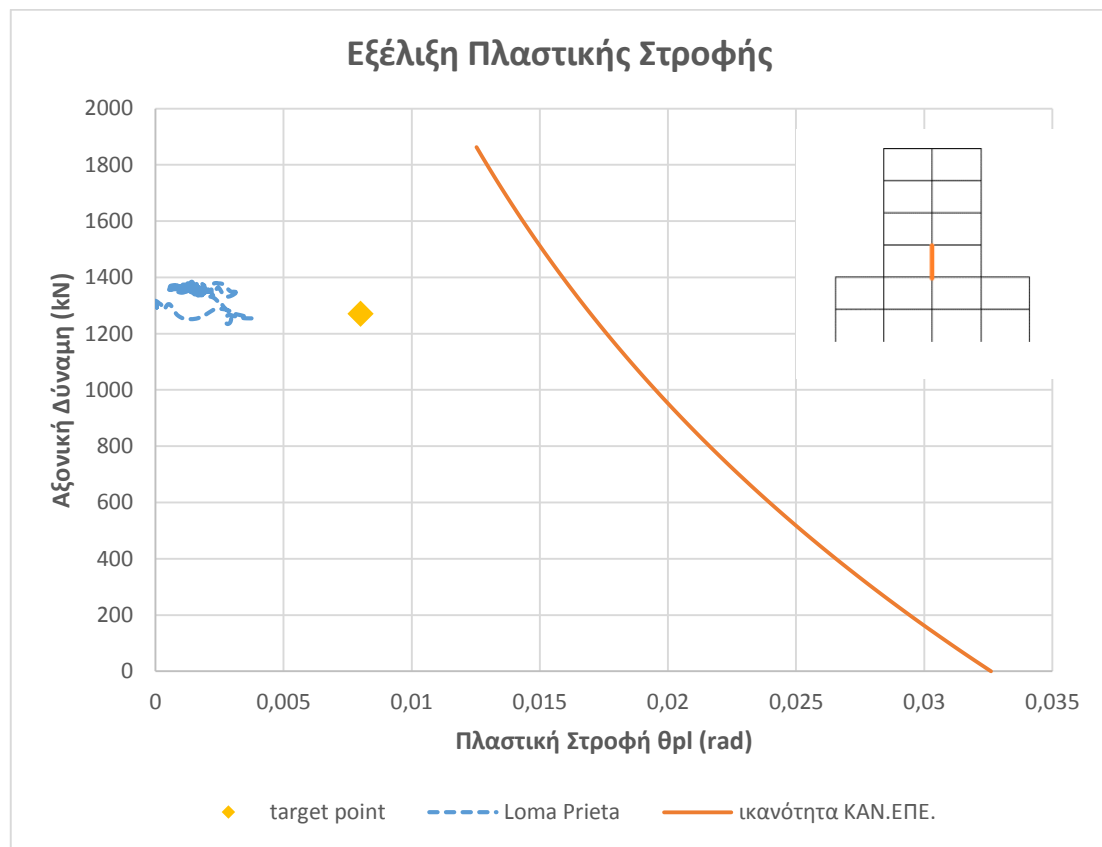
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης των υποστυλωμάτων στην βάση και την εσοχή της κατασκευής μόνον κατά την διεύθυνση X χάριν συντομίας. Παράλληλα, δίνονται οι αντοχές τους οι οποίες έχουν υπολογιστεί θεωρώντας τις αντοχές σχεδιασμού (f_{cd} , f_{yd}) των υλικών με βάση τον EC8.





7.9 Πλαστικές Στροφές Δοκών Υποστυλωμάτων

Οι πλαστικές στροφές που αναπτύσσονται στις δοκούς και τα υποστυλώματα της κατασκευής είναι ελάχιστες και στις 2 καταγραφές. Συνεπώς χάριν συντομίας παρατίθεται το παρακάτω διάγραμμα που απεικονίζει για την καταγραφή Loma Prieta την εξέλιξη της πλαστικής στροφής σε σχέση με την αξονική δύναμη για το υποστύλωμα της εσοχής και την αντίστοιχη ικανότητα με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση (I.D.A.)

8.1 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 δομικής 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.

8.2 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 επιταχυνσιογραφήματος , είναι ένας μη αρνητικός βαθμωτός συντελεστής λ $[0, +\infty)$ το γινόμενο του οποίου με μία ακλιμάκωτη χρονοϊστορία επιταχύνσεων είναι $\alpha\lambda$.

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** $\lambda = 1$ έχουμε το αρχικό ,ουδέτερο , επιταχυνσιογράφημα , για τιμές **SF** $\lambda < 1$ έχουμε ένα κλιμακωμένο προς τα κάτω επιταχυνσιογράφημα ενώ, για τιμές $\lambda > 1$ έχουμε ένα μεγεθυμένο επιταχυνσιογράφημα.

Παρά το γεγονός ότι ο Συντελεστής Κλιμάκωσης είναι ο πιο σαφής τρόπος να χαρακτηριστούν οι κλιμακούμενες εικόνες ενός επιταχυνσιογραφήματος , 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 επιταχυνσιογραφήματος $a\lambda$, είναι ένας μη αρνητικός βαθμωτός συντελεστής **IM** $[0, +\infty)$ που αποτελεί μια συνάρτηση $IM=f_{a_1}(\lambda)$, που εξαρτάται από το ακλιμάκωτο επιταχυνσιογράφημα $a1$, και αυξάνεται μονοτονικά με τον Συντελεστή Κλιμάκωσης λ .

Παρά το γεγονός ότι πολλά μεγέθη θεωρείται ότι αποδεικνύουν την ένταση μιας χρονοιστορίας 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 $IM = \lambda * f_{a_1}$. 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 Απαιτήσης (Engineering Demand Parameter –EDM, κατά την ορολογία του Pacific Earthquake Engineering Research Center), είναι ένας μη αρνητικός βαθμωτός συντελεστής **DM** $[0, +\infty)$ 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 Μέρου Βλάβης (DM) εξαρτάται και από την χρήση της ίδιας της κατασκευής. Επομένως μπορεί να κριθεί απαραίτητη η χρήση 2 ή περισσότερων Μέρων Βλάβης (DMs) (που προέρχονται από τις ίδιες μη γραμμικές αναλύσεις) για την αξιολόγηση διαφορετικών χαρακτηριστικών απόκρισης, οριακών καταστάσεων αστοχίας ή 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).

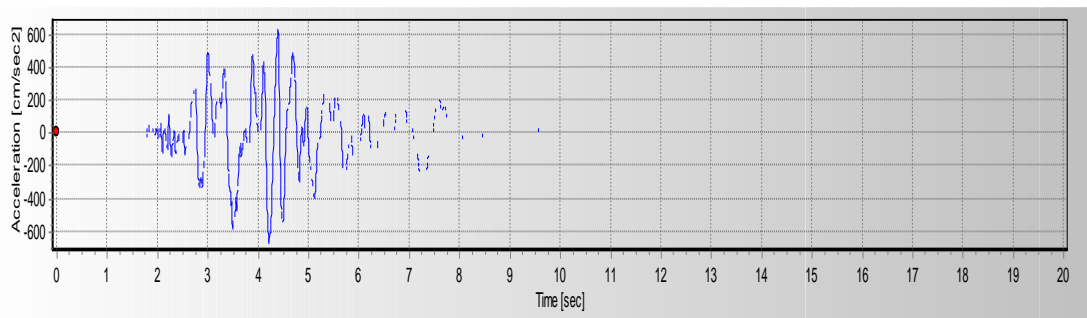
Είναι σαφές ότι η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί τόσο σε Μονοβάθμια όσο και σε Πολυβάθμια συστήματα . Να σημειωθεί ότι κατ’ αναλογία με την Μελέτη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης μονής χρονοϊστορίας εδαφικής επιτάχυνσης , μπορούμε , και επιβάλλεται , να χρησιμοποιήσουμε περισσότερες χρονοϊστορίες εδαφικών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

8.3 Σεισμικές Καταγραφές

Παρουσιάζονται τα σειсмоγραφήματα που επιλέχθηκαν για την διεξαγωγή των αναλύσεων, ορισμένα χαρακτηριστικά αυτών καθώς και η κλιμάκωση που έγινε για την δυναμική προσαυξητική ανάλυση.

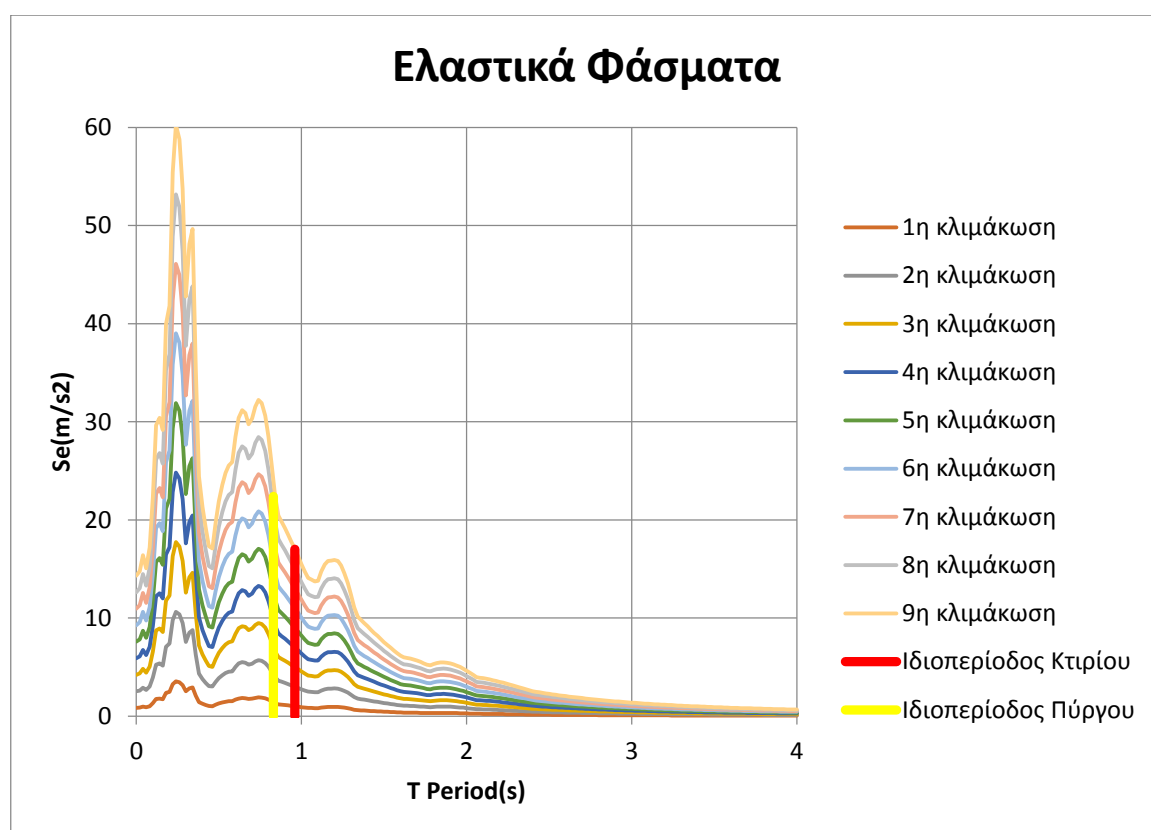
Σεισμός	Ημερομηνία	Πηγή	Μέτρο Έντασης (IM)
Κεφαλονιά	03/02/2014	Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών	Φασματική Επιτάχυνση(Se)
Καλαμάτα	14/1/1986	Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών	Μεγίστη Εδαφική Επιτάχυνση(P.G.A.)
Λευκάδα Διαμήκης Καταγραφή	8/14/2003	Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών	Μεγίστη Εδαφική Επιτάχυνση(P.G.A.)
Λευκάδα Εγκάρσια Καταγραφή	8/14/2003	Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών	Μεγίστη Εδαφική Επιτάχυνση(P.G.A.)

Χρονοιστορία Εδαφικής Επιτάχυνση Κεφαλονιάς

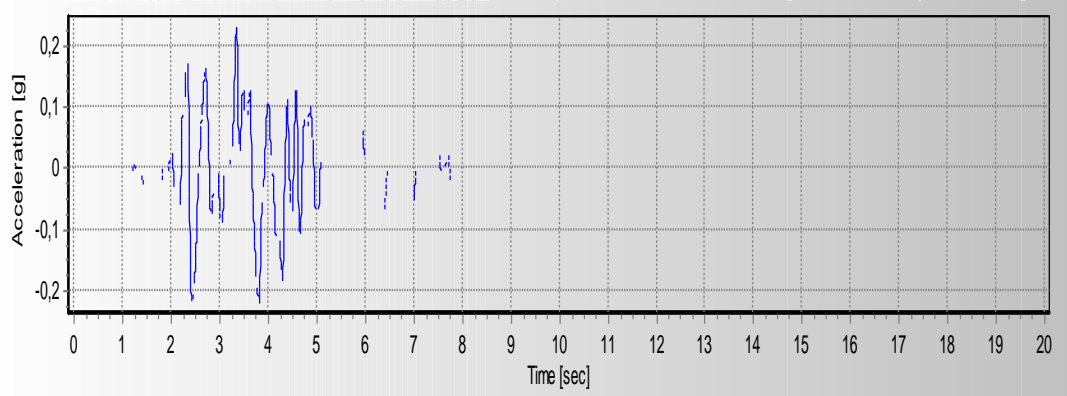


Στον παρακάτω πίνακα εμφανίζονται οι συντελεστές κλιμάκωσης, οι αντίστοιχες φασματικές επιταχύνσεις που προέκυψαν για την 1^η ιδιοπερίοδο της κατασκευής και παρατίθεται αντίστοιχο γράφημα με τα κλιμακωμένα φάσματα που προέκυψαν.

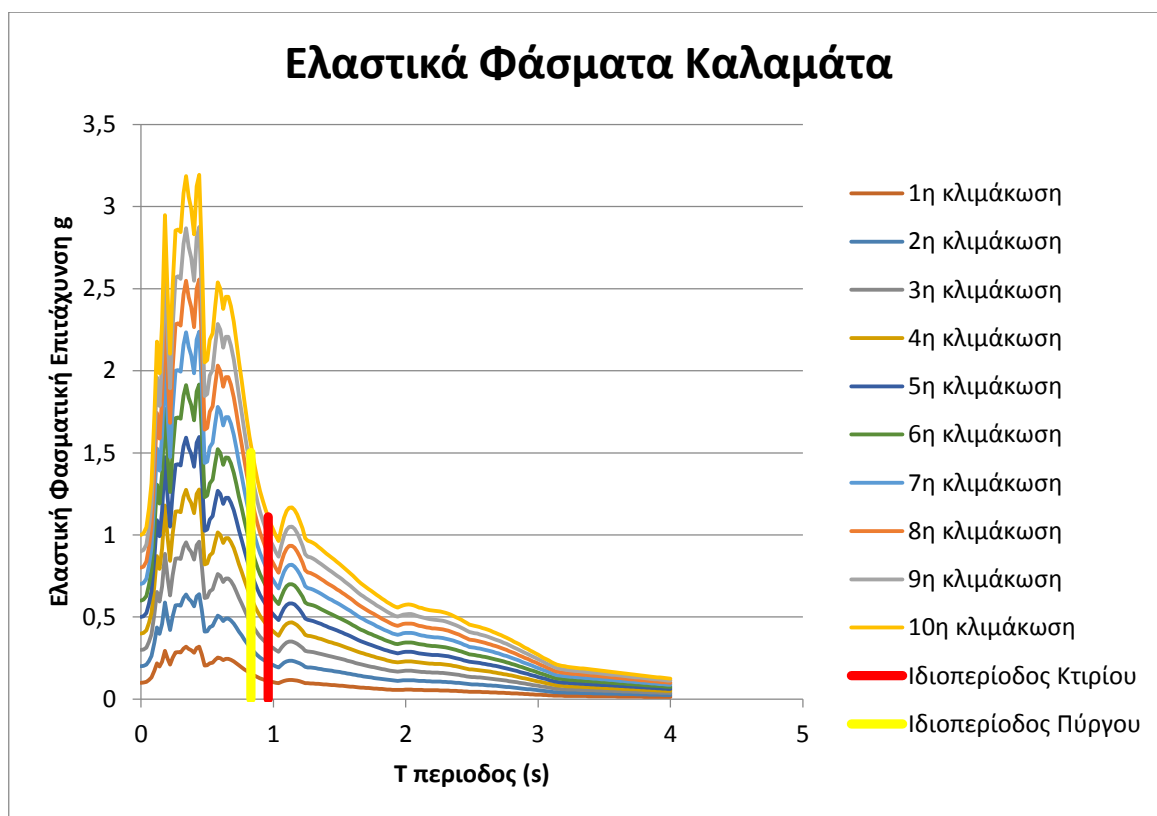
Συντελεστής Κλιμάκωσης (SF)	0.126	0.378	0.63	0.882	1.134	1.386	1.638	1.89	2.142
Se Μέτρο Έντασης (IM)	1m/s ²	3m/s ²	5m/s ²	7m/s ²	9m/s ²	11m/s ²	13m/s ²	15m/s ²	17m/s ²



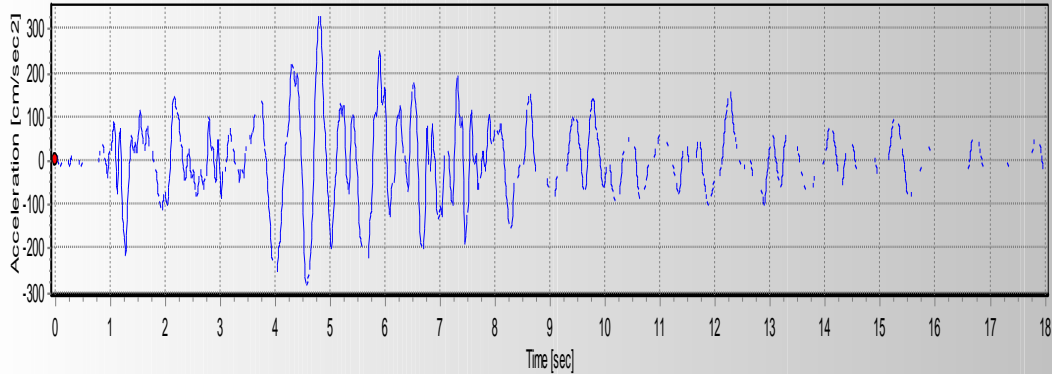
Χρονοιστορία Εδαφικής Επιτάχυνσης Καλαμάτας



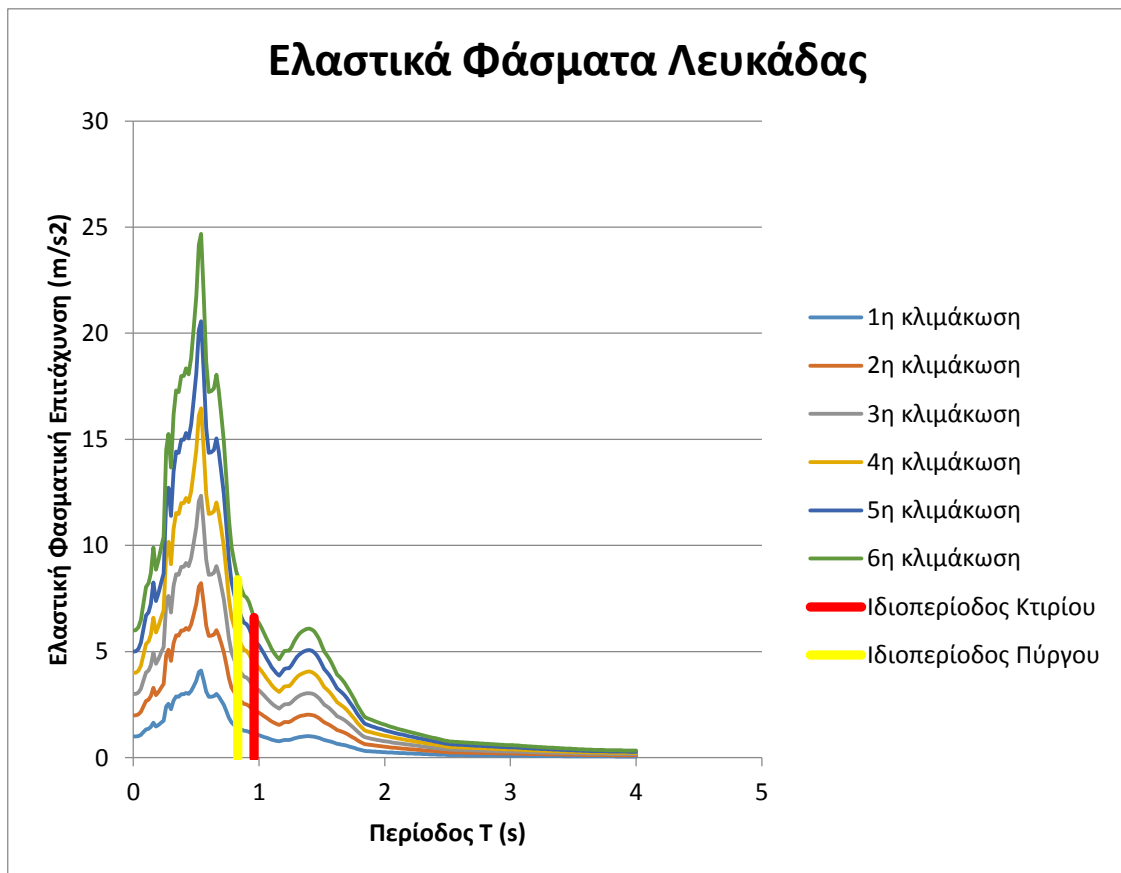
Συντελεστής Κλιμάκωσης (SF)	0.428	0.856	1.284	1.712	2.14	2.57	3	3.42	3.86	4.28
P.G.A. Μέτρο Έντασης (IM)	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g	0.7g	0.8g	0.9g	1g



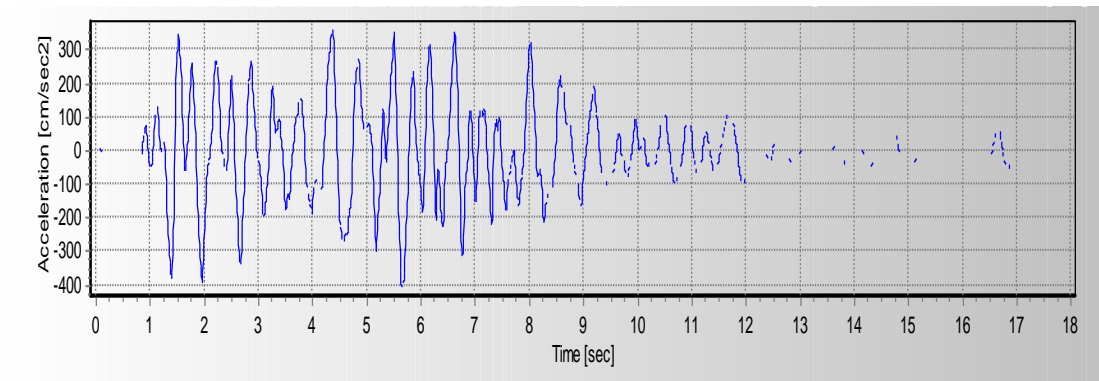
Χρονοιστορία Εδαφικής Επιτάχυνσης Λευκάδας(Διαμήκης Καταγραφή)



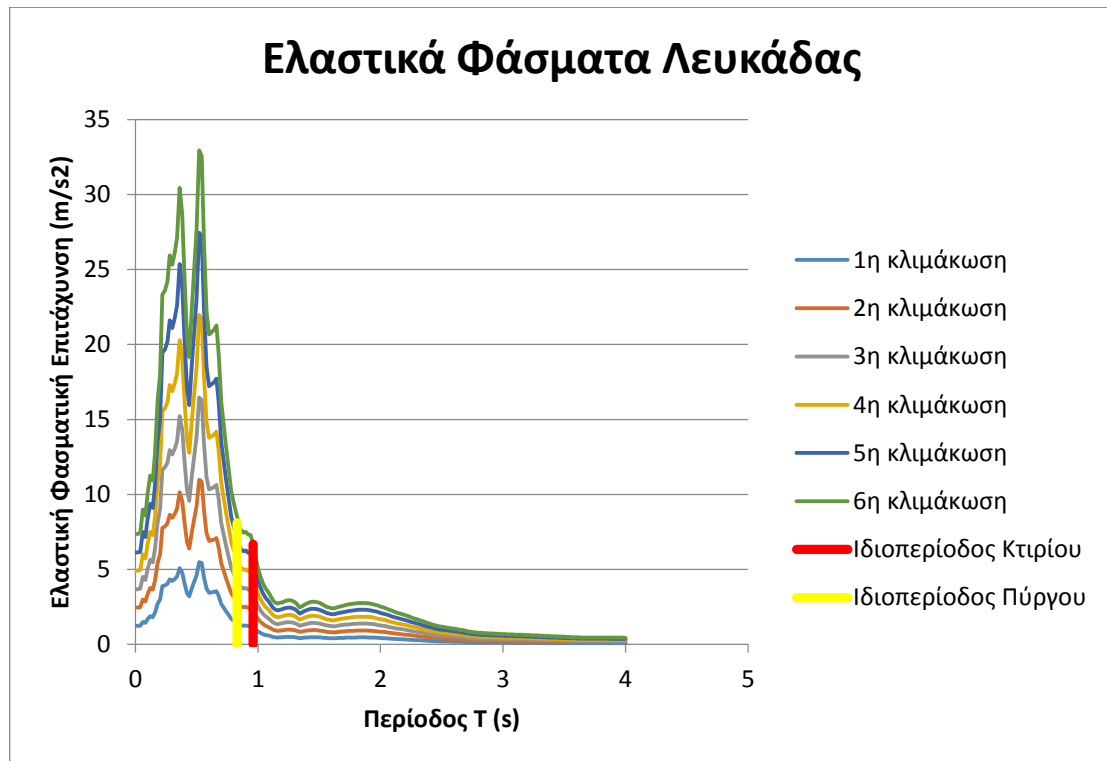
Συντελεστής Κλιμάκωσης (SF)	0.3	0.6	0.9	1.2	1.5	1.8
P.G.A. Μέτρο Έντασης (IM)	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g



Χρονοιστορία Εδαφικής Επιτάχυνσης Λευκάδας (Εγκάσια Καταγραφή)

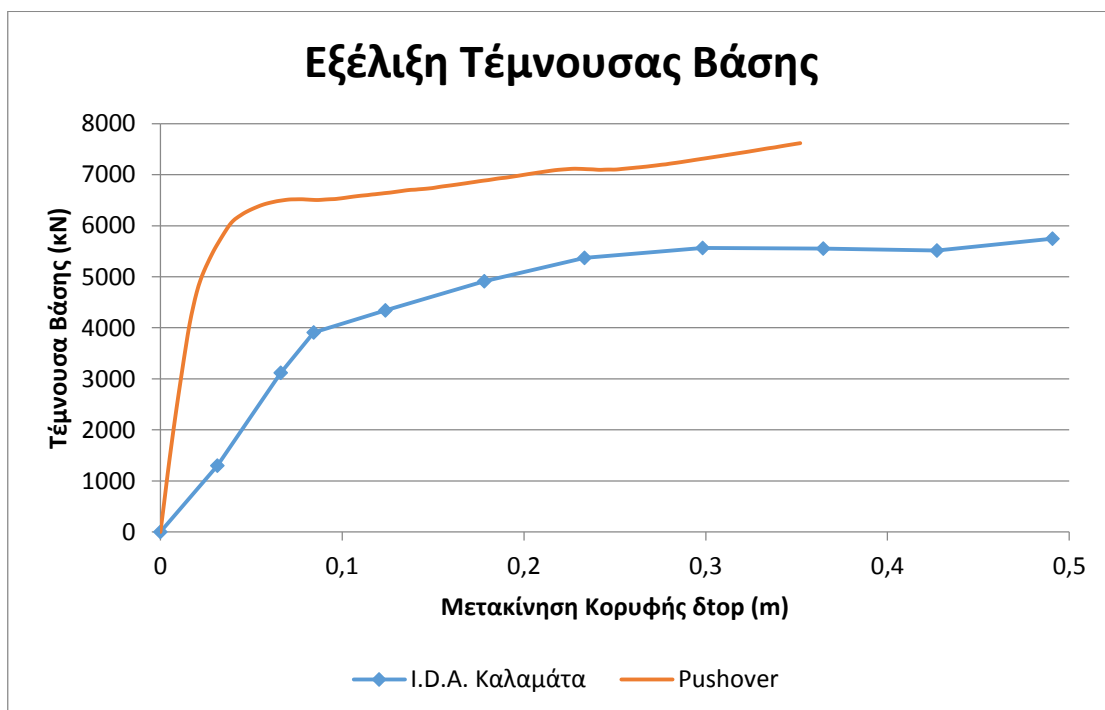
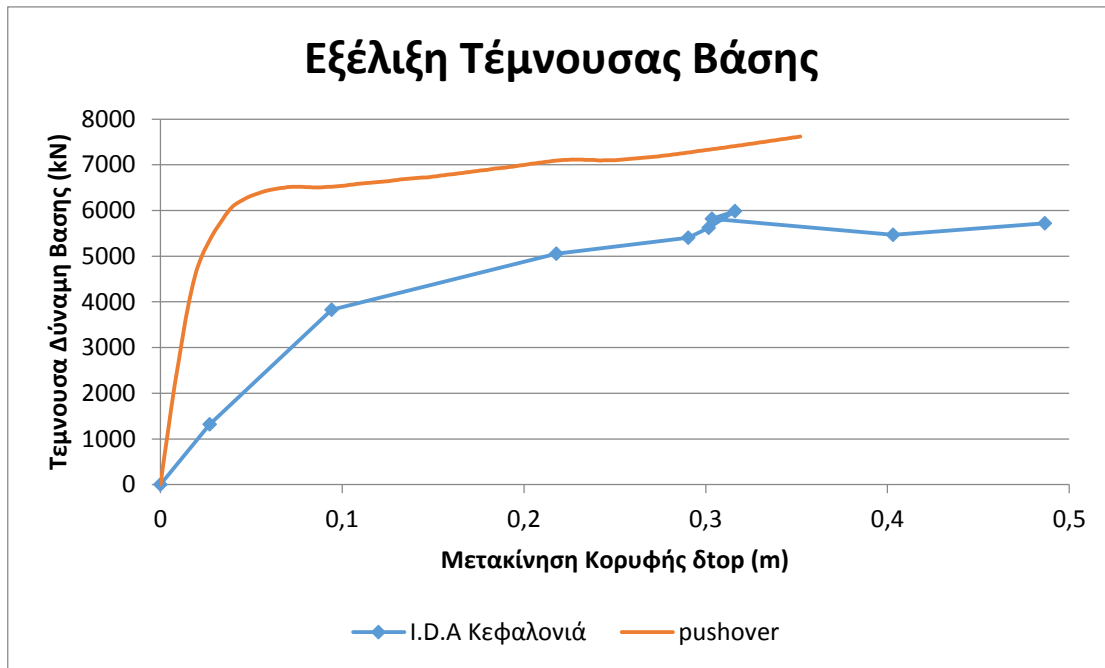


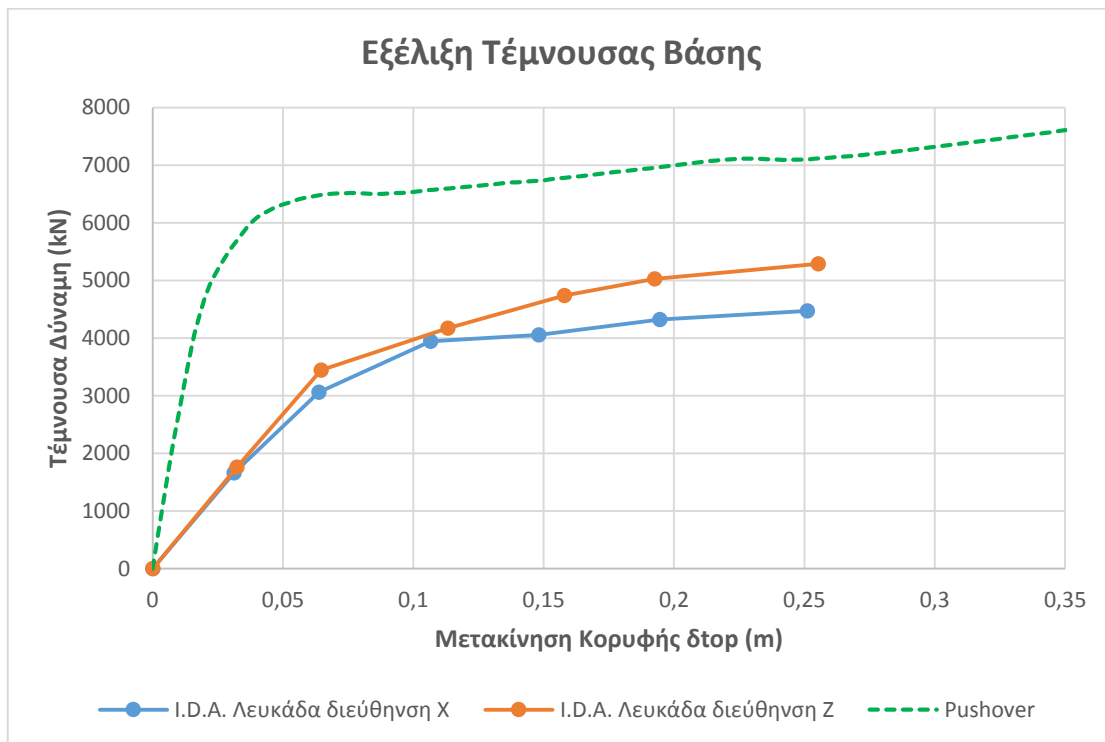
Συντελεστής Κλιμάκωσης (SF)	0.3	0.6	0.9	1.2	1.5	1.8
P.G.A. Μέτρο Έντασης (IM)	0.123g	0.245g	0.368g	0.49g	0.613g	0.736g



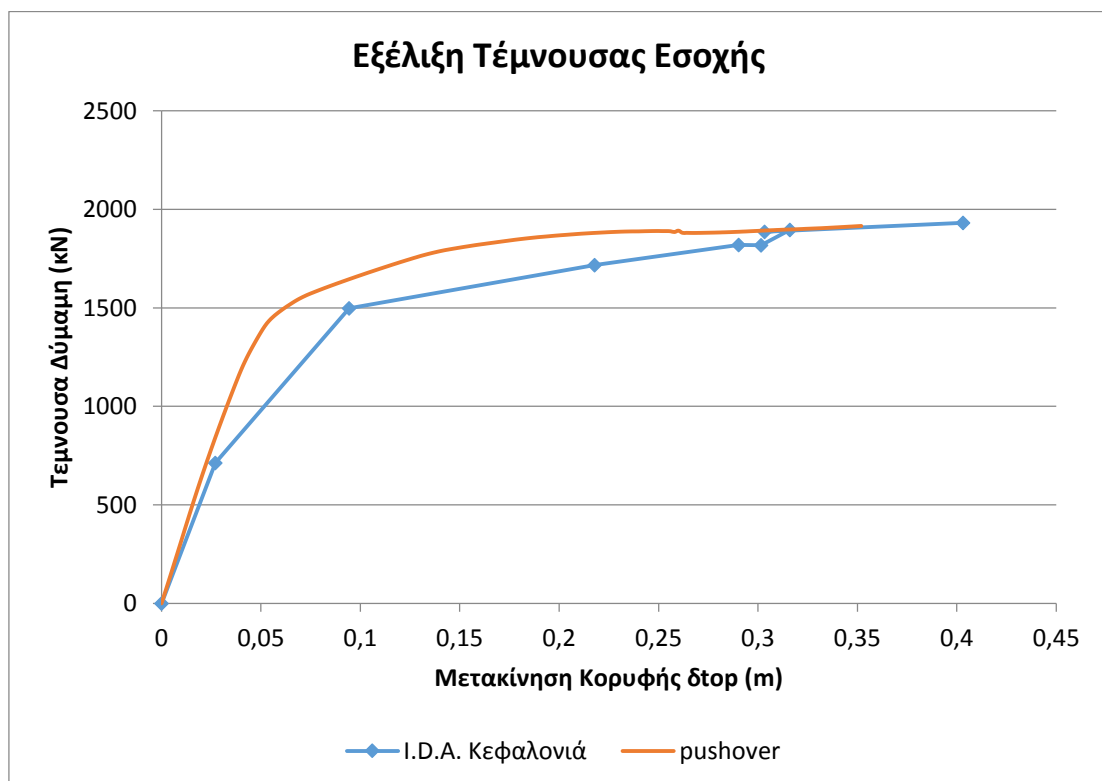
8.4 Εξέλιξη Τεμνουσών Δυνάμεων

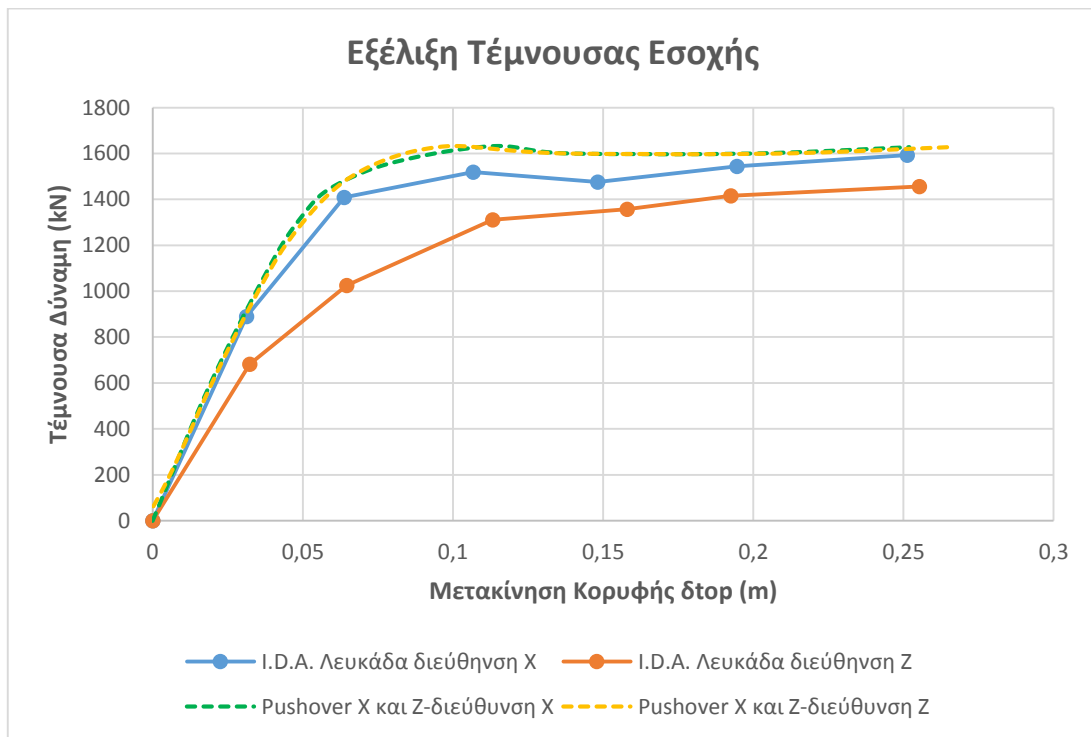
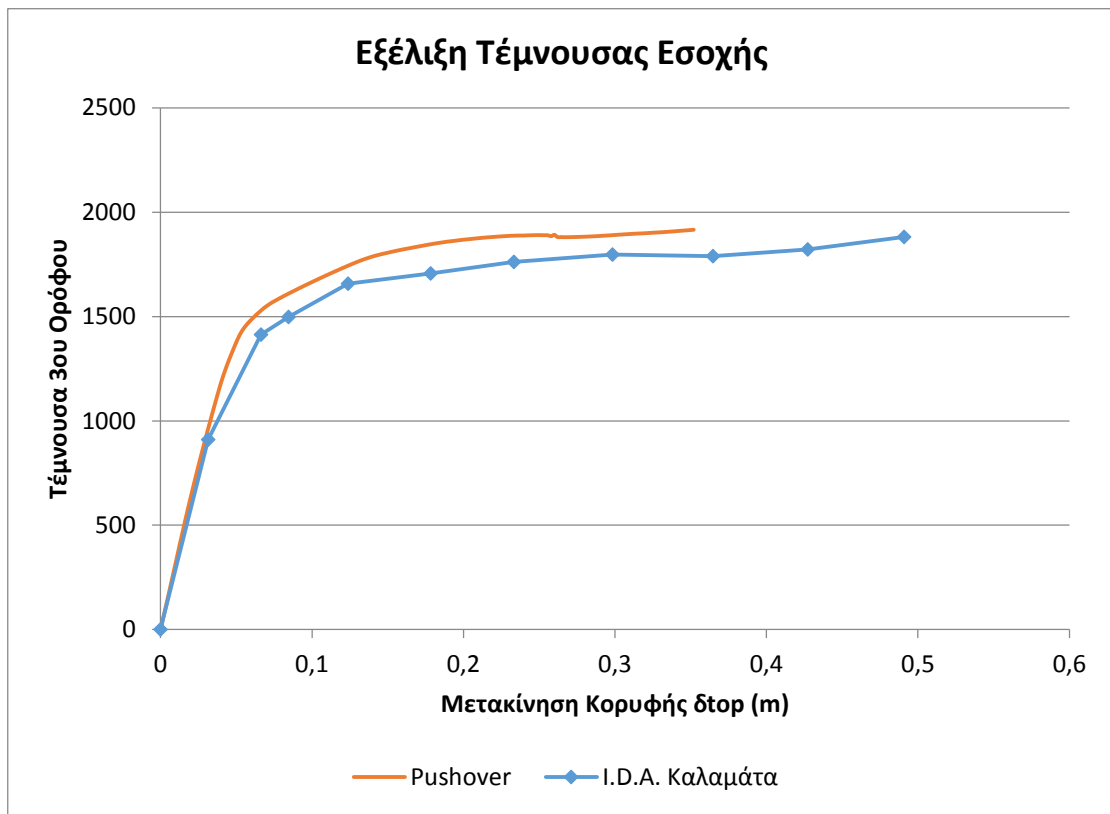
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα διαγράμματα που απεικονίζουν την μέγιστη τέμνουσα, τόσο στην βάση του κτιρίου όσο και στην στάθμη της εσοχής, η οποία έχει προκύψει για κάθε κλιμάκωση της δυναμικής προσομοιωτικής ανάλυσης. Το παραπάνω μέγεθος τοποθετείται σε γράφημα μαζί με την μέγιστη μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου για κάθε κλιμάκωση.





Παρακάτω παρατίθενται τα ίδια διαγράμματα στο ύψος όπου εμφανίζεται η ακανονικότητα της κατασκευής.

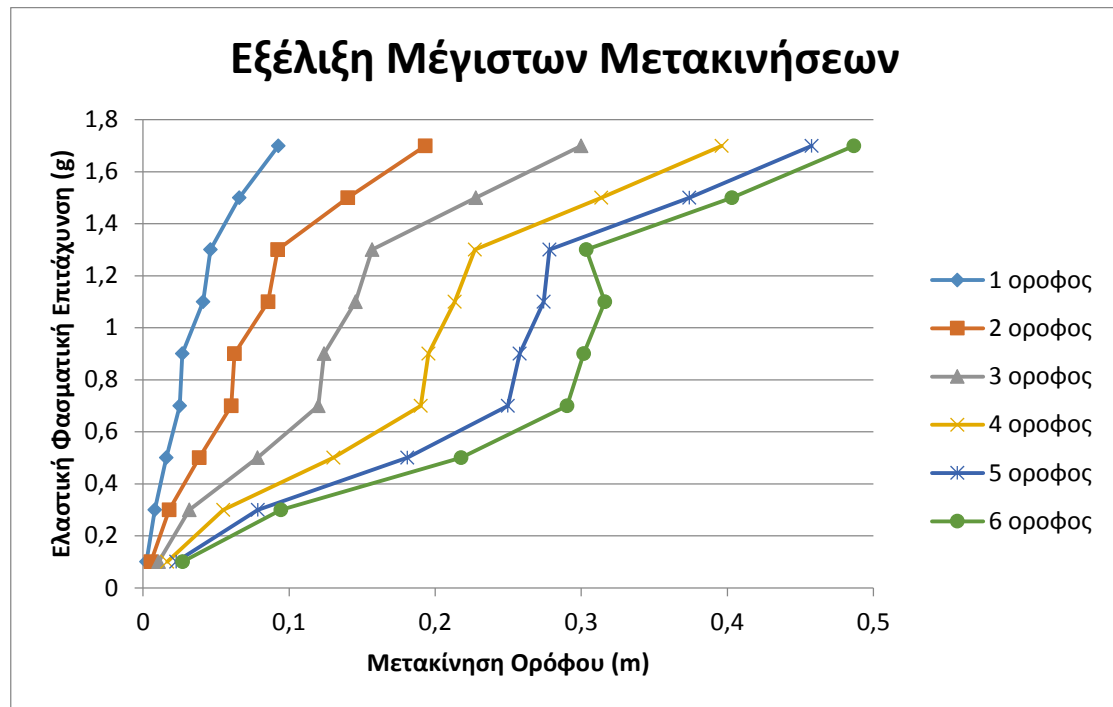




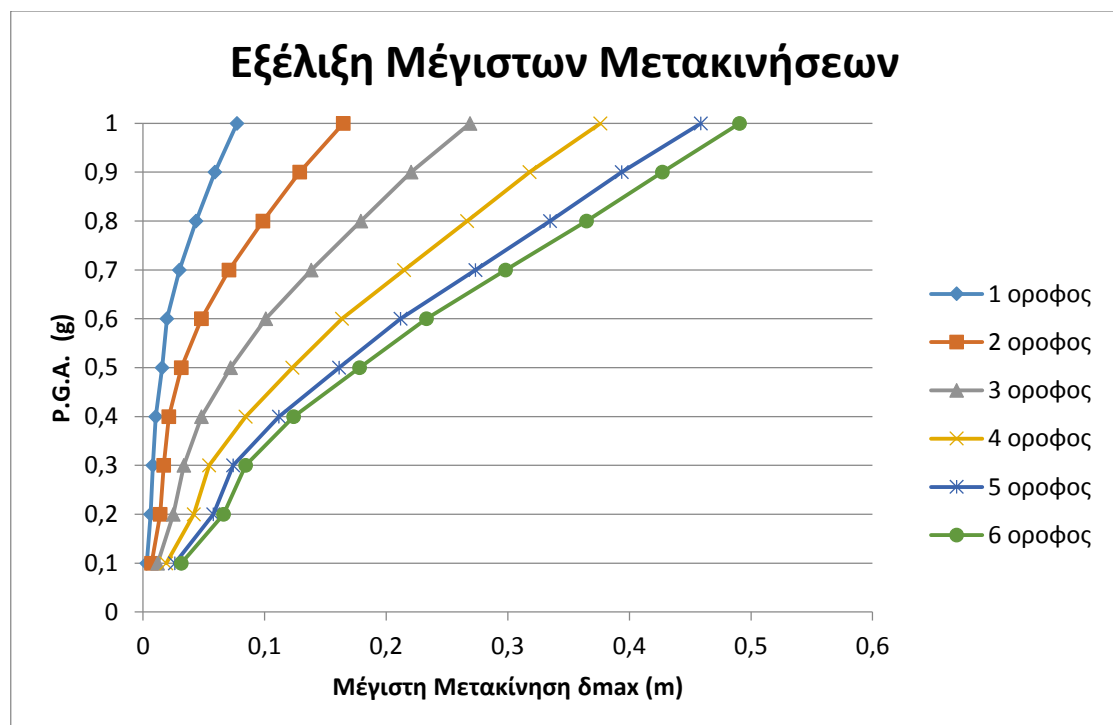
8.5 Εξέλιξη Περιβάλλουσας Μέγιστων Μετακινήσεων

Για κάθε κλιμάκωση των σεισμικών καταγραφών εντοπίζεται η μέγιστη μετακίνηση σε κάθε όροφο και προβάλλεται σε διάγραμμα μαζί με το αντίστοιχο μέτρο έντασης (P.G.A. , Se).

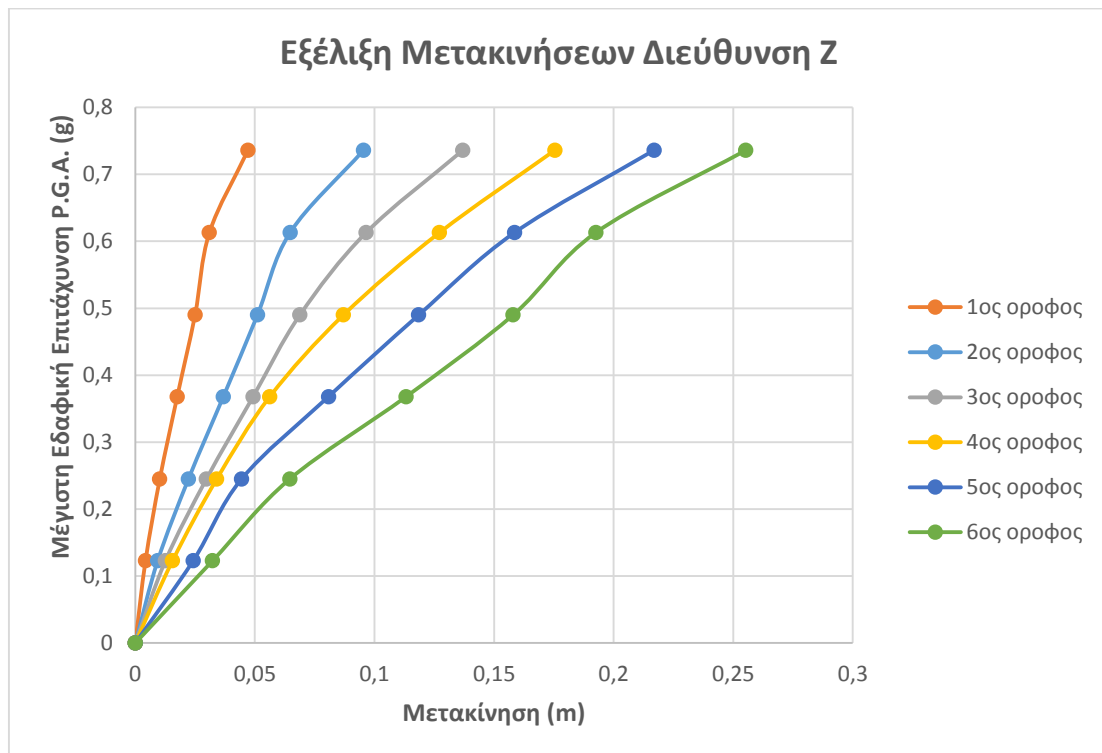
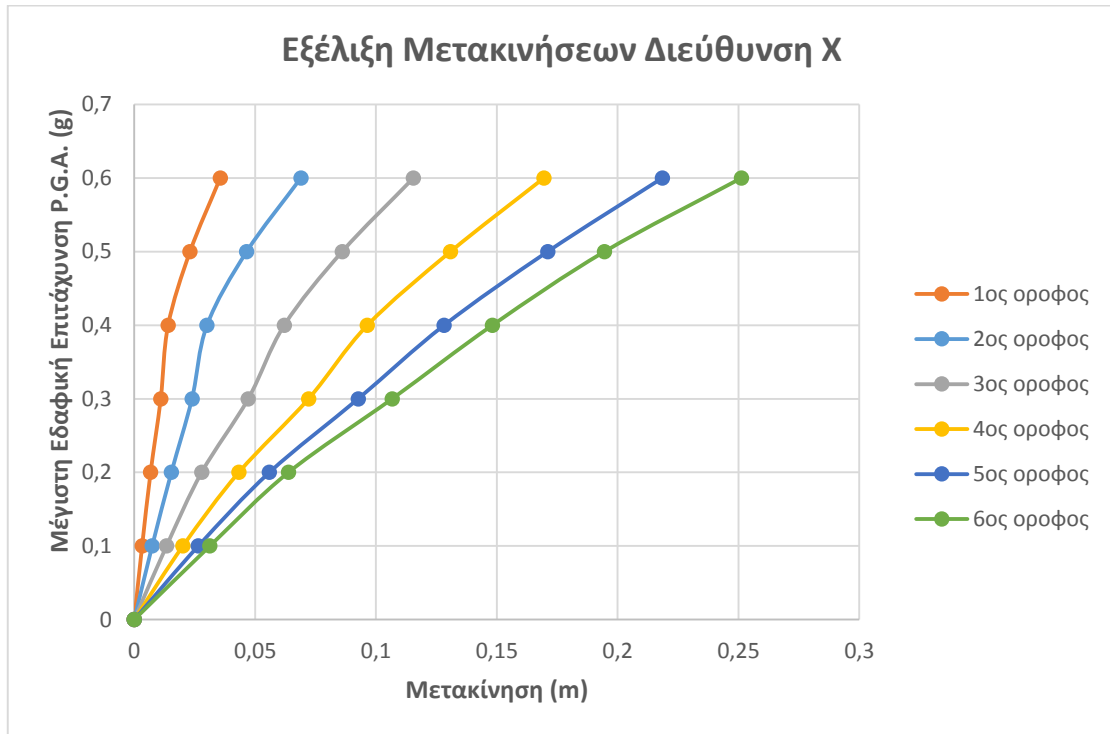
Κεφαλονιά



Καλαμάτα

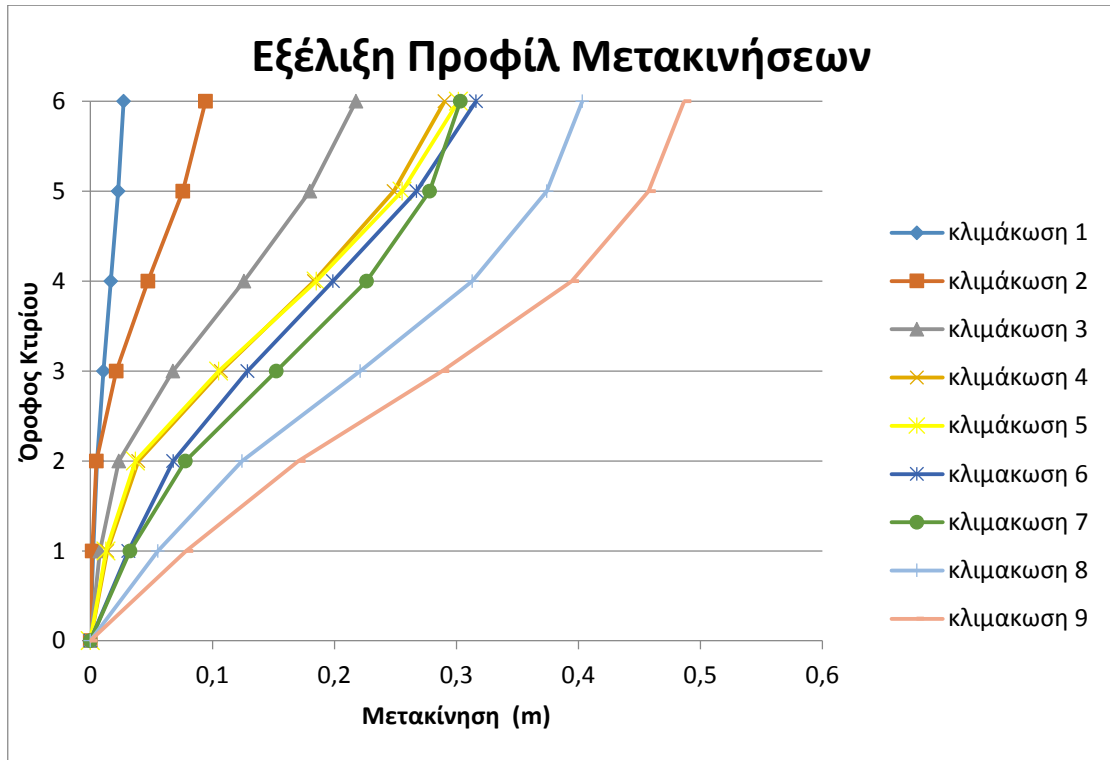


Λευκάδα

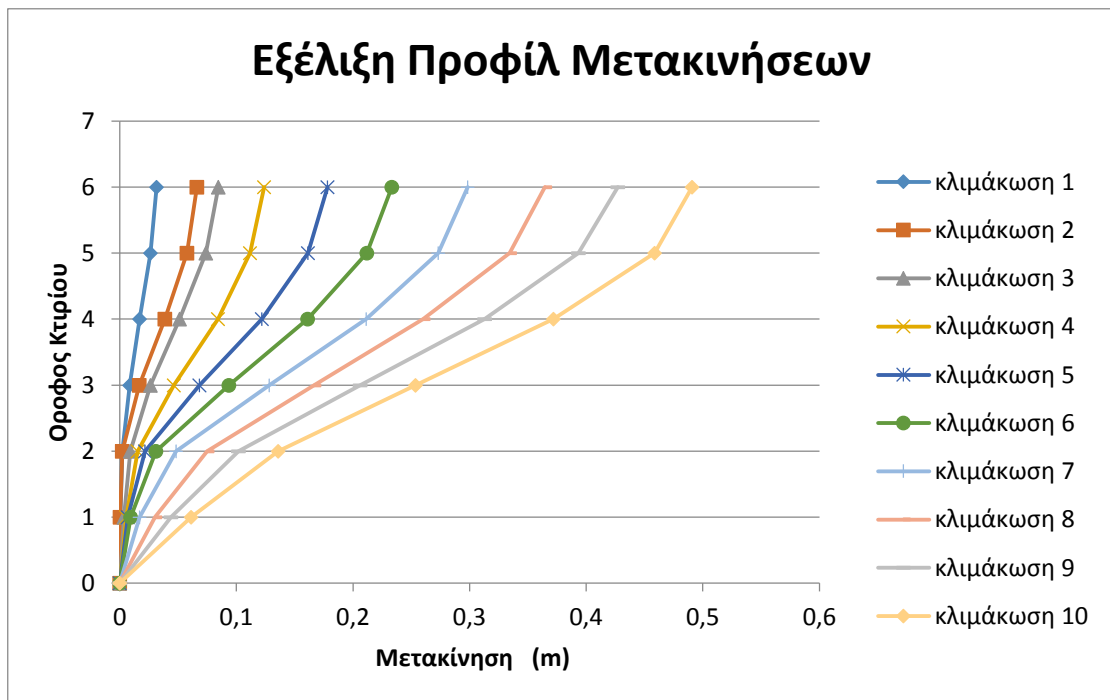


Στη συνέχεια για κάθε ανάλυση επιδεικνύονται τα προφίλ των μετακινήσεων την χρονική στιγμή που επιτυγχάνεται η μέγιστη μετακίνηση στην οροφή του κτιρίου.

Κεφαλονιά

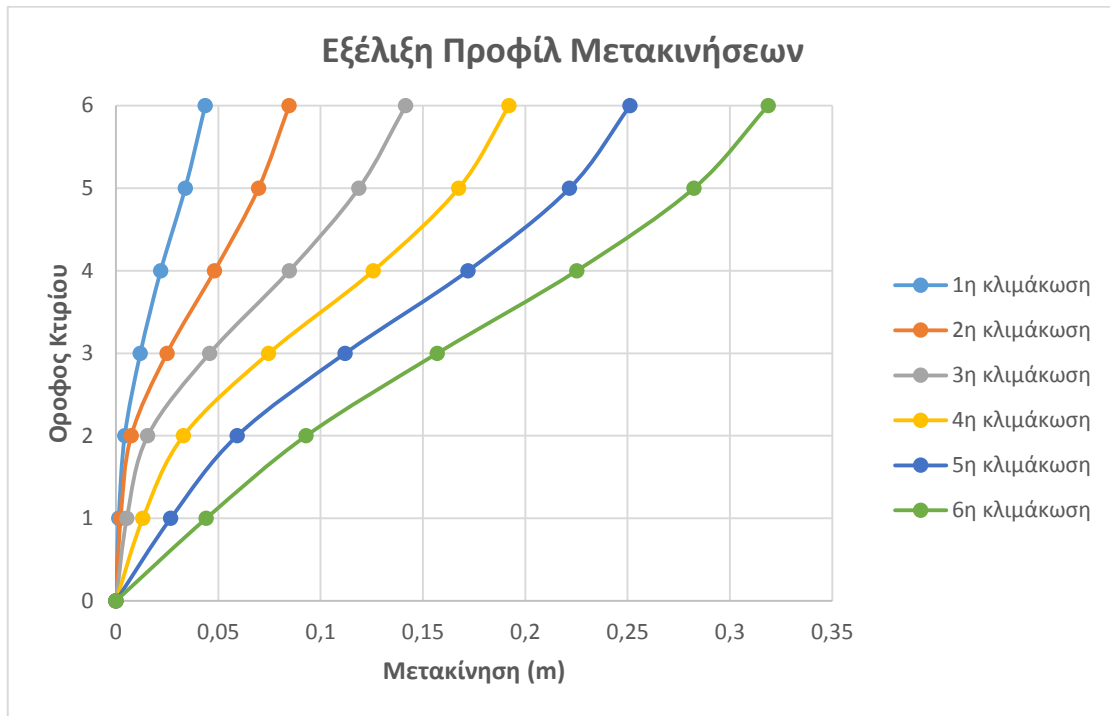


Καλαμάτα



Για την ανάλυση της Λευκάδας, η οποία έχει εφαρμοστεί και στις 2 διευθύνσεις, έχει υπολογιστεί η συνισταμένη (διανυσματικά) μετακίνηση σε κάθε όροφο.

Λευκάδα

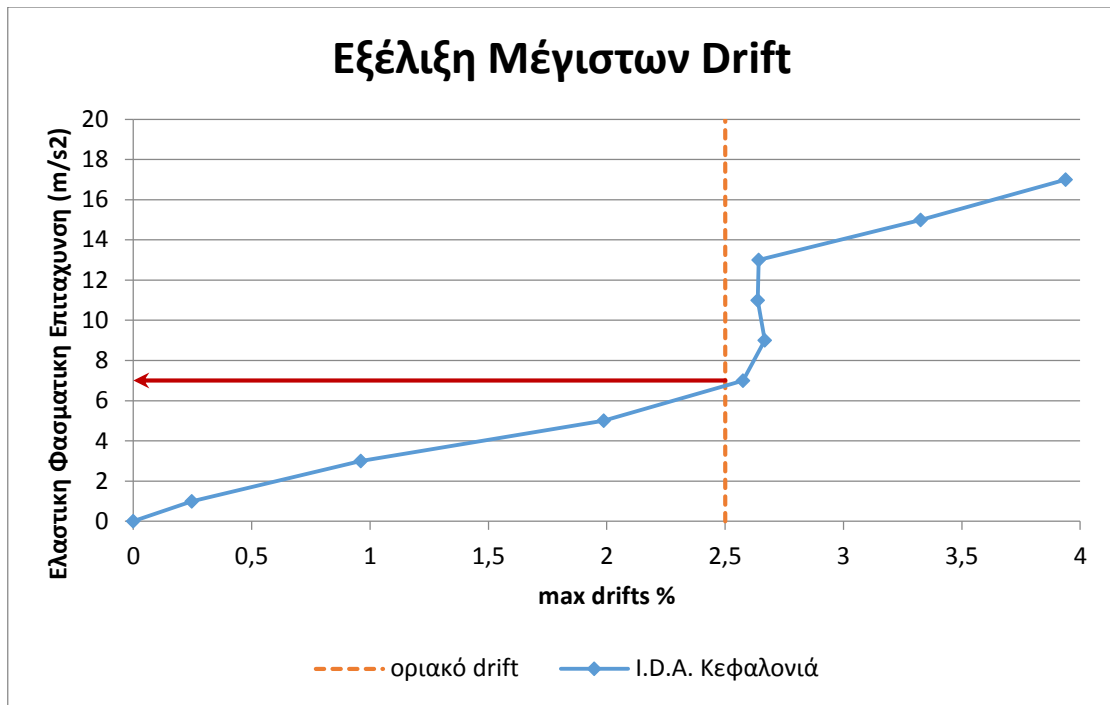


8.6 Εξέλιξη Ανηγγμένων Σχετικών Μετακινήσεων (Drift)

Θεωρώντας ως μέτρο βλάβης το μέγιστο drift των ορόφων, παρουσιάζεται για κάθε σεισμική καταγραφή η εξέλιξη του μέγιστου drift και επισημαίνεται σε ποιον όροφο εμφανίζεται με την αντίστοιχη τιμή του μέτρου έντασης.

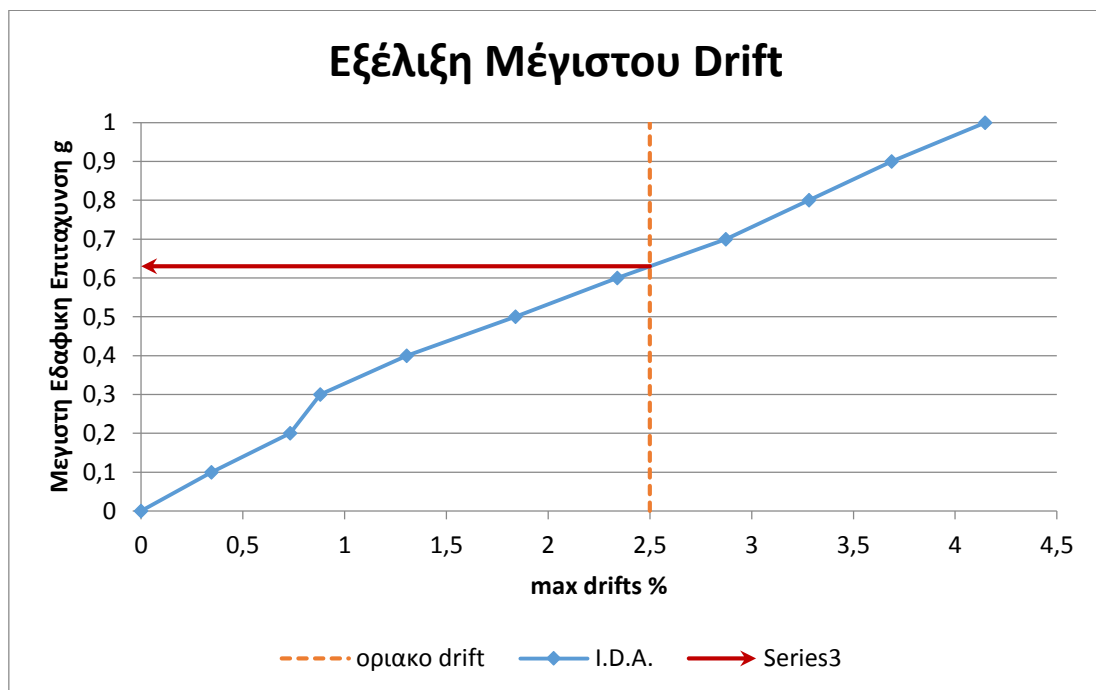
Κεφαλονιά

Se(m/s ²)	1	3	5	7	9	11	13	15	17
Όροφος	5	5	5	4	4	4	4	4	3



Καλαμάτα

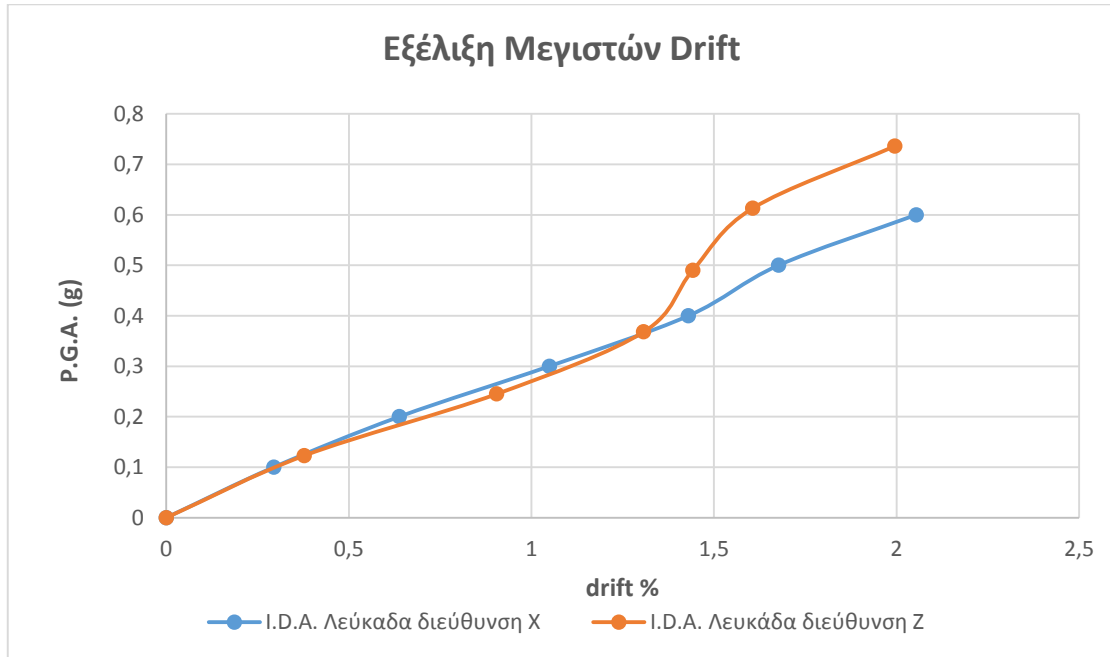
P.G.A.(g)	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Όροφος	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4



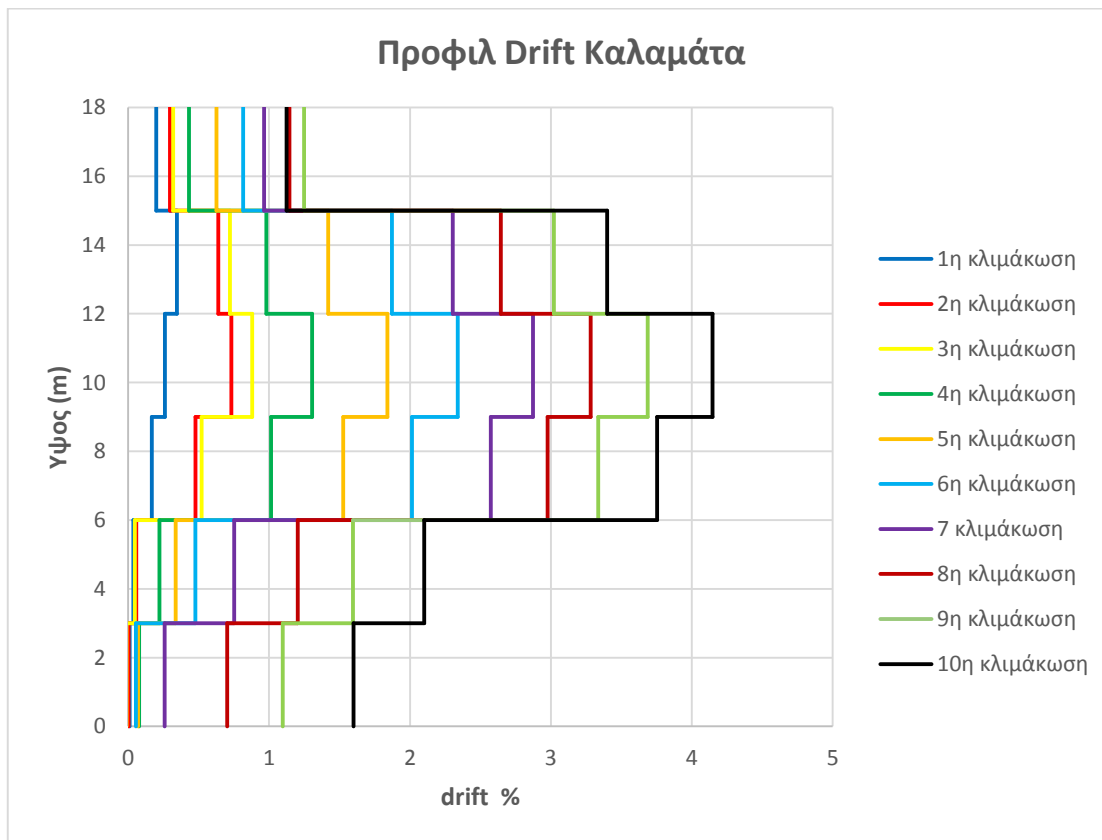
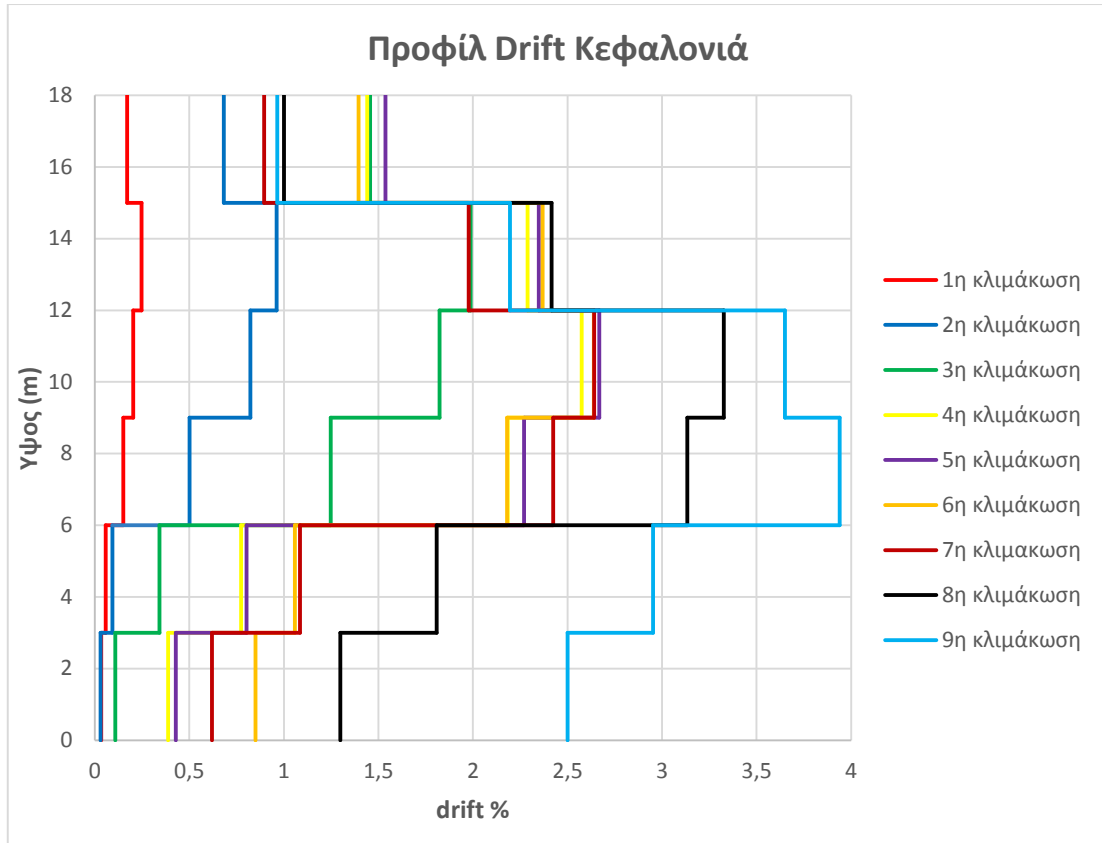
Για την καταγραφή της Λευκάδας παρουσιάζεται η εξέλιξη των drift ξεχωριστά σε κάθε διεύθυνση X,Z.

Λευκάδα

P.G.A. X	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Όροφος	5	4	4	4	4	4
P.G.A. Z	0,123	0,245	0,368	0,49	0,613	0,736
Όροφος	5	6	6	6	5	5

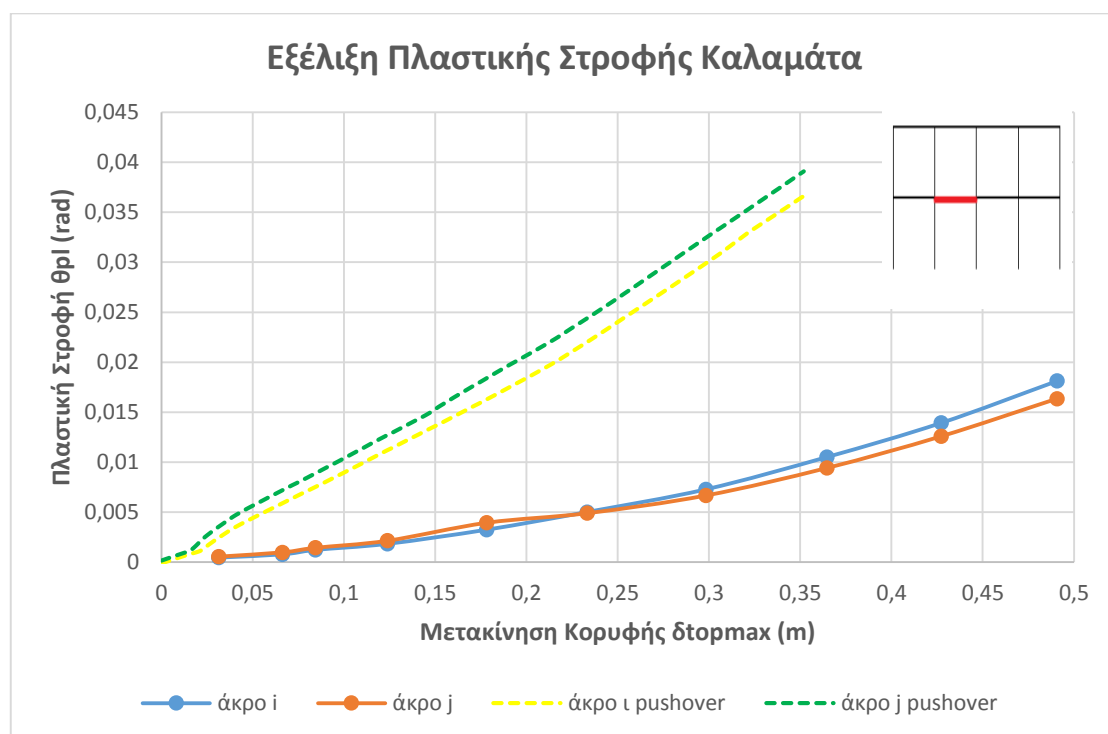
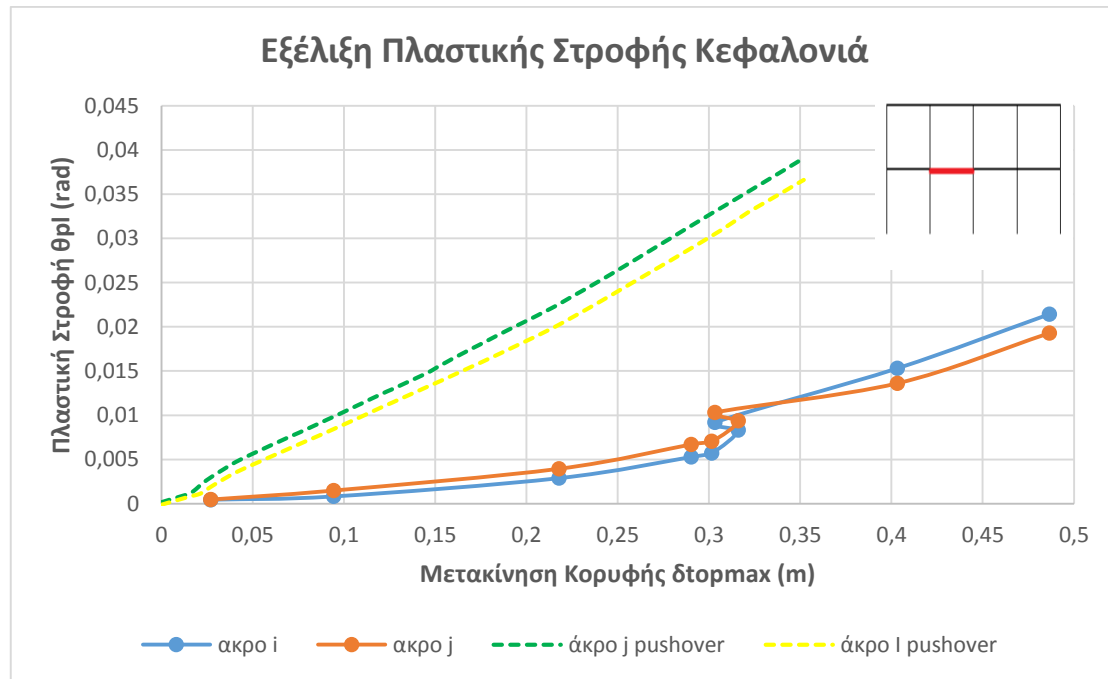


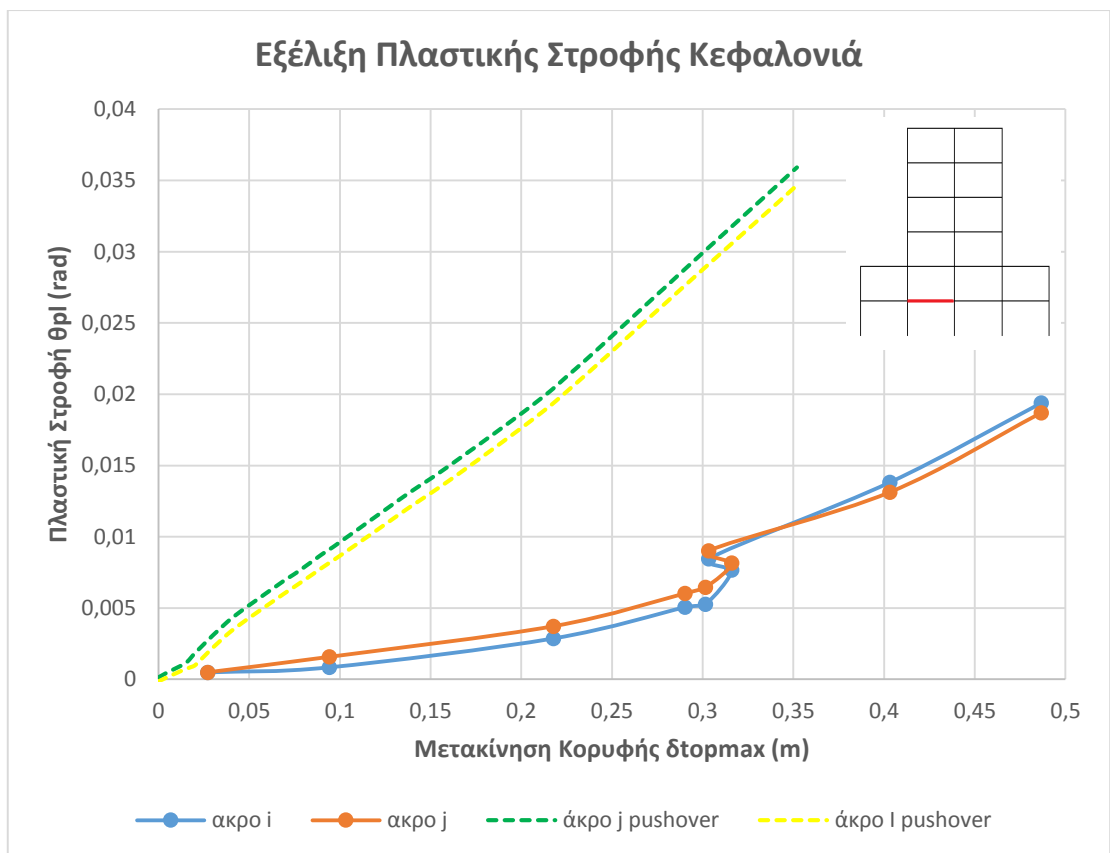
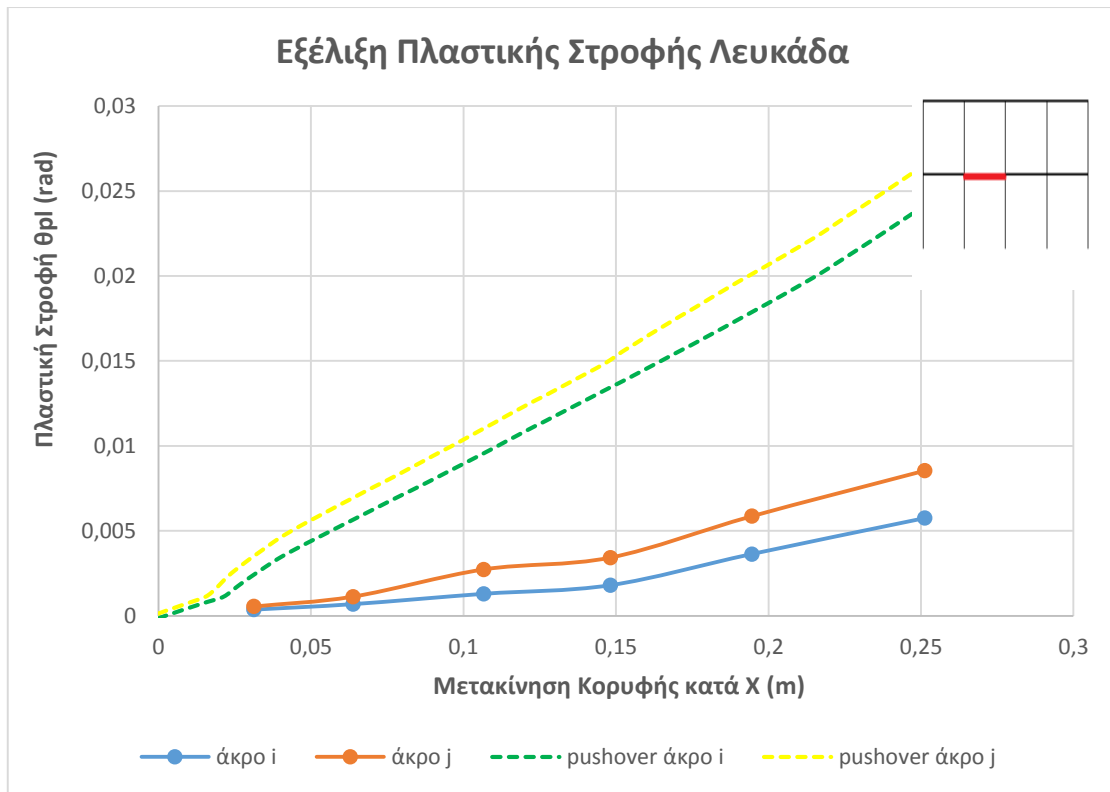
Για καλύτερη εποπτεία της εξέλιξης των drift απεικονίζονται τα προφίλ που προκύπτουν για κάθε κλιμάκωση για τις σεισμικές καταγραφές της Κεφαλονιάς και της Καλαμάτας. Τα διαγράμματα έχουν κατασκευαστεί την χρονική στιγμή που εμφανίζεται η μέγιστη τιμή drift σε οποιοδήποτε όροφο.

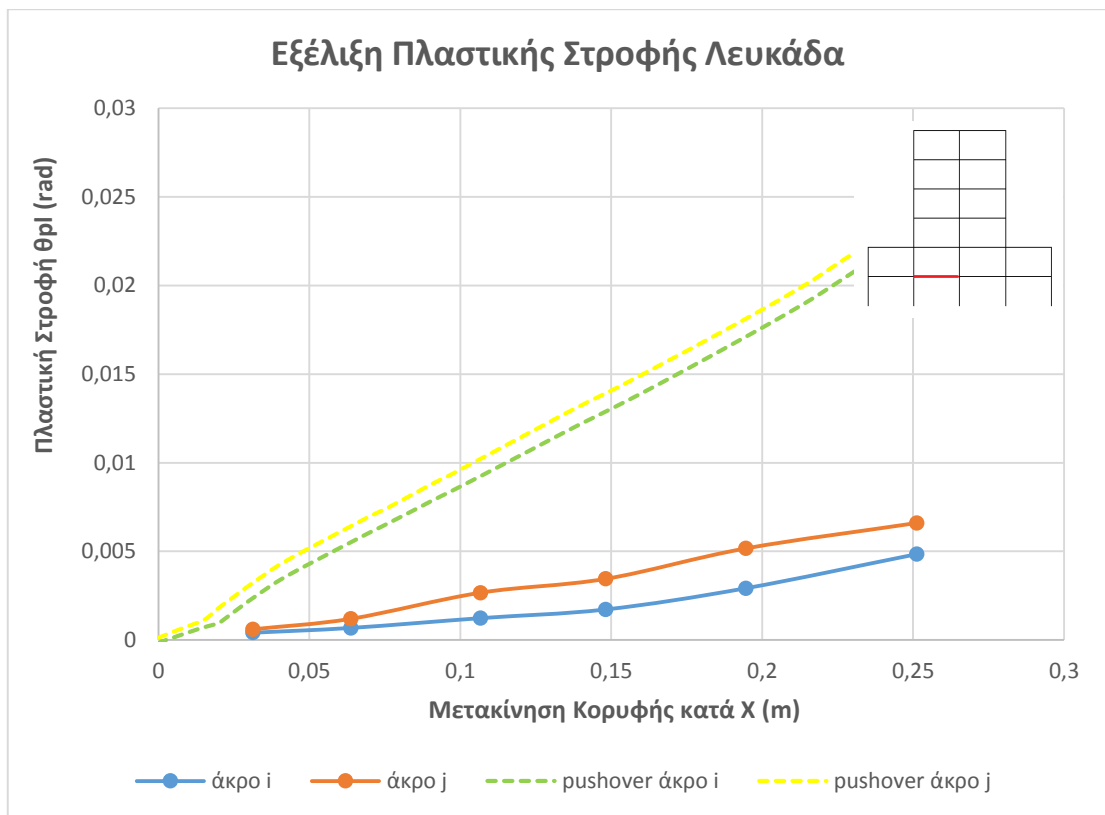
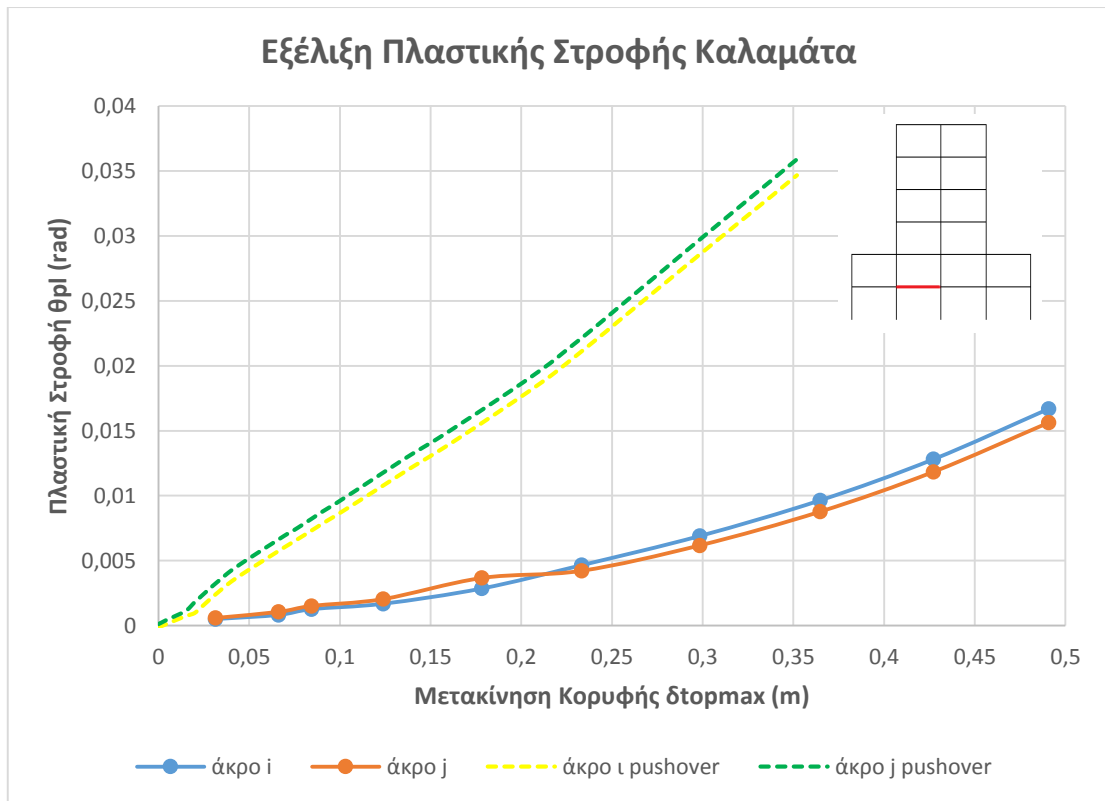


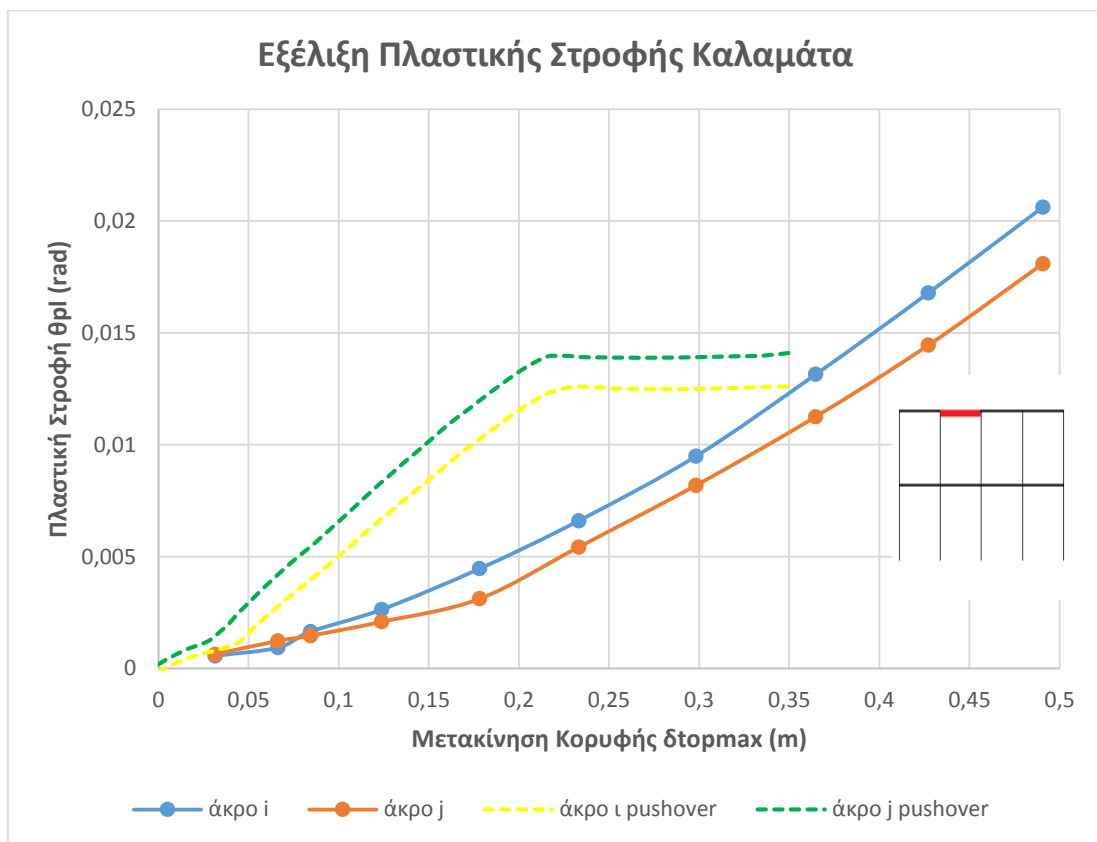
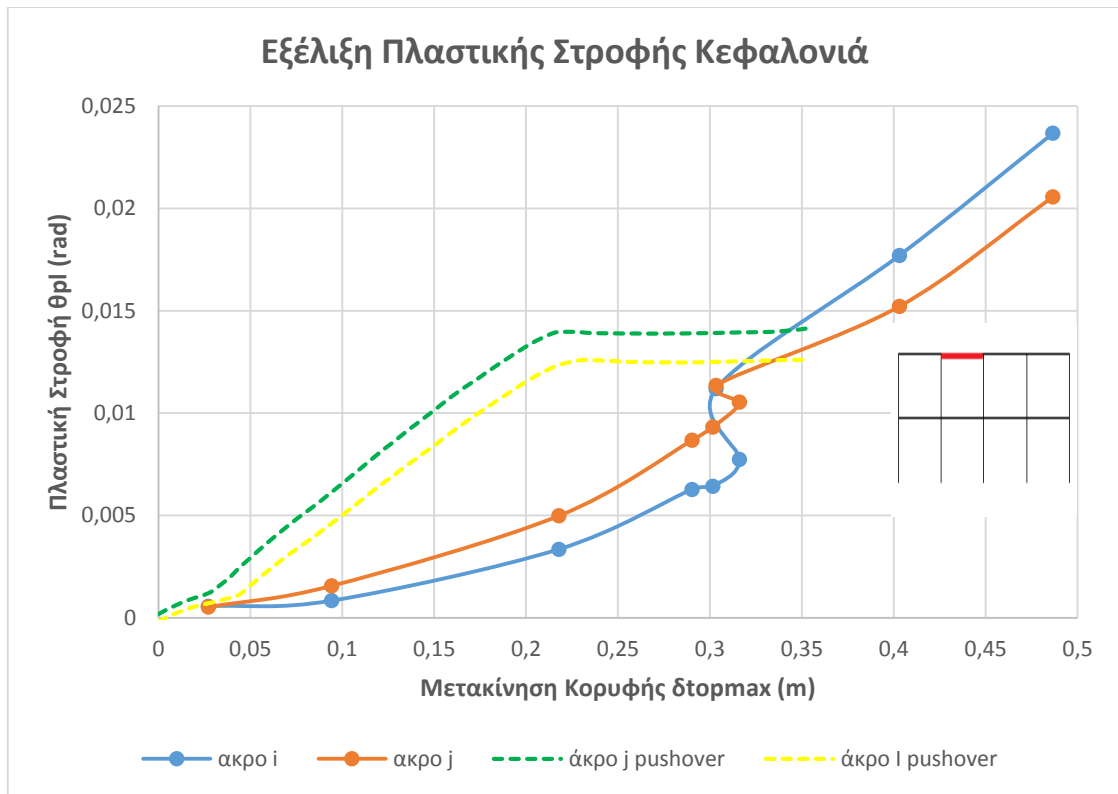
8.7 Εξέλιξη Πλαστικών Στροφών Δοκών

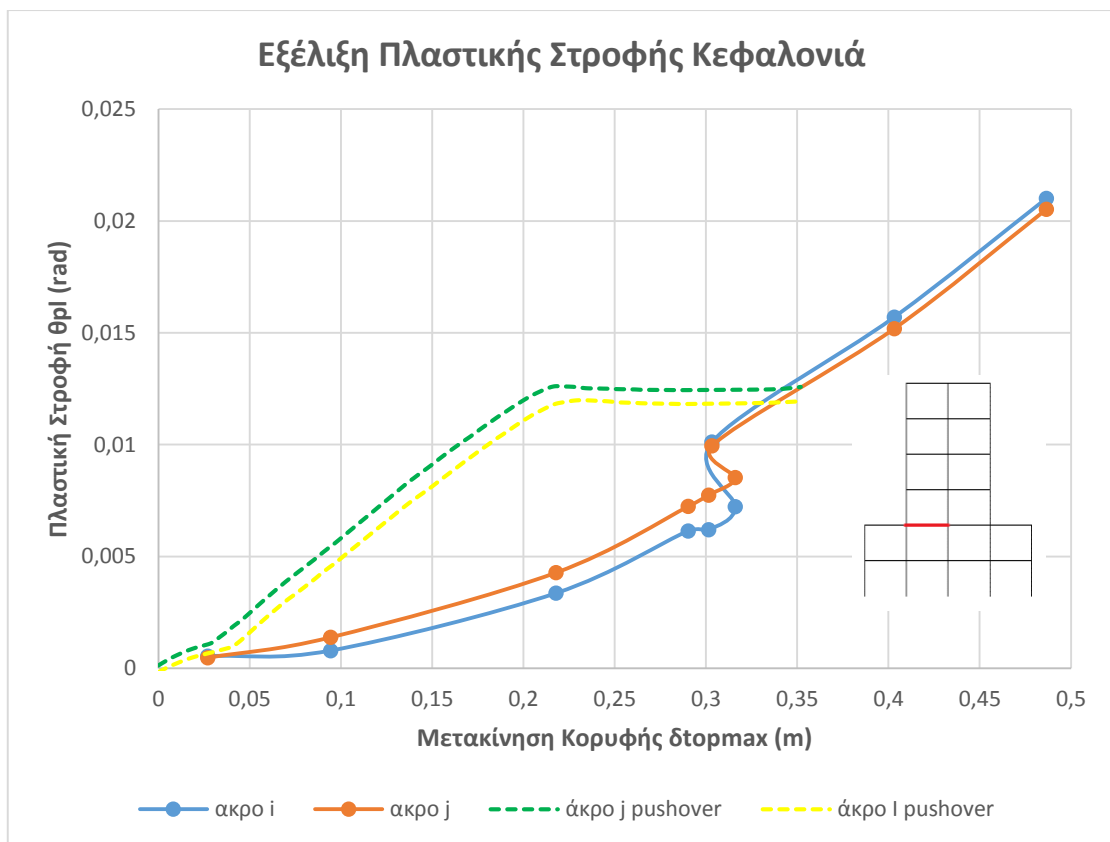
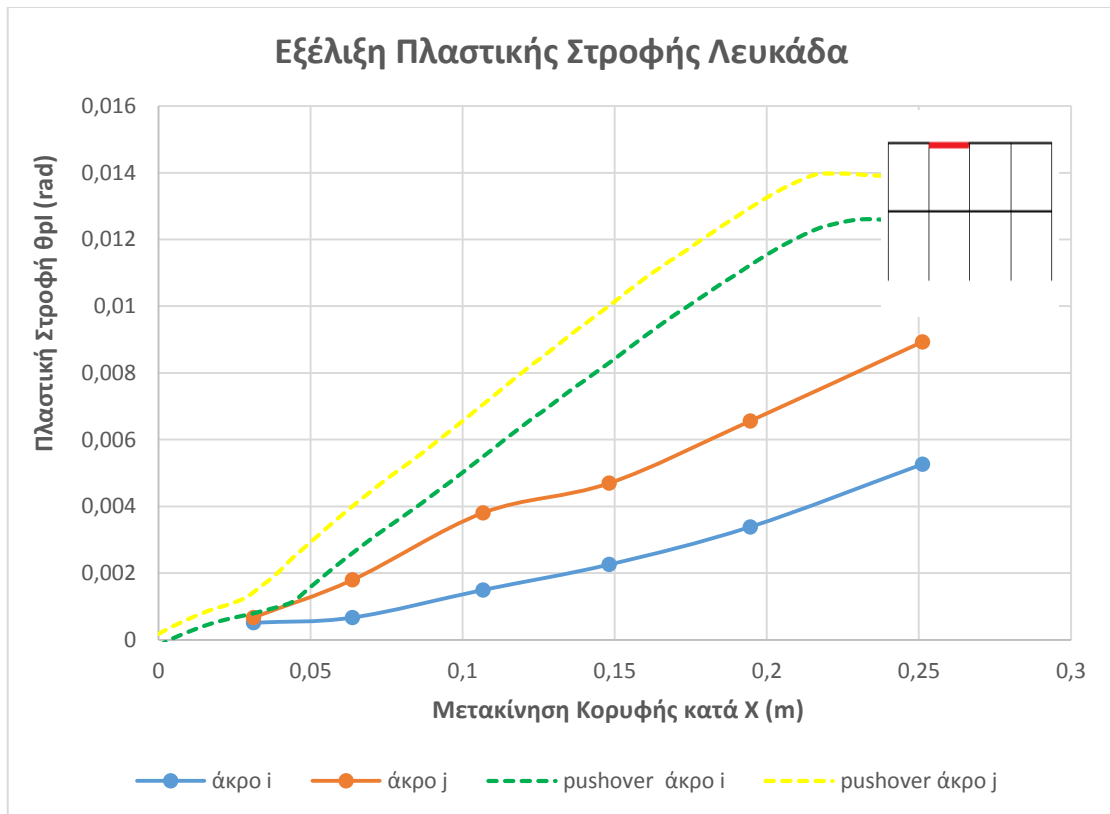
Για κάθε σεισμική κλιμάκωση εντοπίζεται η μέγιστη πλαστική στροφή που εμφανίζεται στο άκρο κάθε μέλους και απεικονίζεται μαζί με την μέγιστη μετακίνηση της κορυφής της κατασκευής. Συγκριτικά παρατίθενται τα αντίστοιχα διαγράμματα που προέκυψαν από τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Pushover).

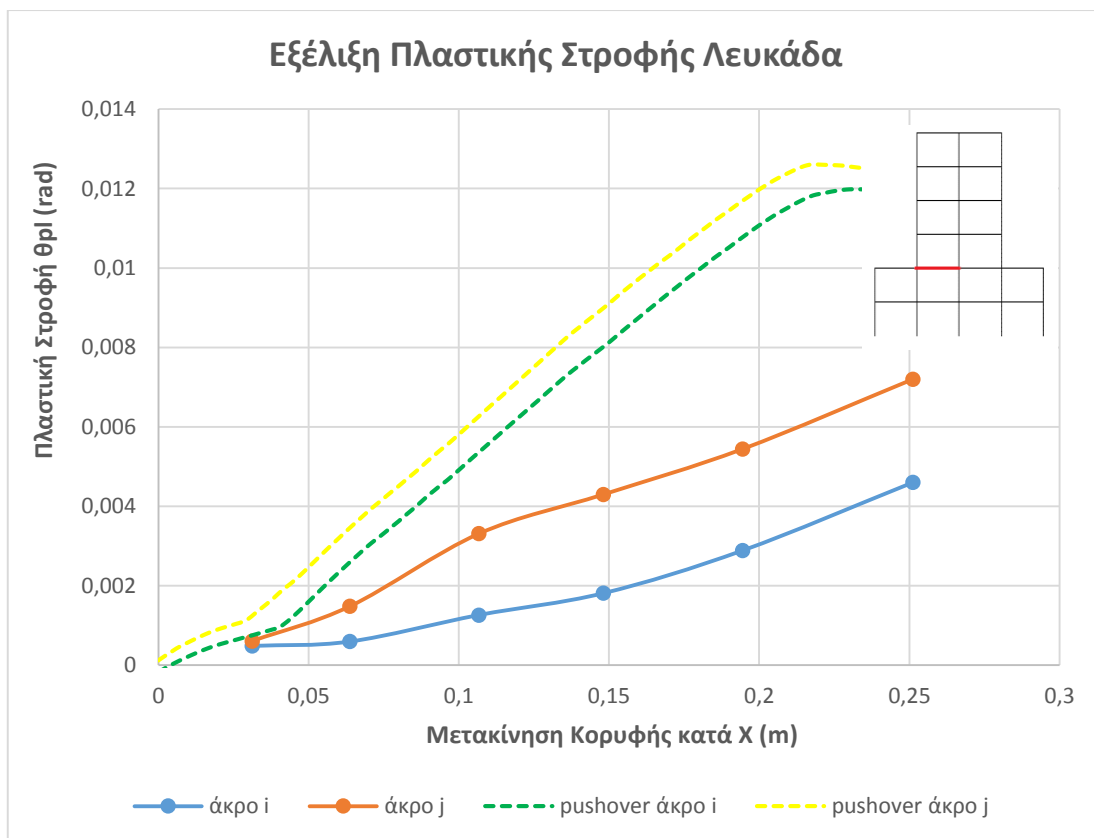
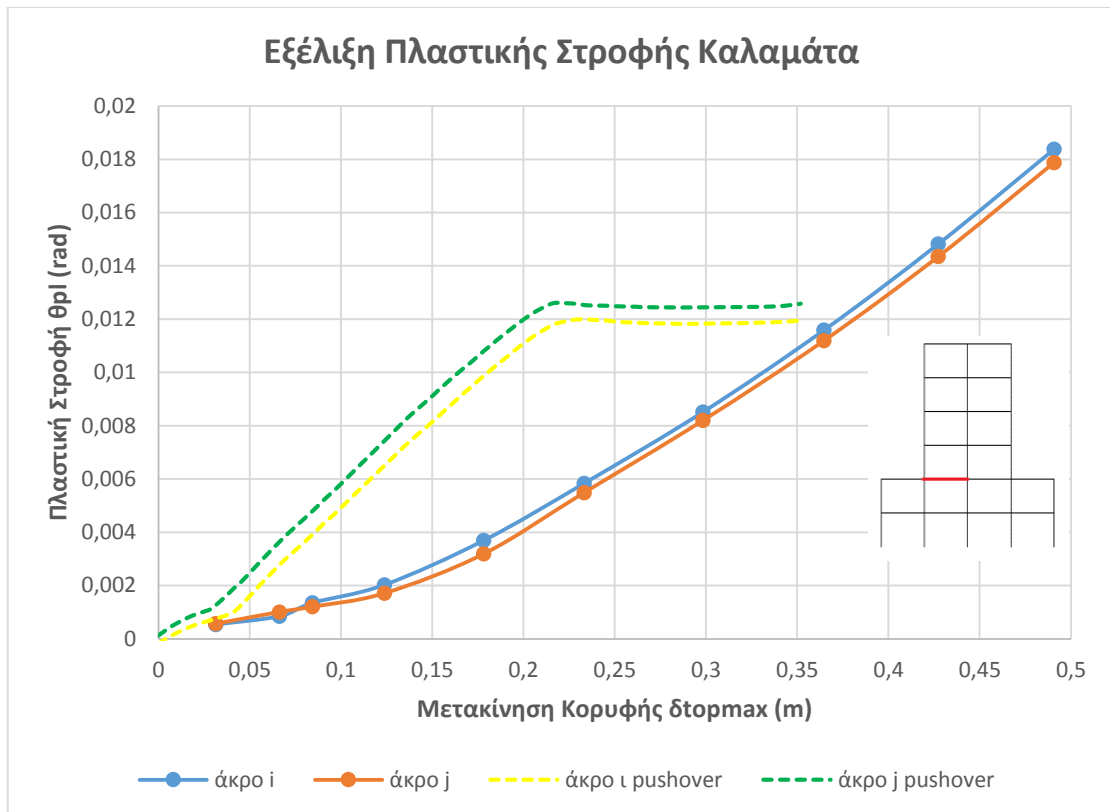


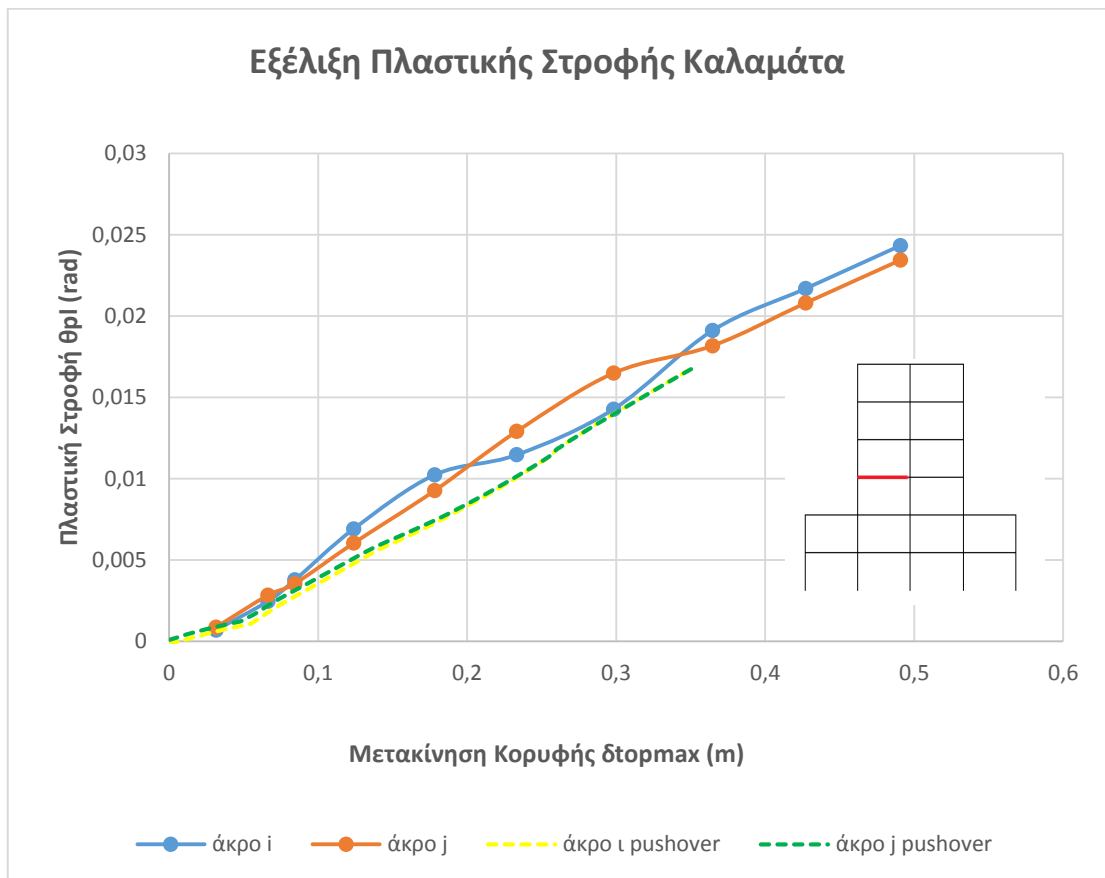
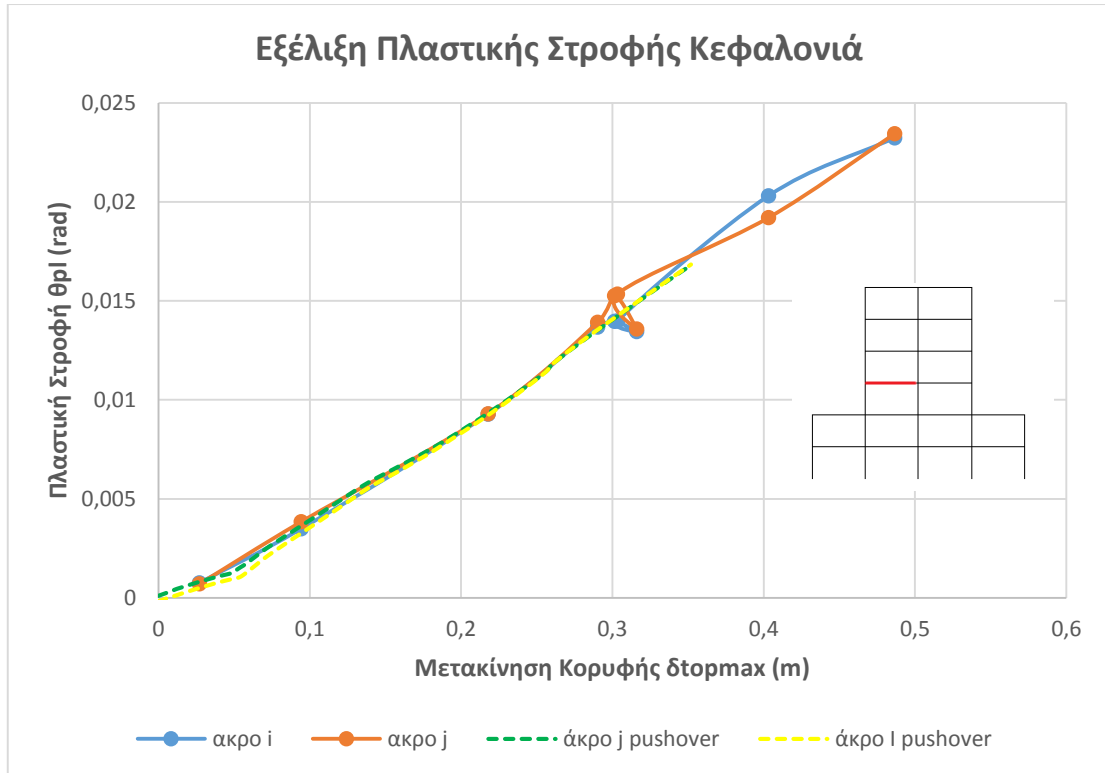


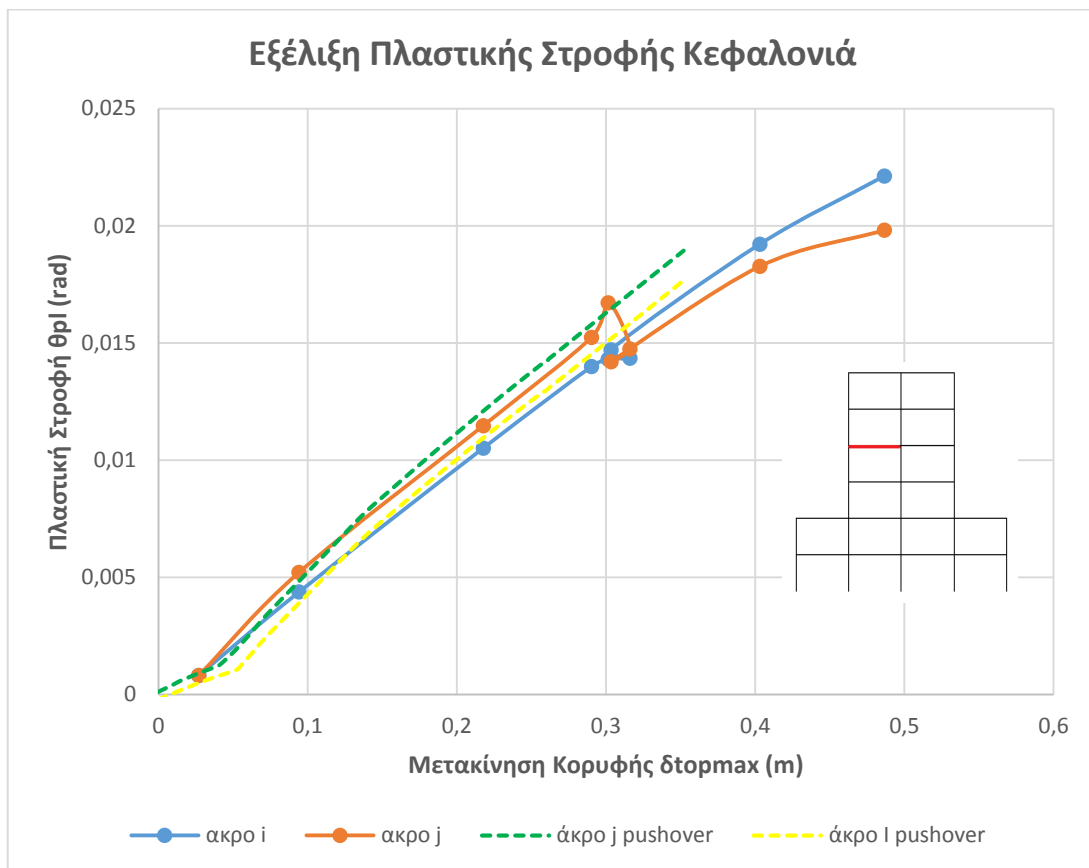
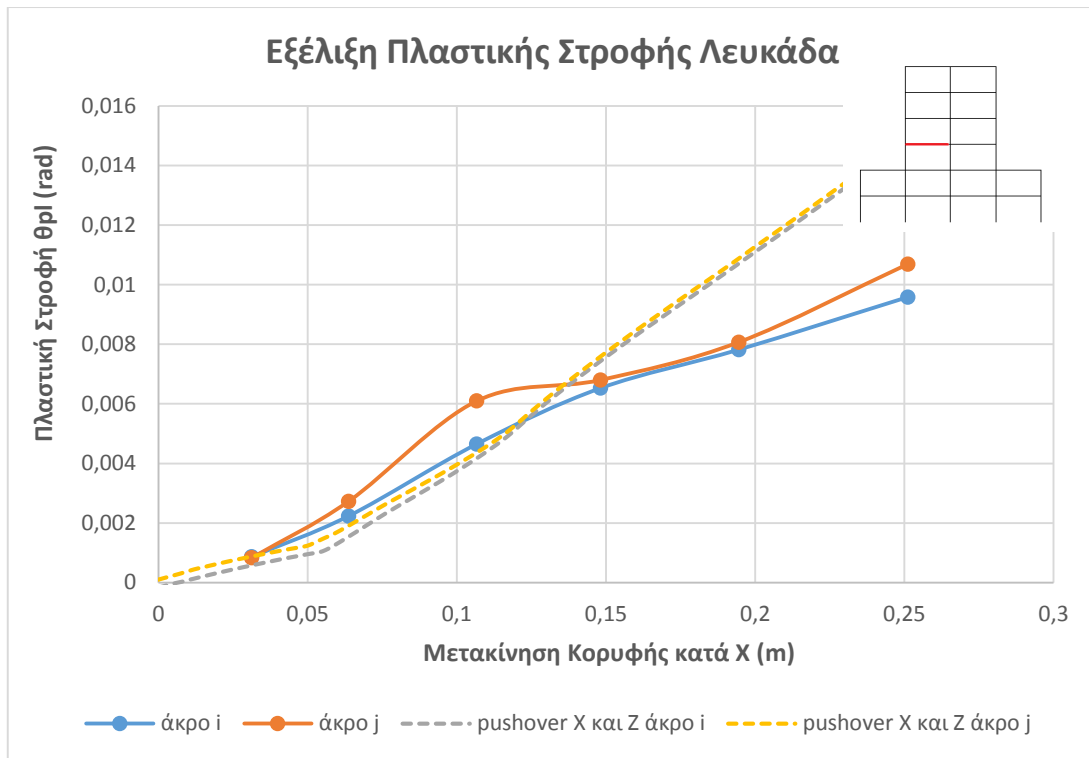


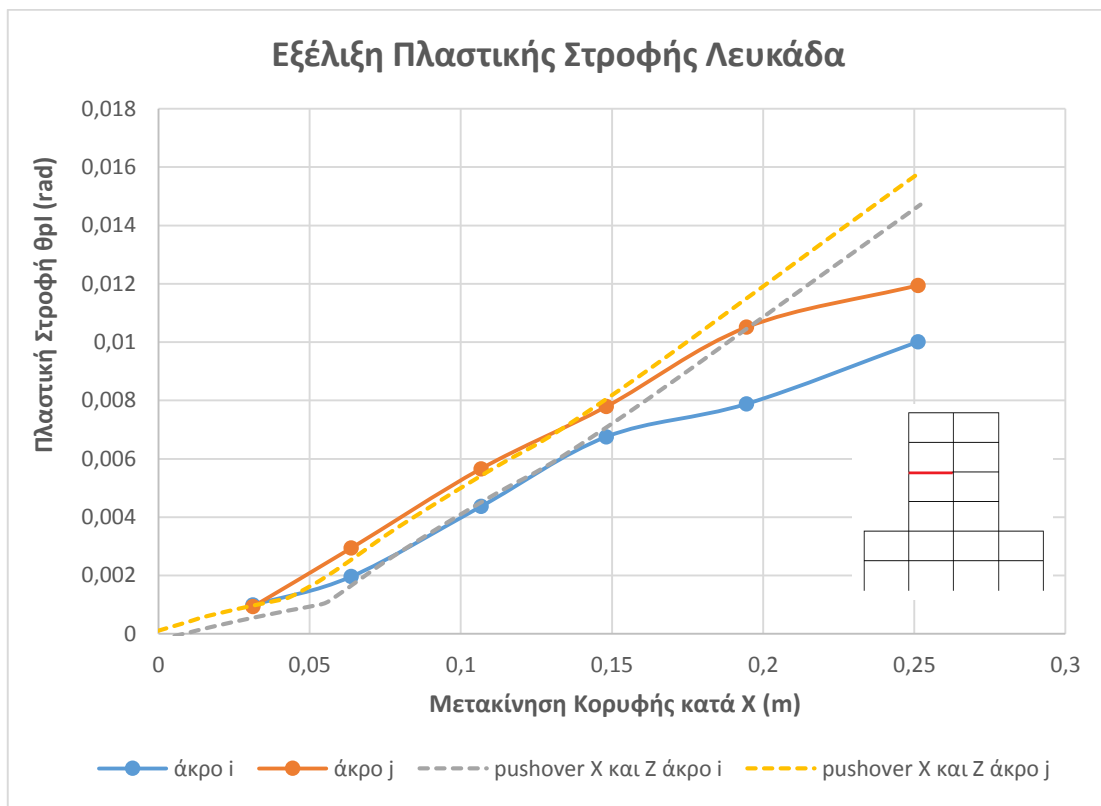
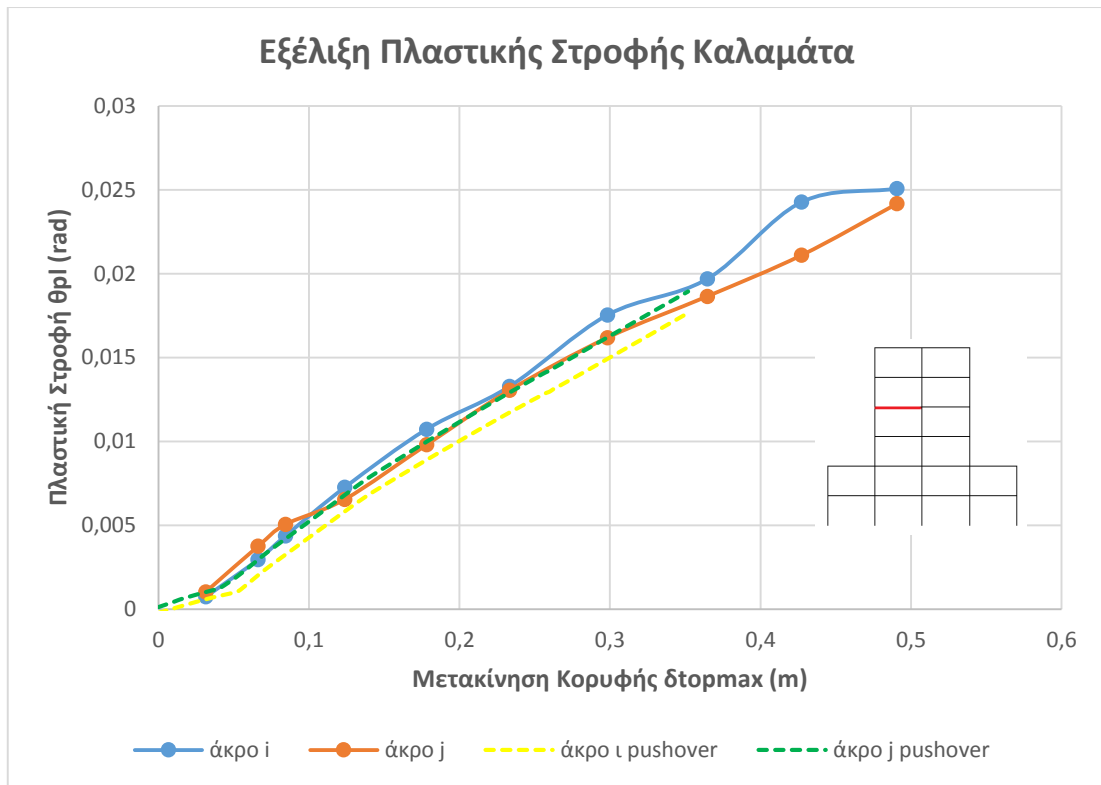


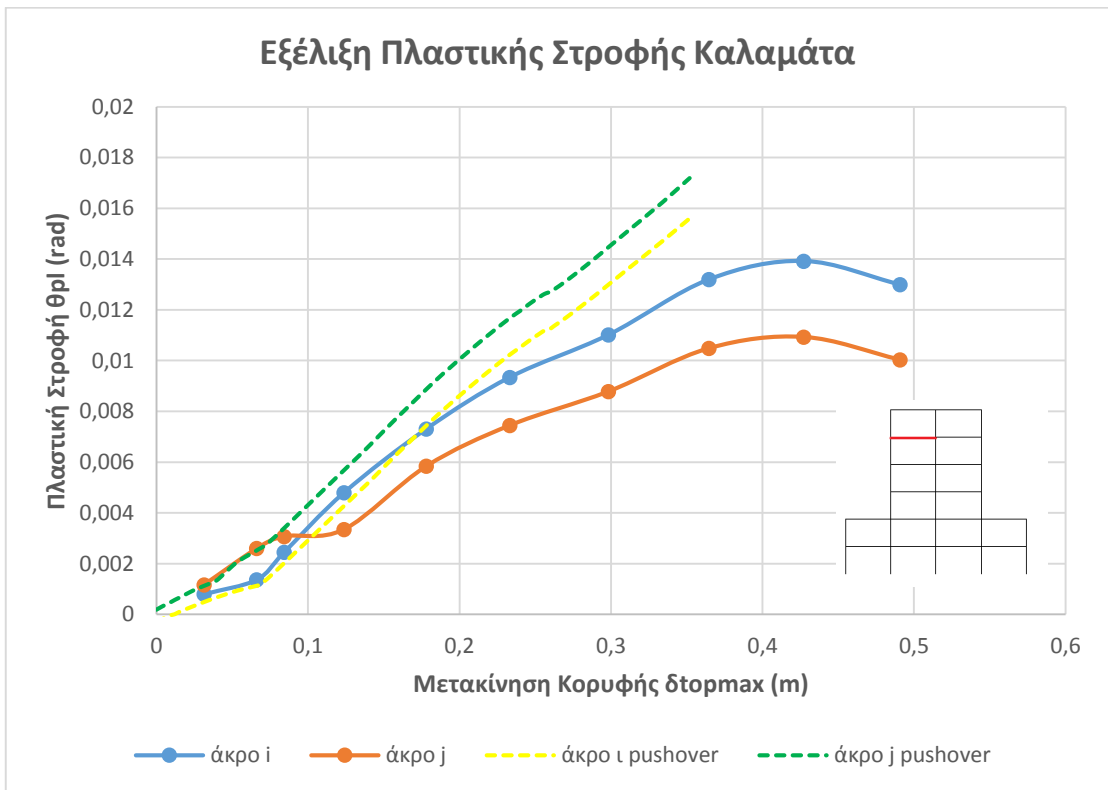
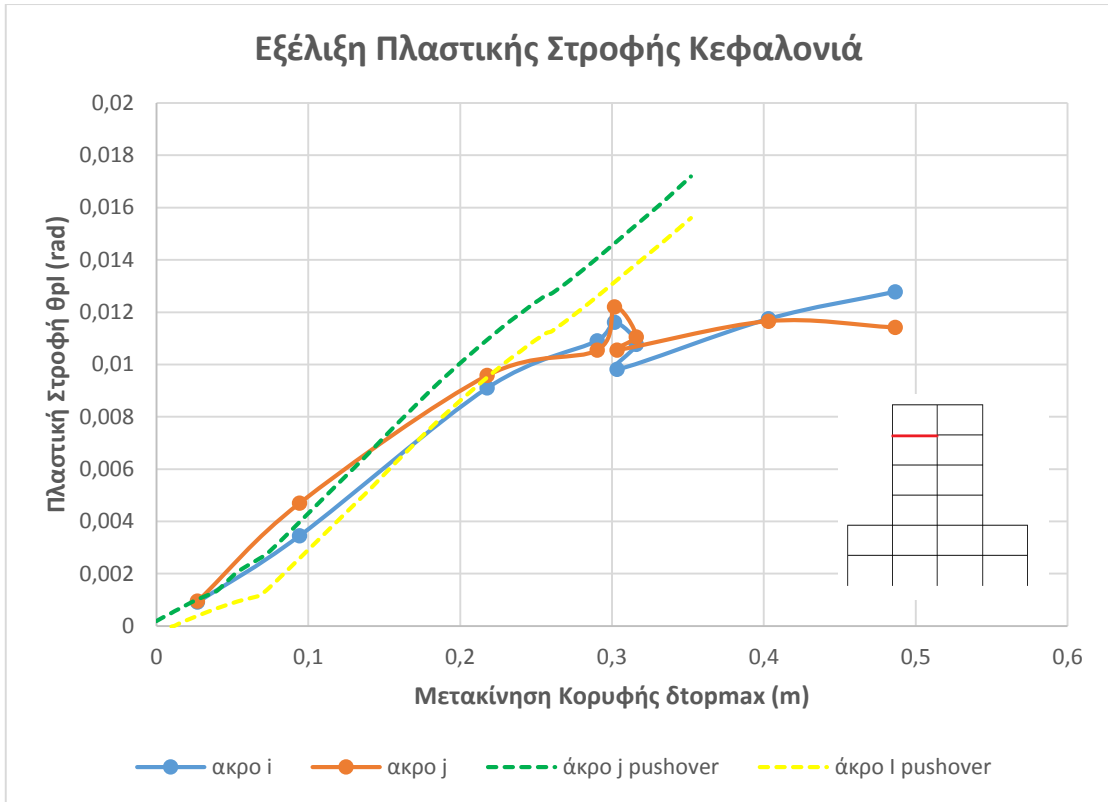


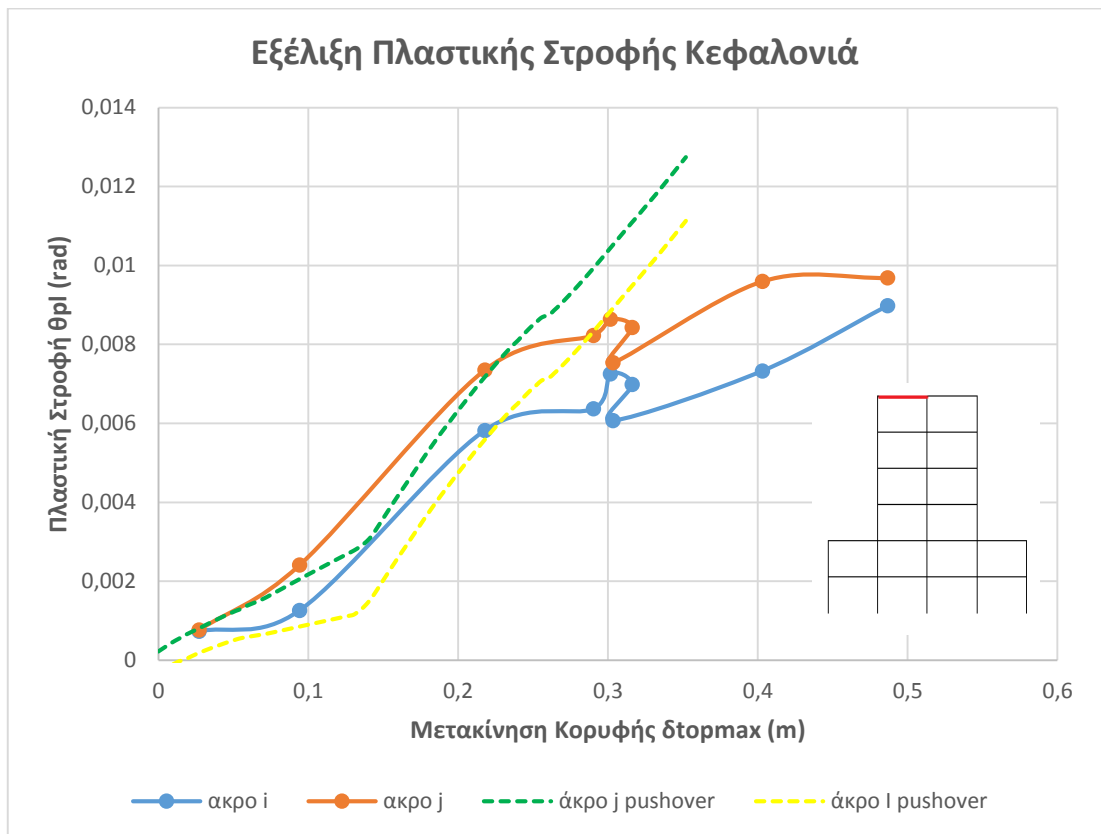
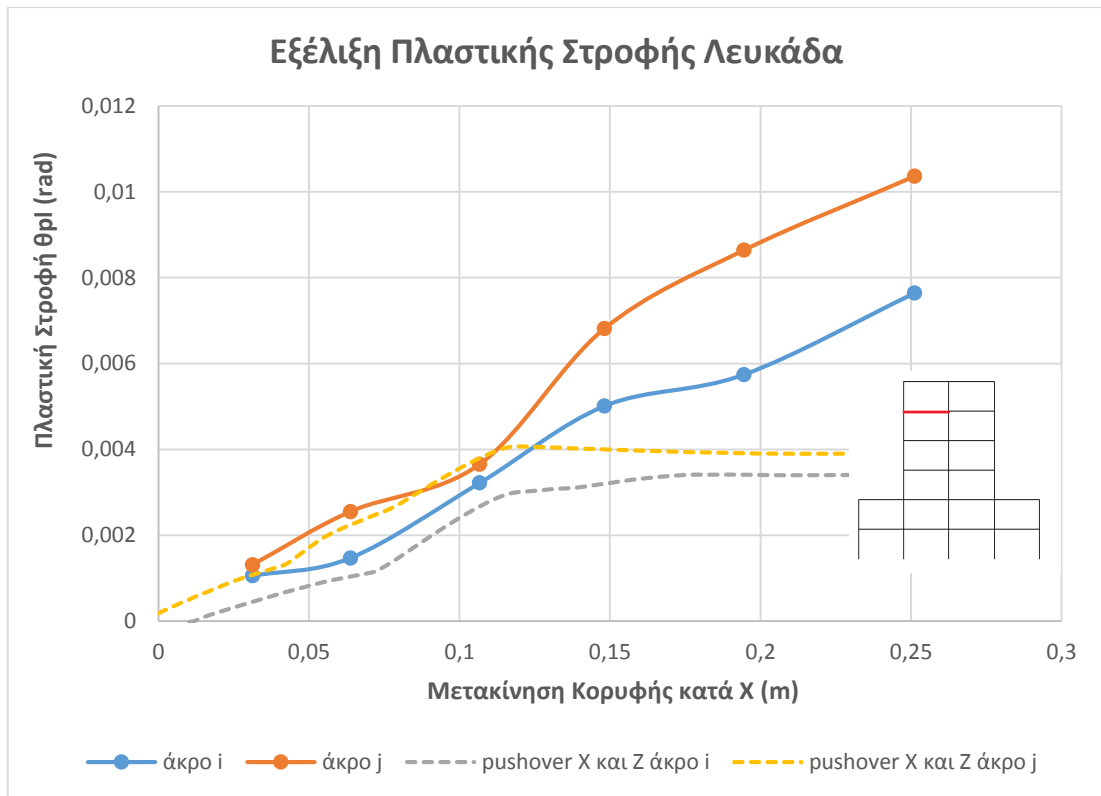


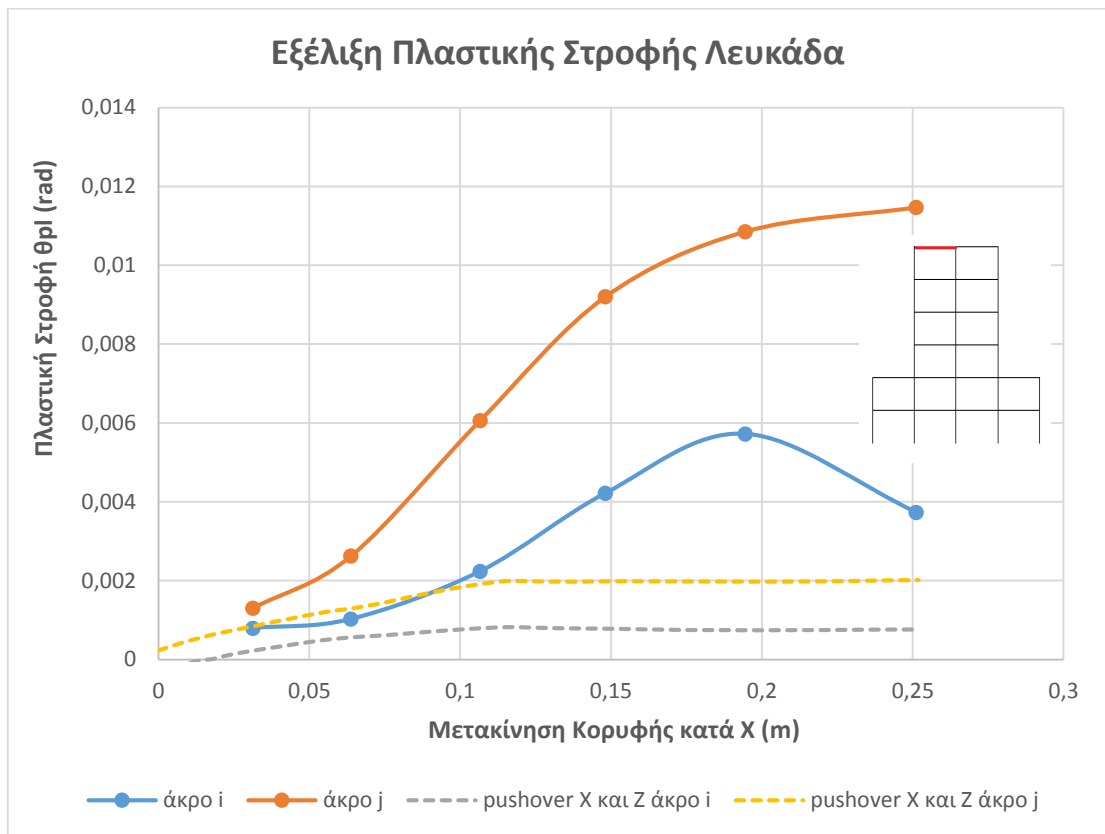
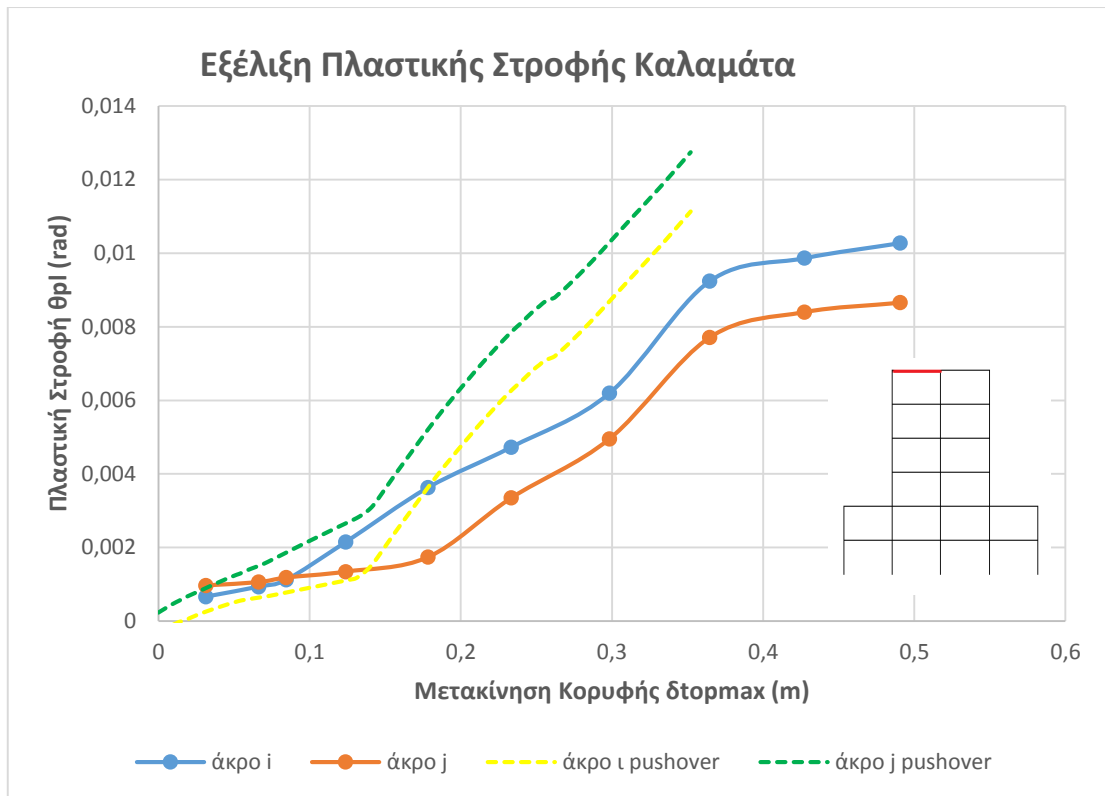








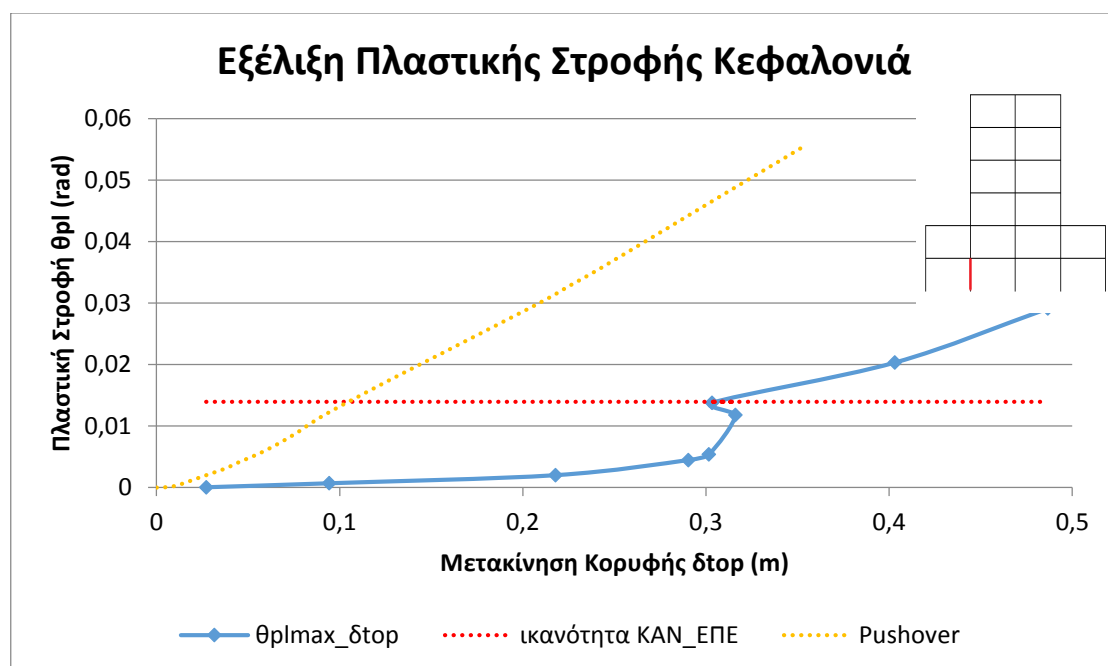


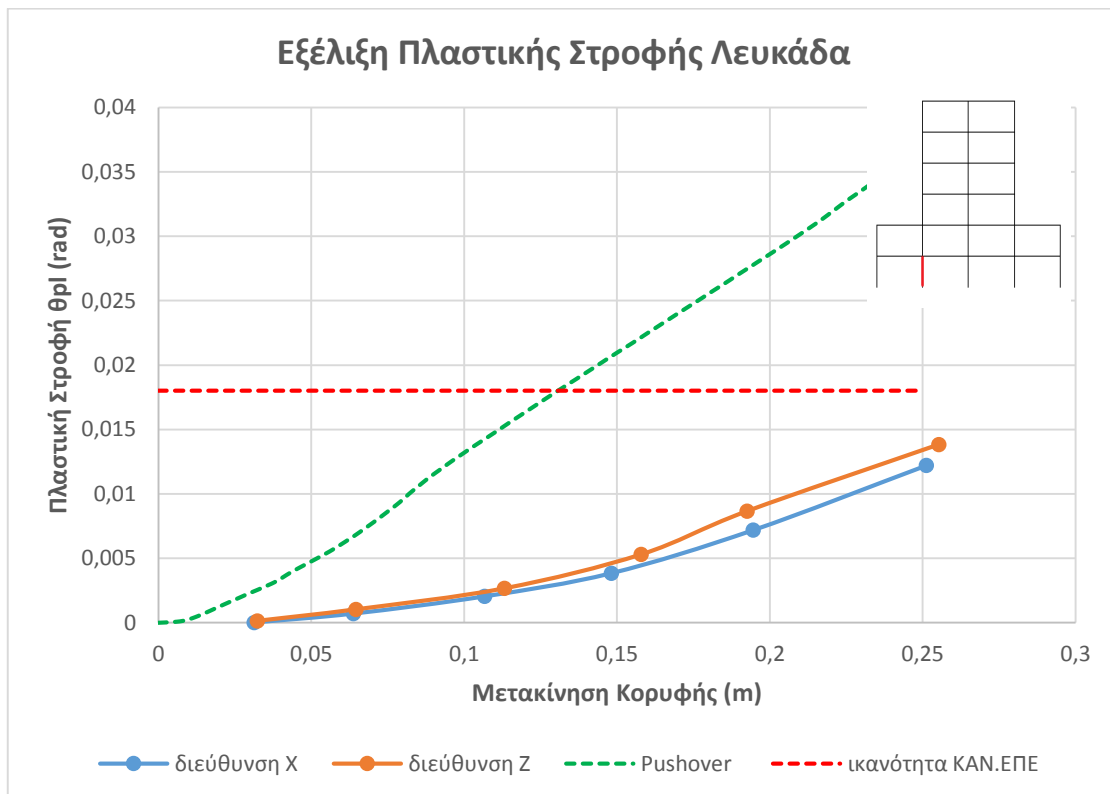
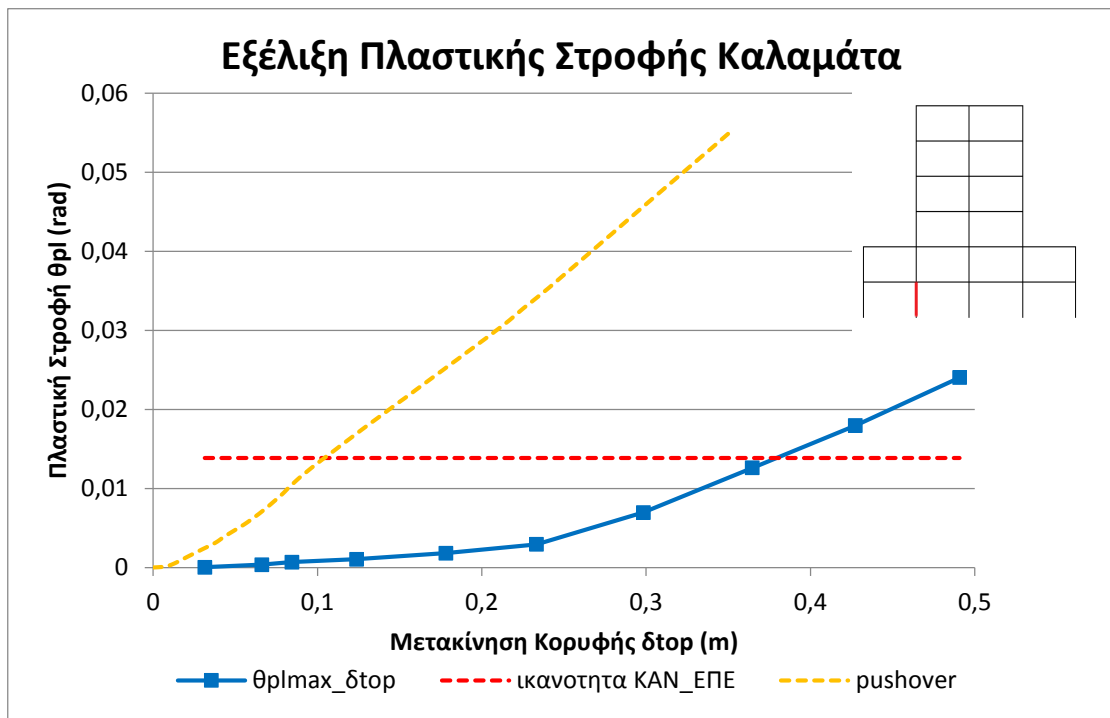


Οι δοκοί των πρώτων δύο ορόφων παρουσιάζουν μειωμένες απαιτήσεις σε σχέση με την στατική προσαυξητική εξώθηση στους δύο κατώτερους ορόφους κατά την διεύθυνση Χ. Ωστόσο, οι πλαστικές στροφές που αναπτύσσονται είναι σαφώς μεγαλύτερες αν συγκριθούν με τις αντίστοιχες τιμές που προκύπτουν από την στατική προσαυξητική εξώθηση σε όλο το ύψος του κτιρίου, γεγονός που γίνεται εμφανές σε υψηλά επίπεδα σεισμικής έντασης. Στον 3^ο και 4^ο όροφο τα αποτελέσματα της δυναμικής προσαυξητικής ανάλυσης προσεγγίζουν σε μεγάλο βαθμό τα αντίστοιχα της στατικής ανεξαρτήτως της εδαφικής διέγερσης (παρατηρούνται μικρές μεταβολές για την εδαφική διέγερση της Λευκάδας). Όσον αφορά τους τελευταίους δύο ορόφους του κτιρίου, τα αποτελέσματα εμφανίζονται μειωμένα σε σχέση με τις στατικές αναλύσεις για τις χρονοιστορίες της Κεφαλονιάς και της Καλαμάτας (εφαρμόζονται μόνο κατά την διεύθυνση Χ). Αντίθετα, η χρονοιστορία της Λευκάδας (εφαρμόζεται κατά Χ και Ζ ταυτόχρονα) παρουσιάζει υψηλότερες απαιτήσεις συγκριτικά με τις στατικές επιλύσεις.

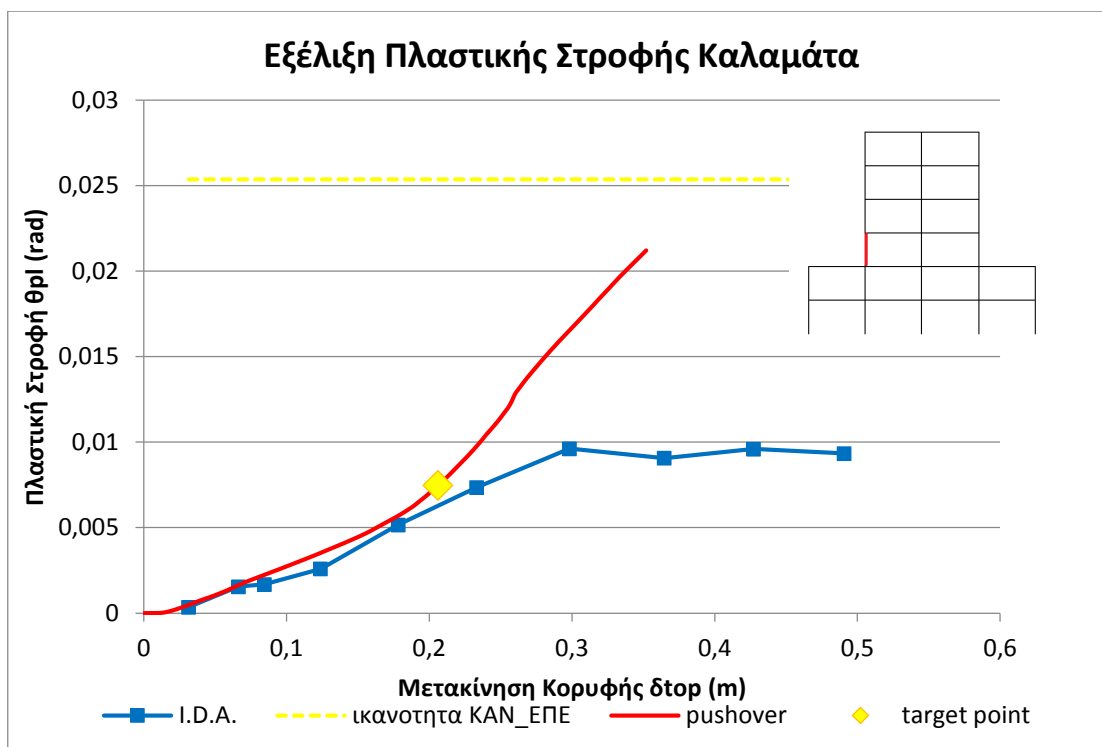
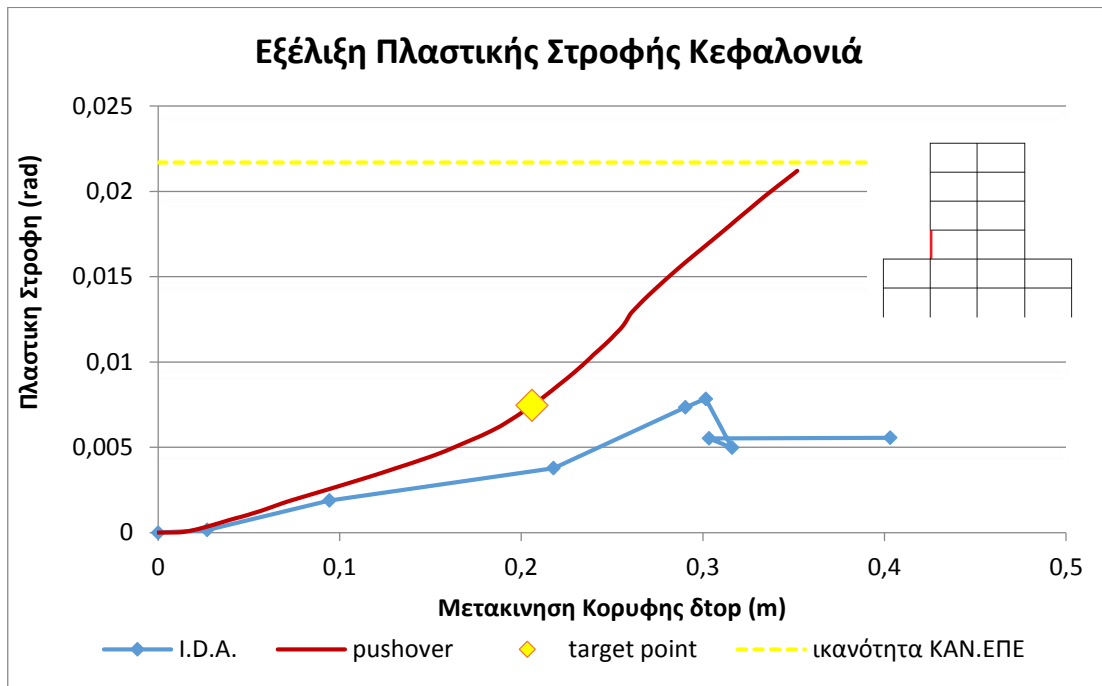
8.8 Εξέλιξη Πλαστικών Στροφών Υποστυλωμάτων

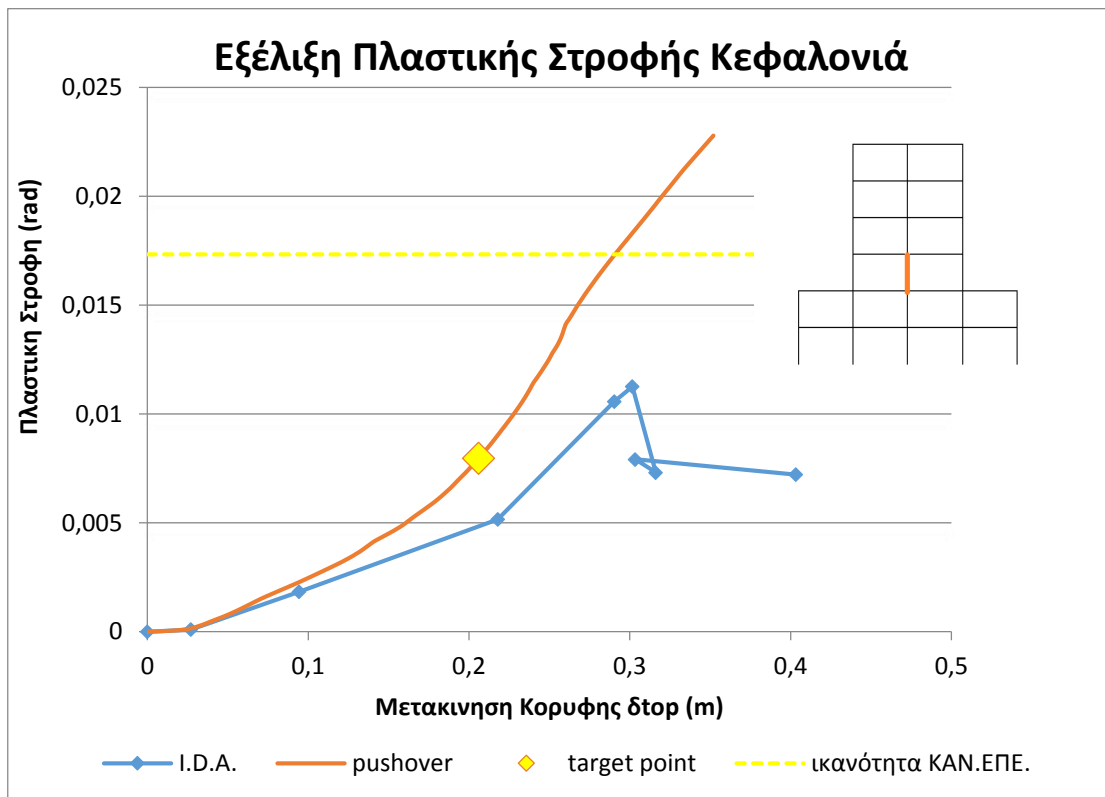
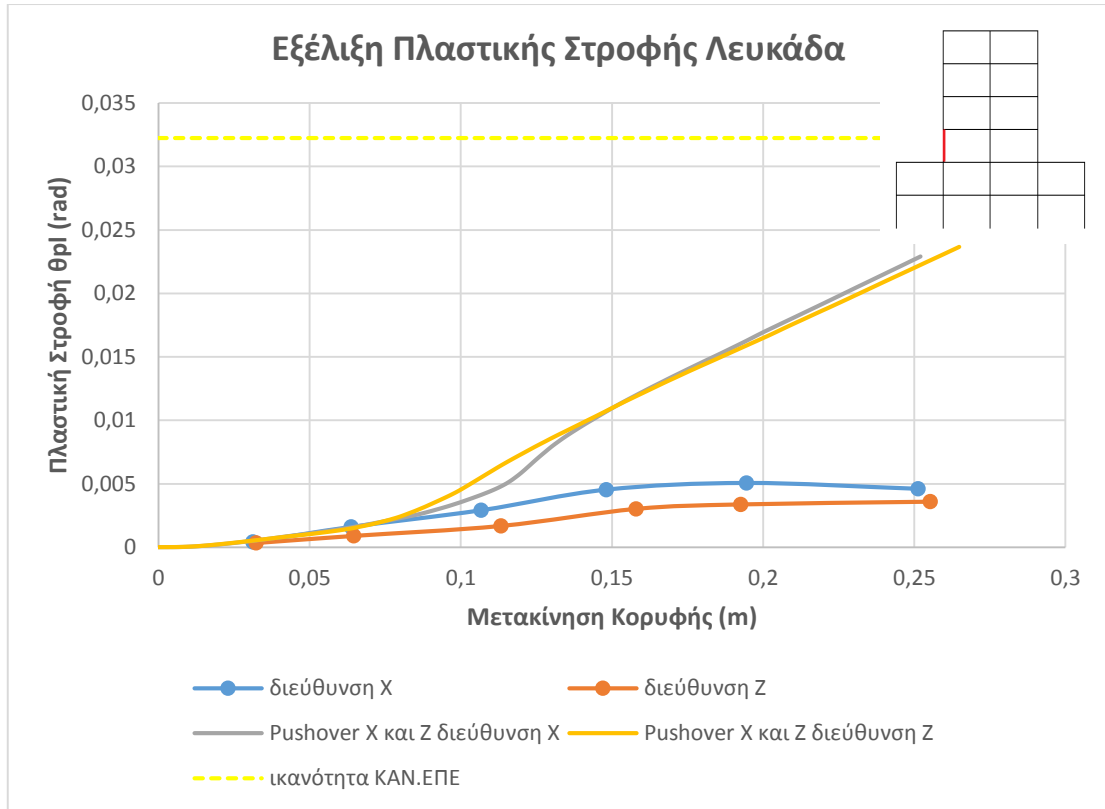
Στην ενότητα αυτή εμφανίζεται η εξέλιξη των μέγιστων πλαστικών στροφών που καταγράφηκαν σε κάθε κλιμάκωση σε σχέση με την μέγιστη μετακίνηση της κορυφής του φορέα. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τα αντίστοιχα των στατικών αναλύσεων και απεικονίζεται η ικανότητα μέγιστης πλαστικής στροφής με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

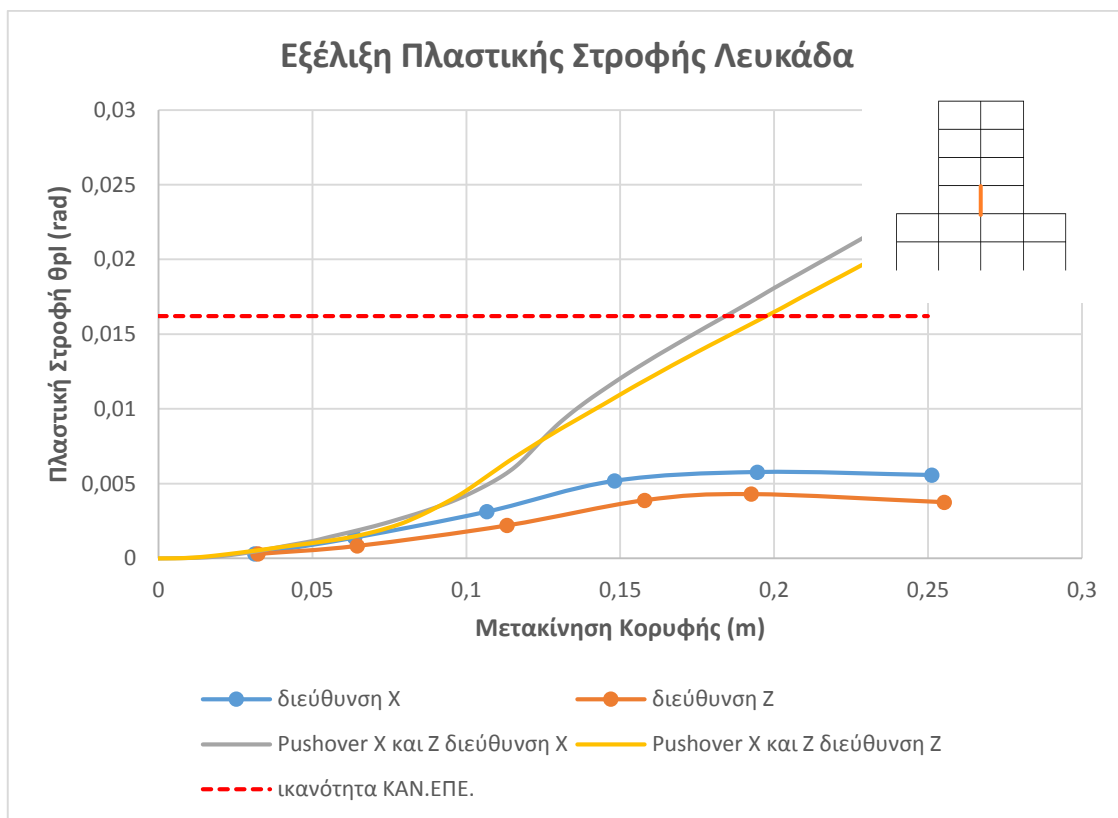
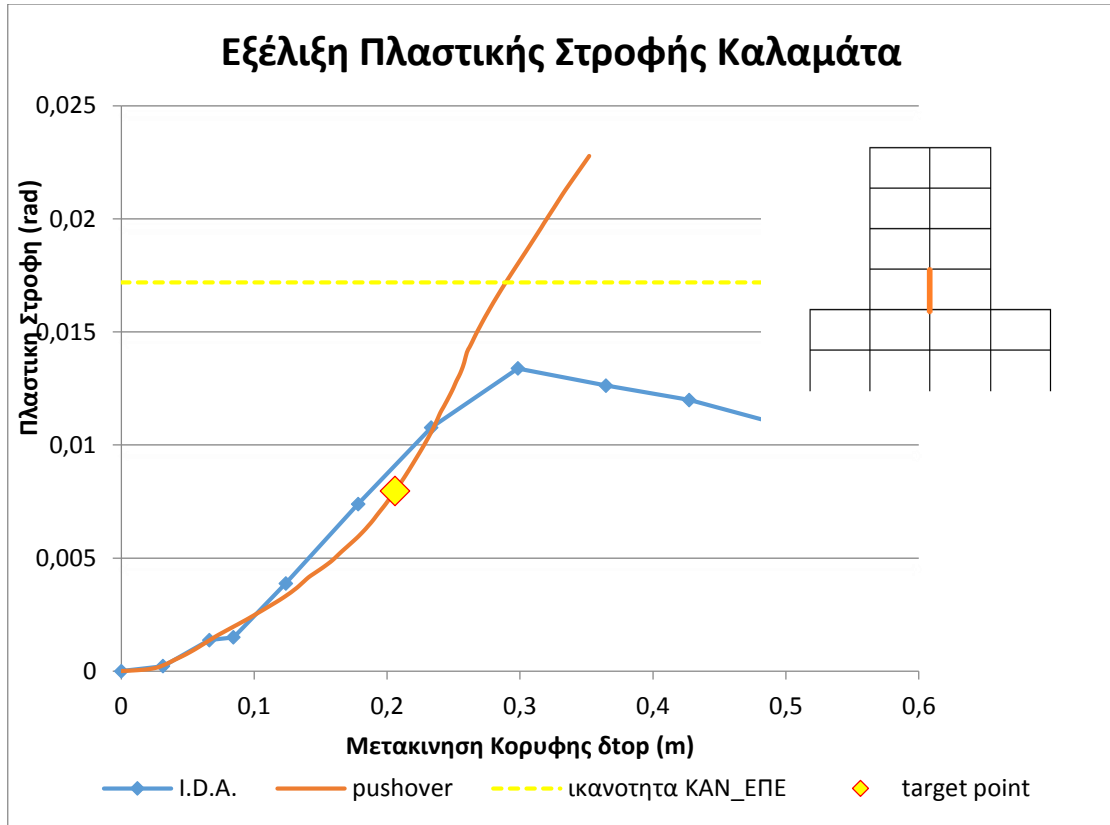




Τα αποτελέσματα των υποστυλωμάτων του ισογείου συγκρίνονται με την στατική προσαυξητική εξώθηση των δύο κατώτερων ορόφων για αυτό το λόγο δεν υπάρχει μεγάλη ταύτιση μεταξύ των δύο αναλύσεων. Ωστόσο, πρέπει να σημειωθεί ότι σε επίπεδα αυξημένης σεισμικής έντασης, το ισόγειο αναπτύσσει σημαντικές στροφές σε σχέση με το ανώτερο τμήμα της ακανονικότητας όπου ξεπερνούν την ικανότητα των διατομών με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

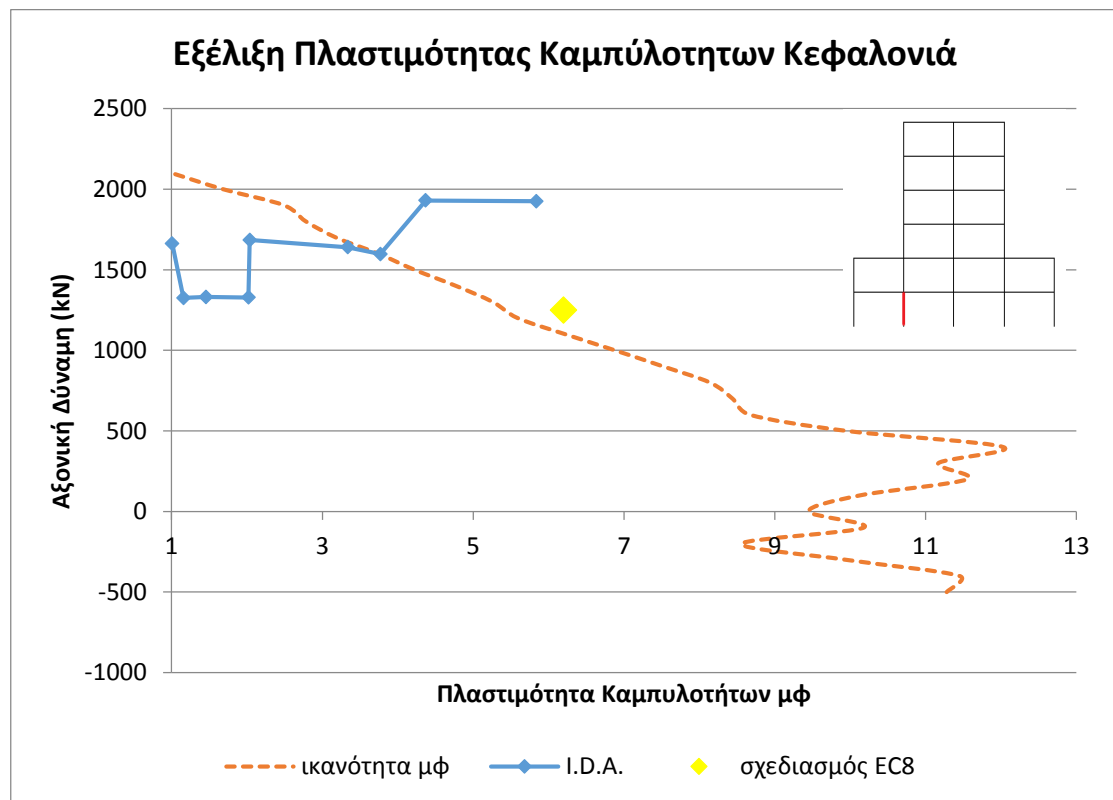


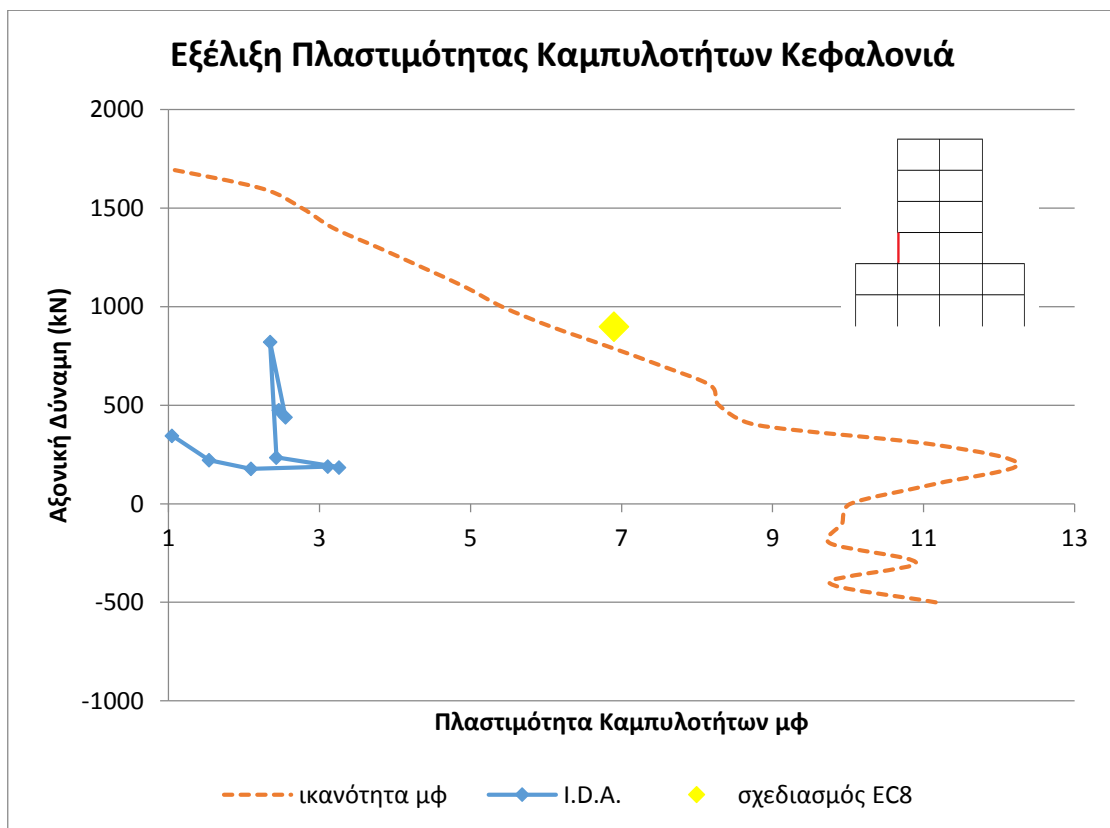
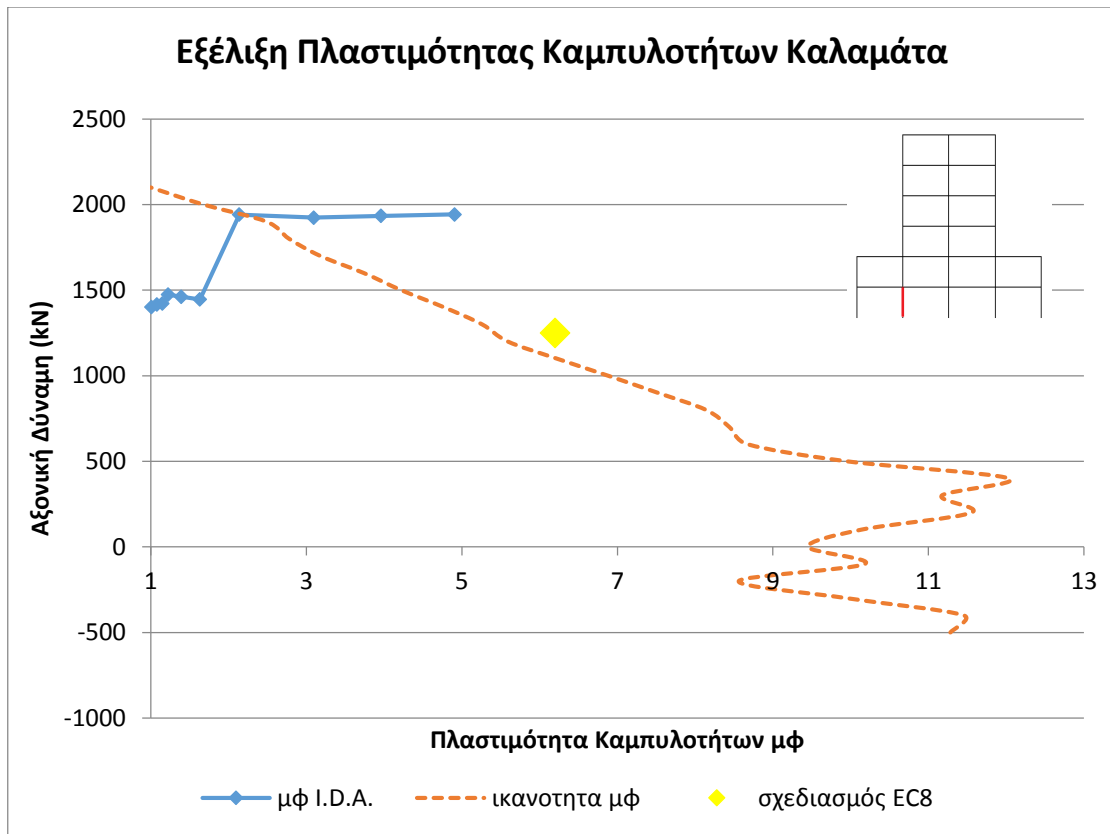


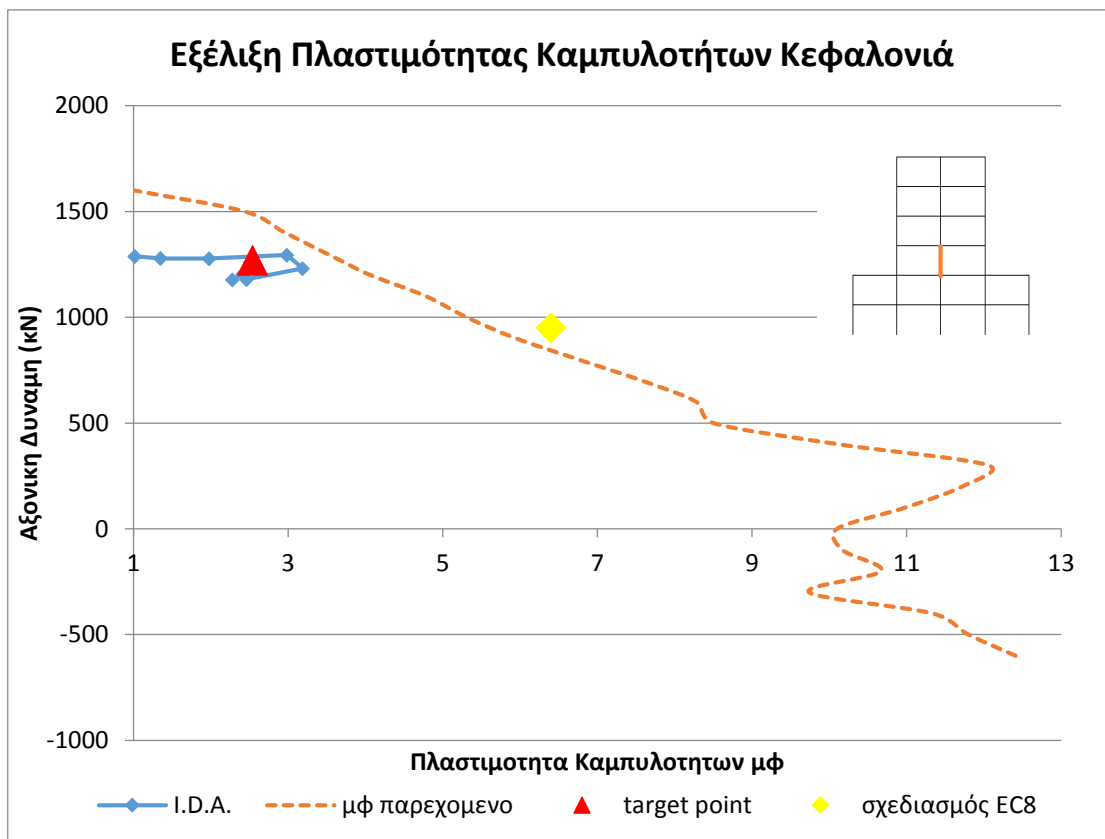
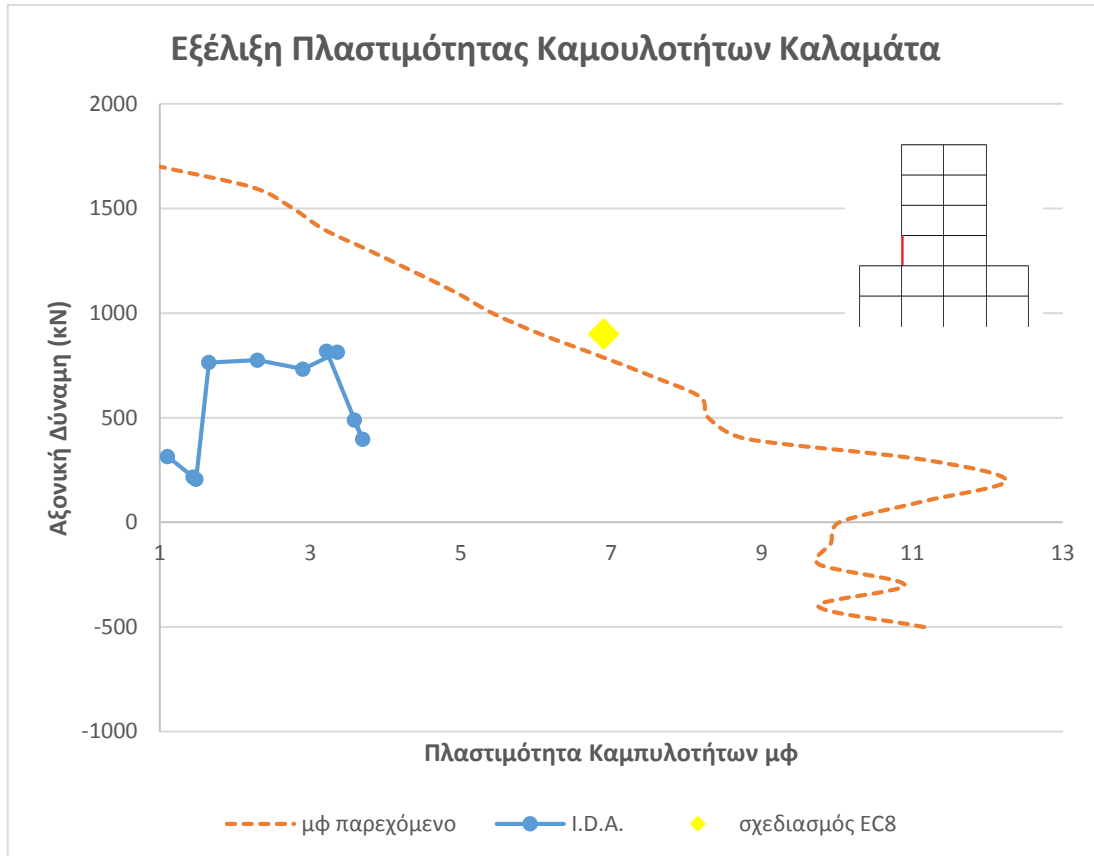


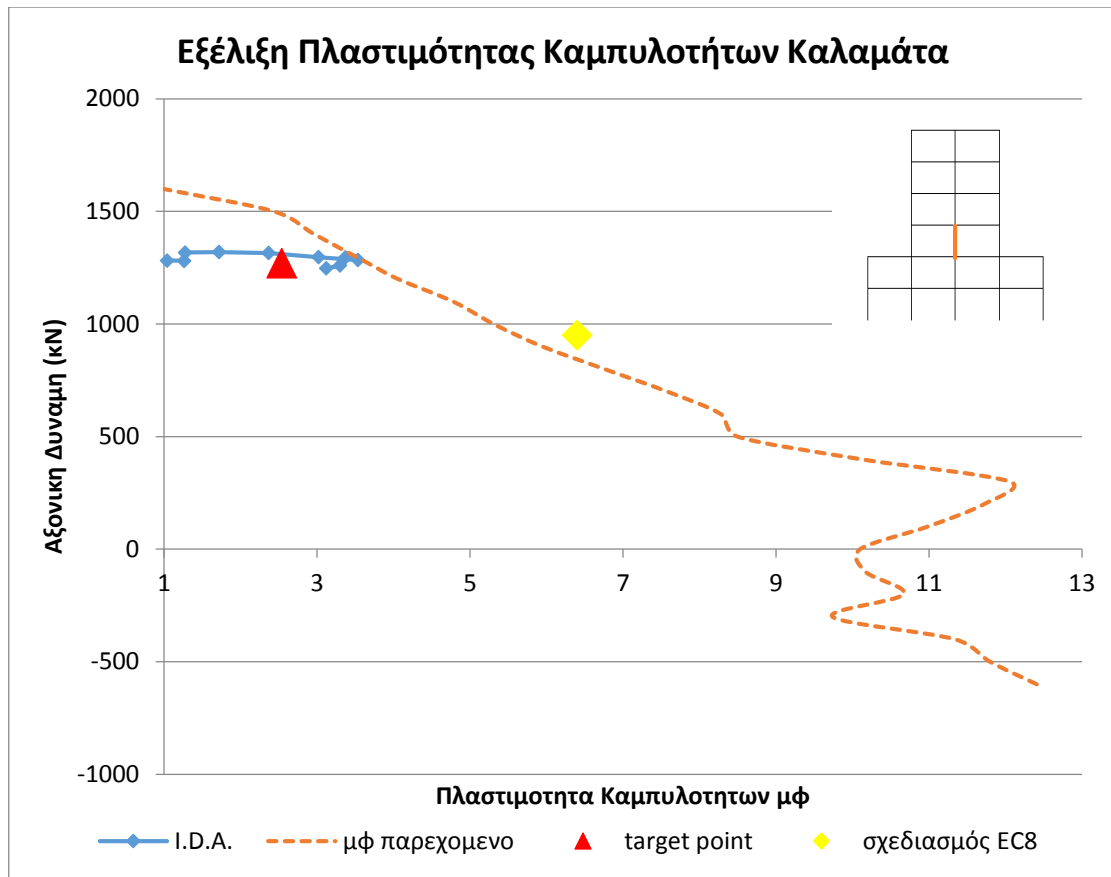
8.9 Εξέλιξη Πλαστιμότητας Καμπυλοτήτων Υποστυλωμάτων

Για τα παραπάνω υποστυλώματα υπολογίζεται, σε επίπεδο διατομής, η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων που απαιτήθηκε κατά την διάρκεια των αναλύσεων και συγκρίνεται με την διαθέσιμη. Για να επιτευχθεί αυτό χρησιμοποιήθηκε η σχέση των Paulay-Priestley που υπολογίζει το μήκος πλαστικής άρθρωσης ως εξής: $l_{pl} = 0.08 \cdot l + 0.022 \cdot \Phi \cdot f_y$. Στη συνέχεια για κάθε υποστυλώμα εντοπίστηκε η δρώσα αξονική δύναμη την χρονική στιγμή που εμφανίζεται η μέγιστη γωνία πλαστικής στροφής για κάθε κλιμάκωση. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρουσιάζονται παρακάτω.



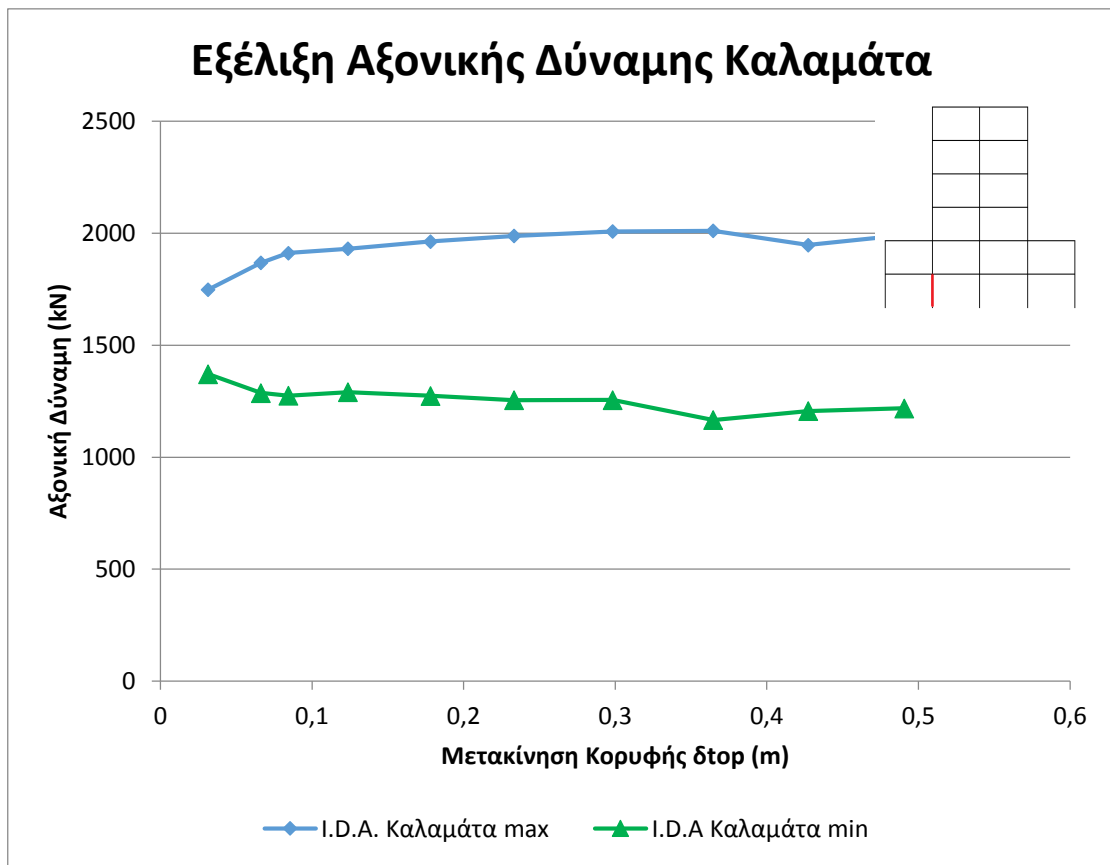
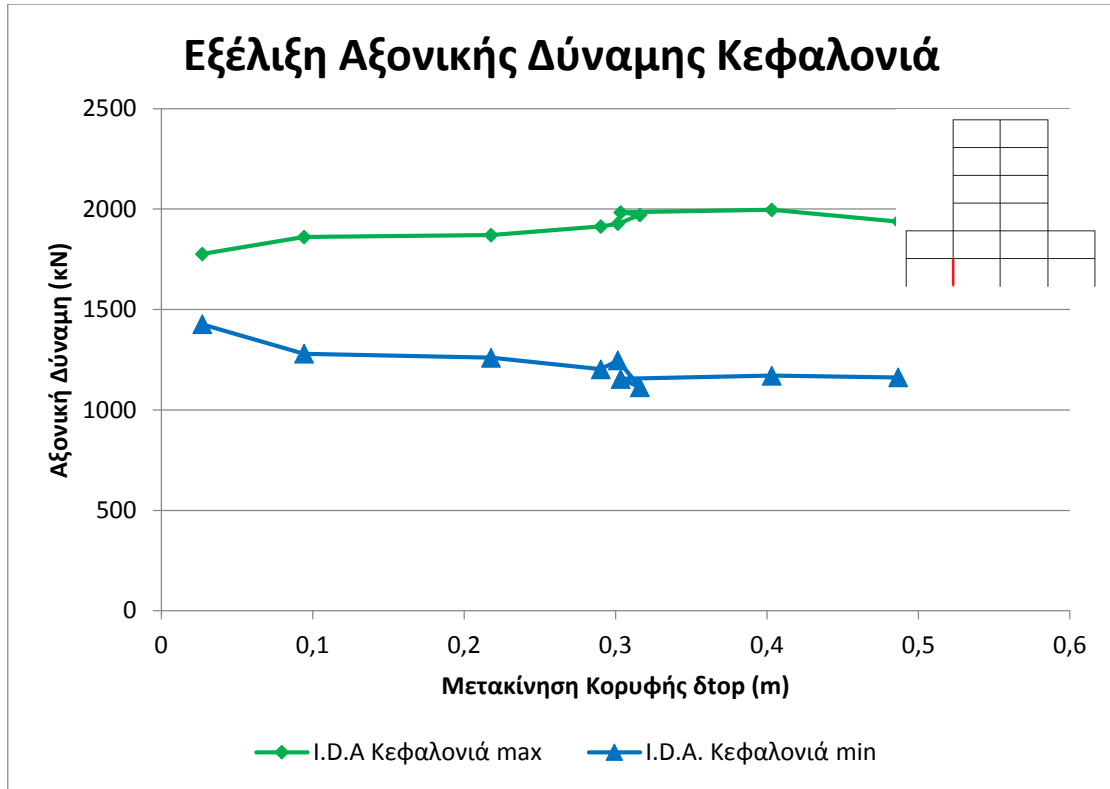


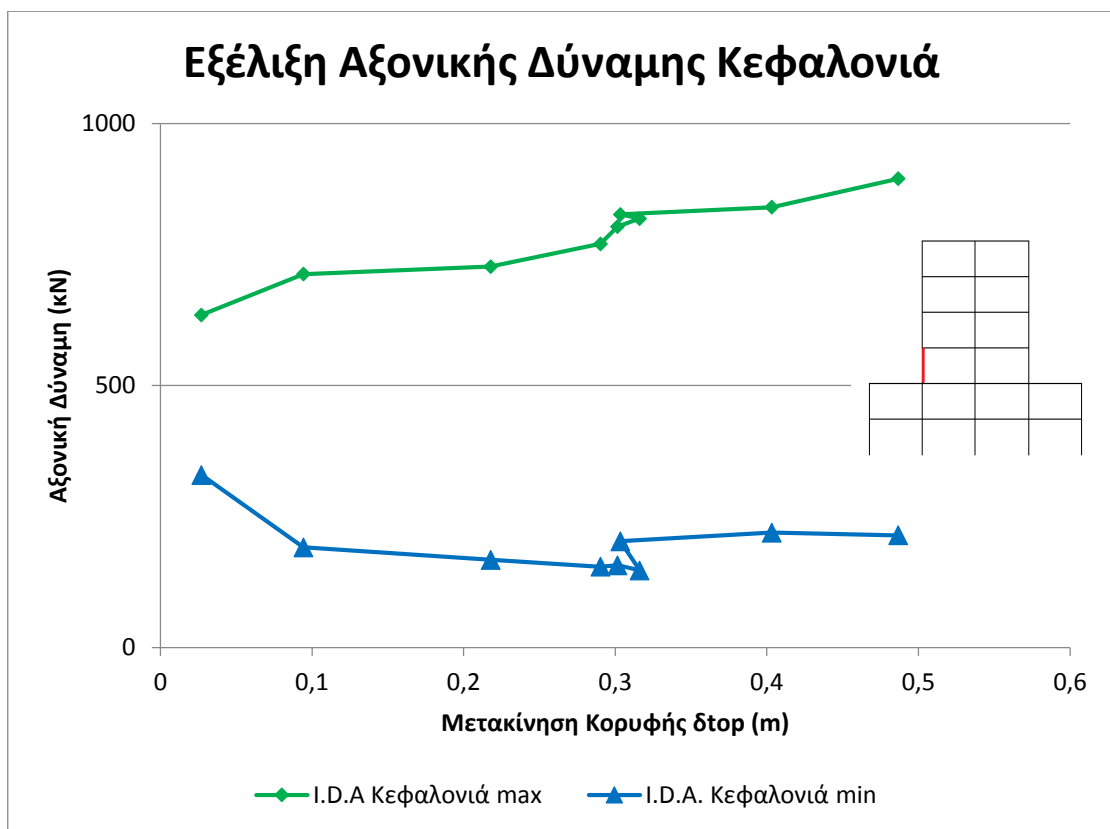
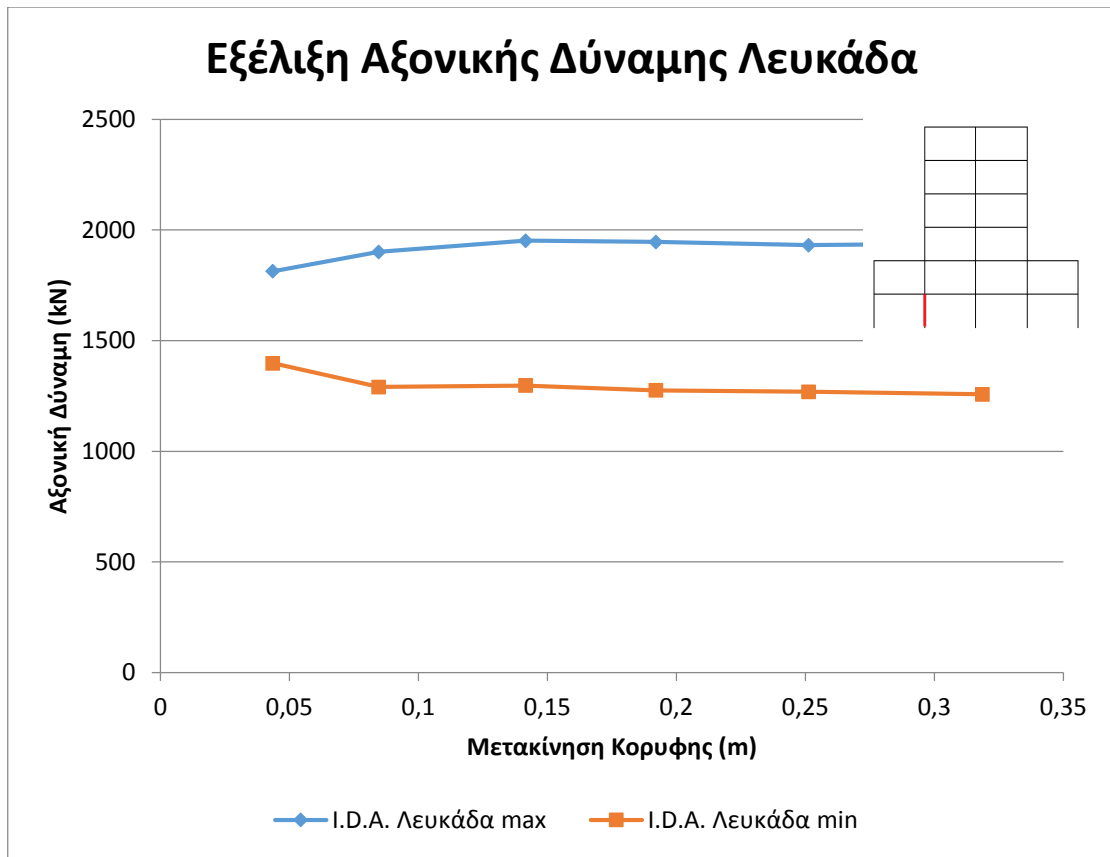




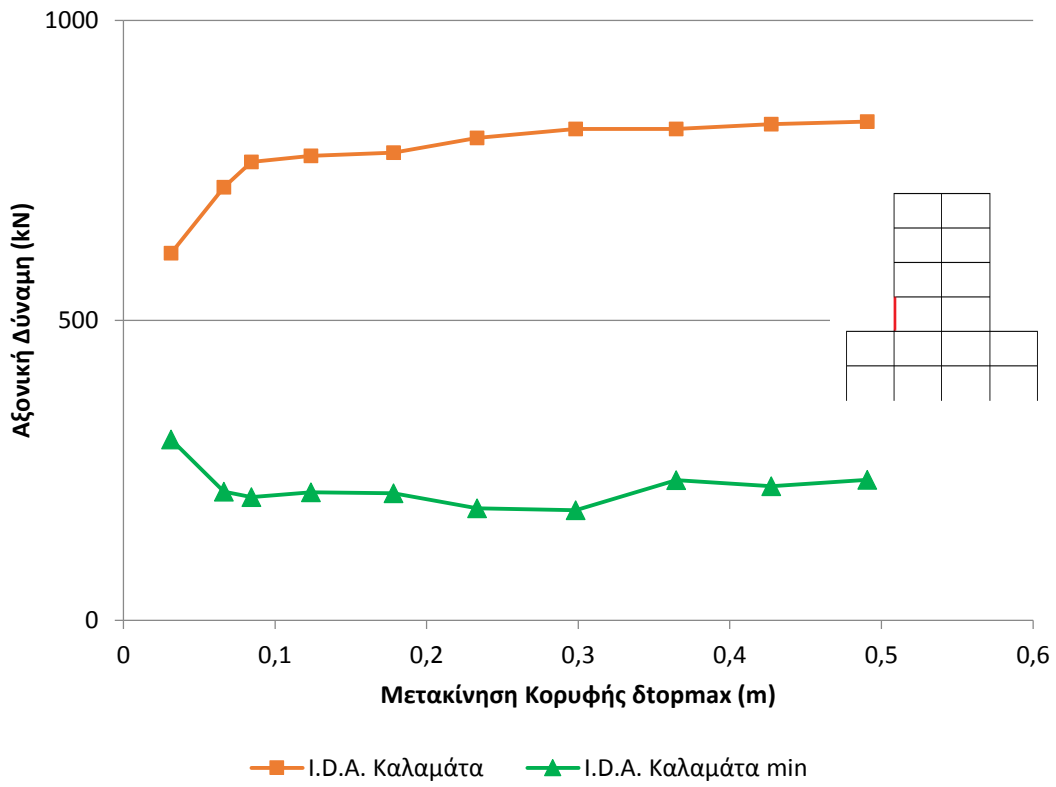
8.10 Εξέλιξη Αξονικής Δύναμης Υποστυλωμάτων

Από τα παραπάνω είναι εμφανές ότι το μέγεθος της δρώσας αξονικής δύναμης σε μία διατομή επηρεάζει σημαντικά την διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων. Για αυτό το λόγο, διερευνήθηκε η εξέλιξη της μέγιστης και της ελάχιστης αξονικής δύναμης που αναπτύσσεται στα παραπάνω υποστυλώματα κατά την διάρκεια των δυναμικών προσομοιωτικών αναλύσεων.

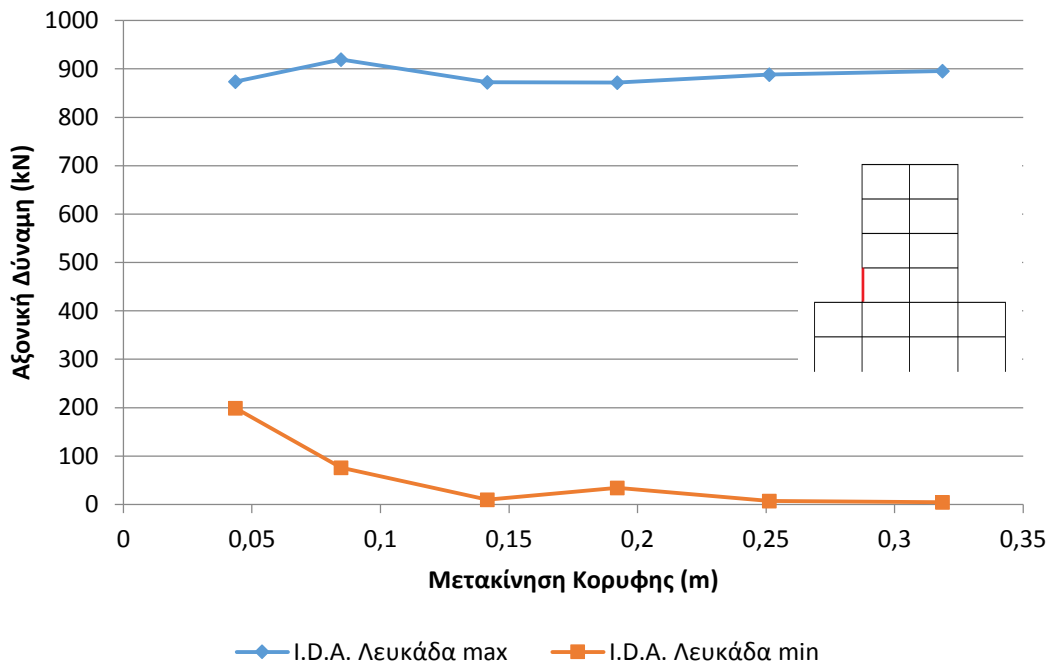


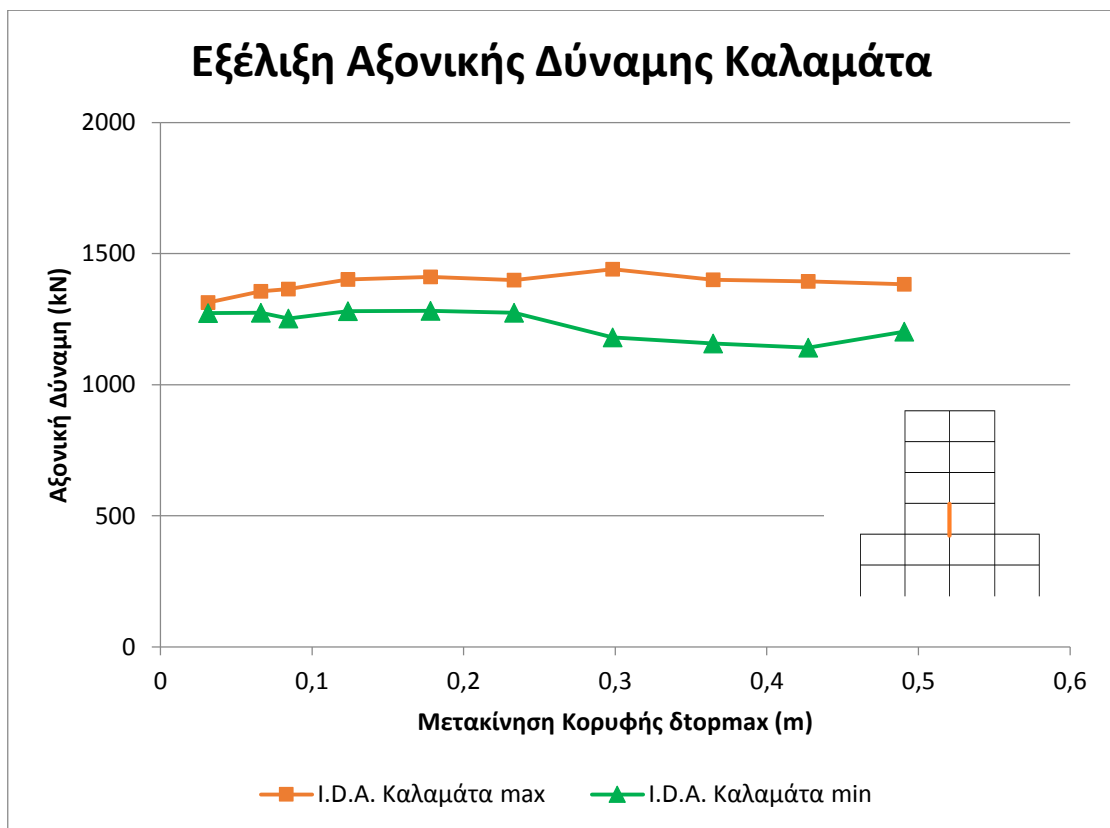
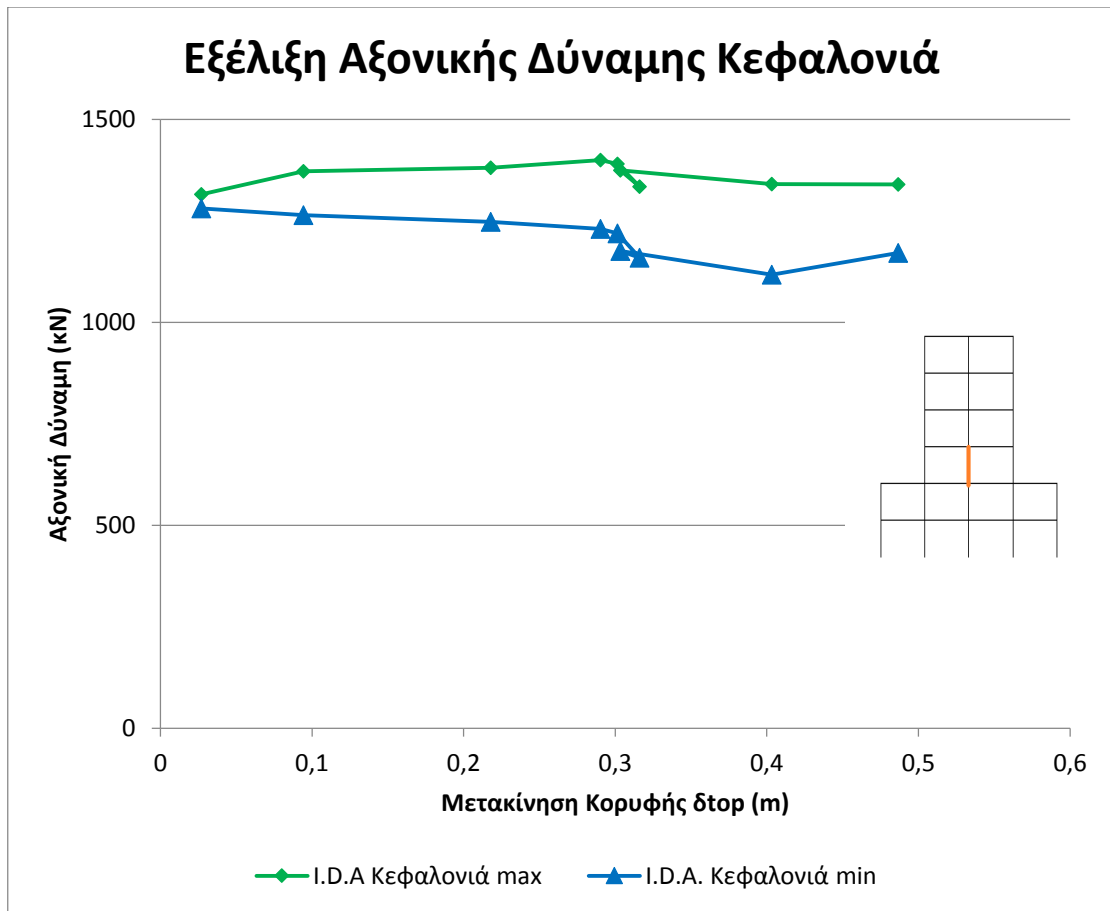


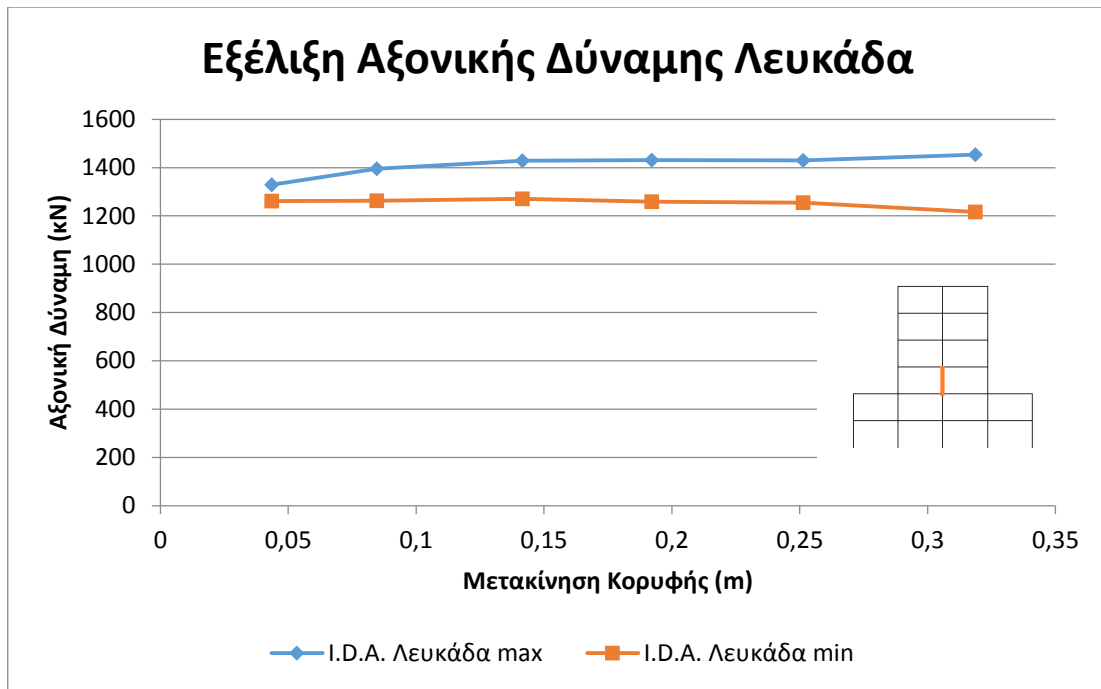
Εξέλιξη Αξονικής Δύναμης Καλαμάτα



Εξέλιξη Αξονικής Δύναμης Λευκάδα







Είναι προφανές από τα παραπάνω σχήματα ότι όσο πιο μεγάλη είναι η τιμή της δρώσας αξονικής θλιπτικής δύναμης σε μία διατομή τόσο πιο μικρή είναι η διατιθέμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων.

Για το υποστύλωμα του ισογείου η μέγιστη διαφορά στο αξονικό φορτίο κατά την διάρκεια των αναλύσεων βρέθηκε: $N_{max} - N_{min} = 900kN$ (αντιστοιχεί σε ανηγμένη αξονική δύναμη $v = 0.27$) με αποτελέσματα να μεταβάλλεται η διατιθέμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων : $\Delta_{\mu\phi} = 6,22 - 1,68 = 4,54$

Αντίστοιχα, η διαφορά στο ακραίο υποστύλωμα του 3^{ου} ορόφου υπολογίστηκε: $N_{max} - N_{min} = 750kN$ ($v = 0.28$) με αποτέλεσμα: $\Delta_{\mu\phi} = 10,03 - 6,06 = 3,97$

Τέλος, για το μεσαίο υποστύλωμα του 3^{ου} ορόφου δεν παρατηρήθηκαν μεγάλες διακυμάνσεις της δρώσας αξονικής δύναμης.

Παράλληλα, η αξονική δύναμη επηρεάζει την διατμητική αντοχή στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης σύμφωνα με τον τύπο του EC8:

$$V_{Rd,C} = [C_{Rd,C} \cdot k \cdot (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d$$

Σε αντίθεση με τα παραπάνω, όσο πιο μικρή είναι η δρώσα αξονική δύναμη τόσο πιο μικρή είναι και η διατμητική αντοχή του στοιχείου. Ωστόσο, δεν γίνεται περαιτέρω διερεύνηση καθώς σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η παραπάνω αντοχή αμελείται στα υποστυλώματα καθώς θεωρείται ότι η δρώσα τέμνουσα δύναμη αναλαμβάνεται πλήρως από τον οπλισμό διάτμησης.

Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται ο σχεδιασμός ενός ακανονικού καθ' ύψος κτιρίου, όπως αυτό ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8, ακολουθώντας ρητά τις αντίστοιχες σχεδιαστικές διατάξεις που προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 2 και τον Ευρωκώδικα 8. Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι ο έλεγχος της απόκρισης της συγκεκριμένης κατασκευής και η διερεύνηση της ορθότητας των προβλέψεων και των σχεδιαστικών περιορισμών που επιβάλλει ο κανονισμός. Προς αυτή την κατεύθυνση, το κτίριο υποβλήθηκε σε μία πληθώρα αναλύσεων, εφαρμόζοντας διάφορου τύπου στατικών προσαυξητικών αναλύσεων, δυναμικών αναλύσεων καθώς και την τελευταίας τεχνολογίας μέθοδο, των δυναμικών προσαυξητικών αναλύσεων (I.D.A.). Για τον έλεγχο της συμπεριφοράς της κατασκευής υιοθετήθηκαν 3 μέτρα βλάβης, η ανηγμένη πλευρική μετακίνηση (drift), η πλαστική στροφή των μελών (θ_{pl}) και η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων των διατομών των δομικών μελών (μ_{ϕ}). Τα συμπεράσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται παρακάτω.

Αρχικά εφαρμόστηκε στον φορέα πλευρική τριγωνική φόρτιση σε όλο το ύψος της, μια φορά κατά την διεύθυνση X και στη συνέχεια κατά την διεύθυνση X και Z ταυτόχρονα. Οι απαιτήσεις σε πλαστιμότητα συγκεντρώθηκαν κυρίως στην περιοχή της ακανονικότητας (3^{ος} όροφος) και στις 2 αναλύσεις, γεγονός που γίνεται φανερό εξετάζοντας τα προφίλ των μετακινήσεων που προέκυψαν (4.3 και 5.1). Στην ουσία οι 2 κατώτεροι όροφοι του φορέα παρέμειναν σχεδόν αμετακίνητοι και τα μέγιστα drift εμφανίστηκαν στον 4^ο και 5^ο όροφο. Μεγάλες πλαστικές στροφές δημιουργήθηκαν κυρίως στις δοκούς του 3^{ου} ορόφου που όμως ήταν σαφώς μικρότερες από την ικανότητα των μελών όπως αυτή υπολογίστηκε με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αντίστοιχα, κυρίως τα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου (στάθμη της εσοχής) εμφάνισαν υψηλές απαιτήσεις πλαστικής στροφής όπου διαπιστώθηκαν και ορισμένες υπερβάσεις σε σχέση με την αντίστοιχη αντοχή που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., που όμως αντιστοιχούν σε μετακίνηση κορυφής αυξημένη κατά περίπου 47% σε σχέση με την στοχευόμενη μετακίνηση. Η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων που απαιτήθηκε κατά την διάρκεια των αναλύσεων εμπίπτει μέσα στα όρια της ικανότητας των διατομών των υποστυλωμάτων. Ωστόσο, παρατηρήθηκε μεταβολή (αύξηση εμπρός και μείωση ανάντη της διεύθυνσης φόρτισης) της δρώσας αξονικής

δύναμης στα υποστυλώματα σε σχέση με αυτή που υπολογίστηκε στην φάση σχεδιασμού γεγονός που απομειώνει την διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων και ενδεχομένως την τέμνουσα αντοχής (μέσω μείωσης της $V_{rd,min}$, εφόσον ληφθεί υπόψη) της διατομής. Στη συνέχεια, για να εξεταστεί η συμπεριφορά του κατώτερου τμήματος του κτιρίου (1^{ος} και 2^{ος} όροφος), ο φορέας υποβλήθηκε σε πλευρική τριγωνική φόρτιση αυξανόμενης έντασης η οποία εφαρμόστηκε μόνο στους 2 πρώτους ορόφους. Γενικά, η κατασκευή επέδειξε αυξημένη υπεραντοχή στην συγκεκριμένη ανάλυση σε σχέση με τα μεγέθη σχεδιασμού, γεγονός που οφείλεται στην αύξηση του οπλισμού των υποστυλωμάτων λόγω του ικανοτικού σχεδιασμού και στην υπερδιαστασιολόγηση των διαστάσεων και του οπλισμού των διατομών των υποστυλωμάτων των 2 κατώτερων ορόφων για κατασκευαστικούς λόγους.

Για να εξεταστεί η απόκριση του κτιρίου σε συνθήκες σεισμικής διέγερσης, το προσομοίωμα του φορέα υποβλήθηκε σε 2 δυναμικές αναλύσεις από τις οποίες η 1^η δρα κατά την διαμήκη διεύθυνση και η 2^η κατά την διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση ταυτόχρονα. Για να είναι συγκρίσιμα τα αποτελέσματα με τον σχεδιασμό, οι εδαφικές καταγραφές κλιμακώθηκαν έτσι ώστε η ελαστική φασματική επιτάχυνση που προκύπτει από τα φάσματα των καταγραφών για την 1^η ιδιοπερίοδο του κτιρίου να συμπίπτει με αυτή που χρησιμοποιήθηκε κατά τον σχεδιασμό. Στις συγκεκριμένες αναλύσεις η παραμορφωσιακή εικόνα του κτιρίου διαφέρει με αυτή των στατικών αναλύσεων. Ωστόσο, τα drift όλων των ορόφων κυμάνθηκαν σε σχετικά χαμηλά επίπεδα με τις μεγαλύτερες τιμές να αναπτύσσονται στην περιοχή της ακανονικότητας. Οι απαιτήσεις πλαστικής στροφής και πλαστιμότητας καμπυλοτήτων είναι πολύ μικρές ακόμα και για τα υποστυλώματα στην στάθμη της εσοχής.

Συνεπώς, κρίθηκε σκόπιμη η εκτέλεση δυναμικών προσαυξητικών αναλύσεων (I.D.A.) με σκοπό να μελετηθεί η συμπεριφορά της κατασκευής σε σεισμικές διεγέρσεις αυξημένης έντασης. Από την καταγραφή της Κεφαλονιάς διαπιστώθηκε ότι η 1^η υπέρβαση που συμβαίνει στο drift κάποιου ορόφου (>2.5%) αντιστοιχεί σε ελαστική φασματική επιτάχυνση $S_e = 6m/s^2$ ενώ η ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι $S_e = 4m/s^2$. Αντίστοιχα, για την καταγραφή της Καλαμάτας η υπέρβαση αντιστοιχεί σε μέγιστη εδαφική

επιτάχυνση $P.G.A.=0.6g$ ενώ ο σχεδιασμός έγινε για $P.G.A.=0.29g$. Αναφορικά με την ανάπτυξη πλαστικών στροφών, οι απαιτήσεις παρατηρήθηκαν μειωμένες σε σχέση με τις στατικές αναλύσεις. Για την ανάλυση της Κεφαλονιάς η 1^η υπέρβαση της ικανότητας σε πλαστική στρόφη διαπιστώθηκε σε υποστύλωμα του ισογείου για ελαστική φασματική επιτάχυνση $S_e = 11m/s^2$ και αντίστοιχα στην Καλαμάτα για $P.G.A.=0.8g$. Συμπληρωματικά, για το ίδιο υποστύλωμα του ισογείου η 1^η υπέρβαση σε όρους πλαστιμότητας καμπυλοτήτων συνέβη για ένταση $S_e = 13m/s^2$ στην καταγραφή της Κεφαλονιάς και $P.G.A.=0.7g$ αντίστοιχα για την καταγραφή της Καλαμάτας. Οι υπερβάσεις αυτές οφείλονται στην διαφορά του αξονικού φορτίου που παρατηρείται ανάμεσα στον σχεδιασμό και τις εν χρόνω αναλύσεις. Για αυτόν το λόγο διερευνήθηκε η εξέλιξη της δρώσας αξονικής δύναμης κατά την διάρκεια των αναλύσεων και διαπιστώθηκε ότι, κυρίως στα ακραία υποστυλώματα, η αξονική σχεδιασμού ταυτίζεται με τις ελάχιστες τιμές που προκύπτουν από τις δυναμικές προσομοιωτικές αναλύσεις.

Συμπερασματικά, η κατασκευή συμπεριφέρεται ικανοποιητικά ακόμα και σε σεισμικές διεγέρσεις μεγάλης έντασης (δεδομένης της υπεραντοχής των δυο κατώτερων ορόφων για κατασκευαστικούς λόγους). Ωστόσο, για πληρέστερο έλεγχο πρέπει να διεξαχθούν δυναμικές αναλύσεις με χρονοιστορίες διαφορετικών χαρακτηριστικών που να καλύπτουν ένα ευρύτερο φάσμα εδαφικών διεγέρσεων. Παράλληλα, ενδιαφέρον παρουσιάζει και η διερεύνηση της επιρροής της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας ειδικά στην δρώσα αξονική δύναμη που σχετίζεται άμεσα με την διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων. Η αντιμετώπιση του Ευρωκώδικα σε τέτοιου τύπου ακανονικές κατασκευές κρίνεται συντηρητική ως προς τις ποινές που ορίζει, αφού στην παρούσα εργασία ο φορέας ανταποκρίθηκε ικανοποιητικά σε σεισμικές διεγέρσεις μεγαλύτερης έντασης από τον σχεδιασμό.

Βιβλιογραφικές Αναφορές

- ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010) κανονισμός Επεμβάσεων, ΟΑΣΠ
- T. Paulay, M.J.N. Priestley, Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Τοιχοποιία
- Γ. Ψυχάρης, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας
- Χρήστος Γ. Καραγιάννης, Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα Έναντι Σεισμού
- ANIL K.CHOPRA, Δυναμική των Κατασκευών
- 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.
- Silvia Mazzoni, Frank
- 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 Structural Irregularities.
- Aranda, G.R. (1984). Ductility Demands for R/C Frames Irregular in Elevation. Proceedings of the Eight World 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, TcI/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): Structural response to stationary oscillation. 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 Structural Dynamics 28, 979-993