



Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών

Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών

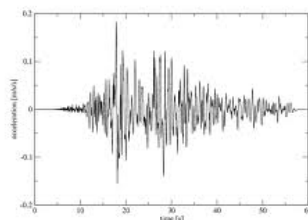
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος

**Διερεύνηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς
Πλαισίων Ωπλισμένου Σκυροδέματος
Σχεδιασμένων με Βάση τις Μετακινήσεις**

Παναγιώτης Γιαννακούρας

Πολ. Μηχ. Ε.Μ.Π.



Επιβλέπων: Χ. Ζέρης, Αναπλ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα 2015



Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών
Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος

**Διερεύνηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς
Πλαισίων Ωπλισμένου Σκυροδέματος
Σχεδιασμένων με Βάση τις Μετακινήσεις**

Παναγιώτης Γιαννακούρας

Πολ. Μηχ. Ε.Μ.Π.

Διατριβή στα πλαίσια απόκτησης Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης

Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή την 2^α Ιουλίου 2015

Επιβλέπων: Ζέρης Χ.

Βαμβάτσικος Δ.

Σπηλιόπουλος Κ.

Αναπλ. Καθ. Ε.Μ.Π.

Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Καθηγητής. Ε.Μ.Π.

Αθήνα 2015

Άδεια χρήσης Creative Commons: CC BY-NC-ND 3.0 GR

Μπορείτε να μοιραστείτε, αντιγράψετε και αναδιανέμετε το υλικό με κάθε μέσο και τρόπο. Θα πρέπει να καταχωρίσετε αναφορά στο δημιουργό, με σύνδεσμο της άδειας, και με αναφορά αν έχουν γίνει αλλαγές. Μπορείτε να το κάνετε αυτό με οποιονδήποτε εύλογο τρόπο, αλλά όχι με τρόπο που να υπονοεί ότι ο δημιουργός αποδέχεται το έργο σας ή τη χρήση που εσείς κάνετε. Δε μπορείτε να χρησιμοποιήσετε το υλικό για εμπορικούς σκοπούς. Αν αναμείξετε, τροποποιήσετε, ή δημιουργήσετε πάνω στο υλικό, δε μπορείτε να διανείμετε το τροποποιημένο υλικό.

Για οποιοδήποτε θέμα σχετικό με την εργασία, μπορείτε να απευθύνεστε στο συγγραφέα στην ηλεκτρονική διεύθυνση p_giann@live.com

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν το συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευτεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Ευχαριστίες

Θερμές ευχαριστίες οφείλονται στον επιβλέποντα καθηγητή μου Χ. Ζέρη για την πολύτιμη καθοδήγηση που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας αυτής. Η διεισδυτική του ματιά και οι καίριες παρατηρήσεις του συνέβαλαν στην πληρέστερη κατανόηση των φαινομένων που διαμορφώνουν τη σεισμική απόκριση ενός φορέα.

Οφείλω να εκφράσω τη βαθιά μου εκτίμηση για το Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο και τους ανθρώπους που το στηρίζουν στην προσπάθειά του να προσφέρει εκπαίδευση υψηλότατου επιπέδου και να δημιουργήσει συνθήκες αριστείας, παρά τις αντίξοες συνθήκες. Ευχαριστώ για την ευκαιρία που είχα να είμαι μέλος του όλα τα χρόνια των σπουδών μου και ελπίζω να συνέβαλλα στη διατήρηση του κύρους του.

Ευχαριστώ από καρδιάς τους γονείς μου, για τη συνεχή υποστήριξη με κάθε μέσο και την ανιδιοτελή βοήθεια που προσέφεραν όλα αυτά τα χρόνια

Θερμές ευχαριστίες οφείλω και στους ανθρώπους με τους οποίους μοιραστήκαμε χαρές και λύπες τα τελευταία χρόνια. Η παρουσία και η υποστήριξη που μου προσέφεραν υπήρξαν καταλυτικές.

Abstract

The purpose of this dissertation is to investigate the seismic behavior of plane reinforced concrete frames designed according to the direct displacement-based design method. The basic outline of the method is thoroughly described with emphasis on the selection of a proper displacement spectrum. The various ways of conducting structural analysis are presented in detail and applied to the design of typical 7-storey frames. These alternatives include conventional iterative and non-iterative linear analysis and approximate hand calculations. The results point out that the iterative procedure is incapable of equally distributing the seismic load in cases of unequal column depth, regardless of the irregularity of the frame. It is apparent from non-linear analyses, that a frame designed according to such principles exhibits an unfavorable behavior and is susceptible to a soft storey failure. Seven-storey and ten-storey regular frames and frames with setbacks are also designed in detail. Inelastic models of these frames are created using the software OpenSees and inelastic analyses are carried out. A suite of 14 accelerograms are selected from the PEER NGA-West 2 database, so that the moment magnitude and the distance from rupture are compatible with the selected seismic scenario. Scaling factors are automatically calculated in order to match the mean response spectrum with the design spectrum. Conclusions drawn from the static pushover and the time history analyses show that the displacement profiles are in good agreement with the design assumptions. The influence of higher mode and P-Delta effects require further investigation, since the 10-storey frames exceeded significantly the design displacement in certain levels. Column shears are very well predicted by the current formula and shear failure is avoided. Locally, the ductility demands are significant and depletion of the rotational capacity is observed in many members. As a result, the establishment of checks to ensure that the local ductility demands are met is deemed necessary. All in all, the direct displacement-based design method, as it is currently applied in the design of frames, is a valid procedure, even though modifications are needed to improve its efficiency.

Key- Words

Displacement-Based Seismic Design, Performance-Based Design, Reinforced Concrete, Plane Frame, Setbacks, Non-linear Analyses, OpenSEES

Λέξεις Κλειδιά

Σχεδιασμός με Βάση τις Μετακινήσεις, Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, Επίπεδο Πλαίσιο, Εσοχή, Μη-Γραμμικές Αναλύσεις, OpenSEES

Πίνακας περιεχομένων

Ευχαριστίες.....	3
Abstract.....	5
Key- Words	5
Λέξεις Κλειδιά	5
Πίνακας περιεχομένων.....	7
1. Εισαγωγή.....	13
1.1. Γενικά.....	13
1.2. Σκοπός της Εργασίας.....	13
1.3. Δομή της Εργασίας	13
2. Συνοπτική Περιγραφή Μεθοδολογίας.....	15
2.1. Βασική Διατύπωση της Μεθόδου.....	15
2.2. Προφίλ Μετακινήσεων και Χαρακτηριστικά Ισοδύναμου Μονοβαθμίου	16
2.3. Μετακίνηση Διαρροής & Δείκτης Πλαστιμότητας	18
2.4. Ισοδύναμη Ιξώδης Απόσβεση	19
2.5. Φάσμα Μετακινήσεων Σχεδιασμού.....	20
2.6. Ειδικές Περιπτώσεις Απόκρισης.....	22
2.7. Υπολογισμός και Κατανομή Τέμνουσας Βάσης.....	23
2.8. Επίδραση Φαινομένων 2 ^{ης} Τάξης	23
2.9. Στατική Επίλυση Φορέα.....	25
2.9.1. Διάκριση τρόπων επίλυσης	25
2.9.2. Συνδυασμοί Φορτίσεων	26
2.9.3. Στατική επίλυση με συμβατικά λογισμικά (1ος τρόπος).....	27
2.9.3.1. Μοντελοποίηση φορέα.....	27
2.9.3.2. Επαναληπτικές διαδικασίες	28
2.9.3.3. Μη επαναληπτική διαδικασία.....	30
2.9.4. Στατική επίλυση με θεωρήσεις ισορροπίας (2 ^{ος} τρόπος).....	30
2.10. Όπλιση Πλαστικών Αρθρώσεων.....	31
2.11. Ικανοτικός Σχεδιασμός.....	33
3. Επιλογή και Σχεδιασμός των Φορέων	35
3.1. Κατακόρυφα Φορτία και Μάζες.....	36

3.2.	Προεπιλογή Διαστάσεων Διατομών.....	37
3.3.	Χαρακτηριστικά Ισοδύναμου Μονοβαθμίου.....	37
3.4.	Επιλογή Φάσματος Σχεδιασμού.....	38
3.5.	Εκτέλεση Υπολογισμών	39
3.5.1.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή.....	39
3.5.2.	Επτάωροφο κανονικό πλαίσιο	40
3.5.3.	Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή.....	41
3.5.4.	Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο	42
3.6.	Στατική Επίλυση.....	43
3.7.	Όπλιση Πλαστικών Αρθρώσεων.....	44
3.7.1.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές.....	45
3.7.2.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές	46
3.7.3.	Επτάωροφο κανονικό πλαίσιο	47
3.7.4.	Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή.....	47
3.7.5.	Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο	48
3.8.	Ικανοτικός Σχεδιασμός.....	49
3.8.1.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές.....	49
3.8.2.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές	51
3.8.3.	Επτάωροφο κανονικό πλαίσιο	52
3.8.4.	Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή.....	54
3.8.5.	Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο	55
3.9.	Σύγκριση εναλλακτικών τρόπων στατικής επίλυσης.....	57
3.9.1.	Κανονικό πλαίσιο	57
3.9.1.1.	Δοκοί.....	57
3.9.1.2.	Υποστυλώματα.....	60
3.9.2.	Πλαίσιο με εσοχή.....	60
3.9.2.1.	Δοκοί.....	61
3.9.2.2.	Υποστυλώματα.....	63
3.9.3.	Δυσκαμψίες.....	63
3.9.4.	Συμπεράσματα σύγκρισης.....	65
4.	Ανελαστικά Προσομοιώματα Φορέων.....	67

4.1.	Εισαγωγή στο λογισμικό αναλύσεων OpenSees	67
4.2.	Εισαγωγή Κόμβων, Στοιχείων & Προσομοίωση Διαφραγματικής Λειτουργίας	67
4.3.	Καταστατικοί Νόμοι των Υλικών	69
4.4.	Διατιθέμενη πλαστική στροφή κατά την αστοχία	72
4.5.	Στατική Προσαυξητική Ανάλυση (Pushover)	72
4.6.	Μητρώο Απόσβεσης Δυναμικών Αναλύσεων	73
4.7.	Επιλογή Καταγραφών και Φάσματα Αποκρίσεως.....	74
5.	Αποτελέσματα Αναλύσεων για τα Επτάωροφα Πλαίσια	77
5.1.	Καμπύλη Ικανότητας.....	77
5.1.1.	Πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές	77
5.1.2.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές	78
5.1.3.	Επτάωροφο κανονικό πλαίσιο	78
5.2.	Τέμνουσες Υποστυλωμάτων	79
5.2.1.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές	79
5.2.2.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές	80
5.2.3.	Επτάωροφο κανονικό πλαίσιο	81
5.3.	Καθ' ύψος προφίλ απόλυτων και σχετικών ανηγμένων μετακινήσεων	82
5.3.1.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές	82
5.3.2.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές	85
5.3.3.	Επτάωροφο κανονικό πλαίσιο	90
5.4.	Εξέλιξη ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων.....	92
5.4.1.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές	93
5.4.2.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές	95
5.4.3.	Επτάωροφο κανονικό πλαίσιο	98
5.5.	Εξέλιξη Πλαστικών Στροφών.....	100
5.5.1.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές	101
5.5.1.1.	Δοκοί.....	101
5.5.1.2.	Υποστυλώματα.....	104
5.5.2.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές	106
5.5.2.1.	Δοκοί.....	106
5.5.2.2.	Υποστυλώματα.....	108

5.5.3.	Επτάωροφο κανονικό πλαίσιο	110
5.5.3.1.	Δοκοί.....	110
5.5.3.2.	Υποστυλώματα.....	113
5.6.	Στιγμιότυπα πλαισίων με τις μέγιστες πλαστικές στροφές	115
5.6.1.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές	115
5.6.2.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές	117
5.6.3.	Κανονικό επτάωροφο πλαίσιο	118
5.7.	Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας – Βρόχοι Υστερήσεως.....	119
5.8.	Καταναλισκόμενη Υστερητική Ενέργεια	121
5.8.1.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές	121
5.8.2.	Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές	122
5.8.3.	Επτάωροφο κανονικό πλαίσιο	122
5.9.	Εξέλιξη Εντατικών Μεγεθών Υποστυλωμάτων.....	123
6.	Αποτελέσματα Αναλύσεων για τα Δεκαώροφα Πλαίσια	127
6.1.	Καμπύλη Ικανότητας.....	127
6.1.1.	Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή.....	127
6.1.2.	Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο	128
6.2.	Τέμνουσες Υποστυλωμάτων	128
6.2.1.	Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή.....	129
6.2.2.	Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο	130
6.3.	Καθ' ύψος προφίλ απόλυτων και σχετικών ανηγμένων μετακινήσεων	130
6.3.1.	Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή.....	131
6.3.2.	Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο	134
6.4.	Εξέλιξη ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων.....	137
6.4.1.	Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή.....	137
6.4.2.	Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο	139
6.5.	Εξέλιξη Πλαστικών Στροφών.....	142
6.5.1.	Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή.....	142
6.5.1.1.	Δοκοί.....	142
6.5.1.2.	Υποστυλώματα.....	145
6.5.2.	Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο	147

6.5.2.1.	Δοκοί.....	147
6.5.2.2.	Υποστυλώματα.....	150
6.6.	Στιγμιότυπα πλαισίων με τις μέγιστες πλαστικές στροφές	152
6.6.1.	Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή.....	152
6.6.2.	Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο	153
6.7.	Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας – Βρόχοι Υστερήσεως.....	155
6.8.	Καταναλισκόμενη Υστερητική Ενέργεια	156
6.8.1.	Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή.....	156
6.8.2.	Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο	156
7.	Συμπεράσματα.....	159
	Βιβλιογραφικές Αναφορές.....	163

1. Εισαγωγή

1.1. Γενικά

Ο συνδυασμός δύο αντικρουόμενων απαιτήσεων κατά το σχεδιασμό δομημάτων, της ασφάλειας και της οικονομίας, καθιστά απαραίτητη την εκμετάλλευση της μετελαστικής συμπεριφοράς των υλικών. Μια ορθολογική προσέγγιση για το σκοπό αυτό είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεσματικότητας, όπου για κάθε στάθμη προδιαγράφεται ένα αποδεκτό επίπεδο βλάβης. Οι βλάβες που υφίσταται ένας φορέας είναι άμεσα συνδεδεμένες με τις μετακινήσεις με τις οποίες αποκρίνεται, όταν του επιβληθεί μια σεισμική διέγερση. Παρά τη σημασία των μετακινήσεων, οι ισχύοντες κανονισμοί βασίζονται στον υπολογισμό και την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων του φορέα, αγνοώντας τις μετακινήσεις. Προσπάθειες γίνονται τα τελευταία χρόνια, ώστε να τροποποιηθεί η μέθοδος σχεδιασμού, συνεκτιμώντας τις μετακινήσεις. Μια από τις δημοφιλέστερες μεθοδολογίες που προτείνονται είναι η Άμεση Μέθοδος Αντισεισμικού Σχεδιασμού Βάσει Μετακινήσεων.

1.2. Σκοπός της Εργασίας

Σκοπός της εργασίας είναι να διερευνηθούν οι δυνατότητες σχεδιασμού και η συμπεριφορά πλασισιωτών φορέων από ωπλισμένο σκυρόδεμα με την άμεση μέθοδο βάσει μετακινήσεων. Αναλύονται όλοι οι εναλλακτικοί τρόποι διαστασιολόγησης φορέων που είναι συμβατοί με τη μέθοδο, εφαρμόζονται σε ένα τυπικό πλαίσιο και συγκρίνονται τα αποτελέσματα του σχεδιασμού. Στη συνέχεια, διενεργούνται αναλύσεις, ώστε να εξακριβωθεί η συμπεριφορά των πλαισίων και να εντοπιστούν αδυναμίες της προτεινόμενης μεθοδολογίας. Θα εξεταστούν κανονικά πλαίσια και πλαίσια με εσοχή, για να διαπιστωθεί η επίδραση της ακανονικότητας, καθώς οι τρέχουσες διατάξεις δεν συνεκτιμούν ρητά τη δυσμενή επίδραση των μη κανονικών γεωμετριών κατά το σχεδιασμό. Επιπλέον, εξετάζονται και πλαίσια διαφορετικού αριθμού ορόφων (7 και 10), ώστε να διαπιστωθεί η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών ταλάντωσης και των φαινομένων 2^{ης} τάξης στη συμπεριφορά των πλαισίων.

1.3. Δομή της Εργασίας

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται συνοπτική περιγραφή της άμεσης μεθόδου σχεδιασμού βάσει μετακινήσεων. Γίνεται παρουσίαση των αρχών στις οποίες βασίζεται η μέθοδος και σκιαγραφούνται τα στοιχεία που απαιτούνται για την εκτέλεση των υπολογισμών. Ιδιαίτερη μνεία γίνεται για την επιλογή κατάλληλου φάσματος μετακινήσεων, ενώ εκτενής περιγραφή γίνεται για τους εναλλακτικούς τρόπους στατικής επίλυσης του φορέα.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται επιλέγονται οι φορείς που θα εξεταστούν στην παρούσα εργασία και παρατίθενται αναλυτικά ο σχεδιασμός τους. Εφαρμόζονται, επίσης, οι εναλλακτικές μέθοδοι σχεδιασμού που περιγράφηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, συγκρίνονται τα αποτελέσματα και εξάγονται συμπεράσματα για τα πλεονεκτήματα και τις αδυναμίες τους.

Στη συνέχεια περιγράφεται διεξοδικά το αριθμητικό προσομοίωμα με το οποίο θα εκτελεστούν οι στατικές και οι δυναμικές αναλύσεις. Αναφορά γίνεται στον τρόπο εκτίμησης της διαθέσιμης ικανότητας πλαστικής στροφής, που είναι απαραίτητη για τον καθορισμό της αστοχίας σε τοπικό επίπεδο. Περιγράφεται η στατική προσαυξητική ανάλυση και επιλέγονται 14 μη παλμικές καταγραφές για την εκτέλεση μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων.

Στο επόμενο κεφάλαιο παρατίθενται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τα επτάωροφα πλαίσια. Η συμπεριφορά τους περιγράφεται σε καθολικό και τοπικό επίπεδο. Εξάγονται προφίλ απόλυτων και σχετικών ανηγμένων μετακινήσεων, ενώ σχεδιάζεται η κατανομή τους σε σχέση με τη μετακίνηση της κορυφής για κάθε όροφο. Ελέγχεται η υπέρβαση της ικανότητας πλαστικής στροφής σε κάθε μέλος και παρουσιάζεται η κατανομή τους στην έκταση του φορέα. Διερευνάται η ύπαρξη διατμητικών αστοχιών, ενώ παρακολουθείται η εξέλιξη των ορθών εντατικών μεγεθών των υποστυλωμάτων.

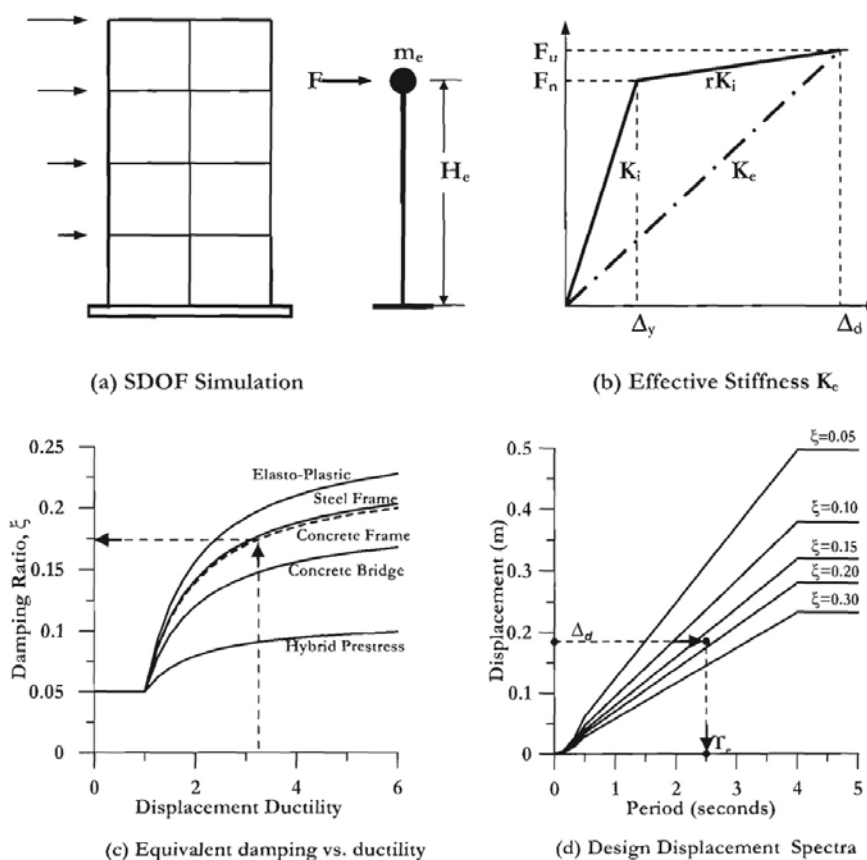
Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται ανάλογα αποτελέσματα για τα δεκαώροφα πλαίσια και γίνεται εκτενής σχολιασμός τους. Τέλος, εξάγονται συμπεράσματα από τα αποτελέσματα των αναλύσεων των τελευταίων κεφαλαίων.

2. Συνοπτική Περιγραφή Μεθοδολογίας

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται συνοπτικά οι βασικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού βάσει μετακινήσεων με έμφαση σε πλαισιωτούς φορείς. Τμήμα του παρόντος αποτελεί συντομευμένη αναπροσαρμογή, για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας, αντίστοιχων κεφαλαίων προηγούμενης εργασίας του γράφοντος.

2.1. Βασική Διατύπωση της Μεθόδου

Η Άμεση Μέθοδος Σχεδιασμού Βάσει Μετακινήσεων (Direct Displacement-Based Design - DDBD) βασίζεται στη μοντελοποίηση της κατασκευής με βάση την αρχή του Ισοδύναμου Μονοβαθμίου ή αλλιώς Υποκατάστατης Κατασκευής (Substitute Structure). Στα μέλη ανατίθεται η τέμνουσα δυσκαμψία στο σημείο της μέγιστης μετατόπισης και ισοδύναμη ελαστική απόσβεση ξ_{eq} , ώστε να συνεκτιμηθεί τόσο η αρχική ελαστική ξ_{el} , όσο και η υστερητική απόσβεση ξ_{hyst} στη μέγιστη απόκριση. Η μέθοδος αποσκοπεί στον ορθό υπολογισμό των θέσεων των πλαστικών αρθρώσεων, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ο επιθυμητός και προδιαγεγραμμένος μηχανισμός κατάρρευσης για δεδομένη παραμορφωσιακή εικόνα. Συνοπτικά η διαδικασία σχεδιασμού μπορεί να αναπαρασταθεί στο ακόλουθο σχήμα:

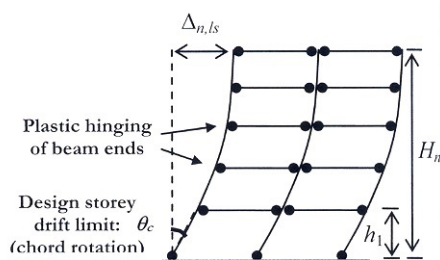


Αρχικά υπολογίζονται οι ιδιότητες του ισοδύναμου μονοβαθμίου και καθορίζεται η μέγιστη μετακίνηση (μετακίνηση σχεδιασμού Δ_d). Η μετακίνηση αυτή εξαρτάται από την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας (στον πρότυπο κανονισμό DBD12 οι στάθμες αυτές έχουν καθοριστεί όμοιες με τον Ευρωκώδικα). Με δεδομένη τη μετακίνηση διαρροής της κατασκευής Δ_y (υπολογίζεται με βάση την καμπυλότητα διαρροής τους από τις προκαταρκτικές διαστάσεις των μελών), υπολογίζεται η πλαστιμότητα μετακινήσεων σχεδιασμού μ . Από τη σχέση που συνδέει την πλαστιμότητα με την ισοδύναμη απόσβεση για κάθε είδος κατασκευής (δηλ. κανόνα υστέρησης), εκτιμάται η ισοδύναμη ξέωδης απόσβεση ξ_{eq} . Για την απόσβεση αυτή και τη μετακίνηση σχεδιασμού, υπολογίζεται από το ανελαστικό φάσμα μετακινήσεων η ενεργός ιδιοπερίοδος της κατασκευής T_e . Στη συνέχεια, υπολογίζεται η τέμνουσα δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβαθμίου από τη σχέση του μονοβαθμίου ταλαντωτή: $K_e = \frac{4\pi^2 \cdot m_e}{T_e^2}$, ενώ η τέμνουσα βάσης δίνεται από τη σχέση $V_{base} = K_e \cdot \Delta_d$. Τέλος, η τέμνουσα βάσης κατανέμεται στις μάζες της κατασκευής και με στατική επίλυση του φορέα εκτιμώνται οι ροπές στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων.

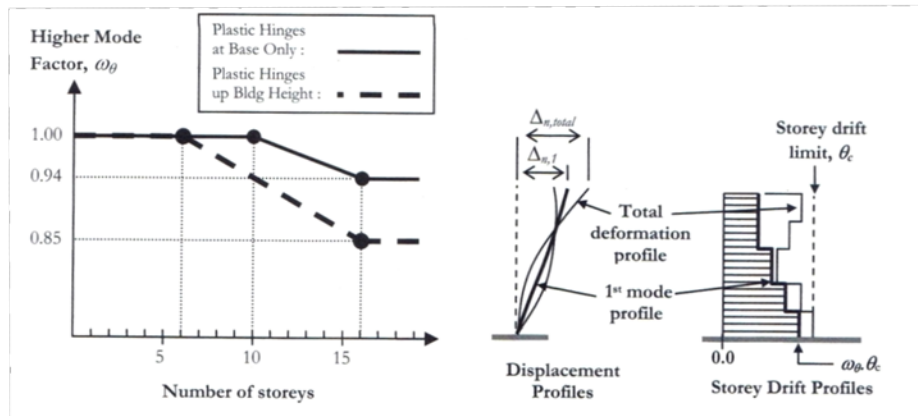
Ειδικότερα, για το ισοδύναμο μονοβάθμιο απαιτείται ο υπολογισμός της ισοδύναμης (δρώσας) μάζας m_e , του ενεργού ύψους του ισοδύναμου μονοβαθμίου H_e , της μετακίνησης σχεδιασμού Δ_d και της ισοδύναμης απόσβεσης ξ_{eq} .

2.2. Προφίλ Μετακινήσεων και Χαρακτηριστικά Ισοδύναμου Μονοβαθμίου

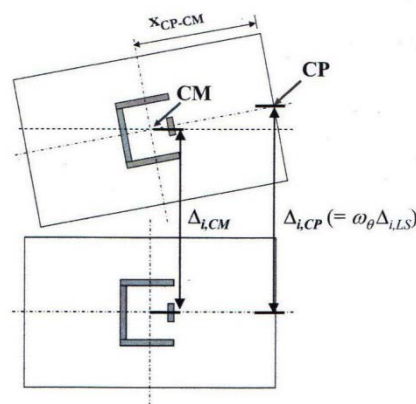
Για τη μετακίνηση σχεδιασμού, απαιτείται ο καθορισμός του προφίλ των μετακινήσεων καθ' ύψος. Υιοθετείται η αναμενόμενη απόκριση κατά την 1^η ανελαστική ιδιομορφή. Η μέγιστη μετακίνηση θα εκτιμηθεί με βάση τη στάθμη επιτελεστικότητας για την οποία γίνεται ο σχεδιασμός. Συνήθως οι στάθμες αυτές θα καθορίζονται με βάση ανεκτά όρια τροπών (Model Code), τα οποία καθορίζουν τη μέγιστη ικανότητα της κατασκευής. Για πλαίσια όμως, κρισιμότερο προκύπτει συνήθως το κανονιστικό όριο σχετικής μετακίνησης ορόφου (drift) και ιδιαίτερα του ισογείου. Για την εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας, το όριο drift είναι $\theta_c = 2,5\%$. Για πλαίσια, υιοθετείται το προφίλ μετακινήσεων που προτείνουν οι Pettinga & Priestley. Για τα σημεία διακριτοποίησης των μαζών (δηλ. τους ορόφους), οι μετακινήσεις υπολογίζονται από τη σχέση: $\Delta_{i,ls} = \theta_c \cdot h_i \cdot \frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1}$, όπου $i = 1:n$, με n ο αριθμός των ορόφων.



Η μεθοδολογία προσεγγίζει, ουσιαστικά, την απόκριση με βάση την ενεργό βασική ιδιοπερίοδο. Εισάγεται, επομένως, μειωτικός συντελεστής ω_θ στις μετακινήσεις αυτές, ώστε η συνολική απόκριση να μην υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας σχεδιασμού. Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών συνεκτιμάται και με κατάλληλη κατανομή της τέμνουσας βάσης καθ' ύψος. Επιπλέον πρόνοια πρέπει να ληφθεί όταν υπάρχει στρεπτική απόκριση, με αποτέλεσμα οι μετακινήσεις των κατακόρυφων μελών σε κάθε στάθμη να διαφοροποιούνται από αυτές του κέντρου μάζας του διαφράγματος. Με βάση τις παρατηρήσεις αυτές, η τελική σχέση για τις μετακινήσεις των ορόφων είναι η εξής: $\Delta_i = \omega_\theta \cdot \Delta_{i,LS} - \theta_{N,i} \cdot x_{CP-CM}$.



3 - Διάγραμμα και εφαρμογή μειωτικού συντελεστή ω (Πηγή: DBD12)



4 - Κρίσιμα σημεία στην κάτοψη για διαφράγματα με εκκεντρότητες (Πηγή: DBD12)

Με γνωστές πλέον τις μετακινήσεις των ορόφων, υπολογίζεται η μετακίνηση σχεδιασμού του ισοδύναμου μονοβαθμίου και τα υπόλοιπα μεγέθη:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i}$$

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i}{\Delta_d}$$

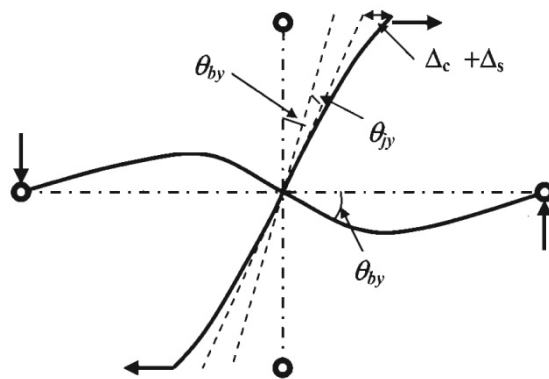
$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i}$$

2.3. Μετακίνηση Διαρροής & Δείκτης Πλαστιμότητας

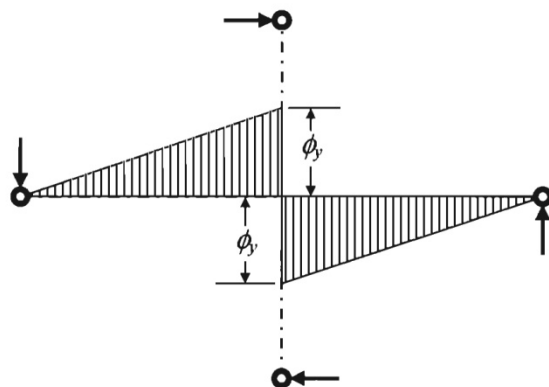
Επόμενο βήμα είναι ο υπολογισμός της μετακίνησης διαρροής του ισοδύναμου μονοβαθμίου για την εκτίμηση της πλαστιμότητας. Βασικό μέγεθος για τη διαρροή ενός πλαισίου δεν είναι η καμπυλότητα διαρροής μιας διατομής, αλλά η ανηγμένη σχετική πλευρική μετακίνηση (drift θ_y) για την οποία προκαλείται η διαρροή αυτή. Με δεδομένη την ανεξαρτησία της καμπυλότητας διαρροής μιας διατομής από το ποσοστό σπλισμού και την αντοχή, μπορεί να υπολογιστεί ανάλογη κλειστή σχέση και για το drift διαρροής. Θεωρώντας ένα τμήμα πλαισίου (το σταυρό γύρω από έναν κόμβο μέχρι τα σημεία μηδενισμού των ροπών, αγνοώντας τα κατακόρυφα φορτία) μπορούμε να διακρίνουμε τις εξής συνιστώσες:

$$\theta_y = \theta_{by} + \theta_{jy} + \frac{2(\Delta_c + \Delta_s)}{L_c}$$

Όπου θ_{by} και θ_{jy} είναι η στροφή στο κέντρο του κόμβου λόγω της κάμψης της δοκού και της διατμητικής παραμόρφωσης του κόμβου αντίστοιχα και Δ_c και Δ_s η επιπλέον καμπτική και διατμητική καταπόνηση της κορυφής του υποστυλώματος.



5 - Συνιστώσες ανηγμένης σχετικής πλευρικής μετακίνησης κατά τη διαρροή (yield drift) (Πηγή: Priestley et. al.)



6 - Παραδεχόμενη κατανομή καμπυλοτήτων των δοκών (Πηγή: Priestley et. al.)

Για τη συνιστώσα λόγω κάμψης της δοκού, θεωρώντας γραμμική κατανομή των καμπυλοτήτων από το κέντρο του κόμβου (όχι στην παρεία, ως αντιστάθμισμα στη διεύθυνση

διαρροής στο σώμα του κόμβου) μέχρι το σημείο μηδενισμού των ροπών (μέσο ανοίγματος δοκού), προκύπτει: $\theta_{by} = \frac{\varphi_y \cdot (0.5 \cdot L_b)}{3} = \frac{\varphi_y \cdot L_b}{6} = \frac{(C \cdot \varepsilon_y / h_b) \cdot L_b}{6}$

Για πλακοδοκούς σκυροδέματος, αγνοώντας την κράτυνση του χάλυβα, ισχύει $C = 1.7$, επομένως $\theta_{by} = 0.283 \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b}$. Οι υπόλοιπες συνιστώσες εκτιμώνται από πειραματικά αποτελέσματα: Η συμβολή της καμπτικής και διατμητικής παραμόρφωσης του υποστρώματος εκτιμάται ως 40% και 10% αντίστοιχα της στροφής λόγω κάμψης της δοκού. Η διατμητική παραμόρφωση του κόμβου θεωρείται ως το 25% αυτής. Άρα

$$\theta_y = 0.5 \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b}.$$

Τελικά, για το ισοδύναμο μονοβάθμιο, θεωρώντας γραμμική κατανομή των μετακινήσεων διαρροής, προκύπτει $\Delta_y = \theta_y \cdot H_e$, οπότε $\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$

2.4. Ισοδύναμη Ιξώδης Απόσβεση

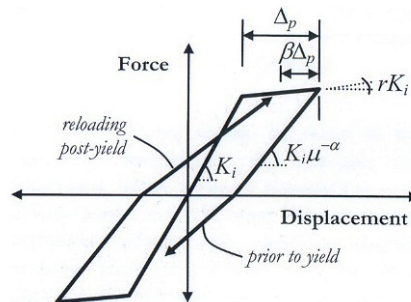
Η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση ξ_{eq} προκύπτει ως το άθροισμα της ελαστικής και της υστερητικής απόσβεσης: $\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst}$.

Ο υπολογισμός της υστερητικής απόσβεσης ξ_{hyst} βασίζεται στην βαθμονόμηση μέσω μη γραμμικών αναλύσεων της ενέργειας που απορροφάται από ένα μονοβάθμιο ταλαντωτή κατά μια πλήρως ανακυκλιζόμενη μόνιμη υστερητική απόκριση μέχρι μια δεδομένη μετακίνηση. Η βαθμονόμηση κρίθηκε απαραίτητη, καθώς οι εξισώσεις που βασίζονται στο εμβαδόν του βρόχου υστερήσεως υπερεκτιμούν την απόσβεση για συστήματα υψηλής απορρόφησης ενέργειας, που ακολουθούν κανόνες υστέρησης όπως ο ελαστοπλαστικός. Για τον υπολογισμό της ελαστικής απόσβεσης είναι απαραίτητο να καθοριστεί η δυσκαμψία που θα χρησιμοποιηθεί. Αν και η αρχική δυσκαμψία είναι η συνηθέστερη επιλογή, προτείνεται να χρησιμοποιηθεί η τέμνουσα δυσκαμψία ως η πλέον κατάλληλη. Απαιτείται, όμως, επιπλέον τροποποίηση στην τιμή της ελαστικής απόσβεσης που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό, ώστε να υπάρχει συμβατότητα μεταξύ της πραγματικής κατασκευής και του ισοδύναμου μονοβαθμίου: Στο σχεδιασμό θεωρείται η τέμνουσα δυσκαμψία στο σημείο της μέγιστης μετακίνησης ενώ στις μη γραμμικές αναλύσεις υιοθετείται η αρχική ελαστική δυσκαμψία ή η μεταβαλλόμενη τέμνουσα δυσκαμψία σε κάθε στάδιο. Καθώς αυτές διαφέρουν μεταξύ τους, θα διαφέρει και το μέγεθος της απόσβεσης ακόμα και για τον ίδια τιμή του λόγου ξ . Επομένως, προτείνονται διορθωτικοί συντελεστές $\kappa = \mu^\lambda$ για την ελαστική απόσβεση ξ_{el} και για κάθε κανόνα υστέρησης, βαθμονομημένοι με μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις. Με βάση τις αρχές αυτές, εξήχθησαν εξισώσεις για την ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση από 2 ανεξάρτητες μελέτες των Dwairy & Kowalsky και Grant et. al.

Για πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα θεωρήθηκε καταλληλότερος υστερητικός κανόνας ο Takeda Fat, οπότε καταλήγουμε στην εξής σχέση (για ελαστική απόσβεση 5%):

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \cdot \frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi}$$

Στο ακόλουθο σχήμα, απεικονίζεται η γενική μορφή του κανόνα Takeda. Για πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος, ο κανόνας έχει βαθμονομηθεί έτσι ώστε $\beta=0,6$ και $\alpha=0,3$.



7 - Υστερητικός Κανόνας Takeda (Πηγή: DBD12)

Ένας λεπτομερέστερος υπολογισμός της ισοδύναμης απόσβεσης μπορεί να γίνει με τον σταθμισμένο μέσο όρο των αποσβέσεων των ορόφων: $\xi_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n V_i \cdot \theta_i \cdot \xi_i}{\sum_{i=1}^n V_i \cdot \theta_i}$, όπου ξ_i η απόσβεση κάθε ορόφου, υπολογιζόμενη για πλαστιμότητα ίση με $\frac{\theta_i}{\theta_{y,i}}$ (drift σχεδιασμού ορόφου προς drift διαρροής). Για τις τέμνουσες, αρκεί η αναλογία των τεμνουσών μεταξύ των ορόφων, που είναι γνωστή από την κατανομή της τέμνουσας βάσεως, και όχι οι απόλυτες τιμές τους. Μια τέτοια προσέγγιση βρίσκει εφαρμογή όταν τα ύψη των δοκών των ορόφων έχουν σημαντικές διαφορές μεταξύ τους.

2.5. Φάσμα Μετακινήσεων Σχεδιασμού

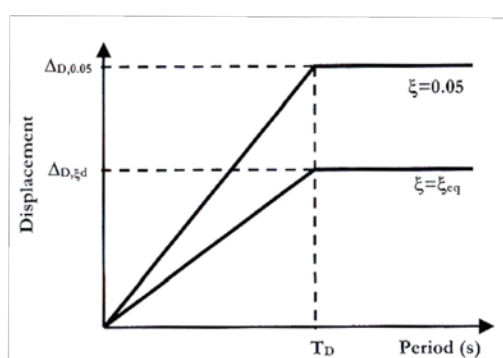
Καθώς οι ισχύοντες κανονισμοί αντισεισμικού σχεδιασμού βασίζονται στις δυνάμεις, η σεισμολογική έρευνα έχει επικεντρωθεί στην δημιουργία φασμάτων επιταχύνσεων. Για τον υπολογισμό φασμάτων μετακινήσεων, προτείνεται συνήθως ο υπολογισμός των μετακινήσεων από τις επιταχύνσεις, θεωρώντας μόνιμη ημιτονοειδή απόκριση:

$$\Delta_{(T)} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A(T)}$$

Στο πληροφοριακό παράρτημα Α του Ευρωκώδικα 8 παρουσιάζεται αναλυτικά το φάσμα μετακινήσεων. Για το εύρος ισχύος του φάσματος επιταχύνσεων (0-4s) υπολογίζεται με βάση την παραπάνω σχέση. Στη συνέχεια και μέχρι την περίοδο T_E θεωρείται ένα πλατό σταθερής μέγιστης φασματικής μετακίνησης και μετά πέφτει γραμμικά μέχρι τα $T_F = 10s$, οπότε θεωρείται η φασματική μετακίνηση ίση με τη μέγιστη εδαφική d_g .

Η μορφή του φάσματος περιλαμβάνει έναν πρακτικώς γραμμικό κλάδο μέχρι την χαρακτηριστική περίοδο T_D - χαρακτηρίζεται και ως γωνιακή περίοδος. Οι μη γραμμικότητες

της περιοχής κάτω από T_C (περιοχή σταθερής επιτάχυνσης) μπορούν να αγνοηθούν, καθώς η περιοχή αυτή αφορά ιδιαίτερα χαμηλές περιόδους, που δεν εμφανίζονται στο σχεδιασμό βάσει μετακινήσεων. Επίσης, οι χαρακτηριστικές περιόδους T_E και T_F αφορούν μόνο το σχεδιασμό πολύ εύκαμπτων κατασκευών, όπως οι κρεμαστές γέφυρες, και θα αγνοηθούν στο σχεδιασμό, καθώς τα δεδομένα προσδιορισμού τους δεν είναι αρκετά αξιόπιστα. Έτσι, στον πρότυπο κανονισμό για σχεδιασμό βάσει μετακινήσεων DBD12, προτείνεται το παρακάτω φάσμα σχεδιασμού, όπου η μέγιστη φασματική μετακίνηση και η γωνιακή περίοδος T_D εκτιμούνται με βάση την επι τόπου σεισμικότητα και την περίοδο επαναφοράς. Καθώς αγνοήθηκε η ακριβής μορφή του φάσματος στις χαμηλές περιόδους, περιλαμβάνεται όριο στην τέμνουσα βάσης ίσο με $V_{base,max} = 2,5 \cdot R_\xi \cdot S \cdot PGA \cdot m_e$ που, ουσιαστικά, αποτελεί την τέμνουσα βάσης για κατασκευές με ενεργό ιδιοπερίοδο $T_e = T_C$.



8 - Φάσμα μετακινήσεων του Πρότυπου Κανονισμού 2012 (Πηγή: DBD12)

Παρ' όλο που το σχήμα του φάσματος του Ευρωκώδικα 8 ταυτίζεται σε μεγάλο βαθμό με τα φάσματα απόκρισης από διάφορους σεισμούς, σημαντικές ενστάσεις εγείρονται για τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων που επιβάλλονται. Όπως αποδεικνύεται και σε προγενέστερη εργασία, το φάσμα μετακινήσεων του Ευρωκώδικα «κλειδώνει» σε χαμηλή γωνιακή περίοδο με φασματική μετακίνηση ιδιαίτερα χαμηλή, υποεκτιμώντας σημαντικά τη σεισμική ένταση και προβλέποντας λανθασμένα ελαστική απόκριση. Είναι, λοιπόν, απαραίτητη η καταφυγή στη δημοσιευμένη ερευνητική βιβλιογραφία για την υιοθέτηση αξιόπιστης περιγραφής του σεισμικού κινδύνου σε όρους φασματικών μετακινήσεων.

Για την εκτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς, χρησιμοποιούνται ελαστικά φάσματα μετακινήσεων, αλλά με απόσβεση ίση με την ισοδύναμη ιξώδη που υπολογίστηκε νωρίτερα. Η χρήση των φασμάτων αυτών πλεονεκτεί έναντι των ανελαστικών φασμάτων σταθερής πλαστιμότητας. Πρωτίστως, θα απαιτούνταν διαφορετικά φάσματα σταθερής πλαστιμότητας για κάθε κανόνα υστέρησης. Επίσης, απαιτείται η υιοθέτηση κάποιας παραδοχής για τη σχέση μέγιστης ελαστικής και ανελαστικής μετακίνησης, όπως η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων. Πρόσφατες έρευνες δείχνουν ότι η παραδοχή αυτή δεν είναι ασφαλής, καθώς βασίζεται στη χρήση αποσβέσεως υπολογιζόμενης με την αρχική ελαστική δυσκαμψία. Ακόμα, δεν υπεισέρχεται στον υπολογισμό το εύρος του βρόχου υστέρησης, πράγμα που θα οδηγούσε σε περεταίρω βαθμονόμηση, ώστε να αποτυπωθούν οι διαφορές, σε

περιπτώσεις που το σκελετικό διάγραμμα του κανόνα υστέρησης είναι ίδιο, αλλά διαφέρει η διαδρομή αποφόρτισης-επαναφόρτισης.

Επομένως, η χρήση της ισοδύναμης απόσβεσης ξ_{eq} για τη δημιουργία φασμάτων σχεδιασμού κρίνεται πιο συμφέρουσα και ευκολότερο να κωδικοποιηθεί. Αν και απαιτείται η βαθμονόμηση σχέσεων $\xi_{eq} - \mu$ για κάθε κανόνα υστέρησης, δεν υιοθετούνται παραδοχές αμφιβόλου ισχύος, όπως των ίσων μετακινήσεων. Επίσης χρησιμοποιείται μοναδικό φάσμα σχεδιασμού για όλες τις κατασκευές, υπολογιζόμενο με μειωτικό συντελεστή απόσβεσης R_ξ , όπως αυτός που προτείνεται από τον Ευρωκώδικα.

Στον Πρότυπο Κανονισμό για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό Βάσει Μετακινήσεων DBD12 γίνεται εκτενής διερεύνηση για την εξίσωση του μειωτικού συντελεστή που πρέπει να χρησιμοποιηθεί, καθώς στις διάφορες εκδόσεις του Ευρωκώδικα 8 προτείνονται διαφορετικές σχέσεις. Οι Pennucci et. al. συγκρίνουν τα αποτελέσματα των ερευνών στις οποίες βαθμονομήθηκαν οι σχέσεις της ισοδύναμης απόσβεσης. Εντοπίστηκε ευαισθησία στον μειωτικό συντελεστή, ανάλογα με τη χρήση φυσικών ή τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων. Προτείνεται σε κάθε περίπτωση, να χρησιμοποιείται ο μειωτικός συντελεστής που περιγράφει καλύτερα τις καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν στη βαθμονόμηση της σχέσης της ισοδύναμης ιξώδους αποσβέσεως. Για τον κανόνα Takeda Fat (πλαίσια Ω.Σ.) και μη παλμικές καταγραφές χρησιμοποιείται η εξίσωση του προσχεδίου του Ευρωκώδικα 8: $R_\xi = \sqrt{\frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}}}$

Στην ίδια έρευνα, εξετάζεται ο συνδυασμός των 2 βημάτων και η εξαγωγή σχέσης που υπολογίζει κατ' ευθείαν την ανελαστική μετακίνηση από την ελαστική, καθώς μια τέτοια σχέση φαίνεται να είναι λιγότερο ευαίσθητη στην ομάδα των επιλεγόμενων καταγραφών. Η τρέχουσα έρευνα δεν είναι αρκετά ώριμη για την καθιέρωση μιας τέτοιας προσέγγισης, όπως προκύπτει και από το δισταγμό των ερευνητών να προχωρήσουν νωρίτερα στην ενοποίηση. Τονίζεται, όμως, πως είναι μια κατεύθυνση που μπορεί να εφαρμοστεί αργότερα στη μεθοδολογία.

2.6. Ειδικές Περιπτώσεις Απόκρισης

Αν η μετατόπιση διαρροής Δ_y του ισοδύναμου μονοβαθμίου υπερβαίνει τις τεταγμένες του φάσματος σχεδιασμού, τότε η κατασκευή ανταποκρίνεται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού. Αντίθετα, εάν η μετατόπιση σχεδιασμού Δ_d υπερβαίνει τις τεταγμένες του φάσματος σχεδιασμού, τότε η κατασκευή ανταποκρίνεται μεν ανελαστικά, αλλά όχι στο επίπεδο που της υπαγορεύει ο σχεδιασμός. Σε αυτή την περίπτωση, ακολουθείται μια επαναληπτική διαδικασία μείωσης της μετατόπισης σχεδιασμού (οπότε και της πλαστιμότητας μ και της ισοδύναμης απόσβεσης ξ_{eq}), μέχρις ότου βρεθεί σημείο τομής της μετατόπισης σχεδιασμού και του φάσματος.

2.7. Υπολογισμός και Κατανομή Τέμνουσας Βάσης

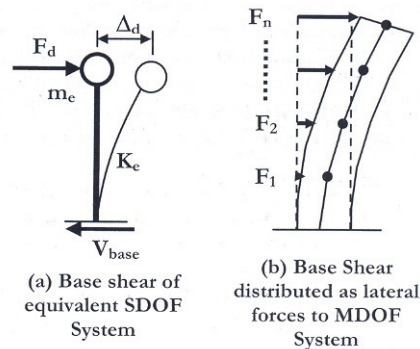
Για τη μετατόπιση σχεδιασμού Δ_d του ισοδύναμου μονοβαθμίου, διαβάζουμε από το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού την ενεργό ιδιοπερίοδο T_e και υπολογίζουμε την τέμνουσα βάσης, V_{base} . Η δύναμη αυτή θα κατανομηθεί στις μάζες της κατασκευής (εν προκειμένω στους ορόφους) ανάλογα με τη μάζα και τη μετατόπιση κάθε ορόφου. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η κατανομή αυτή θα εξειδικευτεί, ώστε να ελέγχεται αποτελεσματικότερα η απόκριση των ανώτερων ιδιομορφών. Συγκεκριμένα, για όλους τους ορόφους πλην του τελευταίου:

$$F_i = k \cdot V_{base} \cdot \frac{m_i \cdot \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i}$$

και για τον τελευταίο:

$$F_n = (1 - k) \cdot V_{base} + k \cdot V_{base} \cdot \frac{m_n \cdot \Delta_n}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i}$$

Ο συντελεστής k λαμβάνει την τιμή 0,9 για πλαίσιακά συστήματα, που σχηματίζουν πλαστικές ορθώσεις καθ' ύψος και θεωρείται ότι επηρεάζονται περισσότερο από τις ανώτερες ιδιομορφές σε σχέση π.χ. με τα τοιχωματικά κτήρια, όπου λαμβάνεται $k = 1$.

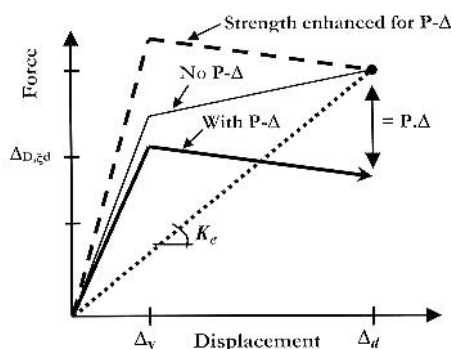


9 - Υπολογισμός και κατανομή τέμνουσας βάσεως (Πηγή: DBD12)

2.8. Επίδραση Φαινομένων 2^{ης} Τάξης

Η προσέγγιση που υιοθετείται είναι η επαύξηση της τέμνουσας βάσης σχεδιασμού κατά ένα ποσό, ώστε να αντισταθμιστεί η πτωτική πορεία της καμπύλης ικανότητας. Εφόσον οι μετακινήσεις σχεδιασμού είναι γνωστές, μπορούν εξαρχής να υπολογιστούν οι πρόσθετες ροπές που δίνουν τα μετατοπισμένα κατακόρυφα φορτία. Εάν αυτές είναι σημαντικές, τότε η συνολική πλευρική δύναμη αντίστασης του φορέα μειώνεται, ώστε η συνολική ικανότητα αντίστασης του φορέα σε ροπές να είναι σταθερή. Λόγω της μείωσης της ανθιστάμενης τέμνουσας βάσης, αυξάνεται και η ενεργός δυσκαμψία. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να είναι τέτοιος, ώστε η ενεργός δυσκαμψία του σχεδιαζόμενου φορέα να ταυτιστεί με την αυξημένη

τιμή. Για να εκτιμηθεί η αύξηση αυτή, προστίθεται στην τέμνουσα βάσης σχεδιασμού μια ποσότητα ανάλογη με τις ροπές των μετατοπισμένων κατακόρυφων φορτίων. Η διαδικασία αυτή απεικονίζεται γραφικά στο παρακάτω σχήμα:



10 - Μεθοδολογία σχεδιασμού συνεκτιμώντας τα φαινόμενα 2ης τάξης (Πηγή: Priestley et.al)

Η συνολική τέμνουσα βάσεως δίνεται, πλέον, από την εξής σχέση:

$$V_{base} = K_e \cdot \Delta_d + C \cdot \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \Delta_i}{H_e}$$

Ο συντελεστής C εξαρτάται από τον υστερητικό κανόνα που ακολουθεί το υλικό. Για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, που ακολουθούν κανόνες με στενούς βρόγχους υστέρησης, είναι ιδιαίτερα συντηρητικό να χρησιμοποιείται ολόκληρη η πρόσθετη τέμνουσα βάσης, οπότε υιοθετείται η τιμή $C = 0,5$. Κανόνες υστέρησης με παχείς βρόγχους και μεγάλες παραμένουσες μετακινήσεις, όπως ο ελαστοπλαστικός και ο Ramberg-Osgood, είναι επιρρεπείς στη συγκεντρωτική αύξηση των μετακινήσεων προς μια κατεύθυνση, μετά την πρώτη διαρροή. Η κατασκευή είναι πιο δύσκολο να φτάσει στο αντίθετο όριο διαρροής, καθώς απαιτείται μεγαλύτερο επίπεδο ελαστικής απόκρισης. Έτσι συνεχίζονται οι αποφορτίσεις – επαναφορτίσεις προς μια κατεύθυνση με συνεχή αύξηση των μετακινήσεων. Για το λόγο αυτό, είναι απαραίτητη η συμπερίληψη όλης της πρόσθετης τέμνουσας βάσης για κατασκευές που υπακούουν σε τέτοιους κανόνες υστέρησης. Τέτοιες κατασκευές είναι οι μεταλλικές, για τις οποίες υιοθετείται $C = 1$. Κάτι τέτοιο δε συμβαίνει με κανόνες υστέρησης όπως ο Takeda, που περιγράφει κατασκευές από σκυρόδεμα. Η κλίση του κλάδου αποφόρτισης – επαναφόρτισης είναι μικρότερη από την ελαστική, οπότε οι μετακινήσεις μειώνονται περισσότερο σε σχέση με τον ελαστοπλαστικό κανόνα, όπου η κλίση είναι ίδια με την ελαστική. Σε επόμενους κύκλους φόρτισης, υπάρχει συνεχής μείωση των παραμενουσών μετακινήσεων, εξαιτίας και της θετικής κλίσης του μετελαστικού κλάδου, που αντιπαλεύει και την απώλεια αντοχής. Είναι, έτσι, αποδεκτό, να μην συμπεριληφθεί ολόκληρη η πρόσθετη τέμνουσα βάσης, λόγω των ροπών 2^{ης} τάξης.

Σε περίπτωση που ο δείκτης ευστάθειας του ισοδύναμου μονοβαθμίου δεν υπερβαίνει το 5%, η επιρροή των φαινομένων 2^{ης} τάξης μπορεί να αγνοηθεί. Ο δείκτης ευστάθειας δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\theta_{P-\Delta} = \frac{P \cdot \Delta}{V \cdot H} = \frac{m_e \cdot g \cdot \Delta}{K_e \cdot \Delta \cdot H_e} = \frac{m_e \cdot g}{K_e \cdot H_e}$$

Ο δείκτης ευστάθειας πρέπει να διατηρείται μικρότερος από 30%. Η τιμή αυτή θεωρείται πως εξασφαλίζει θετική κλίση στο μετελαστικό κλάδο του κανόνα υστέρησης, τουλάχιστον ίση με 5% της αρχικής δυσκαμψίας, που εγγυάται σταθεροποιημένη δυναμική απόκριση με μικρή αύξηση στις μετακινήσεις σε σχέση με τις αναλύσεις χωρίς φαινόμενα 2^{ης} τάξης. Για πλαίσια, ο δείκτης ευστάθειας διατυπώνεται πιο εξειδικευμένα για κάθε στάθμη χωριστά, όπου ισχύει το ίδιο μέγιστο όριο του 30%. Αναλυτικότερα:

$$\theta_{P-\Delta,i} = \frac{P_i \cdot (\Delta_i - \Delta_{i-1})}{V_{d,i} \cdot (h_i - h_{i-1})} = \frac{m_i \cdot g \cdot (\Delta_i - \Delta_{i-1})}{V_{d,i} \cdot (h_i - h_{i-1})} \geq 30\%$$

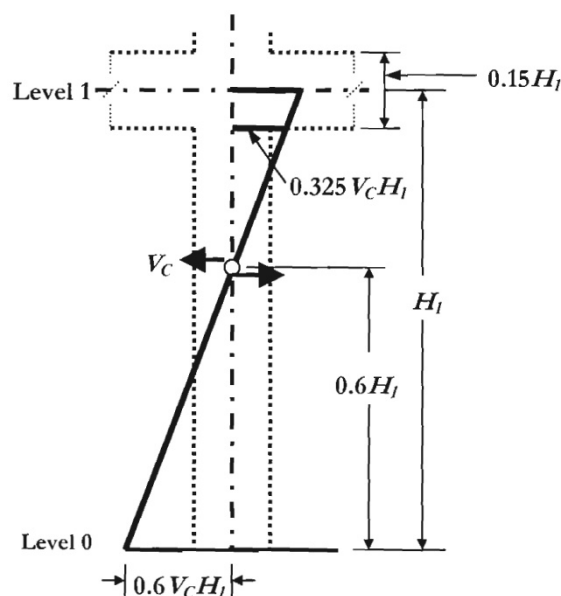
2.9. Στατική Επίλυση Φορέα

2.9.1. Διάκριση τρόπων επίλυσης

Προβλέπονται δύο βασικοί τρόποι επίλυσης του φορέα για την εξαγωγή των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού δοκών και υποστυλωμάτων. Ο πρώτος αφορά συμβατική επίλυση με λογισμικά στατικών αναλύσεων, με ιδιαίτερη προσοχή στη δυσκαμψία των μελών, και ο δεύτερος βασίζεται σε διαδοχικές θεωρήσεις ισορροπίας, υιοθετώντας, όπου απαιτείται, παραδοχές για την κατανομή των δυνάμεων. Κατά τους ερευνητές της μεθόδου των μετακινήσεων, οι αβεβαιότητες του αντισεισμικού σχεδιασμού συνηγορούν υπέρ του 2^{ου}, απλουστευτικού τρόπου. Όμως, δεν περιγράφεται σαφώς η τροποποίηση της διαδικασίας αυτής για μη κανονικά κτήρια και αφήνεται στην κρίση του μελετητή η διαφοροποίηση των παραδοχών. Επιπλέον, ο 1^{ος} τρόπος είναι εύκολα πραγματοποιήσιμος με βάση τα διαθέσιμα υπολογιστικά εργαλεία. Επομένως, επιλέγεται να εφαρμοστεί αυτός στην παρούσα εργασία. Ακολούθως περιγράφονται αναλυτικότερα οι 2 τρόποι. Στην ενότητα §3.9 θα γίνει σύγκριση μεταξύ των 2 τρόπων.

Και οι 2 τρόποι προϋποθέτουν την ολοκλήρωση των προκαταρκτικών υπολογισμών, ώστε να είναι διαθέσιμη στο μελετητή η κατανομή της τέμνουσας βάσεως καθ' ύψος. Απαιτείται, επίσης, ο προκαθορισμός της καμπτικής αντοχής της πλαστικής άρθρωσης στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου, ακολουθώντας τον παρακάτω συλλογισμό: Εφόσον επιθυμούμε να μη σχηματιστεί άρθρωση στο πάνω άκρο του υποστυλώματος, μπορούμε να προκαθορίσουμε το σημείο μηδενισμού των ροπών περίπου στο 60% του ύψους του ισογείου. Για την αποτελεσματικότερη αντιμετώπιση της διαξονικής καταπόνησης, συνιστάται η αύξηση της μονοαξονικής ροπής αντοχής που προκύπτει από την «επίπεδη» θεώρηση, ανεβάζοντας το σημείο μηδενισμού των ροπών μέχρι και το 70% του ύψους του ισογείου.

Επομένως η ροπή στη βάση θα ισούται με $M_c = C \cdot H_1 \cdot V_c$, όπου V_c η τέμνουσα του υποστυλώματος, H_1 το ύψος του ισογείου και $C = 60\% - 70\%$.



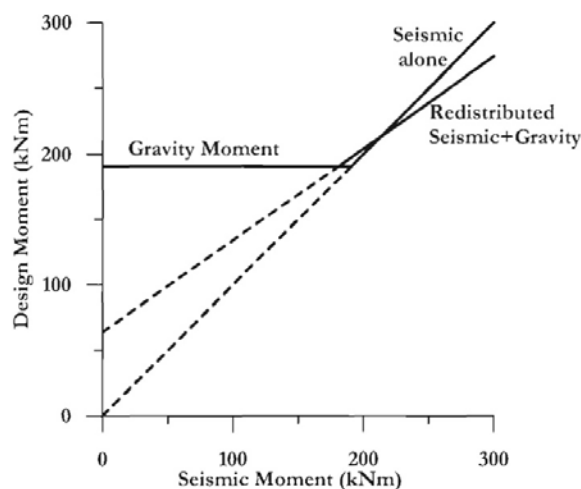
11 - Ένταση υποστυλώματος ισογείου με σταθεροποιημένη τη ροπή αντοχής της βάσης (Πηγή: Priestley et. al)

Μένει, πλέον, να καθοριστεί η τέμνουσα δύναμη κάθε υποστυλώματος. Για την ισορροπία του φορέα, το άθροισμα των τεμνουσών όλων των υποστυλωμάτων του ισογείου θα ισούται με την τέμνουσα βάσης. Η τέμνουσα βάσης, θα κατανεμηθεί στα υποστυλώματα ανάλογα με τη ροπή που εισάγεται σε αυτά από τις δοκούς. Θεωρώντας ίση θετική και αρνητική ροπή για τις δοκούς, η ροπή που εισάγεται στα εσωτερικά υποστυλώματα είναι διπλάσια από τη ροπή που εισάγεται στα εξωτερικά υποστυλώματα. Ανάλογη θα πρέπει να είναι και η κατανομή της τέμνουσας, δηλαδή τα εξωτερικά υποστυλώματα δέχονται τη μισή τέμνουσα από τα εσωτερικά.

2.9.2. Συνδυασμοί Φορτίσεων

Ενστάσεις διατυπώνονται για τη μέχρι τώρα επικρατούσα σχεδιαστική λογική του συνδυασμού των δράσεων από κατακόρυφα και σεισμικά φορτία. Συγκεκριμένα, οι επιλύσεις με κατακόρυφα φορτία γίνονται συνήθως με αρηγμάτωτες διατομές, ενώ για τα σεισμικά με ρηγματωμένες. Αυτό καθιστά τις καμπτικές ροπές από κάθε επίλυση κατ' αρχήν μη συγκρίσιμες, επομένως δεν είναι λογικό να προστεθούν. Η συμβατότητα με τις αρχές του σχεδιασμού βάσει μετακινήσεων θα επέβαλλε να επιλυθούν και τα κατακόρυφα φορτία με ρηγματωμένες διατομές. Ειδικά για τα υποστυλώματα, των οποίων οι ροπές προκύπτουν λόγω συμβιβαστού και όχι ισορροπίας, αυτό σημαίνει ότι οι προκύπτουσες βαρυτικές ροπές είναι αμελητέες σε σύγκριση με τις σεισμικές, λόγω της σημαντικής μείωσης των δυσκαμψιών. Για τις δοκούς, οι ροπές από τα κατακόρυφα φορτία αυξάνουν τη σεισμική ροπή στο ένα άκρο και τη μειώνουν στο άλλο. Αν στη συνέχεια ανακατανεμηθεί η ένταση, όπως επιτρέπεται από

τους κανονισμούς, μειώνοντας τις ροπές στις στηρίξεις και αυξάνοντας ισόποσα τις ροπές των ανοιγμάτων, προκύπτει απόκριση παρόμοια με την περίπτωση που αγνοηθούν εντελώς τα κατακόρυφα φορτία.



12 - Ροπή των δοκών στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων για κάθε συνδυασμό φόρτισης (Πηγή: Priestley et. al)

Επιπλέον, ο συνδυασμός των εντάσεων από τα κατακόρυφα και τα σεισμικά φορτία, χωρίς ανακατανομή, αυξάνει συντηρητικά την αντοχή των δοκών, εξαναγκάζοντας, όμως, την κατασκευή να αποκριθεί με μετατοπίσεις μικρότερες από αυτές που προβλέφθηκαν στον σχεδιασμό. Ακόμα, η απόκριση πλαισίων σχεδιασμένων αγνοώντας τα κατακόρυφα φορτία σε μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις με και χωρίς κατακόρυφα φορτία, έδωσαν σχεδόν ίδια αποτελέσματα (Pinto et al – CEB Bulletin 236 – Seismic Design of RC Structures for Controlled Inelastic Response). Για τους λόγους αυτούς, ο σχεδιασμός των πλαστικών αρθρώσεων προτείνεται να γίνεται για τη μέγιστη ένταση από τους εξής δύο συνδυασμούς: τα σεισμικά φορτία αποκλειστικά ή τα μέγιστα κατακόρυφα. Στη συντριπτική πλειοψηφία κτηρίων σε σεισμογενείς περιοχές, οι σεισμικές ροπές είναι κατεξοχήν κρίσιμες.

2.9.3. Στατική επίλυση με συμβατικά λογισμικά (1ος τρόπος)

2.9.3.1. Μοντελοποίηση φορέα

Ειδική μνεία πρέπει να γίνει για τον τρόπο μοντελοποίησης του φορέα. Η στατική επίλυση θα είναι μεν ελαστική, πρέπει όμως οι ιδιότητες που θα ανατεθούν στα μέλη να είναι συμβατές με την αρχή του ισοδύναμου μονοβαθμίου. Σε πλαίσια σχεδιαζόμενα με βάση την αρχή της ασθενούς δοκού – ισχυρού υποστυλώματος, οι ανελαστικές παραμορφώσεις αναμένεται να συγκεντρωθούν στις δοκούς, οπότε η κατάλληλη δυσκαμψία για αυτές είναι $(EI)_{beam} = \frac{Ec \cdot Icr}{\mu_b}$, όπου $Ec \cdot Icr$ η ρηγματωμένη δυσκαμψία και μ_b η αναμενόμενη απαίτηση σε πλαστιμότητα. Είναι επαρκές να θεωρηθεί αυτή ίση με την πλαστιμότητα του πλαισίου. Ένας αποτελεσματικότερος σχεδιασμός προκύπτει, αν η πλαστιμότητα των δοκών προκύπτει κατ' αναλογία με τις απαιτούμενες μετατοπίσεις των ορόφων. Από το προφίλ σχεδιασμού,

βλέπουμε ότι το αναμενόμενο drift είναι μέγιστο για το ισόγειο και ελάχιστο για την οροφή, επομένως για τις δοκούς του πρώτου ορόφου μπορεί να ληφθεί $\mu_b = 1.33 \cdot \mu$ και για τις δοκούς του τελευταίου ορόφου $\mu_b = 0,67 \cdot \mu$.

Αντίθετα, για τα υποστυλώματα προβλέπεται ελαστική, ουσιαστικά, απόκριση, οπότε η δυσκαμψία τους θα είναι η ρηγματωμένη $E_c \cdot I_{cr}$ χωρίς μείωση λόγω πλαστιμότητας. Ιδιαίτερη προσοχή, όμως, πρέπει να δοθεί στην προσομοίωση των υποστυλωμάτων του ισογείου, όπου αναμένεται μεν πλαστικοποίηση στη βάση, αλλά η κορυφές τους προστατεύονται ικανοτικά. Λύση στο πρόβλημα αυτό, δίνει η προσομοίωση των υποστυλωμάτων αυτών με τη ρηγματωμένη δυσκαμψία $E_c \cdot I_{cr}$, αλλά με αρθρωμένη βάση και ταυτόχρονη άσκηση συγκεντρωμένης ροπής ίση με τη ροπή αντοχής τους, η οποία έχει ήδη καθοριστεί.

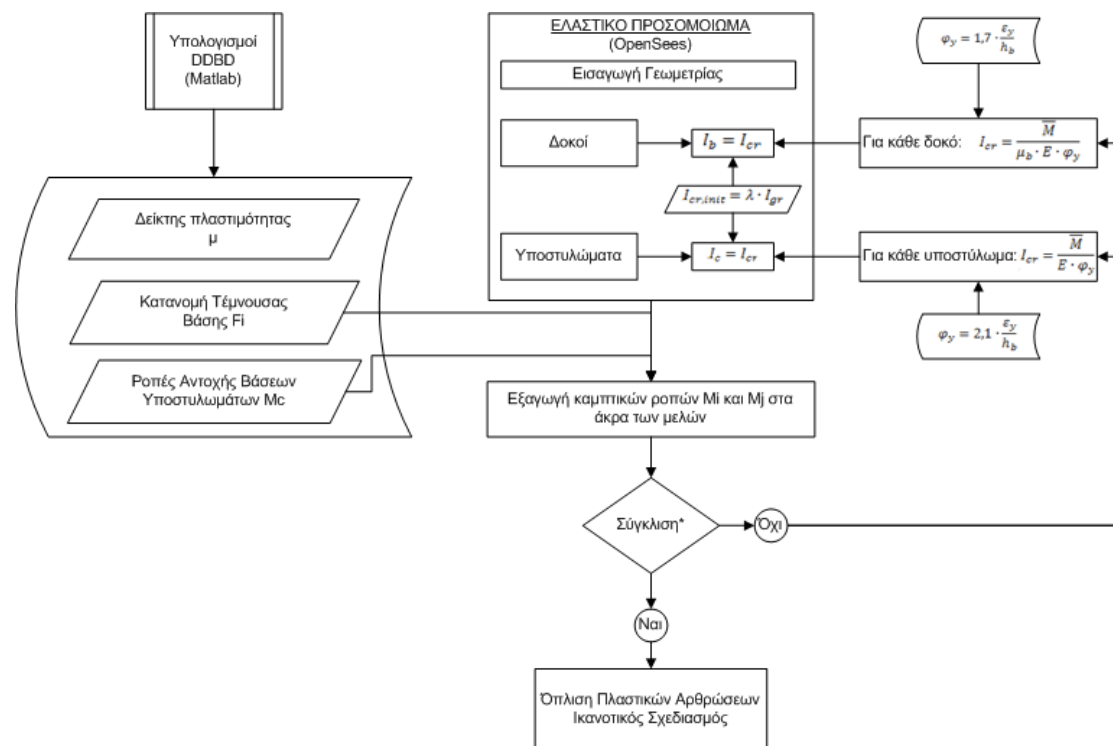
Ιδιαίτερη αναφορά πρέπει να γίνει για την προσομοίωση των κόμβων. Τα ελαστικά ραβδωτά στοιχεία που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση των μελών έχουν ως άκρα τα κέντρα των κόμβων (τομές κεντροβαρικών αξόνων) και δεν ορίζονται άκαμπτες απολήξεις. Ο λόγος γι' αυτή την παραδοχή είναι ότι ο φορέας καθίσταται πιο εύκαμπτος, γεγονός που συνάδει με τις αρχές του σχεδιασμού και την προσομοίωση του κτηρίου στη μέγιστη μετακίνηση. Επιπλέον, για τον υπολογισμό της ανηγμένης μετακίνησης διαρροής θ_y , ελήφθη υπ' όψιν η διατμητική παραμόρφωση του κόμβου (η συμβολή της θεωρήθηκε ίση με το 25% της στροφής λόγω κάμψης της δοκού). Η χρήση άκαμπτων στοιχείων για τους κόμβους δε θα επέτρεπε να ενσωματωθεί αυτός ο παράγοντας. Αν και στο σύγγραμμα δε δίνονται σαφείς οδηγίες για τον τρόπο προσομοίωσης των κόμβων, παλαιότερη δημοσιευμένη βιβλιογραφία των ερευνητών [Paulay & Priestley §4,1,2], αποθαρρύνει τη χρήση άκαμπτων ζωνών σε πλαίσια τυπικών διαστάσεων, αναγνωρίζοντας τη συμβολή της παραμορφωσιμότητας του κόμβου στις μετακινήσεις. Επιπλέον, ο 2^{ος} τρόπος επίλυσης (μέσω διαδοχικών θεωρήσεων ισορροπίας) δεν ενσωματώνει σε κάποιο βήμα του τη δυσκαμψία των κόμβων, εξάγει όμως ροπές στις παρειές των κόμβων για την όπλιση των μελών. Η παρατήρηση αυτή, ενισχύει την επιλογή να οπλιστούν τα μέλη με βάση τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν στις παρειές των κόμβων για στατική ανάλυση χωρίς άκαμπτες απολήξεις στα στοιχεία δοκού-στύλου.

2.9.3.2. Επαναληπτικές διαδικασίες

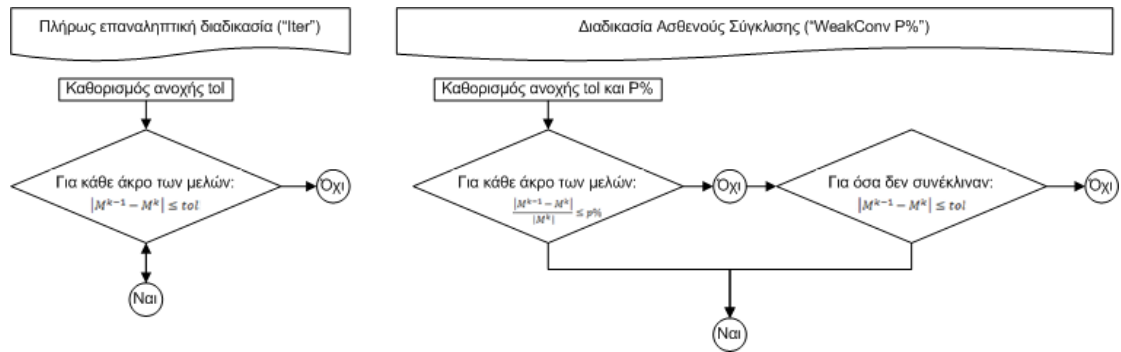
Η επαναληπτική διαδικασία εφαρμόστηκε σε προγενέστερη εργασία και για την εκτέλεση της ανάλυσης και των επαναλήψεων γράφτηκε κώδικας σε OpenSees και Matlab. Για τις ανάγκες της παρούσας διερεύνησης, έγιναν γενικεύσεις και τροποποιήσεις. Σκοπός της επανάληψης, είναι να βρεθεί η κατάλληλη τιμή της δυσκαμψίας των μελών, ώστε για τη δεδομένη καμπυλότητα διαρροής, η ροπή αντοχής να ταυτίζεται με τη ροπή της στατικής επίλυσης. Για τα υποστυλώματα, θεωρείται καμπυλότητα διαρροής $\varphi_y = 2,1 \cdot \frac{\varepsilon_y}{h_b}$, ενώ για τις δοκούς $\varphi_y = 1,7 \cdot \frac{\varepsilon_y}{h_b}$. Στήνεται στο OpenSees ένα ελαστικό μοντέλο του φορέα (χρησιμοποιώντας elasticBeamColumn elements), αναθέτοντας στα μέλη μια προεκτίμηση

της ρηγματωμένης ροπής αδράνεια. Στη συνέχεια, καλείται μέσω του OpenSees κώδικας Matlab, ο οποίος διαβάζει τις καμπτικές ροπές στα άκρα των μελών που έβγαλε η στατική ανάλυση και με δεδομένες τις καμπυλότητες διαρροής των διατομών (υπολογίζονται από τους ανωτέρω τύπους), εξάγει τις ροπές αδράνειας που θα χρησιμοποιηθούν στην επόμενη επίλυση. Μεταξύ των στατικών επιλύσεων, καλείται κώδικας Matlab, που συγκρίνει τις καμπτικές ροπές του τρέχοντος και του προηγούμενου βήματος, ώστε να διαπιστωθεί εάν υπάρχει σύγκλιση. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν με εφαρμογή της διαδικασίας αυτής χαρακτηρίζονται στα επόμενα ως πλήρως επαναληπτικές (“Iter”) και ασθενούς σύγκλισης (“WeakConν”), ανάλογα και με το κριτήριο σύγκλισης που χρησιμοποιήθηκε. Συγκεκριμένα, οι αναλύσεις τύπου “Iter” είναι αυστηρότερες και τερματίζουν όταν η διαφορά στις τιμές των ροπών είναι μικρότερη από μια καθορισμένη ανοχή (π.χ. 0,5 kNm). Στις αναλύσεις τύπου “WeakConν” σύγκλιση επιτυγχάνεται εφόσον η ποσοστιαία διαφορά των ροπών να είναι μικρότερη από μια καθορισμένη ανοχή (π.χ. 5%). Επίσης, για τα μέλη που αποτυγχάνουν να συγκλίνουν ποσοστιαίως (που είναι συνήθως μέλη με χαμηλή καταπόνηση), ελέγχεται και η απόλυτη διαφορά στις ροπές. Εάν αυτή είναι μικρότερη από μια καθορισμένη τιμή (π.χ. 1 kNm), τότε θεωρείται ότι επετεύχθη σύγκλιση. Οι αναλύσεις τύπου “WeakConν” είναι ουσιαστικά ταχύτερες από τις “Iter” και σε κάποιες περιπτώσεις είναι οι μόνες που συγκλίνουν μετά από ικανό αριθμό επαναλήψεων, ενώ αποδεικνύεται ότι η υπολογιζόμενη ένταση δεν διαφέρει σημαντικά και δεν προκύπτει διαφορετική όπλιση.

Παρατίθενται παρακάτω εποπτικά διαγράμματα ροής που σκιαγραφούν την διαδικασία που μόλις περιγράφηκε, καθώς και τα εναλλακτικά κριτήρια σύγκλισης που προτάθηκαν:



13 - Διάγραμμα ροής επαναληπτικής διαδικασίας



14 - Εναλλακτικά κριτήρια σύγκλισης

2.9.3.3. Μη επαναληπτική διαδικασία

Οι ερευνητές της μεθόδου επιτρέπουν, ως μια χονδροειδέστερη προσέγγιση, την αποφυγή επαναλήψεων και την ανάθεση στα μέλη μιας μέσης τιμής της ρηγματωμένης δυσκαμψίας. Για την τιμή αυτή γίνονται παραπομπές στη δημοσιευμένη βιβλιογραφία των ερευνητών (Displacement-based Seismic Design of Structures και Myths and Fallacies in Earthquake Engineering) και λαμβάνεται από διαγράμματα όπως τα παρακάτω. Τα αποτελέσματά αυτής της ανάλυσης συμβολίζονται στα επόμενα ως “NoIter”.

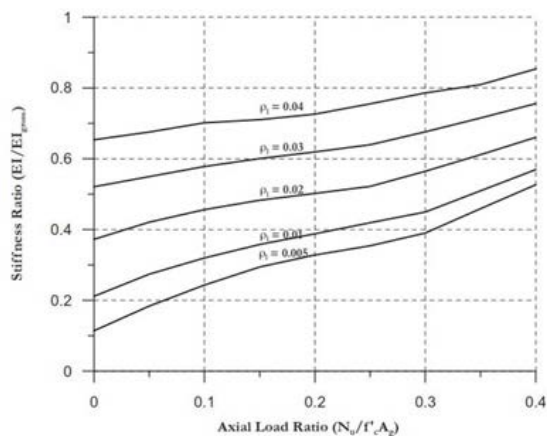


Fig. 2.8 Effective Stiffness of Large Rectangular Columns

Table 2.2: Effective Stiffness Ratios for Different Beam Reinforcement Ratios

Reinforcement	Bending Case	$f_y = 300 \text{ MPa}$		$f_y = 400 \text{ MPa}$	
		$M_N \text{ (kNm)}$	I/I_{gross}	$M_N \text{ (kNm)}$	I/I_{gross}
0.82% top & bottom single layers	Negative	244	0.170	324	0.151
	Positive	256	0.190	340	0.173
	Average		0.180		0.162
1.54% top & bottom single layers	Negative	447	0.291	591	0.299
	Positive	469	0.347	622	0.361
	Average		0.319		0.330
2.2% top & bottom single layers	Negative	632	0.392	838	0.397
	Positive	661	0.492	877	0.493
	Average		0.442		0.445
2.2% top, 2 lrs	Negative	590	0.342	795	0.350
	Positive	646	0.433	851	0.458
	Average		0.388		0.404
2.2% top, 1.1% bottom, single layer	Negative	603	0.331	778	0.320
	Positive	354	0.279	465	0.276
	Average		0.305		0.298

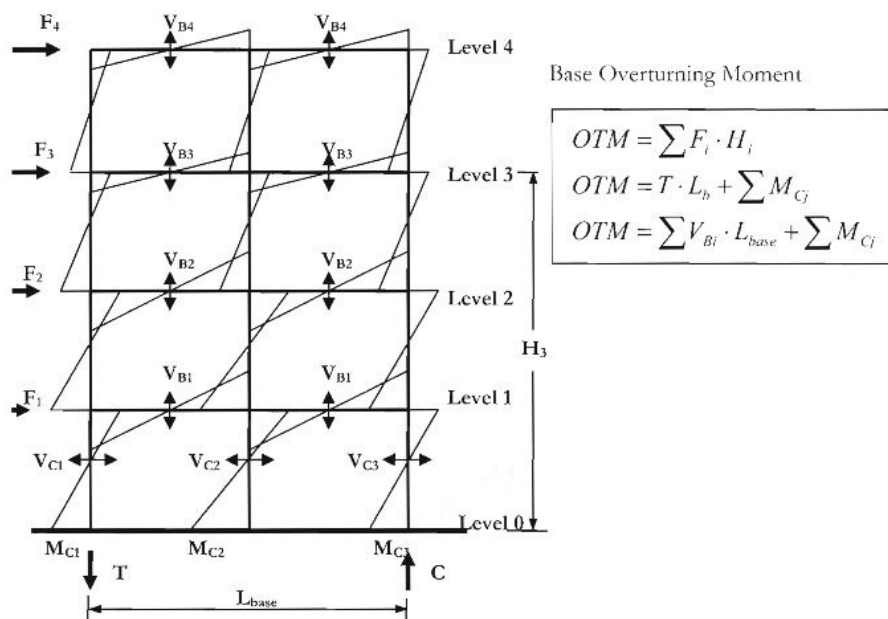
Note: I/I_{gross} based on $E = 30 \text{ GPa}$, and $I_{gross} = 0.01155 \text{ m}^4$

2.9.4. Στατική επίλυση με θεωρήσεις ισορροπίας (2^{ος} τρόπος)

Ακολούθως, περιγράφεται συνοπτικά η διαδικασία εκτίμησης των ροπών σχεδιασμού με βάση το 2^ο τρόπο (θεωρήσεις ισορροπίας), με αναφορά στο αντίστοιχο σχήμα του συγγράμματος, το οποίο επαναλαμβάνεται εδώ για λόγους σαφήνειας.

Η συνολική ροπή ανατροπής μπορεί να γραφεί με τους ακόλουθους τρόπους: $OTM = \sum F_i \cdot H_i = \sum M_c + T \cdot L_b$. Η συνολική ροπή που προκαλείται από τις πλευρικές δυνάμεις F εξισορροπείται από τις ροπές αντοχής των βάσεων των υποστυλωμάτων και τη ροπή που προκαλείται από το ζεύγος των αξονικών δυνάμεων των ακραίων υποστυλωμάτων.

Από την ισοδυναμία αυτή υπολογίζεται η αξονική T . Παρατηρώντας ότι η αξονική δύναμη των ακραίων υποστυλωμάτων ισούται με το άθροισμα των τεμνουσών των δοκών ($T = \sum V_{b,i}$), μπορούμε να υπολογίσουμε τις ροπές των δοκών από ισορροπία του μέλους: $M_{b,i,left} + M_{b,i,right} = V_{b,i} \cdot L_{b,i}$ και στη συνέχεια να τις μεταφέρουμε στην παρειά των υποστυλωμάτων. Απαιτείται πρωτίστως, να μοιραστεί η συνολική τέμνουσα στις δοκούς. Μέσω αναλύσεων, αποδεικνύεται κατάλληλη η κατανομή ανάλογα με την συνολική τέμνουσα του ορόφου: $V_{b,i} = T \cdot \frac{V_{storey,i}}{\sum_{i=1}^n V_{storey,i}} = T \cdot \frac{\sum_{k=i}^n F_k}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=i}^n F_k}$



15 - Εντατική κατάσταση κανονικού πλαισίου (Πηγή: Priestley et. al)

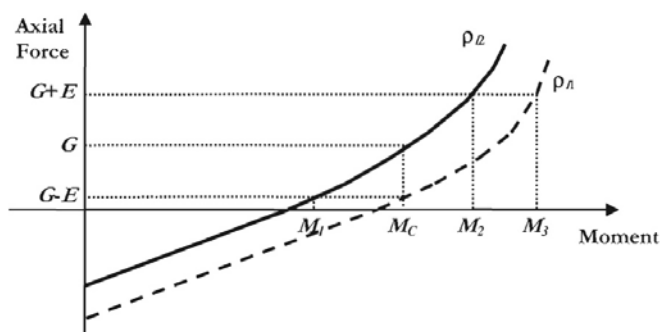
Οι ροπές των υποστυλωμάτων υπολογίζονται θεωρώντας την ισορροπία του κόμβου. Ξεκινώντας από το ισόγειο, όπου προκαθορίζεται το σημείο μηδενισμού των ροπών, υπολογίζονται οι ροπές στο πάνω άκρο των υποστυλωμάτων (βλ. σχήμα 11). Από την ισορροπία του κόμβου εξάγονται οι ροπές του κάτω άκρου του υποστυλώματος του 1^{ου} ορόφου και με ισορροπία του μέλους υπολογίζονται και οι ροπές του άνω άκρου. Αποδεκτή προσέγγιση είναι η τοποθέτηση του σημείου μηδενισμού των ροπών στο μισό του ύψους όλων των υποστυλωμάτων εκτός του ισογείου και ο υπολογισμός των ροπών μέσω της τέμνουσας του μέλους: $M_c = 0,5 \cdot H_i \cdot V_{c,i}$, συνεισφέροντας το γεγονός ότι οι ροπές θα τροποποιηθούν λόγω ικανοτικού σχεδιασμού, οπότε δικαιολογείται απλούστευση της διαδικασίας.

2.10. Όπλιση Πλαστικών Αρθρώσεων

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, στόχος της μεθόδου είναι ο σχεδιασμός του δομήματος ώστε να αποκρίνεται στο σεισμό σχεδιασμού με προκαθορισμένες μετακινήσεις και τις βλάβες που επιτρέπονται από την εκάστοτε στάθμη επιτελεσματικότητας. Προς την κατεύθυνση αυτή, δε συμβάλλει η υιοθέτηση χαρακτηριστικών τιμών και συντελεστών

ασφαλείας για τα υλικά, όταν οπλίζονται οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Ανελαστική απόκριση θα συμβεί ούτως ή άλλως, αλλά όχι στο επίπεδο που θα προέβλεπε ένας τέτοιος σχεδιασμός, γιατί οι αντοχές που θα αναπτυχθούν θα είναι οι εκτιμώμενες και όχι οι συντηρητικές εκτιμήσεις τους. Έτσι, για την όπλιση των θέσεων των πλαστικών αρθρώσεων προτείνεται να χρησιμοποιούνται οι εκτιμώμενες (μέσες) αντοχές των υλικών χωρίς συντελεστές ασφαλείας. Η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος εκτιμάται από τη σχέση $f_{ce} = 1,3 \cdot f_c$ και τάση διαρροής του χάλυβα οπλισμού $f_{ye} = 1,1 \cdot f_y$. Για τις ικανοτικά προστατευμένες περιοχές, αλλά και για τις ικανοτικά προστατευμένες δράσεις στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων (όπως η τέμνουσα), θα χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές αντοχές των υλικών μαζί με συντελεστές ασφαλείας. Συστήνεται επίσης, καθώς τα υπολογιστικά μέσα είναι ευρέως διαθέσιμα, η όπλιση των διατομών να γίνεται με βάση αναλύσεις ροπών – καμπυλοτήτων. Στην παρούσα εργασία, χρησιμοποιήθηκε η εφαρμογή Cumbia (σε Matlab), που συνοδεύει το σύγγραμμα που περιγράφει τη μέθοδο. Έτσι, λαμβάνεται υπ' όψιν στη διαμόρφωση της αντοχής τόσο η κράτνυση του χάλυβα όσο και η παρεχόμενη περίσφιγξη στο σκυρόδεμα.

Ιδιαίτερη αναφορά πρέπει να γίνει και για τις τιμές των αξονικών των υποστυλωμάτων που θα χρησιμοποιηθούν ώστε να υπολογιστεί ο απαιτούμενος οπλισμός. Με βάση τις ανωτέρω παραδοχές για τις ροπές αντοχής των βάσεων των υποστυλωμάτων, τόσο το εφελκόμενο όσο και το θλιβόμενο από το σεισμό υποστύλωμα, θα σχεδιαστούν για την ίδια ροπή αντοχής M_c . Εάν χρησιμοποιηθεί η δυσμενέστερη τιμή της αξονικής (δηλ. η περίπτωση όπου το υποστύλωμα εφελκείται λόγω του σεισμού) για να υπολογιστεί ο οπλισμός ρ_{11} , όταν το υποστύλωμα θλιβεται λόγω σεισμού, η ικανότητα ροπής θα είναι αυξημένη M_3 . Έτσι, η συνολική αντίσταση της κατασκευής σε ροπές ανατροπής θα είναι αυξημένη σε σχέση με αυτήν που αντιστοιχεί στις πλευρικές δυνάμεις σχεδιασμού. Ένας αποδοτικότερος σχεδιασμός θα προκύψει, εάν χρησιμοποιηθούν οι αξονικές μόνο από τα κατακόρυφα φορτία. Έτσι, ο οπλισμός θα είναι λιγότερος, έστω ρ_{12} , και η ικανότητα ροπής για το εφελκόμενο υποστύλωμα θα είναι M_1 και για το θλιβόμενο M_2 . Η μέση ικανότητα ροπής θα είναι πολύ κοντά στην απαιτούμενη τιμή M_c . Σημειώνεται, επίσης, ότι για όλες τις υπόλοιπες περιοχές του υποστύλωματος που προστατεύονται με τον ικανοτικό σχεδιασμό, θα χρησιμοποιηθεί η δυσμενέστερη τιμή της αξονικής δύναμης.



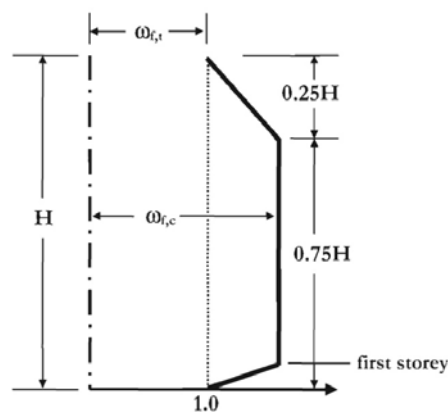
16 - Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για εξωτερικά υποστυλώματα (Πηγή: Priestley et. al)

2.11. Ικανοτικός Σχεδιασμός

Για το σχεδιασμό των ικανοτικά προστατευμένων περιοχών, πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν δύο παράγοντες: η μεγέθυνση των εντατικών μεγεθών λόγω των ανώτερων ιδιομορφών και οι υπερβάσεις των αντοχών των υλικών, που συνεκτιμώνται με τους συντελεστές ω και φ_o αντίστοιχα.

Εφόσον για την όπλιση των πλαστικών αρθρώσεων συνεκτιμήθηκε η κράτυνση του χάλυβα, ο συντελεστής υπεραντοχής φ_o μπορεί να ληφθεί συντηρητικά $\varphi_o = 1,25$. Εναλλακτικά, εκτιμάται με ανάλυση ροπών - καμπυλοτήτων της διατομής: Θα βρεθεί η ροπή αντοχής της δοκού στην καμπυλότητα σχεδιασμού της διατομής, χρησιμοποιώντας τις μέγιστες εφικτές αντοχές των υλικών, δηλαδή $f_{co} = 1,7 \cdot f_c$ και $f_{yo} = 1,3 \cdot f_y$. Η τιμή αυτή θα διαιρεθεί με τη ροπή αντοχής για εκτιμώμενες αντοχές, ώστε να προκύψει ο συντελεστής υπεραντοχής φ_o . Αν και η διαδικασία αυτή είναι σύντομη για ένα μονοβάθμιο, όπως το βάθρο μιας γέφυρας, είναι κοπιώδης για ένα πλαίσιο, οπότε θα υιοθετηθεί η προτεινόμενη τιμή $\varphi_o = 1,25$.

Ο συντελεστής δυναμικής μεγέθυνσης ω των ροπών των υποστυλωμάτων πλαισιωτών κατασκευών, εκτιμήθηκε με βάση μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις των Pettinga & Priestley. Καθ' ύψος της κατασκευής κατανέμεται με βάση το ακόλουθο σχήμα, ενώ η μέγιστη τιμή του εκτιμάται από την εξής σχέση $\omega_{f,c} = 1,15 + 0,13(\mu_o - 1)$, όπου $\mu_o = \frac{\mu}{\varphi_o} \leq 1$ η μειωμένη πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέση υπεραντοχή των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών. Για πλαίσια διαξονικής καταπόνησης, θεωρείται ότι η μέγιστη απαιτούμενη πλαστιμότητα σε διαξονική καταπόνηση μπορεί να εκφραστεί ως $\frac{\mu}{\sqrt{2}}$, οπότε $\mu_o = \frac{\mu}{\sqrt{2} \cdot \varphi_o} \leq 1$.



17 - Τιμές του συντελεστή δυναμικής μεγέθυνσης ω καθ' ύψος του πλαισίου

Για τις τέμνουσες των υποστυλωμάτων, ο ικανοτικός έλεγχος διαμορφώνεται ως εξής:

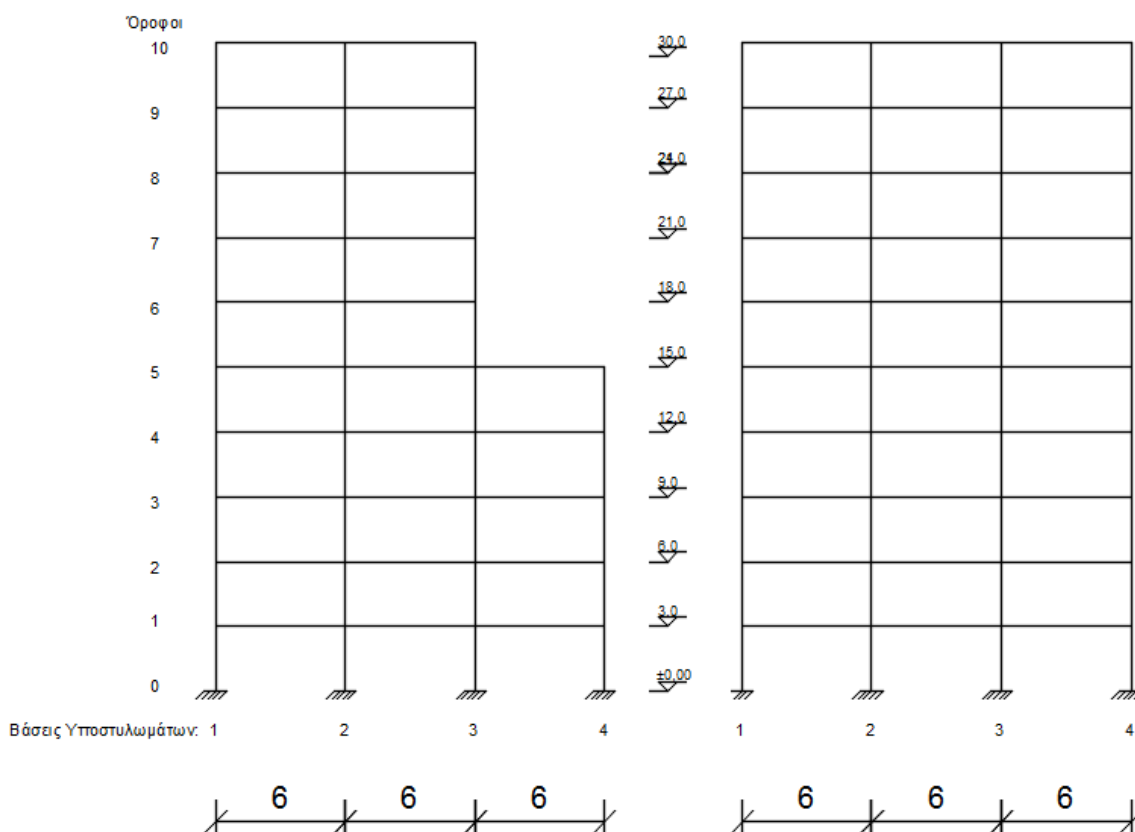
$$V_N \geq \varphi_o \cdot V_E + 0,1 \cdot \mu \cdot V_{E,base} \leq \frac{M_t^o + M_b^o}{H_{cl}}$$

όπου V_N η διατιθέμενη αντοχή έναντι τέμνουσας του υποστυλώματος, υπολογιζόμενη με χαρακτηριστικές αντοχές και συντελεστές ασφαλείας, V_E η τέμνουσα στο υποστυλίσμα από το σεισμικό συνδυασμό, $V_{E,base}$ η τιμή της τέμνουσας αυτής στη βάση του υποστυλώματος. Το άνω όριο αντιπροσωπεύει την περίπτωση που έχουν αρθρωθεί πλαστικά τα δύο άκρα του υποστυλώματος, θεωρώντας τις μέγιστες εφικτές αντοχές των υλικών.

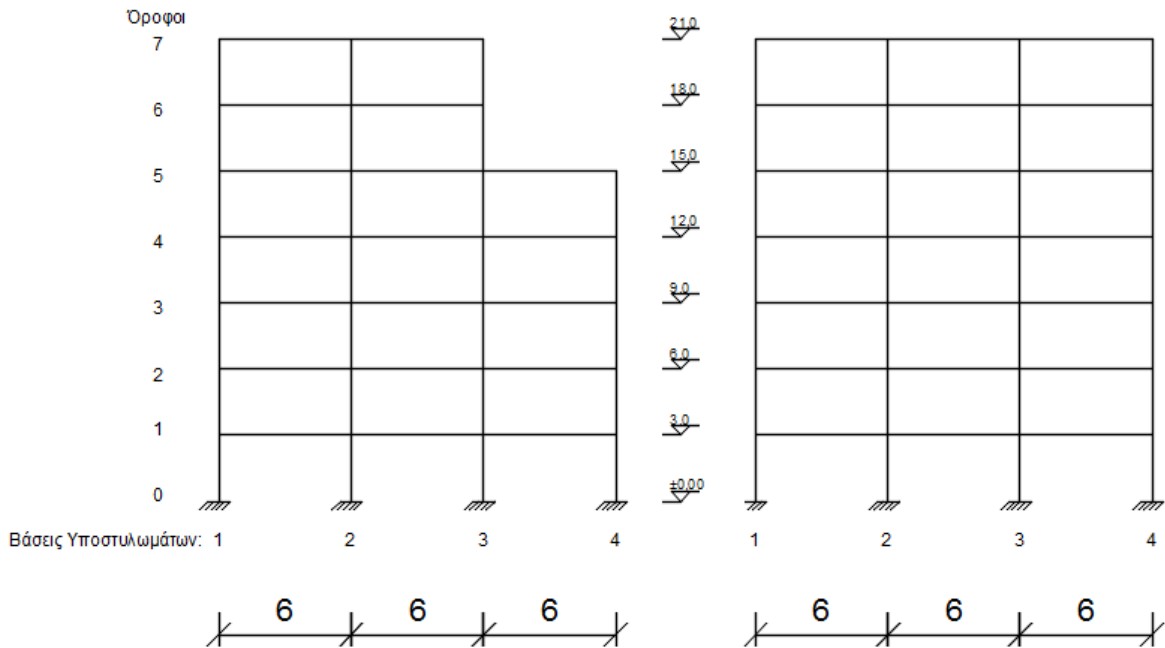
Για την περίπτωση της διαξονικής καταπόνησης ενός τετραγωνικού υποστυλώματος, θεωρείται ότι η απαιτούμενη πλαστιμότητα μειώνεται κατά $\sqrt{2}$, όπως εφαρμόστηκε και για τις ροπές, ενώ η συνολική δρώσα τέμνουσα αυξάνεται $\sqrt{2}$ (διανυσματικό άθροισμα της τέμνουσας των δύο κύριων διευθύνσεων). Επομένως, $V_{N,2} \geq \sqrt{2} \cdot \left(\varphi_o \cdot V_{E,1} + 0,1 \cdot \frac{\mu}{\sqrt{2}} \cdot V_{E,base,1} \right) \leq \frac{M_t^o + M_b^o}{H_{cl}}$, όπου οι δείκτες 1 και 2 αναφέρονται σε μονοαξονική και διαξονική καταπόνηση αντίστοιχα.

3. Επιλογή και Σχεδιασμός των Φορέων

Οι δημιουργοί της άμεσης μεθόδου αντισεισμικού σχεδιασμού βάσει μετακινήσεων έθεσαν ως στόχο να διατηρηθεί η διατύπωση της μεθόδου όσο απλούστερη γίνεται. Ορμώμενοι από το γεγονός ότι οι μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις είναι ένα αρκετά προσιτό εργαλείο για το μηχανικό, προτείνεται για δομήματα με ιδιαιτερότητες να εκτελούνται μη γραμμικές αναλύσεις ώστε να επιβεβαιωθεί η συμπεριφορά του φορέα και να εφαρμοστεί ο ικανοτικός σχεδιασμός με μεγαλύτερη αξιοπιστία. Σε προηγούμενη εργασία εξετάστηκε ένας πλαισιωτός φορέας με εσοχή, για να διαπιστωθεί η εφαρμοσιμότητα της μεθοδολογίας. Στην παρούσα εργασία επιχειρείται μια διερεύνηση της συμπεριφοράς πλαισίων σχεδιασμένων με βάση τις μετακινήσεις. Αναλύθηκαν επτάωροφα και δεκαώροφα πλαίσια τριών φατνωμάτων με και χωρίς εσοχή. Το άνοιγμα κάθε φατνώματος είναι 6m και το ύψος κάθε ορόφου είναι 3m. Κάθε δόμημα θεωρείται ότι αποτελείται από επάλληλα πλαίσια ανά 6m, απόσταση ίση με το άνοιγμα κάθε φατνώματος. Επομένως, κάθε φορέας αποτελείται από 2 πλαίσια, ένα εσωτερικό και ένα εξωτερικό, με διαφοροποιήσεις στα αναλαμβανόμενα φορτία. Ο σχεδιασμός εφαρμόζεται για κάθε πλαίσιο στο επίπεδό του. Παρατίθενται στη συνέχεια, σχήματα με τη βασική γεωμετρία των υπό εξέταση φορέων:



18 - Τυπική γεωμετρία δεκαώροφων πλαισίων



19 - Τυπική γεωμετρία επτάώροφων πλαισίων

3.1. Κατακόρυφα Φορτία και Μάζες

Στους υπολογισμούς θεωρήθηκαν τα εξής φορτία:

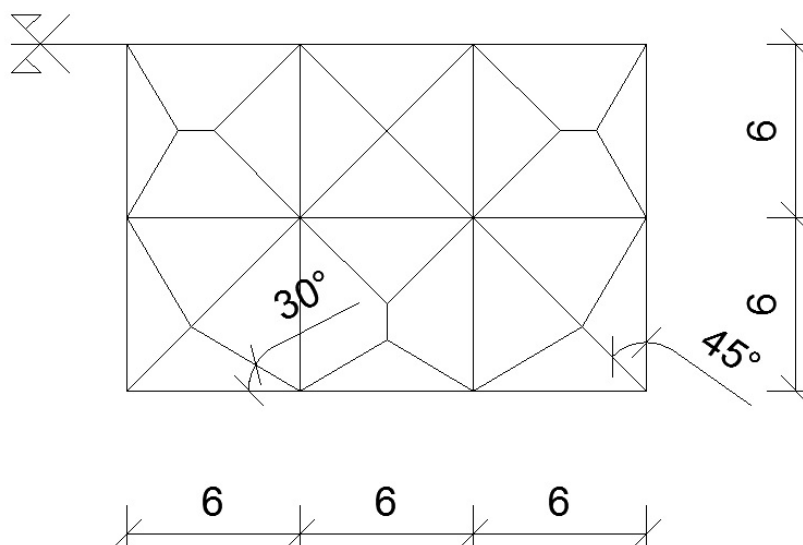
- ίδιο βάρος πλάκας, θεωρώντας πάχος $h_{\pi\lambda} = 0,16m$: $g_{\pi\lambda} = 4 kPa$
- επικάλυψη: $g' = 1,5 kPa$
- εσωτερική τοιχοποιία, θεωρούμενη απλουστευτικά ως ομοιόμορφα καταναμημένο σε όλη την πλάκα φορτίο: $g_{\varepsilon\sigma} = 1 kPa$
- κινητά φορτία: $q = 2 kPa$
- περιμετρική μπατική τοιχοποιία, αποκλειστικά για το για το εξωτερικό πλαίσιο:

$$g_{\varepsilon\xi} = 3,6 \frac{kN}{m^2 \text{ όψεως}} = 9 \frac{kN}{m}$$

Για την εκτέλεση στατικών αναλύσεων μόνο με τα κατακόρυφα φορτία, τα καταναμημένα φορτία της πλάκας, διανεμήθηκαν στις δοκούς με βάση τα εμβαδά των πλακών και της συνθήκες στήριξης. Θεωρήθηκε ότι και στην εγκάρσια διεύθυνση του κτηρίου υπάρχουν πλαίσια, που αναλαμβάνουν τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία.

Για να υπολογιστούν οι μάζες της κατασκευής για το για το σεισμικό συνδυασμό $G + 0,3 \cdot Q$, θεωρήθηκε ότι κάθε πλαίσιο αναλαμβάνει τις μάζες γύρω από μια ζώνη επιρροής. Για τα εσωτερικά πλαίσια η ζώνη αυτή έχει πλάτος 3m εκατέρωθεν του πλαισίου, δηλαδή όσο

η μισή απόσταση μεταξύ των πλαισίων, συνολικά 6m. Για τα εξωτερικά πλαίσια, η ζώνη επιρροής είναι 3m.



20 - Ζώνες επιρροής δοκών για τα κατακόρυφα φορτία

3.2. Προεπιλογή Διαστάσεων Διατομών

Για την εκτίμηση της διαρροής του πλαισίου, απαραίτητος είναι ο προκαθορισμός του ύψους της δοκού. Επιλέγεται $h_b = 0,60 \text{ m}$ για όλες τις περιπτώσεις. Οι διαστάσεις των βάσεων των υποστυλωμάτων καθορίζονται κατ' αρχήν με βάση το μέγιστο αξονικό φορτίο και κλιμακώνονται, στα περισσότερα πλαίσια, ανά 2-3 ορόφους. Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό χρήσιμο είναι μόνο το ύψος των δοκών, που καθορίζει τη διαρροή του πλαισίου. Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων απαιτούνται για την εξαγωγή των ροπών παρειάς των δοκών και, βεβαίως, για την όπλιση των ίδιων των υποστυλωμάτων. Ορμώμενοι από το διαφορετικό μέγεθος της αξονικής δύναμης σε εξωτερικά και εσωτερικά υποστυλώματα, προεπιλέχθηκαν διαφορετικές διαστάσεις στα αντίστοιχα υποστυλώματα. Αντίστοιχη πρακτική είχε ακολουθηθεί και σε προγενέστερη εργασία και είχε οδηγήσει σε άνιση κατανομή της έντασης για επίλυση με επαναληπτικές μεθόδους. Εκτεταμένη ανάλυση για το φαινόμενο αυτό γίνεται στην §3.9. Για λόγους σύγκρισης, το επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή διαστασιολογείται τόσο με ίσες (χαρακτηρίζονται παρακάτω ως «ομοιόμορφες») όσο και με άνισες («κλιμακωμένες») διατομές υποστυλωμάτων.

3.3. Χαρακτηριστικά Ισοδύναμου Μονοβαθμίου

Για τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών του ισοδύναμου μονοβαθμίου, είναι απαραίτητος ο υπολογισμός των μετακινήσεων των ορόφων για τη στάθμη επιτελεστικότητας του σχεδιασμού. Αναπαράγονται εδώ, για λόγους σαφήνειας οι εξισώσεις. Για πλαισιωτούς φορείς, που αναμένεται να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις καθ' ύψος, το

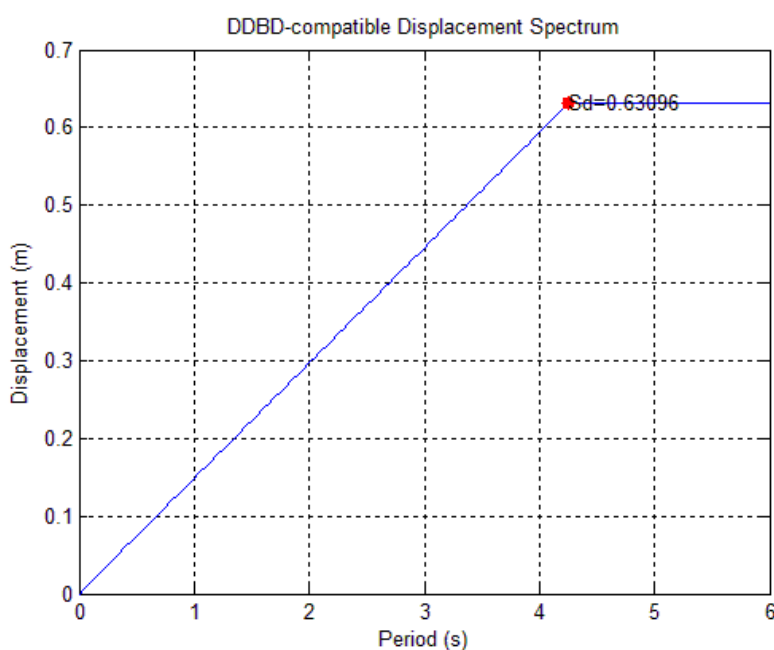
νομογράφημα της §2.2 (σχήμα 3) προσεγγίζεται από τις παρακάτω εξισώσεις (όπου N το πλήθος των ορόφων):

$$\omega_{\theta} = \begin{cases} 1 & |N \leq 6 \\ 1 - 0,015 \cdot (N - 6) & |6 \leq N \leq 16 \\ 0,85 & |N \geq 16 \end{cases}$$

Για τα επτάώροφα πλαίσια προκύπτει $\omega_{\theta} = 0,99 \cong 1$ και αγνοείται περαιτέρω στο σχεδιασμό, ενώ για τα δεκαώροφα $\omega_{\theta} = 0,94$. Όπως προκύπτει και τις σχέσεις της §2.2, οι μετακινήσεις σχεδιασμού στις στάθμες των ορόφων εξαρτώνται μόνο από τη γεωμετρία του φορέα, επομένως είναι ίδιες για πλαίσια με ίδιο αριθμό ορόφων, ανεξαρτήτως της ύπαρξης εσοχής. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβαθμίου συνεκτιμούν και την κατανομή των μαζών και παρατίθενται συνολικά σε επόμενη παράγραφο.

3.4. Επιλογή Φάσματος Σχεδιασμού

Τονίστηκε ήδη στην §2.5 η ανάγκη εύρεσης κατάλληλου φάσματος μετακινήσεων. Από την πρόσφατα δημοσιευμένη βιβλιογραφία που παρουσιάστηκε και σε προγενέστερη εργασία, επιλέγονται οι εξισώσεις που παραθέτουν οι Priestely et. al στο σύγγραμμά τους και βασίζονται σε αποτελέσματα της ερευνητικής ομάδας των Faccioli et. al. Η γωνιακή περίοδος δίνεται από τη σχέση $T_D = 1 + 2.5(M - 5.7)$, ενώ η μέγιστη εδαφική μετακίνηση για σκληρό έδαφος από την εξίσωση $\delta_{max} = \frac{10^{M_w - 3.2}}{r}$ (mm). Στην παρούσα εργασία υιοθετείται μέγεθος σεισμικής ροπής $M_w = 7$ και επικεντρική απόσταση $R = 10km$, οπότε $T_D = 4,25s$ και $\delta_{max} = 631mm$.



21 - Επιλεγμένο φάσμα μετακινήσεων (Faccioli et. al.)

3.5. Εκτέλεση Υπολογισμών

Στις ακόλουθες ενότητες παρατίθενται οι ενδιάμεσοι υπολογισμοί του αντισεισμικού σχεδιασμού για κάθε φορέα που εξετάστηκε. Με αναφορά στις §2.2, §2.3 και §2.4, υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβαθμίου και εκτιμάται η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση που υποδηλώνει το επίπεδο της ανελαστικής συμπεριφοράς. Στη συνέχεια, υπολογίζεται από το φάσμα σχεδιασμού η τέμνουσα βάσης, κατανέμεται στους ορόφους και εκτιμάται η καμπτική αντοχή των βάσεων των υποστυλωμάτων (η αρίθμηση των βάσεων γίνεται από αριστερά προς τα δεξιά, όπως στα σχήματα της §3.2). Η συνεισφορά των φαινομένων 2^{ης} τάξης ελήφθη υπ' όψιν μόνο στα δεκαώροφα πλαίσια. Είναι εύκολο να διαπιστωθεί ότι η μετακίνηση σχεδιασμού του ισοδύναμου μονοβαθμίου δεν υπερβαίνει την απαιτούμενη γωνιακή μετακίνηση στα φάσματα με απόσβεση. Έτσι, δεν απαιτείται μείωση της μετακίνησης σχεδιασμού και τα πλαίσια αποκρίνονται στο επίπεδο ανελαστικής συμπεριφοράς που υπαγορεύεται από την ικανότητά τους στην επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας.

3.5.1.Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή

			<u>Πλαίσιο P1 (εξωτερικό)</u>		<u>Πλαίσιο P2 (εσωτερικό)</u>	
Όροφος	Ύψος H_i (m)	Μετακίνηση Δ_i (m)	Μάζα m_i (t)	Οριζόντια Δύναμη F_i (kN)	Μάζα m_i (t)	Οριζόντια Δύναμη F_i (kN)
1	3	0,075	65	24,04	87	32,12
2	6	0,144	65	46,29	87	61,86
3	9	0,208	65	66,77	87	89,23
4	12	0,267	65	85,46	87	114,21
5	15	0,319	65	102,38	87	136,81
6	18	0,367	43	77,74	58	104,69
7	21	0,408	43	140,93	58	189,42
Αθροίσματα:			411	543,61	551	728,35

	<u>Πλαίσιο P1</u>	<u>Πλαίσιο P2</u>
Μετακίνηση Σχεδιασμού Δ_d (m)	0,290	0,290
Μετακίνηση Διαρροής Δ_y (m)	0,189	0,189
Πλαστιμότητα μ	1,532	1,532
Ισοδύναμη Ελαστική Απόσβεση ξ_{eq}	11,24%	11,24%
Γωνιακή Μετακίνηση Φάσματος Σχεδιασμού ($\xi = \xi_{eq}$)	0,459	0,459
Ενεργός Ιδιοπερίοδος T_e (s)	2,68	2,69
Δρώσα μάζα m_e (t)	342,49	459,19
Ποσοστό δρώσας μάζας ως προς τη συνολική	83,33%	83,34%
Ισοδύναμο ύψος H_e (m)	13,754	13,770

Ποσοστό ισοδύναμου ύψος ως προς το συνολικό	65,50%	65,57%
Τέμνουσα Βάσης V_{base} (kN)	543,61	728,35
Ποσοστό τέμνουσας βάσης ως προς το συνολικό βάρος	13,48%	13,47%

Εντατική Κατάσταση Υποστυλωμάτων Ισογείου		1	2	3	4
Πλαίσιο P1	Τέμνουσα (kN)	90,60	181,20	181,20	90,60
	Ροπή (kNm)	190,26	380,53	380,53	190,26
Πλαίσιο P2	Τέμνουσα (kN)	121,39	242,78	242,78	121,39
	Ροπή (kNm)	254,92	509,84	509,84	254,92

3.5.2.Επταώροφο κανονικό πλαίσιο

Όροφος	Ύψος H_i (m)	Μετακίνηση Δ_i (m)	Πλαίσιο F1 (εξωτερικό)		Πλαίσιο F2 (εσωτερικό)	
			Μάζα m_i (t)	Οριζόντια Δύναμη F_i (kN)	Μάζα m_i (t)	Οριζόντια Δύναμη F_i (kN)
1	3	0,075	65	22,02	87	29,48
2	6	0,144	65	42,42	87	56,77
3	9	0,208	65	61,18	87	81,88
4	12	0,267	65	78,31	87	104,81
5	15	0,319	65	93,81	87	125,56
6	18	0,367	65	107,67	87	144,12
7	21	0,408	65	178,28	87	238,62
Αθροίσματα:			411	583,68	551	781,24

	Πλαίσιο F1	Πλαίσιο F2
Μετακίνηση Σχεδιασμού Δ_d (m)	0,304	0,304
Μετακίνηση Διαρροής Δ_y (m)	0,201	0,201
Πλαστιμότητα μ	1,515	1,515
Ισοδύναμη Ελαστική Απόσβεση ξ_{eq}	11,11%	11,11%
Γωνιακή Μετακίνηση Φάσματος Σχεδιασμού ($\xi = \xi_{eq}$)	0,461	0,461
Ενεργός Ιδιοπερίοδος T_e (s)	2,80	2,80
Δρώσα μάζα m_e (t)	382,21	511,57
Ποσοστό δρώσας μάζας ως προς τη συνολική	84,00%	84,00%
Ισοδύναμο ύψος H_e (m)	14,609	14,609
Ποσοστό ισοδύναμου ύψος ως προς το συνολικό	69,57%	69,57%
Τέμνουσα Βάσης V_{base} (kN)	583,68	781,24
Ποσοστό τέμνουσας βάσης ως προς το συνολικό βάρος	13,08%	13,08%

Εντατική Κατάσταση Υποστυλωμάτων Ισογείου		1	2	3	4
Πλαίσιο F1	Τέμνουσα (kN)	97,28	194,56	194,56	97,28
	Ροπή (kNm)	204,29	408,58	408,58	204,29

Πλαίσιο F2	Τέμνουσα (kN)	130,21	260,41	260,41	130,21
	Ροπή (kNm)	273,43	546,87	546,87	273,43

Παρατηρούμε μικρές διαφορές μεταξύ του κανονικού και του πλαισίου με εσοχή, τόσο στην προβλεπόμενη ανελαστική συμπεριφορά ($\mu \cong 1,5$ και $T_e \cong 2,7s$), όσο και στα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβαθμίου και τις σεισμικές δυνάμεις ($R_{m_e} \cong 84\%$ και $R_{V_{base}} \cong 13\%$).

3.5.3. Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή

Όροφος	Ύψος H_i (m)	Μετακίνηση Δ_i (m)	Πλαίσιο P1 (εξωτερικό)		Πλαίσιο P2 (εσωτερικό)	
			Μάζα m_i (t)	Οριζόντια Δύναμη F_i (kN)	Μάζα m_i (t)	Οριζόντια Δύναμη F_i (kN)
1	3	0,071	65	13,83	87	18,48
2	6	0,137	65	26,96	87	36,01
3	9	0,201	65	39,37	87	52,59
4	12	0,260	65	51,08	87	68,23
5	15	0,316	65	62,07	87	82,91
6	18	0,369	43	47,87	58	64,44
7	21	0,418	43	54,21	58	72,96
8	24	0,463	43	60,07	58	80,86
9	27	0,504	43	65,47	58	88,13
10	30	0,542	43	124,99	58	168,02
Αθροίσματα:			540	545,92	725	732,63

	Πλαίσιο P1	Πλαίσιο P2
Μετακίνηση Σχεδιασμού Δ_d (m)	0,400	0,401
Μετακίνηση Διαρροής Δ_y (m)	0,264	0,264
Πλαστιμότητα μ	1,517	1,517
Ισοδύναμη Ελαστική Απόσβεση ξ_{eq}	11,13%	11,13%
Γωνιακή Μετακίνηση Φάσματος Σχεδιασμού ($\xi = \xi_{eq}$)	0,461	0,461
Ενεργός Ιδιοπερίοδος T_e (s)	3,69	3,70
Δρώσα μάζα m_e (t)	432,73	581,26
Ποσοστό δρώσας μάζας ως προς τη συνολική	80,14%	80,17%
Ισοδύναμο ύψος H_e (m)	19,178	19,204
Ποσοστό ισοδύναμου ύψους ως προς το συνολικό	63,93%	64,01%
Τέμνουσα Βάσης V_{base} (kN)	545,92	732,63
Ποσοστό τέμνουσας βάσης ως προς το συνολικό βάρος	10,31%	10,30%

Εντατική Κατάσταση Υποστυλωμάτων Ισογείου		1	2	3	4
Πλαίσιο P1	Τέμνουσα (kN)	90,99	181,97	181,97	90,99
	Ροπή (kNm)	191,07	382,14	382,14	191,07
Πλαίσιο P2	Τέμνουσα (kN)	122,11	244,21	244,21	122,11
	Ροπή (kNm)	256,42	512,84	512,84	256,42

	Πλαίσιο P1	Πλαίσιο P2
Δείκτης ευστάθειας ισοδύναμου μονοβαθμίου $\theta_{P-\Delta}$	17,66%	17,67%
Πρόσθετη τέμνουσα βάσης $V_{P-\Delta}$ (kN)	44,28	59,47
Ποσοστό πρόσθετης ως προς τη συνολική τέμνουσα βάσης	8,11%	8,12%

3.5.4. Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο

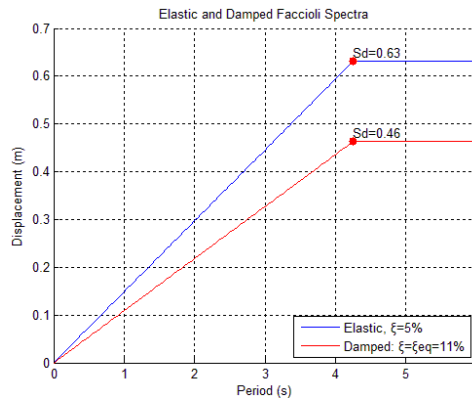
Όροφος	Ύψος H_i (m)	Μετακίνηση Δ_i (m)	Πλαίσιο P1 (εξωτερικό)		Πλαίσιο P2 (εσωτερικό)	
			Μάζα m_i (t)	Οριζόντια Δύναμη F_i (kN)	Μάζα m_i (t)	Οριζόντια Δύναμη F_i (kN)
1	3	0,071	65	12,51	87	16,74
2	6	0,137	65	24,38	87	32,63
3	9	0,201	65	35,60	87	47,65
4	12	0,260	65	46,19	87	61,82
5	15	0,316	65	56,13	87	75,12
6	18	0,369	65	65,43	87	87,57
7	21	0,418	65	74,09	87	99,16
8	24	0,463	65	82,11	87	109,90
9	27	0,504	65	89,48	87	119,77
10	30	0,542	65	160,90	87	215,36
Αθροίσματα:			650	646,81	870	865,72

	Πλαίσιο F1	Πλαίσιο F2
Μετακίνηση Σχεδιασμού Δ_d (m)	0,423	0,423
Μετακίνηση Διαρροής Δ_y (m)	0,281	0,281
Πλαστιμότητα μ	1,504	1,504
Ισοδύναμη Ελαστική Απόσβεση ξ_{eq}	11,03%	11,03%
Γωνιακή Μετακίνηση Φάσματος Σχεδιασμού ($\xi = \xi_{eq}$)	0,462	0,462
Ενεργός Ιδιοπερίοδος T_e (s)	3,89	3,89
Δρώσα μάζα m_e (t)	536,21	717,69
Ποσοστό δρώσας μάζας ως προς τη συνολική	82,49%	82,49%
Ισοδύναμο ύψος H_e (m)	20,455	20,455
Ποσοστό ισοδύναμου ύψους ως προς το συνολικό	68,18%	68,18%
Τέμνουσα Βάσης V_{base} (kN)	646,81	865,72
Ποσοστό τέμνουσας βάσης ως προς το συνολικό βάρος	10,14%	10,14%

Εντατική Κατάσταση Υποστυλωμάτων Ισογείου		1	2	3	4
Πλαίσιο F1	Τέμνουσα (kN)	107,80	215,60	215,60	107,80
	Ροπή (kNm)	226,38	452,76	452,76	226,38
Πλαίσιο F2	Τέμνουσα (kN)	144,29	288,57	288,57	144,29
	Ροπή (kNm)	303,00	606,01	606,01	303,00

	Πλαίσιο F1	Πλαίσιο F2
Δείκτης ευστάθειας ισοδύναμου μονοβαθμίου $\theta_{P-\Delta}$	18,37%	18,37%
Πρόσθετη τέμνουσα βάσης $V_{P-\Delta}$ (kN)	54,40	72,82
Ποσοστό πρόσθετης ως προς τη συνολική τέμνουσα βάσης	8,41%	8,41%

Παρόμοια συμπεριφορά παρατηρείται και για τα δεκαώροφα πλαίσια: $\mu \cong 1,5$, $T_e \cong 3,7s$, $R_{m_e} \cong 81\%$ και $R_{V_{base}} \cong 10\%$. Επιπλέον, παρόμοια είναι η επίδραση των φαινομένων 2^{ης} τάξης: $\theta_{P-\Delta} \cong 18\%$ και $R_{V_{P-\Delta}} \cong 8\%$.



22 - Φάσματα σχεδιασμού με ελαστική και ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση

3.6. Στατική Επίλυση

Υπενθυμίζεται πως, από τους εναλλακτικούς τρόπους στατικής επίλυσης που περιγράφονται στην §2.9, προτιμάται η επίλυση με συμβατικά λογισμικά στατικής ανάλυσης και επαναληπτικές διαδικασίες, όπως διατυπώθηκε στην §2.9.3. Από την ανάλυση αυτή, υπολογίστηκαν οι καμπτικές ροπές στα άκρα των μελών στις παρειές των κόμβων για να εκτιμηθεί στη συνέχεια ο απαιτούμενος οπλισμός. Για τις δοκούς, θα χρησιμοποιηθεί ενιαία διατομή για όλα τα φατνώματα κάθε ορόφου, οπότε βρέθηκε η μέγιστη ροπή. Επισημαίνεται, ότι αγνοήθηκε η συνεισφορά της πλάκας, οπότε οι δοκοί προσομοιώθηκαν ως ορθογωνικές.

Στη συνέχεια εκτελέστηκαν δύο αναλύσεις με τα κατακόρυφα φορτία. Η πρώτη για το συνδυασμό $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$ με αρηγμάτωση διατομής, ώστε να διαπιστωθεί ο κρισιμότερος συνδυασμός για τις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Όπως ήταν αναμενόμενο, ο συνδυασμός με τα πλευρικά φορτία, δίνει μεγαλύτερες ροπές σε όλες τις θέσεις. Η δεύτερη έγινε για το συνδυασμό $G + 0,3 \cdot Q$, με ρηγματωμένες δυσκαμψίες (αυτές

που μόλις προσδιορίστηκαν από την προηγούμενη επαναληπτική επίλυση). Ο σκοπός της ανάλυσης αυτής, ήταν να βρεθούν τα αξονικά φορτία των υποστυλωμάτων, ώστε να προσδιοριστεί ο απαιτούμενος οπλισμός. Η επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, ώστε να συνεχιστεί ο σχεδιασμός, έγινε με κώδικα.

3.7. Όπλιση Πλαστικών Αρθρώσεων

Όπως αναφέρθηκε και στην §2.10, συστήνεται η χρήση διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων για την όπλιση των θέσεων όπου αναμένεται να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση. Για τις δοκούς προκύπτει πως θετικές και αρνητικές ροπές είναι πρακτικά ίσες, οπότε θα τοποθετηθεί συμμετρικός οπλισμός στο άνω και στο κάτω πέλμα. Γίνονται δοκιμαστικές αναλύσεις ροπών-καμπυλοτήτων με το λογισμικό Cumbia για διάφορες οπλίσεις και ελέγχεται ποια όπλιση μπορεί να αναλάβει την απαιτούμενη κάθε φορά ροπή. Επισημαίνεται ότι για τις αναλύσεις αυτές συνεκτιμήθηκε τόσο η κράτυνση του χάλυβα, όσο και η περίσφιγξη του σκυροδέματος. Υποτέθηκε, κατ' αρχάς, ότι θα τοποθετηθούν οι ελάχιστοι συνδετήρες. Στις περισσότερες περιπτώσεις, αρκεί η ονομαστική ροπή διαρροής να είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη καμπτική αντοχή. Για κάποιες περιπτώσεις, όπου η ροπή αυτή είναι μεταξύ της ονομαστικής διαρροής και της αστοχίας και για όλες τις περιπτώσεις φθιτής συμπεριφοράς (εμφανίζεται στα υποστυλώματα λόγω της αξονικής), χρειάζεται να συγκριθεί η τιμή της ροπής αντίστασης για την καμπυλότητα σχεδιασμού φ_D . Τα μέλη θεωρούνται αμφιπρόβολοι, υιοθετώντας κάθε φορά κατάλληλο μήκος προβόλου L . Για τα υποστυλώματα το μήκος αυτό είναι όσο καθορίστηκε κατά την εκτίμηση των ροπών αντοχής των βάσεων τους, ενώ για τις δοκούς είναι το ήμισυ του καθαρού μήκους τους, αγνοώντας τη μεταβολή του σημείου μηδενισμού λόγω των κατακόρυφων φορτίων (παραδοχή συμβατή με τη διαδικασία, καθώς τα κατακόρυφα φορτία δε συνδυάζονται με τα σεισμικά: §2.9.2) Τα βήματα υπολογισμού της καμπυλότητας σχεδιασμού είναι τα παρακάτω:

1. Εκτίμηση με λογικές παραδοχές των μετακινήσεων σχεδιασμού κάθε μέλους. Για τα υποστυλώματα είναι σαφές πως προκύπτει από τις πλευρικές μετακινήσεις σχεδιασμού των ορόφων, που είναι άμεσα διαθέσιμες. Για τις δοκούς κάθε ορόφου, εκτιμάται ότι θα υποβληθούν στις ίδιες μετακινήσεις με του υποκείμενου ορόφου. Έτσι, για τις δοκούς του 1^{ου} ορόφου, θεωρείται ότι η μετακίνηση σχεδιασμού θα ισούται με τη μετακίνηση σχεδιασμού του ισογείου, δηλαδή $\Delta_D = \omega_\theta \cdot \theta_c \cdot L$, όπου $\omega_\theta \cdot \theta_c$ η ανηγμένη μετακίνηση σχεδιασμού (drift) του ισογείου, μειωμένη λόγω επίδρασης ανώτερων ιδιομορφών.¹

¹ Τονίζεται πως, στη δημοσιευμένη βιβλιογραφία δεν προδιαγράφεται ρητώς ο τρόπος εκτίμησης των μετακινήσεων σχεδιασμού των δοκών πλαισίων. Έτσι, η ορθότητα της ανωτέρω παραδοχής οφείλει να ελεγχθεί. Επισημαίνεται πως κατά το στάδιο της όπλισης δεν είναι ιδιαίτερα σημαντική, όσο για την εκτίμηση της πλαστικής στροφής σχεδιασμού, μέγεθος για το οποίο όμως δε δίνεται βαρύτητα από τους πρωτεργάτες της μεθόδου.

2. Εκτίμηση της καμπυλότητας διαρροής: $\varphi_y = C \cdot \frac{\varepsilon_y}{h_b}$, όπου C συντελεστής ανάλογα με το σχήμα της διατομής.
3. Εκτίμηση της διείσδυσης διαρροής στον κόμβο και του συνολικού μήκους πλαστικής άρθρωσης. Χρησιμοποιούνται οι εμπειρικές εξισώσεις των Priestley et.al:

$$L_{sp} = 0,022 \cdot f_{ye} \cdot \Phi_L \text{ και } L_p = k \cdot L + L_{sp} \geq 2 \cdot L_{sp}, \text{ με } k = 0,2 \cdot \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08.$$

4. Υπολογισμός της μετακίνησης διαρροής, θεωρώντας κάθε τμήμα μέλους από τη στήριξη μέχρι το σημείο μηδενισμού των ροπών ως πρόβολο. Εφόσον ο σχεδιασμός γίνεται μόνο για την πλευρική φόρτιση, το μήκος κάθε προβόλου ισούται με το μισό του ανοίγματος (για τις δοκούς) και το μισό του ύψους του ορόφου (για τα υποστυλώματα): $\Delta_y = \varphi_y \cdot \frac{(L+L_{sp})^2}{3}$
5. Υπολογισμός πλαστικής συνιστώσας της καμπυλότητας σχεδιασμού: $\varphi_p = \frac{\Delta_D - \Delta_y}{L_p \cdot L}$ και της συνολικής καμπυλότητας σχεδιασμού: $\varphi_D = \varphi_y + \varphi_p$

Αναλυτική εφαρμογή της διαδικασίας αυτής γίνεται στην § για τον υπολογισμό των πλαστικών στροφών σχεδιασμού, οι οποίες εκτιμώνται ως $\theta_p = L_p \cdot \varphi_p$.

Για τα υποστυλώματα, υπενθυμίζεται πως πρέπει να χρησιμοποιηθεί κατάλληλη τιμή της αξονικής δύναμης για την εκτίμηση του οπλισμού, όπως περιγράφηκε στην §2.10. Ο οπλισμός που υπολογίζεται με αυτόν τον τρόπο τοποθετείται στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου. Οι υπόλοιπες θέσεις καθ' ύψος οπλίζονται με αυξημένες εντάσεις λόγω ικανοτικού σχεδιασμού. Η εφαρμογή των διατάξεων αυτών δίνει, στην πλειοψηφία των περιπτώσεων, οπλισμούς αυξημένους σε σχέση με αυτούς που απαιτούνται στις βάσεις των υποστυλωμάτων. Καθώς είναι ασυνήθιστη πρακτική να αυξάνεται καθ' ύψος ο οπλισμός και οδηγεί σε πρόωρη αστοχία λόγω μαλακού ορόφου, τοποθετείται και στις βάσεις ο αυξημένος οπλισμός που θα υπολογιστεί στην §3.8.

Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται οι οπλισμοί των δοκών και των βάσεων των υποστυλωμάτων. Σε ορισμένες περιπτώσεις στις δοκούς των τελευταίων ορόφων κρίσιμες αποδείχθηκαν οι ροπές από τα κατακόρυφα φορτία ή τα κανονιστικά ελάχιστα. Επισημαίνεται πως η αναγωγή της έντασης των υποστυλωμάτων έγινε με τις μέσες τιμές των αντοχών, για να υπάρξει συμβατότητα με τη φιλοσοφία όπλισης των πλαστικών αρθρώσεων.

3.7.1.Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές

Όπως και συμβαίνει και σε αρκετές περιπτώσεις στα υπόλοιπα πλαίσια, ο απαιτούμενος οπλισμός στις βάσεις των υποστυλωμάτων, ειδικά των εξωτερικών, είναι λιγότερος από τον ελάχιστο που προβλέπεται από τον κανονισμό ($\rho = 1\%$).

<u>Δοκοί</u>		<u>Πλαίσιο P1</u>		<u>Πλαίσιο P2</u>	
<u>Όροφος</u>	<u>Διαστάσεις</u>	<u>M (kNm)</u>	<u>Οπλισμός</u>	<u>M (kNm)</u>	<u>Οπλισμός</u>
1	h=0.60m b=0.30m	189,85	4Ø16	251,55	5Ø16
2		252,01	5Ø16	331,07	6Ø16
3		206,92	4Ø16	290,91	5Ø16
4		187,69	4Ø16	250,04	5Ø16
5		143,82	3Ø16	207,91	4Ø16
6		137,94	3Ø16	197,37	4Ø16
7		56,325	2Ø16	77,319	3Ø16

<u>Βάσεις</u>	<u>Πλαίσιο P1</u>				<u>Πλαίσιο P2</u>			
<u>Υποστυλωμάτων</u>	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>
<u>Διάσταση (m)</u>	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
<u>Ροπή M - kNm</u>	190,26	380,53	380,53	190,26	254,92	509,84	509,84	254,92
<u>Ανηγμένη ροπή μ</u>	0,05	0,11	0,11	0,05	0,07	0,15	0,15	0,07
<u>Αξονική N - kN</u>	836,24	1545	1334,2	598,51	1421,7	2502,6	2182,5	1017,1
<u>Ανηγμένη αξονική ν</u>	0,11	0,20	0,17	0,08	0,18	0,33	0,28	0,13
<u>Οπλισμός</u>	4Ø18	8Ø18	8Ø18	4Ø18	4Ø18	12Ø18	12Ø18	4Ø18

3.7.2.Επταώροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές

Η άνιση κατανομή της έντασης έχει ως αποτέλεσμα την ιδιαίτερη επιβάρυνση του μεσαίου φαντώματος σε σχέση με τα ακραία. Στη στήλη «Ακραία» δίνεται ο οπλισμός που επαρκεί για την κάλυψη των ροπών των φαντωμάτων αυτών. Παρατηρείται πως είναι σημαντικός λιγότερος, ενώ συχνά κρίσιμα ήταν τα κατακόρυφα φορτία ή τα κανονιστικά ελάχιστα. Παρά τη διαφορά αυτή, η σχεδιαστική πρακτική που τηρήθηκε είναι η τοποθέτηση ενιαίου οπλισμού δοκού ανά όροφο, ίσως με το δυσμενέστερο.

<u>Δοκοί</u>		<u>Πλαίσιο P1</u>			<u>Πλαίσιο P2</u>		
<u>Όροφος</u>	<u>Διαστάσεις</u>	<u>M (kNm)</u>	<u>Οπλισμός</u>	<u>Ακραία</u>	<u>M (kNm)</u>	<u>Οπλισμός</u>	<u>Ακραία</u>
1	h=0.70m	368,32	5Ø18	3Ø18	451,61	6Ø18	3Ø18
2	b=0.30m	547,71	7Ø18	3Ø18	670,3	8Ø18	3Ø18
3	h=0.60m b=0.30m	408,14	6Ø18	3Ø18	484,12	7Ø18	3Ø18
4		351,07	5Ø18	3Ø18	399,31	6Ø18	3Ø18
5		272,28	4Ø18	3Ø18	324,65	5Ø18	3Ø18
6	h=0.50m	218,05	4Ø18	2Ø18	266,9	5Ø18	3Ø18
7	b=0.30m	95,257	2Ø18	2Ø18	113,8	2Ø18	3Ø18

<u>Βάσεις</u>	<u>Πλαίσιο P1</u>				<u>Πλαίσιο P2</u>			
<u>Υποστυλωμάτων</u>	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>
<u>Διάσταση (m)</u>	0,40	0,45	0,45	0,40	0,45	0,50	0,50	0,45
<u>Ροπή M - kNm</u>	190,26	380,53	380,53	190,26	254,92	509,84	509,84	254,92

Ανηγμένη ροπή μ	0,08	0,11	0,11	0,08	0,07	0,11	0,11	0,07
Αξονική N - kN	827,96	1555,5	1338,1	592,45	1413	2513,3	2187,3	1010,4
Ανηγμένη αξονική ν	0,14	0,20	0,17	0,10	0,18	0,26	0,23	0,13
Οπλισμός	4 \emptyset 18	8 \emptyset 18	8 \emptyset 18	4 \emptyset 18	4 \emptyset 18	8 \emptyset 18	8 \emptyset 18	4 \emptyset 18

3.7.3.Επτάώροφο κανονικό πλαίσιο

<u>Δοκοί</u>		<u>Πλαίσιο F1</u>		<u>Πλαίσιο F2</u>	
Όροφος	Διαστάσεις	M (kNm)	Οπλισμός	M (kNm)	Οπλισμός
1	h=0.60m b=0.30m	203,79	4 \emptyset 16	271,14	5 \emptyset 16
2		265,73	5 \emptyset 16	365,13	7 \emptyset 16
3		239,15	5 \emptyset 16	332,27	6 \emptyset 16
4		213,97	4 \emptyset 16	296,52	5 \emptyset 16
5		159,53	3 \emptyset 16	219,56	4 \emptyset 16
6		128,76	3 \emptyset 16	179,01	3 \emptyset 16
7		89,776	3 \emptyset 16	124,81	3 \emptyset 16

<u>Βάσεις</u> <u>Υποστυλωμάτων</u>	<u>Πλαίσιο P1</u>				<u>Πλαίσιο P2</u>			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Διάσταση (m)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Ροπή M - kNm	204,29	408,58	408,58	204,29	273,43	546,87	546,87	273,43
Ανηγμένη ροπή μ	0,06	0,12	0,12	0,06	0,08	0,16	0,16	0,08
Αξονική N - kN	837,19	1535,6	1536,2	837,01	1422,8	2489,8	2490,8	1422,5
Ανηγμένη αξονική ν	0,11	0,20	0,20	0,11	0,18	0,32	0,32	0,18
Οπλισμός	4 \emptyset 18	8 \emptyset 18	8 \emptyset 18	4 \emptyset 18	4 \emptyset 18	12 \emptyset 18	12 \emptyset 18	4 \emptyset 18

3.7.4.Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή

<u>Δοκοί</u>		<u>Πλαίσιο P1</u>		<u>Πλαίσιο P2</u>	
Όροφος	Διαστάσεις	M (kNm)	Οπλισμός	M (kNm)	Οπλισμός
1	h=0.60m b=0.30m	185,87	4 \emptyset 16	250,34	5 \emptyset 16
2		264,66	5 \emptyset 16	358,96	7 \emptyset 16
3		229,59	4 \emptyset 16	314,63	6 \emptyset 16
4		234,3	4 \emptyset 16	325,91	6 \emptyset 16
5		208,54	4 \emptyset 16	264,07	5 \emptyset 16
6		242,42	5 \emptyset 16	329,62	6 \emptyset 16
7		195,73	4 \emptyset 16	264,31	5 \emptyset 16
8		158,15	3 \emptyset 16	214,64	4 \emptyset 16
9		109,68	3 \emptyset 16	147,35	3 \emptyset 16
10		48,802	3 \emptyset 16	66,646	3 \emptyset 16

Βάσεις Υποστυλωμάτων	Πλαίσιο P1				Πλαίσιο P2			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Διάσταση (m)	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
Ροπή M - kNm	191,07	382,14	382,14	191,07	256,42	512,84	512,84	256,42
Ανηγμένη ροπή μ	0,03	0,06	0,06	0,03	0,04	0,08	0,08	0,04
Αξονική N - kN	1197,6	2209,9	1692,3	600,18	2041	3569	2794	1021,1
Ανηγμένη αξονική ν	0,10	0,19	0,15	0,05	0,18	0,31	0,24	0,09
Οπλισμός	4Ø6	4Ø8	4Ø10	4Ø10	4Ø8	4Ø10	4Ø12	4Ø10

Παρατηρείται πως ο απαιτούμενος οπλισμός είναι σημαντικά μικρότερος από τον ελάχιστο (1%) και δεν πρόκειται να τοποθετηθεί σε μια πραγματική κατασκευή.

3.7.5. Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο

Δοκοί		Πλαίσιο F1		Πλαίσιο F2	
Όροφος	Διαστάσεις	M (kNm)	Οπλισμός	M (kNm)	Οπλισμός
1	h=0.60m b=0.30m	217,52	4Ø16	291,25	5Ø16
2		301,42	6Ø16	401,72	7Ø16
3		282,93	5Ø16	378,31	7Ø16
4		263,9	5Ø16	361,1	7Ø16
5		244,92	4Ø16	339,74	6Ø16
6		213,56	4Ø16	293,26	5Ø16
7		181,96	3Ø16	252,78	5Ø16
8		142,97	3Ø16	187,43	4Ø16
9		103,25	3Ø16	143,71	3Ø16
10		73,684	3Ø16	101,84	3Ø16

Βάσεις Υποστυλωμάτων	Πλαίσιο P1				Πλαίσιο P2			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Διάσταση (m)	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
Ροπή M - kNm	226,38	452,76	452,76	226,38	303	606	606	303
Ανηγμένη ροπή μ	0,04	0,07	0,07	0,04	0,05	0,10	0,10	0,05
Αξονική N - kN	1198,7	2191,5	2190,9	1198,9	2041,5	3548,7	3548,1	2041,7
Ανηγμένη αξονική ν	0,10	0,19	0,19	0,10	0,18	0,31	0,31	0,18
Οπλισμός	4Ø8	4Ø12	4Ø12	4Ø8	4Ø10	4Ø14	4Ø14	4Ø10

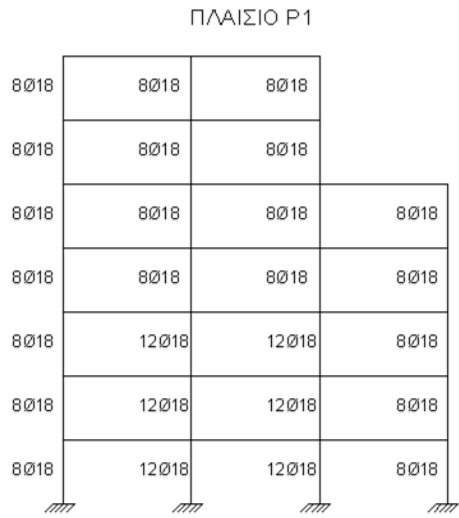
Παρατηρείται και εδώ πως ο απαιτούμενος οπλισμός είναι σημαντικά μικρότερος από τον ελάχιστο (1%) και δεν πρόκειται να τοποθετηθεί σε μια πραγματική κατασκευή.

3.8. Ικανοτικός Σχεδιασμός

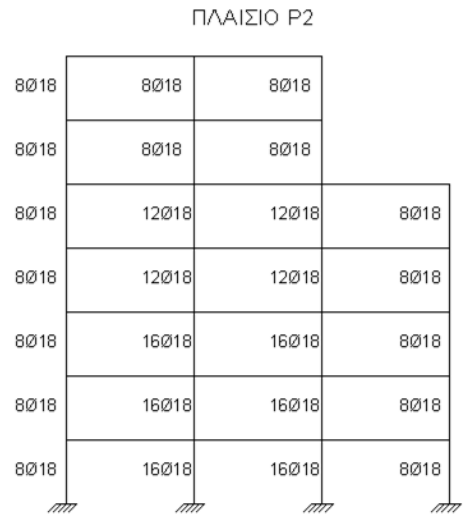
Επαναλαμβάνονται εδώ για λόγους πληρότητας, οι σχέσεις που υπολογίζουν τις ικανοτικές ροπές και τέμνουσες από την §2.11: $M_N = \varphi_o \cdot \omega_{f,c} \cdot M_E = 1,25 \cdot \left(1,15 + 0,13\left(\frac{\mu}{1,25} - 1\right)\right) \cdot M_E$ και $V_N \geq \varphi_o \cdot V_E + 0,1 \cdot \mu \cdot V_{E,base} \leq \frac{M_t^o + M_b^o}{H_{cl}}$. Παρατίθενται πίνακες με την ικανοτική ροπή και τη δυσμενέστερη αξονική και ενδεικτικά κάποια διαγράμματα αλληλεπίδρασης με τις εντατικές καταστάσεις που καλούνται να αναλάβουν. Ο αριθμός των σκελών των συνδετήρων καθορίστηκε ώστε να μην υπάρχουν άδετες διαμήκεις ράβδοι σε αποστάσεις μεγαλύτερες από τα όρια του Ευρωκώδικα 8. Προκύπτει ότι όλες οι διαμήκεις ράβδοι πρέπει να συγκρατούνται από εγκάρσιο σπλισμό. Για την απόσταση των συνδετήρων, κρίσιμη αποδεικνύεται η ρήτρα για την αποφυγή λυγισμού των εγκαρσίων ράβδων για υψηλή κλάση πλαστιμότητας: $6 \cdot \phi_L = 6 \cdot 18 = 108 \text{ mm}$. Αντίθετα, οι Priestley et al. προτείνουν μια εμπειρική σχέση που συνεκτιμά και την επίδραση της κράτυνσης και είναι δυσμενέστερη από την κανονιστική: $s_{max} = \left(3 + 6 \cdot \left(\frac{f_u}{f_y} - 1\right)\right) \cdot \phi_L = (3 + 6 \cdot (1,2 - 1)) \cdot 18 = 4,2 \cdot \phi_L$. Εν προκειμένω ακολουθήθηκαν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα, οπότε η αρχική εκτίμηση για τους συνδετήρες είναι $\phi 8/100$ και πυκνώθηκαν όπου απαιτήθηκε. Διατηρήθηκαν, επίσης, σταθεροί σε όλο το μήκος κάθε μέλους.

3.8.1.Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές

Πλαίσιο P1								
Όροφος	1		2		3		4	
	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)
1	78,10	-445,01	156,44	-1541,70	156,14	-1275,40	78,19	-262,74
2	172,81	-392,78	324,66	-1318,10	327,74	-1051,20	174,73	-211,07
3	137,17	-361,57	266,77	-1091,10	270,58	-821,83	142,20	-181,99
4	110,09	-313,29	234,72	-874,40	241,56	-601,36	115,14	-136,97
5	93,73	-251,94	159,64	-651,66	182,32	-370,53	118,58	-84,41
6	74,43	-180,84	188,05	-436,56	115,22	-166,76	-	-
7	57,01	-97,97	119,28	-227,11	62,11	-96,41	-	-
Πλαίσιο P2								
1	104,66	-920,05	209,56	-2446,00	209,26	-2068,50	104,73	-572,77
2	225,29	-805,65	439,44	-2088,60	445,15	-1709,70	229,82	-459,59
3	175,15	-716,42	361,47	-1733,90	371,64	-1349,70	186,55	-375,20
4	136,26	-602,78	311,26	-1393,70	335,16	-998,56	158,12	-271,75
5	126,51	-474,31	220,16	-1040,50	244,10	-632,09	153,33	-157,54
6	87,04	-332,44	252,80	-699,96	168,22	-303,87	-	-
7	74,81	-174,27	160,31	-366,02	85,29	-171,07	-	-



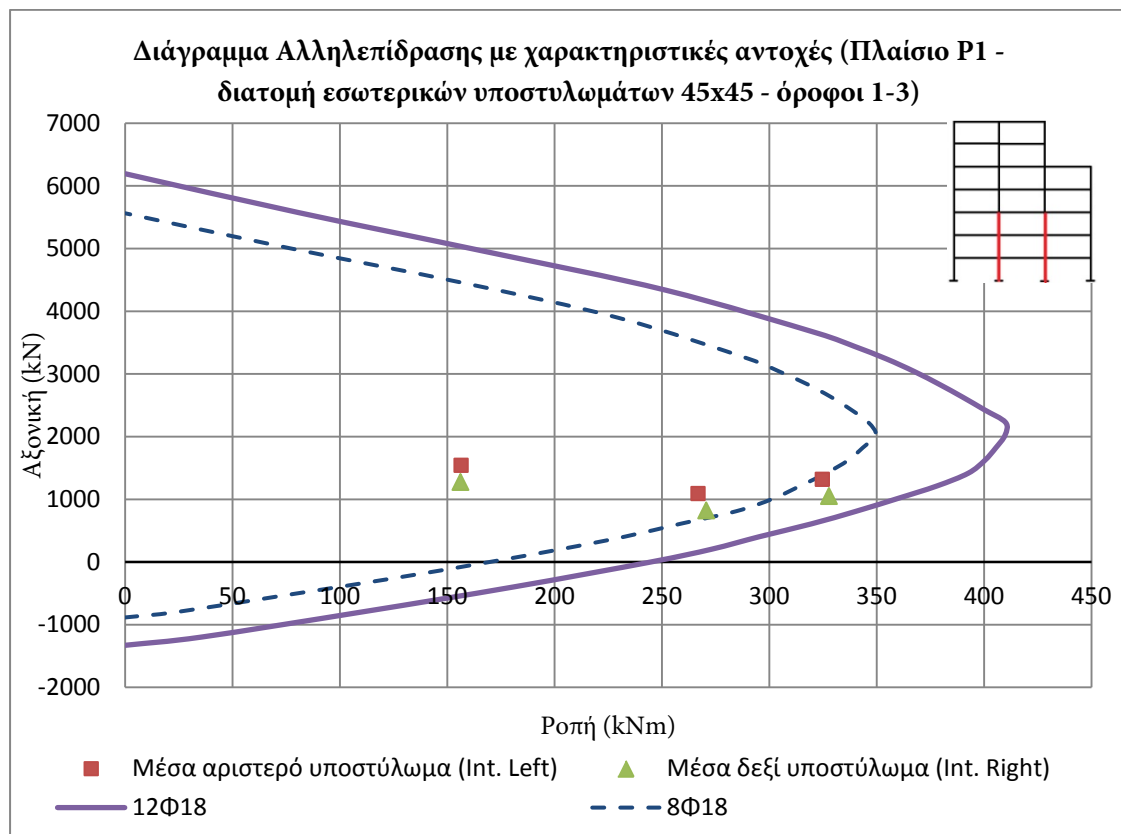
ΔΙΑΤΟΜΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ: 45X45
ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ: Ø8/100 ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ



ΔΙΑΤΟΜΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ: 45X45
ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ: Ø8/100 ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

23- Διατομές και οπλισμοί υποστυλωμάτων επταώροφου πλαισίου με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές

Ακολουθεί ενδεικτικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης, που δείχνει την κάλυψη των απαιτούμενων συνδυασμών ικανοτικής ροπής - δυσμενέστερης αξονικής για την επιλεγμένη ομάδα υποστυλωμάτων. Με διακεκομμένη γραμμή απεικονίζεται η αντοχή που παρέχει ο οπλισμός που απαιτούνταν στην πλαστική άρθρωση της βάσης.



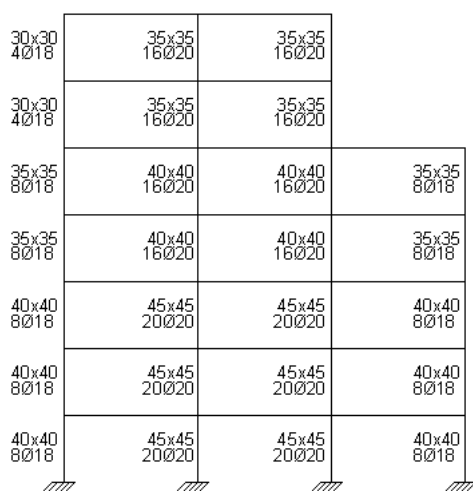
3.8.2.Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές

Εκ των υστέρων, οι μη γραμμικές αναλύσεις κατέδειξαν διατμητικές αστοχίες στα υποστυλώματα. Έτσι, έγινε πύκνωση των συνδετήρων σε σχέση με τους απαιτούμενους για να αποφευχθούν οι αστοχίες αυτές στη μη γραμμική στατική προσαυξητική ανάλυση και στη μέση τιμή των τεμνουσών των δυναμικών αναλύσεων

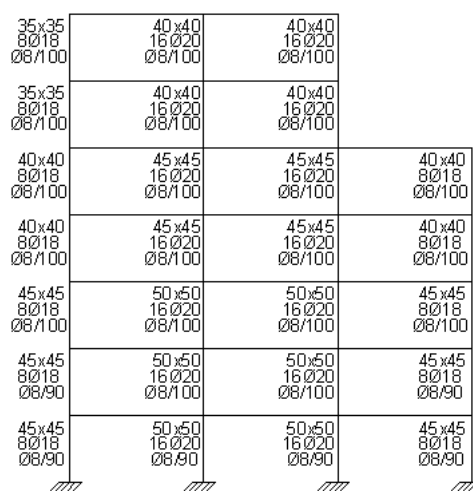
Πλαίσιο P1								
Όροφος	1		2		3		4	
	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)
1	76,47	-667,00	138,49	-905,79	138,49	-677,40	76,35	-442,51
2	22,56	-582,13	450,39	-784,40	450,00	-555,98	22,43	-357,62
3	86,95	-497,10	326,82	-728,00	326,94	-499,10	86,86	-272,67
4	29,98	-411,33	316,53	-621,90	321,14	-391,31	34,79	-188,45
5	63,13	-319,98	212,64	-499,33	214,29	-267,64	64,29	-98,79
6	9,67	-222,79	200,48	-355,33	190,02	-124,10	-	-
7	15,05	-111,16	122,97	-200,76	107,13	-82,67	-	-

Πλαίσιο P2								
Όροφος	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)
1	102,10	-1138,40	185,92	-1807,10	185,92	-1455,60	101,91	-761,36
2	55,51	-987,58	585,16	-1563,20	584,28	-1211,70	55,05	-610,41
3	129,77	-841,65	426,74	-1394,20	428,27	-1041,60	130,89	-464,94
4	61,23	-692,73	398,36	-1160,30	409,48	-803,40	72,69	-319,97
5	101,49	-537,68	265,26	-899,73	270,98	-539,08	106,45	-169,68
6	25,23	-372,47	271,95	-623,91	245,35	-265,74	-	-
7	36,92	-186,65	167,78	-340,70	129,41	-158,39	-	-

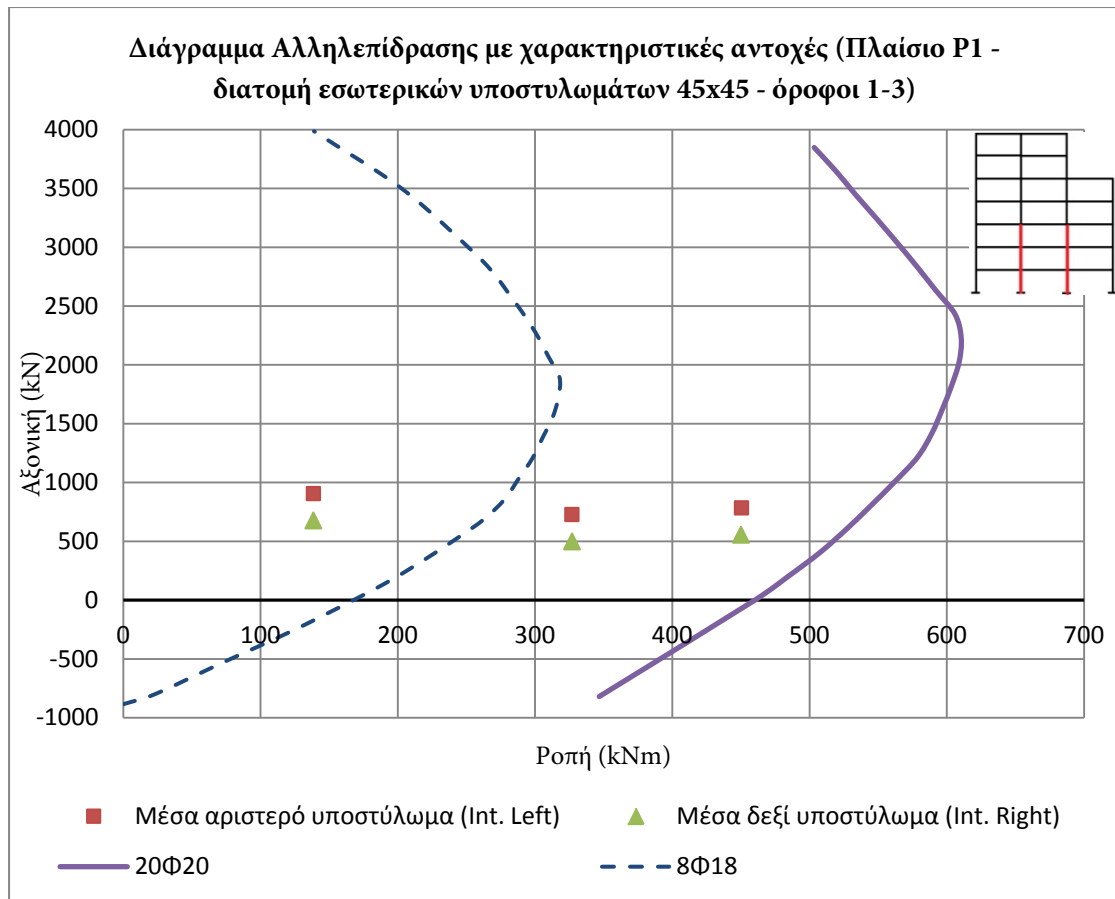
ΠΛΑΙΣΙΟ P1



ΠΛΑΙΣΙΟ P2

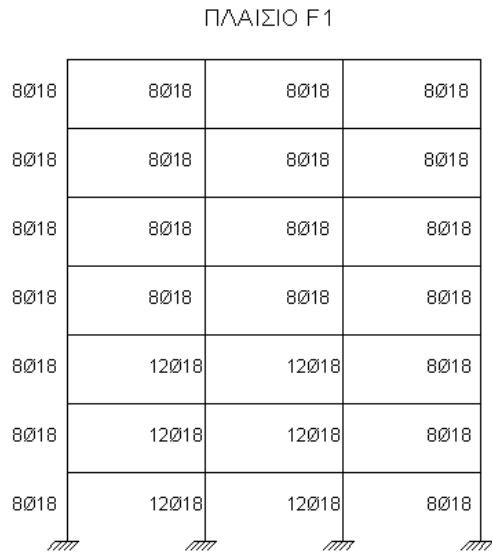


ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ: Ø8/100 ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

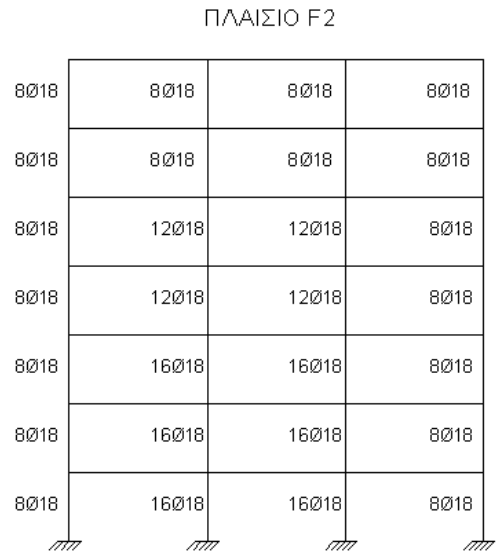


3.8.3.Επτάώροφο κανονικό πλαίσιο

Πλαίσιο F1								
Όροφος	1		2		3		4	
	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)
1	84,00	-434,03	167,87	-1474,40	167,67	-1483,30	83,89	-425,50
2	187,07	-387,37	358,74	-1251,80	352,89	-1262,20	180,90	-377,36
3	147,13	-363,25	307,33	-1032,10	300,75	-1046,10	140,89	-349,68
4	131,78	-324,18	268,88	-818,42	263,68	-835,71	126,06	-307,19
5	102,47	-272,22	231,44	-608,47	224,82	-629,20	96,52	-251,81
6	96,10	-209,79	165,00	-389,63	151,14	-415,84	81,32	-183,35
7	0,00	-117,51	99,25	-189,53	150,48	-206,10	51,56	-100,25
Πλαίσιο F2								
1	112,46	-889,19	224,74	-2381,60	224,37	-2385,30	112,25	-886,13
2	247,79	-783,04	485,50	-2024,00	474,86	-2030,40	236,59	-777,29
3	195,15	-706,23	416,09	-1673,40	404,36	-1686,10	183,97	-694,10
4	173,36	-609,18	365,55	-1331,20	356,09	-1350,00	163,02	-590,90
5	137,70	-495,57	314,36	-992,73	300,24	-1018,20	124,77	-470,51
6	124,93	-367,69	220,70	-641,14	206,24	-674,16	108,83	-334,25
7	0,00	-199,90	137,96	-314,71	201,30	-335,21	63,95	-178,42

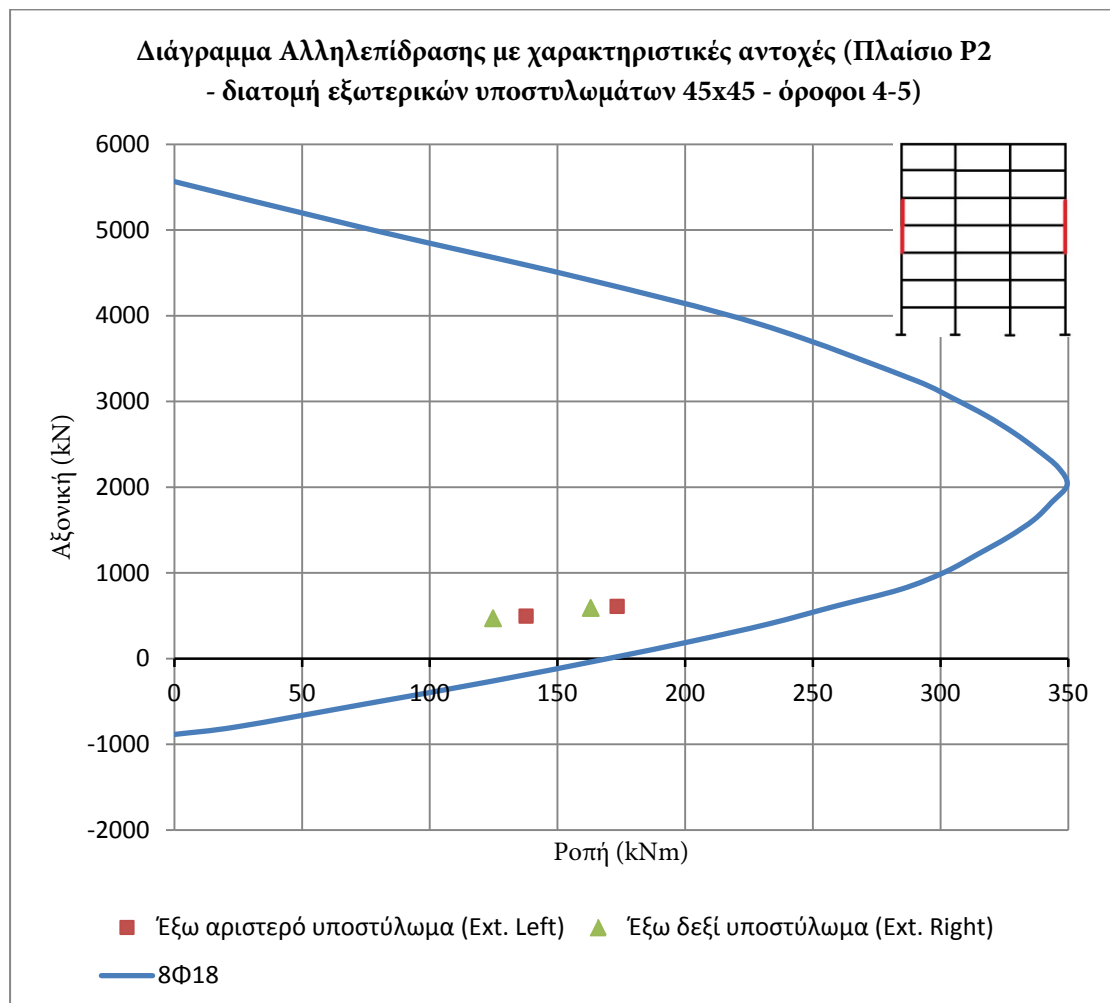


ΔΙΑΤΟΜΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ: 45X45
 ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ: Ø8/100 ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ



ΔΙΑΤΟΜΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ: 45X45
 ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ: Ø8/100 ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

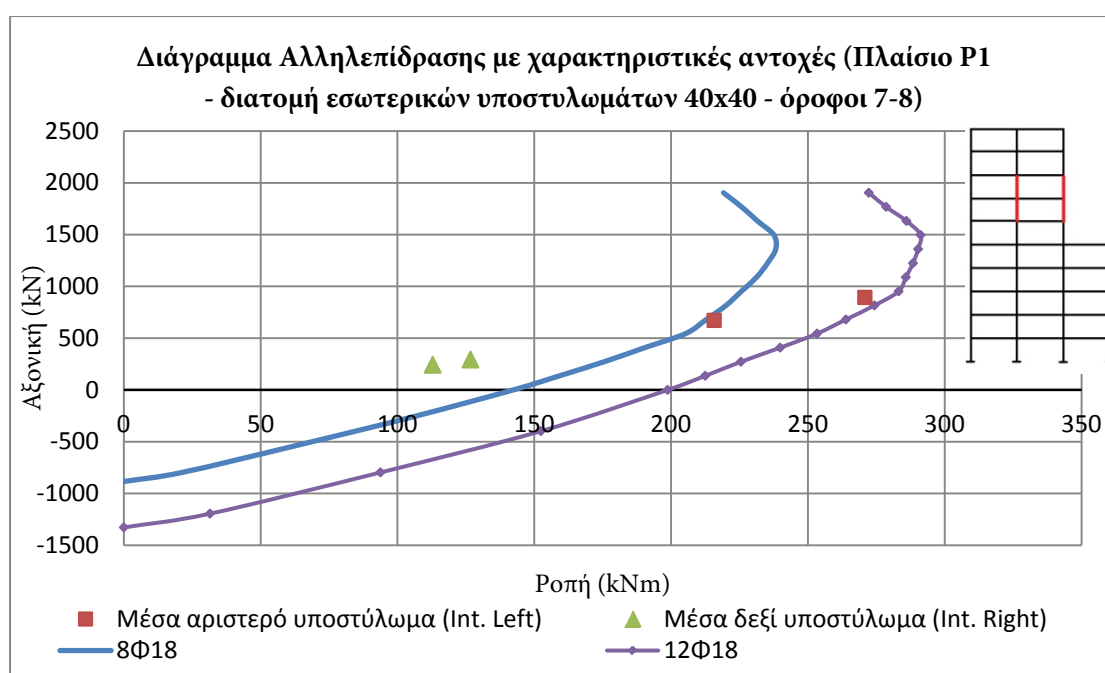
25 - Διατομές και οπλισμοί υποστυλωμάτων κανονικού επταώροφου πλαισίου



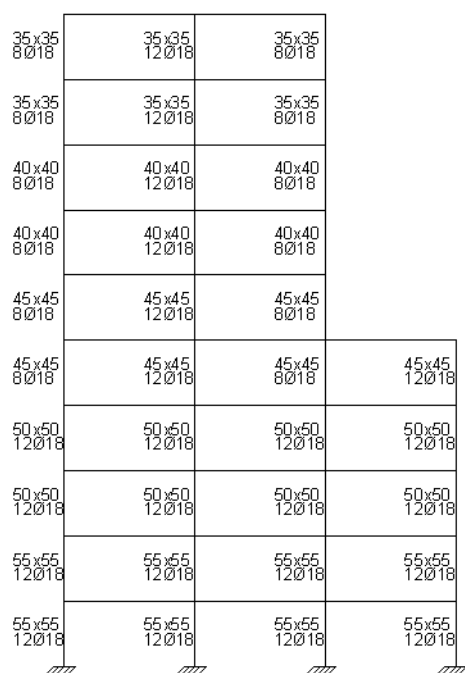
3.8.4. Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή

Πλαίσιο P1								
Όροφος	1		2		3		4	
	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)
1	78,26	-551,49	157,56	-2185,10	155,49	-1456,00	79,54	-215,17
2	178,87	-498,56	340,18	-1970,10	349,12	-1233,70	177,02	-162,78
3	150,12	-472,11	280,10	-1762,70	279,78	-1001,00	164,60	-139,42
4	134,54	-434,15	270,26	-1550,00	280,24	-775,32	122,05	-102,70
5	118,26	-385,87	195,99	-1332,20	227,44	-534,52	178,89	-67,13
6	139,70	-340,19	294,71	-1105,40	178,63	-326,37	-	-
7	132,34	-297,98	270,80	-892,81	126,69	-293,11	-	-
8	105,87	-247,20	215,73	-671,25	112,88	-242,66	-	-
9	81,32	-181,47	164,18	-450,96	83,43	-179,47	-	-
10	50,30	-99,42	103,13	-229,46	52,51	-98,67	-	-

Πλαίσιο P2									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	104,86	-1193,40	211,85	-3568,20	208,71	-2473,00	106,48	-495,21	
2	237,34	-1078,80	453,99	-3212,30	472,14	-2113,30	240,65	-382,51	
3	198,06	-998,55	374,64	-2845,90	379,35	-1738,80	220,73	-309,72	
4	173,50	-901,19	355,31	-2489,20	380,51	-1372,90	172,95	-219,93	
5	151,57	-789,24	257,93	-2125,60	315,34	-984,34	241,15	-133,13	
6	179,08	-679,55	396,18	-1770,70	247,04	-648,31	-	-	
7	174,81	-576,90	365,47	-1431,00	170,80	-562,75	-	-	
8	141,27	-463,93	286,69	-1076,80	156,37	-452,87	-	-	
9	106,59	-330,96	224,22	-724,04	112,77	-326,01	-	-	
10	67,62	-176,45	139,93	-368,31	72,84	-174,71	-	-	

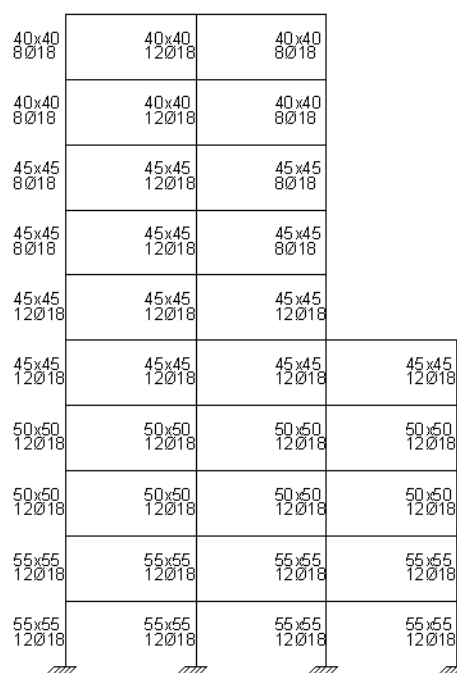


ΠΛΑΙΣΙΟ Ρ1



ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ: Ø8/100 ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

ΠΛΑΙΣΙΟ Ρ2



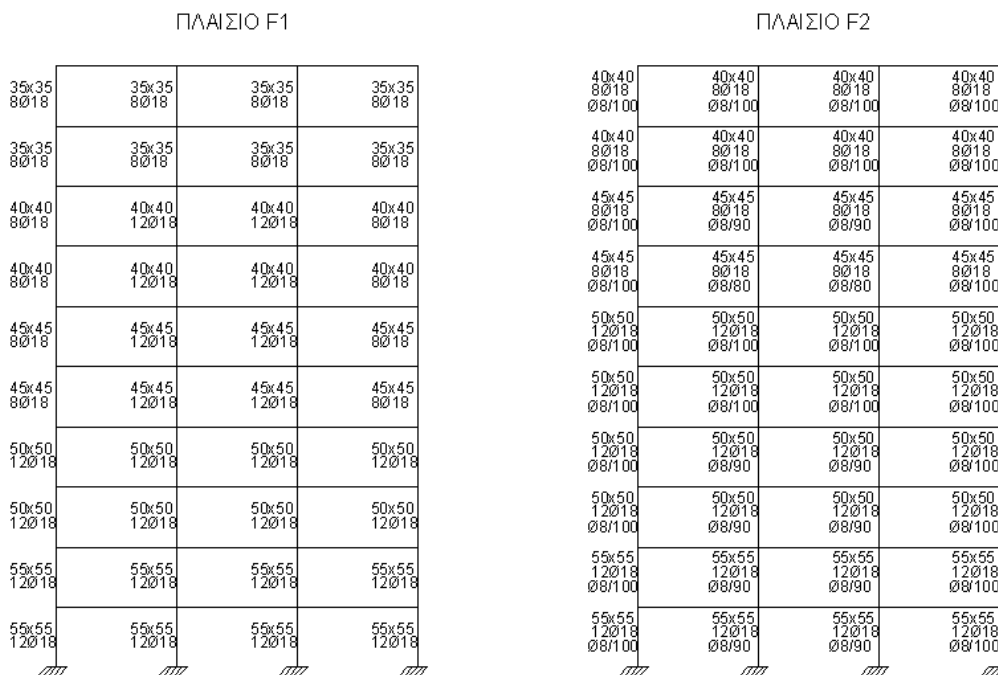
ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ: Ø8/100 ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

26 - Διατομές και οπλισμοί υποστυλωμάτων δεκαώροφου πλαισίου με εσοχή

3.8.5. Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο

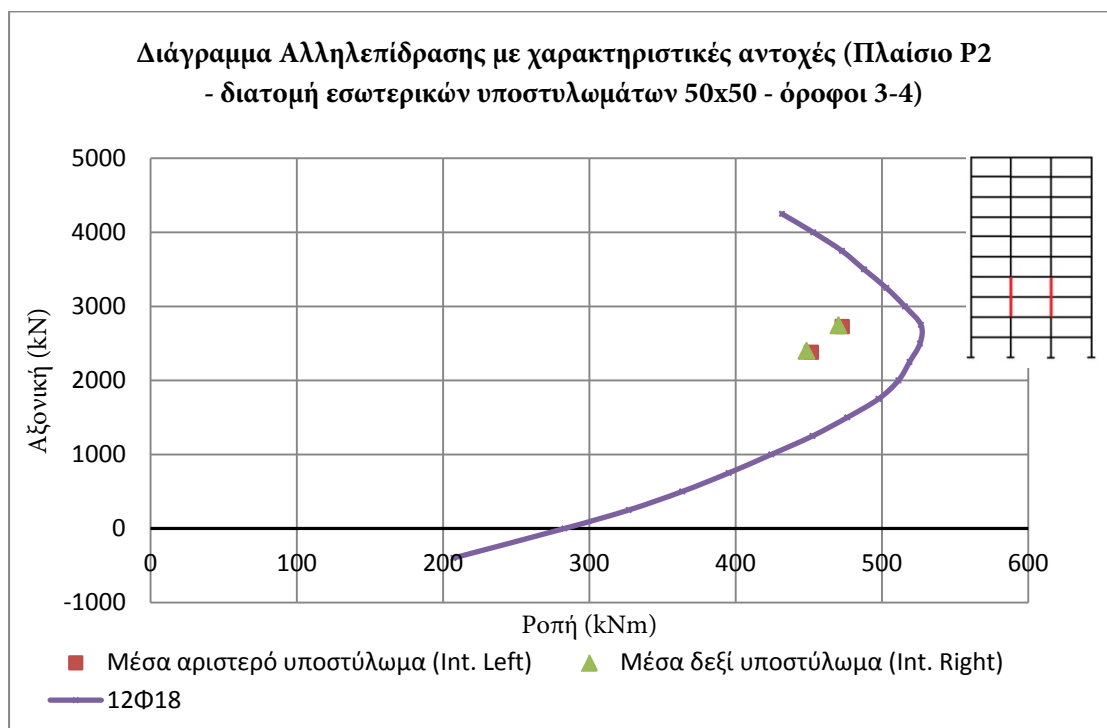
Πλαίσιο Ρ1								
Όροφος	1		2		3		4	
	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)
1	92,97	-528,41	186,03	-2135,00	186,00	-2148,60	92,87	-514,44
2	209,75	-487,65	414,98	-1915,50	413,05	-1929,60	208,01	-473,25
3	177,00	-477,88	351,17	-1694,90	349,61	-1709,90	175,19	-462,48
4	158,47	-454,65	339,21	-1482,00	337,03	-1498,10	156,67	-438,20
5	153,81	-424,58	303,94	-1269,00	302,27	-1286,20	151,52	-406,97
6	127,52	-385,63	281,95	-1057,20	279,32	-1075,60	125,77	-366,83
7	121,61	-337,35	231,98	-843,50	229,88	-863,24	118,25	-317,13
8	86,00	-277,52	200,25	-629,27	200,29	-649,70	87,51	-256,71
9	91,12	-208,74	140,66	-407,19	126,28	-431,32	74,71	-183,72
10	2,27	-116,14	81,41	-197,49	130,09	-212,49	51,32	-99,89
Πλαίσιο Ρ2								
1	124,48	-1155,10	249,00	-3437,50	248,90	-3452,60	124,31	-1139,60
2	280,67	-1057,40	555,72	-3081,80	552,74	-3097,60	277,88	-1041,20
3	234,79	-1000,30	472,79	-2726,80	470,22	-2744,10	231,95	-982,50
4	214,98	-925,81	451,70	-2379,80	448,39	-2398,80	212,09	-906,37
5	198,54	-840,33	414,65	-2037,60	411,91	-2058,40	195,06	-819,09

6	169,11	-741,51	379,38	-1701,00	375,51	-1723,50	166,34	-718,44
7	158,36	-631,06	315,13	-1359,10	312,14	-1383,60	153,68	-605,93
8	112,70	-505,04	270,96	-1017,20	270,46	-1042,70	114,34	-478,95
9	118,62	-367,33	191,22	-663,79	172,69	-694,16	96,96	-335,69
10	2,99	-198,65	113,63	-325,00	176,36	-344,23	66,31	-177,67



ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ: Ø8/100 ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

27 - Διατομές και οπλισμοί υποστυλωμάτων δεκαώροφου κανονικού πλαισίου,



3.9. Σύγκριση εναλλακτικών τρόπων στατικής επίλυσης

Για τη σύγκριση των εναλλακτικών τρόπων σχεδιασμού, όπως παρουσιάστηκαν στην ενότητα §2.9, χρησιμοποιούνται τα επτάωροφα πλαίσια. Απαιτείται η υιοθέτηση κατάλληλων τιμών της ρηγματωμένης δυσκαμψίας για τη μη επαναληπτική ανάλυση από τα διαγράμματα της §2.9.3.3. Τα υποστυλώματα αναμένεται να οπλιστούν με ποσοστό $\rho = 1\%$ έως 2% , επομένως υιοθετήθηκε δυσκαμψία $32\% \cdot E I_{gross}$. Αντίστοιχα, οι δοκοί αναμένεται να οπλιστούν με συμμετρική μονή στρώση ράβδων, οπότε υιοθετήθηκε δυσκαμψία $25\% \cdot E I_{gross}$ (μέση τιμή για $\rho=0,82\%$ και $\rho=1,54\%$ με $f_y=400\text{MPa}$).

3.9.1.Κανονικό πλαίσιο

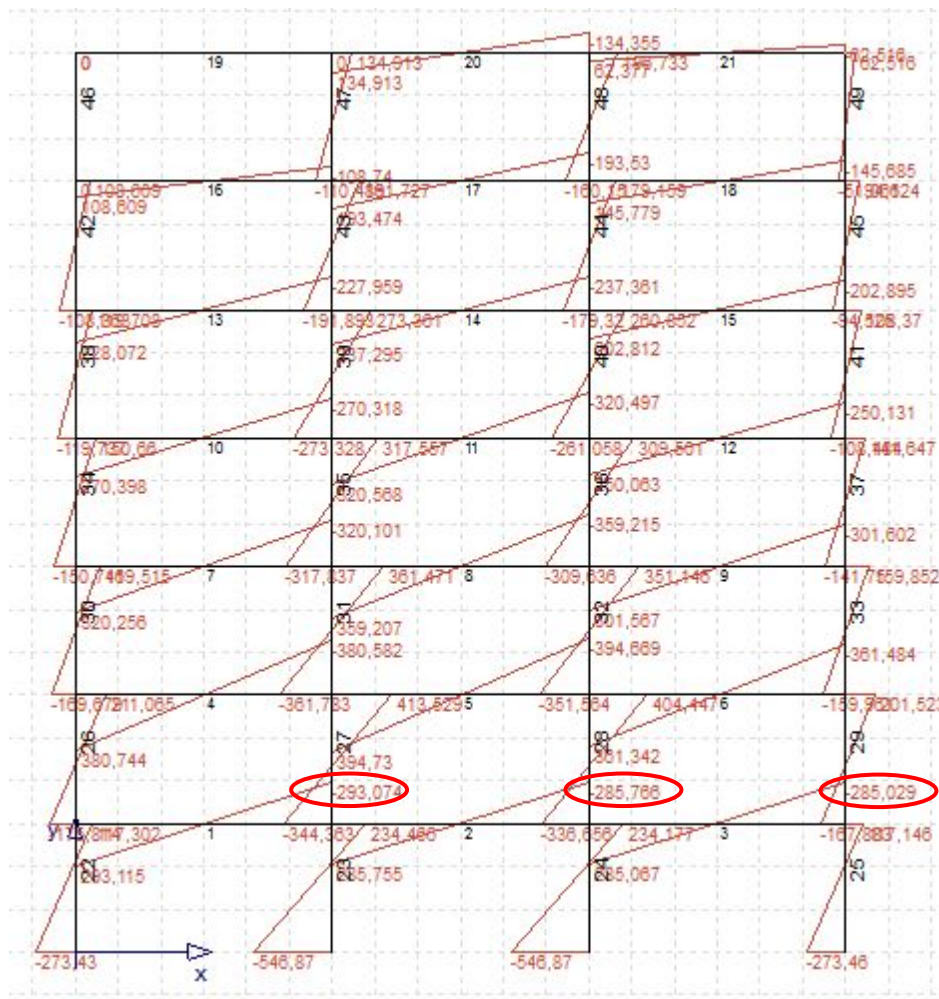
3.9.1.1. Δοκοί

Με βάση τη διαδικασία που περιγράφηκε στις §2.9.3.2, §2.9.3.3 και §2.9.4, υπολογίζονται οι ροπές παρειάς και οι απαιτούμενοι οπλισμοί για το κανονικό πλαίσιο:

	Όροφος:	1	2	3	4	5	6	7
Ροπές	<i>2ος τρόπος</i>	<u>311,56</u>	<u>299,80</u>	<u>277,16</u>	<u>244,51</u>	<u>202,71</u>	<u>152,64</u>	<u>95,16</u>
Ομοιόμορφες	<i>Iter</i>	271,14	365,13	332,27	296,52	219,56	179,01	124,81
Διατομές	<i>WeakConv 1%</i>	275,03	361,1	306,78	267,65	217,39	158,95	110,84
	<i>NoIter</i>	304,71	353,11	324,18	278,54	220,67	152,34	77,405
Κλιμακωμένες	<i>WeakConv 1%</i>	428,37	644,83	498,17	453,69	351,7	277,9	153,08
Διατομές	<i>NoIter</i>	296,67	356,79	290,6	266,69	221,76	136,76	68,631

Διαφορές	Όροφος	1	2	3	4	5	6	7
Ομοιόμορφες	<i>Iter</i>	-40,42	65,33	55,11	52,01	16,85	26,37	29,65
Διατομές	<i>WeakConv 1%</i>	-36,53	61,30	29,62	23,14	14,68	6,31	15,68
	<i>NoIter</i>	-6,85	53,31	47,02	34,03	17,96	-0,30	-17,76
Κλιμακωμένες	<i>WeakConv 1%</i>	116,81	345,03	221,01	209,18	148,99	125,26	57,92
Διατομές	<i>NoIter</i>	-14,89	56,99	13,44	22,18	19,05	-15,88	-26,53
Ποσοστά								
Ομοιόμορφες	<i>Iter</i>	-13,0%	21,8%	19,9%	21,3%	8,3%	17,3%	31,2%
Διατομές	<i>WeakConv 1%</i>	-11,7%	20,4%	10,7%	9,5%	7,2%	4,1%	16,5%
	<i>NoIter</i>	-2,2%	17,8%	17,0%	13,9%	8,9%	-0,2%	-18,7%
Κλιμακωμένες	<i>WeakConv 1%</i>	37,5%	115,1%	79,7%	85,6%	73,5%	82,1%	60,9%
Διατομές	<i>NoIter</i>	-4,8%	19,0%	4,8%	9,1%	9,4%	-10,4%	-27,9%

Για την πλήρως επαναληπτική ανάλυση (“Iter”) των ομοιόμορφων διατομών παρατίθεται το διάγραμμα ροπών:

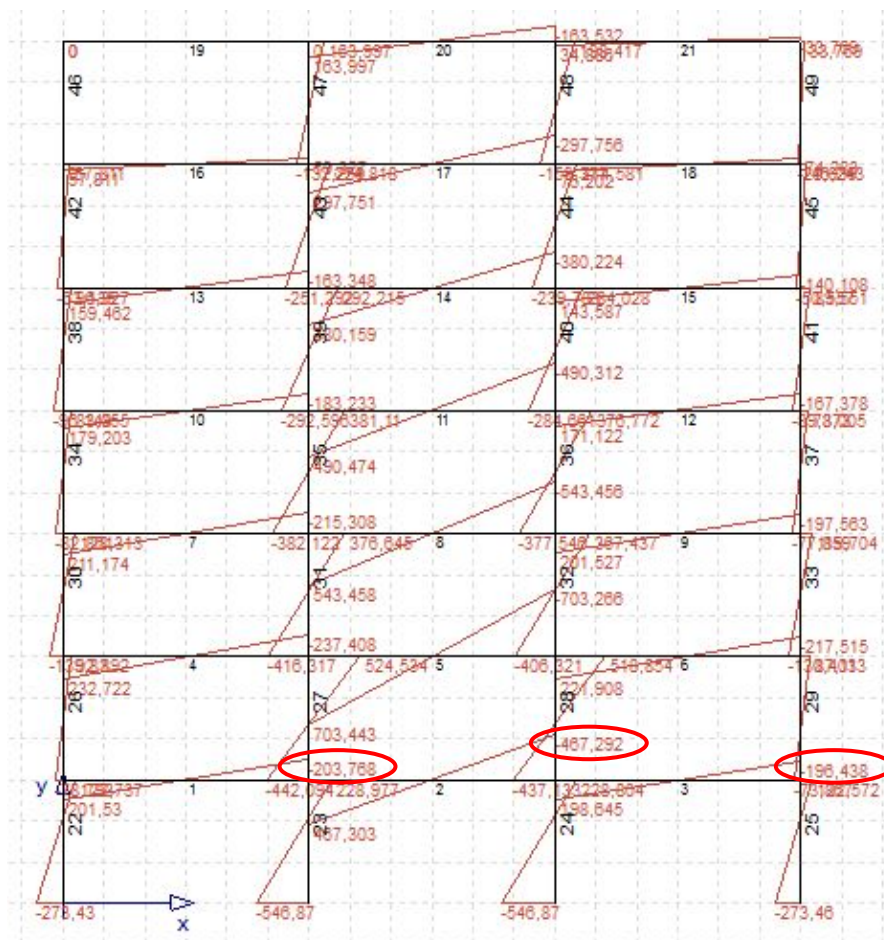


28 - Διάγραμμα ροπών [M] για το κανονικό πλαίσιο με ομοιόμορφες διατομές & επαναληπτική ανάλυση

Στις ομοιόμορφες διατομές τα αποτελέσματα των αναλύσεων τύπου “Iter” και “WeakConν” είναι πρακτικώς ταυτόσημα. Οι διαφορές σε απόλυτα και ποσοστιαία μεγέθη εμφανίζονται στους ανωτέρω πίνακες. Παρά τις διαφορές στις ροπές, οι διαφορές στον απαιτούμενο οπλισμό αμβλύνονται, καθώς σε λίγες περιπτώσεις εμφανίζεται διαφορά πάνω από δύο ράβδους. Η μη επαναληπτική ανάλυση δίνει αποτελέσματα ακόμα πιο κοντά στη χειροκίνητη επίλυση με ισορροπίες.

Σημαντικότερες διαφορές προκύπτουν στις κλιμακωμένες διατομές. Οι τελικές ροπές που πρέπει να αναληφθούν είναι σημαντικά μεγαλύτερες από τις υπόλοιπες επιλύσεις και χρησιμοποιούνται Φ18 αντί Φ16 στις, ήδη αυξημένης κρέμασης, δοκούς. Η φέρουσα συμπεριφορά στην οποία καθοδηγείται το πλαίσιο από τον επαναληπτικό αλγόριθμο είναι η ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων σχεδόν αποκλειστικά από το μεσαίο, πιο δύσκαμπτο, φάτνωμα, ακολουθώντας την εξής διαδικασία: $h_1 < h_2 \rightarrow \frac{1}{h_1} > \frac{1}{h_2} \rightarrow \varphi_{y,1} > \varphi_{y,2} \rightarrow \frac{1}{\varphi_{y,1}} < \frac{1}{\varphi_{y,2}} \rightarrow (EI_{cr})_1 < (EI_{cr})_2$. Έτσι, η ένταση ανισοκατανέμεται με κάθε επανάληψη και οι ροπές των δοκών των ακραίων φανωμάτων προκύπτουν μη κρίσιμες (επαρκής διαστασιολόγηση με βάση τα βαρυτικά φορτία και τα κανονιστικά ελάχιστα). Το διάγραμμα

ροπών για τις κλιμακωμένες διατομές με ανάλυση ασθενούς σύγκλισης (“Refined Sections – WeakConv 1%”) παρατίθεται ακολούθως:



29 - Διάγραμμα ροπών [M] για το κανονικό πλαίσιο με κλιμακωμένες διατομές & επαναληπτική ανάλυση

Όπως αναμενόταν, η μη επαναληπτική ανάλυση των κλιμακωμένων διατομών (“Refined Sections - NoIter”) δεν κατένειμε άνισα την ένταση και τα αποτελέσματα είναι παρόμοια με τις ομοιόμορφες διατομές. Οι απαιτούμενοι οπλισμοί συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα:

Οπλισμός Φ16	Όροφος	1	2	3	4	5	6	7
	2ος τρόπος		6	6	5	5	4	3
Ομοιόμορφες Διατομές	Iter	5	7	6	5	4	3	3
	WeakConv 1%	5	7	6	5	4	3	2
	NoIter	6	6	6	5	4	3	2
Κλιμακωμένες Διατομές	WeakConv 1%	5Φ18	8Φ18	7Φ18	7Φ18	6	6	4
	NoIter	5	5	5	5	4	3	2
	Υπενθύμιση:	70x30		60x30			50x30	
Διαφορές								
Ομοιόμορφες Διατομές	Iter	-1	1	1	0	0	0	1
	WeakConv 1%	-1	1	1	0	0	0	0
	NoIter	0	0	1	0	0	0	0

3.9.1.2. Υποστυλώματα

Ο ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων βασίζεται στην επαύξηση των εντατικών μεγεθών λόγω υπεραντοχών και ανώτερων ιδιομορφών (συντελεστές ϕ και ω), όπως διατυπώθηκαν στην §2.113.8. Οι ροπές των υποστυλωμάτων, για τη συνήθη περίπτωση χωρικών πλαισίων, καθορίζονται με βάση την εισαγόμενη από τις δοκούς ικανοτική ροπή. Έτσι, οι όποιες διαφοροποιήσεις προέκυψαν στην καμπτική ένταση των δοκών, θα μεταφερθούν και στην ένταση των υποστυλωμάτων. Για επίπεδα πλαίσια, μεγεθύνονται, οι καμπτικές ροπές από τη στατική ανάλυση. Στην παρούσα διερεύνηση, ο ικανοτικός σχεδιασμός υλοποιήθηκε με βάση τις οδηγίες για επίπεδα πλαίσια

Η εκτέλεση των υπολογισμών και η σύγκριση των αποτελεσμάτων κατέδειξε πως οι διαφορές είναι μικρές. Όλες οι επιλύσεις έδωσαν παρόμοιες οπλίσεις: δεν παρατηρείται διαφορά μεγαλύτερη από μια ράβδο ανά παρειά. Οι μικροδιαφορές παρατηρούνται στα σημεία σχεδιασμού που είναι κοντά στην καμπύλη αλληλεπίδρασης και η παραμικρή μεταβολή της έντασης καθιστά το σημείο ανασφαλές (π.χ. 20Φ18 και 16Φ18 στις βάσεις των εσωτερικών υποστυλωμάτων για τις ομοιόμορφες διατομές στις πλήρως επαναληπτικές αναλύσεις και στον χειροκίνητο τρόπο με ισορροπίες, αντίστοιχα).

Εξάιρεση αποτελεί η πλήρως επαναληπτική ανάλυση των κλιμακωμένων διατομών (“Refined Sections – Iter”), όπου η ανισοκατανομή που παρατηρήθηκε και στις δοκούς, επιβαρύνει σημαντικά τα εσωτερικά υποστυλώματα (αύξηση αριθμού ράβδων και διατομής αυτών). Απαιτείται επίσης, να διατηρηθεί αμείωτος ο οπλισμός, καθώς μειώνεται η διάσταση της διατομής.

3.9.2. Πλαίσιο με εσοχή

Για τα πλαίσια με εσοχή, υπάρχει σε πρόσφατη δημοσίευση (Nievas & Sullivan – Higher Mode Effects in the Direct Displacement-Based Design of Steel MRF with Setbacks – 2ECEES Istanbul) κατάλληλη τροποποίηση του 2^{ου} τρόπου επίλυσης με ισορροπίες: Η ροπή αντοχής της δοκού της εσοχής καθορίζεται με βάση τη ροπή αντοχής του συμβάλλοντος υποστυλώματος (κόμβος τύπου Γ), ενώ για τις υπόλοιπες δοκούς του ορόφου προκύπτει βάσει της ισορροπίας των κόμβων. Έτσι, η αντοχή της δοκού της εσοχής προκύπτει σημαντικά μειωμένη, ενώ επιβαρύνονται οι υπόλοιπες δοκοί του ορόφου. Η αυξημένη αυτή αντοχή προκύπτει, για το παρόν πλαίσιο, σχεδόν ίση με την αντοχή των δοκών υπολογιζόμενη με το συμβατικό τρόπο, που περιγράφηκε στην ενότητα §2.9.4. Επομένως, η αγνόηση της ιδιαιτερότητας της γεωμετρίας, δεν μεταβάλλει ουσιαδώς την απαιτούμενη καμπτική αντοχή. Υπενθυμίζεται πως, εφόσον τοποθετήθηκε ενιαία διατομή δοκού σε κάθε όροφο, η ανακούφιση της δοκού της εσοχής αγνοήθηκε.

3.9.2.1. Δοκοί

Όπως έγινε και με το κανονικό πλαίσιο, καταρτίζονται οι ακόλουθοι πίνακες (καμπτικές ροπές, απόλυτες και ποσοστιαίες διαφορές). Τα συμπεράσματα που εξαγονται είναι εν γένει ανάλογα με το κανονικό πλαίσιο:

Στις ομοιόμορφες διατομές τα αποτελέσματα των επαναληπτικών αναλύσεων είναι πρακτικά ταυτόσημα. Μεταξύ των διάφορων επιλύσεων, παρουσιάζονται διαφορές στις ροπές, αλλά η τελική διαφορά στους σπλισμούς σπάνια υπερβαίνει το 1 σίδηρο, πάντα προς την πλευρά της αύξησης της αντοχής.

Στις κλιμακωμένες διατομές (“Refined Sections”) παρατηρείται ξανά ανισοκατανομή της έντασης και το κριτήριο ασθενούς σύγκλισης (WeakConv) δίνει αρκετά διαφορετικά αποτελέσματα από τις πλήρεις επαναλήψεις (Iter). Οι απαιτούμενες ροπές αντοχής στο μεσαίο φάτνωμα είναι ξανά μεγάλες.

	Όροφος:	1	2	3	4	5	6	7
Ροπές	2ος τρόπος	<u>288,05</u>	<u>275,35</u>	<u>250,88</u>	<u>215,59</u>	<u>170,42</u>	<u>116,32</u>	<u>74,91</u>
Ομοιόμορφες Διατομές	Iter	251,55	331,07	290,91	250,04	207,91	197,37	77,319
	WeakConv	256,1	342,02	279,16	253,34	188,42	178,21	73,853
	NoIter	282,33	324,82	292,18	248,57	199,43	170,59	87,942
Κλιμακωμένες Διατομές	Iter	451,61	670,3	484,12	399,31	324,65	266,9	113,8
	WeakConv 1%	394,96	590,61	450,35	380,98	317,71	255,59	111,86
	WeakConv 5%	248,94	328,24	271,86	237,7	199,74	181,34	81,857
	NoIter	275	328,04	261,86	239,49	199,15	165,06	90,56

Διαφορές	Όροφος:	1	2	3	4	5	6	7
Ομοιόμορφες Διατομές	Iter	-36,50	55,72	40,03	34,45	37,49	81,05	2,41
	WeakConv	-31,95	66,67	28,28	37,75	18,00	61,89	-1,06
	NoIter	-5,72	49,47	41,30	32,98	29,01	54,27	13,03
Κλιμακωμένες Διατομές	Iter	163,56	394,95	233,24	183,72	154,23	150,58	38,89
	WeakConv 1%	106,91	315,26	199,47	165,39	147,29	139,27	36,95
	WeakConv 5%	-39,11	52,89	20,98	22,11	29,32	65,02	6,94
	NoIter	-13,05	52,69	10,98	23,90	28,73	48,74	15,65
Ποσοστά								
Ομοιόμορφες Διατομές	Iter	-12,67%	20,24%	15,96%	15,98%	22,00%	69,68%	3,21%
	WeakConv	-11,09%	24,21%	11,27%	17,51%	10,56%	53,21%	-1,42%
	NoIter	-1,99%	17,97%	16,46%	15,30%	17,02%	46,66%	17,39%
Κλιμακωμένες Διατομές	Iter	56,78%	143,44%	92,97%	85,22%	90,50%	129,46%	51,91%
	WeakConv 1%	37,12%	114,50%	79,51%	76,71%	86,42%	119,74%	49,32%
	WeakConv 5%	-13,58%	19,21%	8,36%	10,25%	17,20%	55,90%	9,27%
	NoIter	-4,53%	19,14%	4,38%	11,08%	16,86%	41,90%	20,89%

Το διάγραμμα ροπών για την πλήρως επαναληπτική ανάλυση των ομοιόμορφων διατομών (“Uniform Reduced Sections – Iter”), όπου παρατηρείται η ίση κατανομή της έντασης στα φαντώματα, είναι το ακόλουθο:



30 - Διάγραμμα ροπών [M] για το πλαίσιο με εσοχή, ομοιόμορφες διατομές & επαναληπτική ανάλυση

Το διάγραμμα ροπών για την ανάλυση πλήρως επαναληπτική ανάλυση των κλιμακωμένων διατομών (“Refined Sections - Iter”), όπου η ένταση αναλαμβάνεται από το δύσκαμπτο φάντωμα, παρατίθεται στη συνέχεια. Για την ανάλυση αυτή, οι οπλισμοί προκύπτουν ως εξής:

Οπλισμός Φ16	Όροφος:	1	2	3	4	5	6	7
	2ος τρόπος	5	5	5	4	3	2	2
Ομοιόμορφες Διατομές	Iter	5	6	5	5	4	4	2
	WeakConv	5	6	5	5	4	2	2
	NoIter	5	6	5	5	3	2	2
Κλιμακωμένες Διατομές	Iter	6 Φ18	8 Φ18	7 Φ18	6 Φ18	5 Φ18	5 Φ18	2 Φ18
	Υπενθύμιση:	70x30 cm		60x30 cm			50x30 cm	
Διαφορές								
Ομοιόμορφες Διατομές	Iter	0	1	0	1	1	2	0
	WeakConv	0	1	0	1	1	0	0
	NoIter	0	1	0	1	0	0	0



31 - Διάγραμμα ροπών [M] για το κανονικό πλαίσιο με κλιμακωμένες διατομές & επαναληπτική ανάλυση

3.9.2.2. Υποστυλώματα

Κατ' αναλογία με τις δοκούς, η συμπεριφορά είναι παρόμοια με το κανονικό πλαίσιο: Μικρές διαφορές στην ένταση και στον οπλισμό, ιδιαίτερα όπου τα σημεία σχεδιασμού είναι πολύ κοντά στην καμπύλη αλληλεπίδρασης, με εξαίρεση τις κλιμακωμένες διατομές ("Refined Sections - Iter"), όπου τα εσωτερικά υποστυλώματα είναι ιδιαίτερος επιβαρυνμένα.

3.9.3. Δυσκαμψίες

Στην παρούσα ενότητα συγκρίνονται οι ενεργές δυσκαμψίες που προέκυψαν από τις επαναληπτικές μεθόδους, σε σχέση με τις τιμές που δίνονται στη δημοσιευμένη βιβλιογραφία και στους ισχύοντες κανονισμούς. Χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα του κανονικού πλαισίου με τις ομοιόμορφες διατομές.

Επισημαίνεται ότι, οι δυσκαμψίες που υιοθετήθηκαν στη μη επαναληπτική διαδικασία ("NoIter") είναι σημαντικά μειωμένες, ιδιαίτερα για τα υποστυλώματα, σε σχέση με τις εκτιμήσεις της ρηγματωμένης δυσκαμψίας που επιβάλλουν οι ισχύοντες κανονισμοί.

Συγκεκριμένα, ο EN1998-1 προτείνει απομείωση της αρηγμάτωσης δυσκαμψίας κατά 50% αδιακρίτως για όλα τα μέλη, ενώ στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ο λόγος της ρηγματωμένης προς την αρηγμάτωση δυσκαμψία είναι 40% για δοκούς, 60% για περιμετρικά υποστλώματα και 80% για εσωτερικά (απλοποιητικές σχέσεις κεφαλαίου 4 – ίδιες με Paulay & Priestley). Εκ των υστέρων έλεγχος με τις εξισώσεις του κεφαλαίου 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7,1,2,2-Σχόλια) δείχνει πολύ καλύτερη ταύτιση. Οι εξισώσεις αυτές, όμως, απαιτούν επαναληπτική διαδικασία, καθώς συνεκτιμούν το λόγο διατμήσεως a_s και την αξονική δύναμη του μέλους, και δυσχεραίνουν τον απ' ευθείας σχεδιασμό. Η προσεγγιστική τιμή που δίνεται για τις δοκούς ουσιαστικά ταυτίζεται με την υιοθετηθείσα από τους πίνακες του Priestley (2003). Υπενθυμίζονται οι εξισώσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7,1,2,2 για τη δυσκαμψία δοκών και υποστλωμάτων:

$$\frac{I_{beam}}{I_{gross}} = 0.1 * (0.8 + \ln[\max(0.6; a_s)])$$

$$\frac{I_{column}}{I_{gross}} = 0.08 * (0.8 + \ln[\max(0.6; a_s)]) * \left(1 + 0.048 \frac{N (MPa)}{A}\right)$$

Όροφος	1			2			3		
I_Iter/Igross	12,9%	12,6%	12,6%	21,8%	22,6%	20,7%	18,4%	20,6%	17,3%
I_WeakConv/Igross	13,1%	12,0%	13,0%	22,4%	20,7%	22,0%	19,0%	18,6%	18,6%
I_NoIter/Igross	25%								
ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%
ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7,1,2,2	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%
EC8-1	50%								

4			5			6			7		
15,5%	18,3%	14,4%	13,1%	13,6%	11,6%	6,2%	11,1%	8,4%	0,0%	11,5%	5,4%
15,9%	16,5%	15,8%	13,5%	12,5%	12,3%	6,9%	9,8%	9,0%	0,2%	10,1%	6,5%
25%											
40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%	40,0%
24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%	24,1%
50%											

Όροφος	1				2				3			
I_Iter/Igr	16%	33%	33%	16%	16%	32%	31%	15%	14%	30%	29%	13%
I_WeakConv/Igr	16%	33%	33%	16%	17%	31%	30%	16%	14%	29%	29%	14%
I_NoIter/Igr	32%											
ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4	60%	80%	80%	60%	60%	80%	80%	60%	60%	80%	80%	60%
§7,1,2,2 – Ngrav	17%	17%	17%	17%	16%	17%	17%	16%	16%	17%	17%	16%
§7,1,2,2 – Ngr+e	16%	17%	17%	16%	16%	17%	17%	16%	16%	17%	17%	16%
EC8-1	50%											

4				5				6				7			
13%	26%	26%	12%	10%	23%	22%	9%	9%	16%	15%	8%	0%	10%	15%	5%
13%	25%	25%	13%	10%	22%	22%	10%	10%	16%	14%	8%	0%	9%	15%	6%
32%															
60%	80%	80%	60%	60%	80%	80%	60%	60%	80%	80%	60%	60%	80%	80%	60%
16%	17%	17%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%
16%	17%	17%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%
50%															

Παρατηρούμε πως τα πινακοποιημένα ποσοστά των κανονισμών (KAN.ΕΠΕ. §4 και EC8-1) αντιστοιχούν σε διατομές πολύ λιγότερο ρηγματωμένες από τις πραγματικές. Όπως ήταν αναμενόμενο από τις προκύπτουσες εντάσεις, οι δυσκαμψίες από την πλήρη επαναληπτική Iter και την ασθενή σύγκλιση WeakConν είναι πρακτικά ίδιες. Ακόμα, οι επαναληπτικές αναλύσεις μαλακώνουν σημαντικά τις διατομές στους ανώτερους ορόφους. Καθώς όμως για την κατανομή της έντασης σημασία έχει η αναλογία των δυσκαμψιών, οι τελικές τιμές της έντασης δεν επηρεάζονται ιδιαίτερα, όπως αποδείχθηκε νωρίτερα από τις συγκρίσεις εντατικών μεγεθών και οπλισμού. Επιπλέον, οι δυσκαμψίες των επαναληπτικών αναλύσεων, τόσο για δοκούς όσο και για υποστυλώματα, είναι συστηματικά μικρότερες από τις υπόλοιπες.

Αναφορικά με τις δοκούς, η βιβλιογραφική εκτίμηση που υιοθετήθηκε για τη μη επαναληπτική ανάλυση πρακτικά ταυτίζεται με την εφαρμογή των εξισώσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7,1,2,2 και είναι πολύ κοντά στα αποτελέσματα των επαναληπτικών αναλύσεων για τους πρώτους ορόφους.

Στα υποστυλώματα, οι εξισώσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. μπορούν εφαρμοστούν για τη θλίψη μόνο από τα βαρυντικά φορτία, χωρίς τη μεταβολή της αξονικής υπό σεισμό. Οι δυο αυτές προσεγγίσεις δεν δίνουν ουσιώδη διαφοροποίηση στις υπολογιζόμενες δυσκαμψίες. Εδώ παρατηρείται μια ιδιαιτερότητα, καθώς οι τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προσεγγίζουν καλύτερα τη δυσκαμψία των εξωτερικών υποστυλωμάτων, ενώ τα εσωτερικά υποστυλώματα έχουν καλύτερη ταύτιση με τη βιβλιογραφική τιμή του Priestley που χρησιμοποιήθηκε στη μη επαναληπτική ανάλυση.

3.9.4. Συμπεράσματα σύγκρισης

Γενικά για τις εντάσεις των δοκών, παρατηρείται ότι, στο χειροκίνητο υπολογισμό με ισορροπίες, η απαιτούμενη καμπτική αντοχή μειώνεται καθ' ύψος. Αντίθετα, στις συμβατικές στατικές αναλύσεις προκύπτει μικρότερη ροπή στις δοκούς του ισογείου και επιβαρύνονται περισσότερο οι δοκοί των υπερκείμενων ορόφων. Το φαινόμενο αυτό είναι λιγότερο έντονο στις μη επαναληπτικές αναλύσεις.

Για εφαρμογή σε συμβατικά λογισμικά στατικής ανάλυσης οι διαφορές μεταξύ επαναληπτικών και μη επαναληπτικών μεθόδων είναι επουσιώδεις. Όμως, προβληματική αποδεικνύεται η εφαρμογή επαναληπτικών μεθόδων σε περιπτώσεις με διαφορετική διάσταση υποστυλωμάτων στον ίδιο όροφο, ανεξαρτήτως της υπόλοιπης γεωμετρίας του πλαισίου. Τέτοια διαμόρφωση είναι συνηθισμένη σε πραγματικά κτήρια και υπαγορεύεται από τη μειωμένη ένταση που αναλαμβάνουν τα εξωτερικά σε σχέση με τα εσωτερικά υποστυλώματα. Στις περιπτώσεις αυτές, η μη επαναληπτική διαδικασία με κατάλληλες τιμές δυσκαμψίας είναι μονόδρομος.

4. Ανελαστικά Προσομοιώματα Φορέων

4.1. Εισαγωγή στο λογισμικό αναλύσεων OpenSees

Για την εκτέλεση των μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), που αναπτύσσεται και διανέμεται ελεύθερα από το Πανεπιστήμιο της Καλιφόρνια στο Berkeley με την υποστήριξη του PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). Το λογισμικό είναι γραμμένο σε γλώσσα προγραμματισμού C++ και Fortran, αλλά η επικοινωνία με το χρήστη γίνεται μέσω εντολών σε γλώσσα Tcl από γραμμή εντολών. Παρέχει ένα μεγάλο εύρος επιλογών για όλα τα στάδια της προσομοίωσης (ελαστικά στοιχεία, ανελαστικά στοιχεία συγκεντρωμένης και κατανεμημένης πλαστικότητας, εξειδικευμένα στοιχεία για κόμβους, πλήθος υλικών που μπορούν να ανατεθούν στα στοιχεία αυτά, εναλλακτικούς αλγορίθμους επίλυσης κλπ). Μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για γεωτεχνικές αναλύσεις και αναλύσεις ευαισθησίας, ενώ είναι εύκολο για τον προχωρημένο χρήστη, ο προγραμματισμός και η προσθήκη δικών του λειτουργιών στο ίδιο το πρόγραμμα. Υπάρχει επίσης μια διαδικτυακή πλατφόρμα επικοινωνίας μεταξύ των χρηστών και των δημιουργών, που προσφέρει το πλεονέκτημα της άμεσης επικοινωνίας. Διατηρείται, επίσης, καταγεγραμμένη η εμπειρία των χρηστών από το πρόγραμμα, επιλύονται απορίες, παρατηρούνται και καταγράφονται σφάλματα του προγράμματος και διορθώσεις. Η απουσία, όμως, γραφικού περιβάλλοντός το καθιστά δύσχρηστο, τόσο για τον έλεγχο ορθότητας του προσομοιώματος, όσο και για την επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

4.2. Εισαγωγή Κόμβων, Στοιχείων & Προσομοίωση Διαφραγματικής Λειτουργίας

Εφόσον δεν αναμένεται στρεπτική απόκριση στους φορείς που μελετούνται, προσομοιώθηκαν τα δυο διαφορετικά πλαίσια που το απαρτίζουν (εξωτερικό και εσωτερικό) στο επίπεδο και ενώθηκαν εν σειρά. Δημιουργήθηκε ρουτίνα που δημιουργεί αυτόματα τα χαρακτηριστικά σημεία (κόμβους - nodes) της γεωμετρίας του κάθε πλαισίου και πακτώνει τους κόμβους στη στάθμη 0 (θεωρείται σκληρό έδαφος και αγνοείται η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής). Εκτός από τους κόμβους στα σημεία τομής των κεντροβαρικών αξόνων, δημιουργήθηκαν και κόμβοι στις παρειές των δοκών και των υποστυλωμάτων.

Για την προσομοίωση των κόμβων της κατασκευής, ενώθηκαν τα σημεία τομής των κεντροβαρικών αξόνων με τα σημεία στις παρειές, χρησιμοποιώντας ελαστικά στοιχεία δοκού (elastic Beam-Column elements), στα οποία ορίστηκε αυξημένη δυσκαμψία ($E = 1000 \cdot E_c$). Για τις δοκούς και τα υποστυλώματα της κατασκευής, επελέγη η προσομοίωση με στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας. Στα στοιχεία αυτά ανατίθεται μία ή περισσότερες κατά μήκος διατομές που είναι διακριτοποιημένες σε ίνες. Η κάθε ομάδα ινών υπακούει σε ένα συγκεκριμένο, ήδη ορισθέντα, νόμο τάσεων-τροπών και αντιστοιχεί στα διάφορα μέρη της

διατομής: ράβδοι οπλισμού, περισφιγμένο και απερίσφιγτο σκυρόδεμα. Τα στοιχεία αυτά ορίζονται γεωμετρικά από τα άκρα τους, ενώ καθορίζεται και ένας αριθμός σημείων ολοκλήρωσης εντός των στοιχείων. Στα σημεία αυτά θεωρείται ότι έχει ανατεθεί η διατομή και γίνεται ο υπολογισμός, ενώ τα μεγέθη του στοιχείου υπολογίζονται με παρεμβολή. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν μη γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία τύπου δοκού-στύλου με βάση τις δυνάμεις (Flexibility/Force-Based Beam-Column Elements), που βασίζονται στην τήρηση της απόλυτης ισορροπίας μεταξύ των επιβαλλόμενων δράσεων και των εσωτερικών εντατικών μεγεθών. Ο καθορισμός των δυνάμεων του στοιχείου, γίνεται παρεμβολή από τις δυνάμεις των διατομών. Αντίθετα από τα κλασσικά πεπερασμένα στοιχεία που βασίζονται στις μετακινήσεις (Displacement-Based Beam-Column Elements), δηλαδή από ένα πεδίο μετακινήσεων εκτιμώνται μέσω των συναρτήσεων σχήματος οι παραμορφώσεις των διατομών, τα πεπερασμένα στοιχεία δυνάμεων παρουσιάζουν ταχύτερη σύγκλιση, με αυξανόμενο αριθμό σημείων ολοκλήρωσης. Επίσης, καθώς η ισορροπία δυνάμεων ικανοποιείται εκ προοιμίου, απαιτείται μικρότερος αριθμός στοιχείων για να προσομοιαστεί ικανοποιητικά κάποιο μέλος. Χρησιμοποιήθηκε ένα στοιχείο ενδοσιμότητας με 5 σημεία ολοκλήρωσης για κάθε δομικό μέλος και κανόνα ολοκλήρωσης Gauss-Lobatto, ώστε να υπάρχει σημείο ολοκλήρωσης και στα άκρα του στοιχείου.

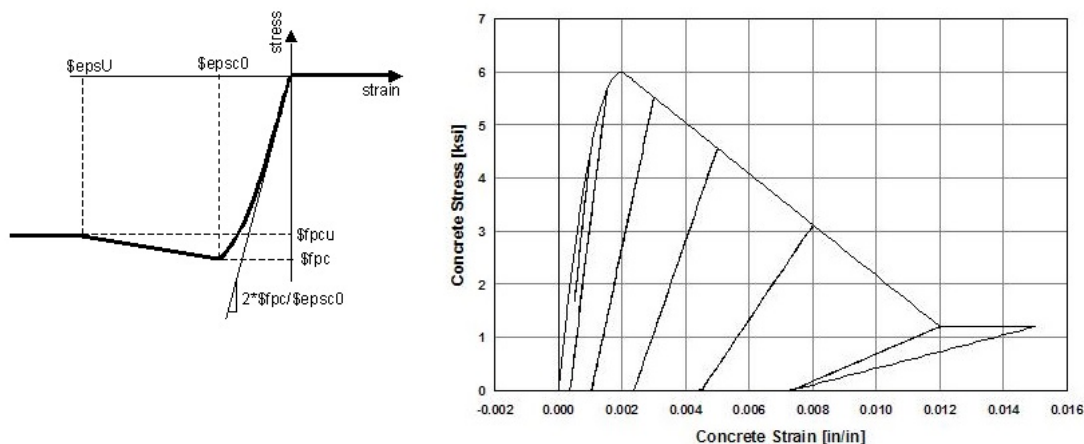
Για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας του κτηρίου, απαιτείται η σύνδεση των κόμβων κάθε στάθμης μεταξύ τους, ώστε να εξασφαλιστεί κοινή οριζόντια μετακίνηση. Για το σκοπό αυτό, το λογισμικό περιέχει εντολές που εφαρμόζουν κινηματικούς περιορισμούς μεταξύ των κόμβων (equalDOF, που εξισώνει τη μετακίνηση ενός κόμβου (slave) με τη μετακίνηση ενός αρχικού κόμβου (master), κατά τον καθορισμένο βαθμό ελευθερίας και rigidLink, που εξισώνει τους μεταφορικούς ή και στροφικούς βαθμούς ελευθερίας των κόμβων που συνδέει). Αντί για την εφαρμογή κινηματικών περιορισμών στους κόμβους, προτιμήθηκε η σύνδεσή τους με ελαστικά στοιχεία δικτύωματος, μεγάλου μέτρου ελαστικότητας $E = 1000 \cdot E_c$. Οι κόμβοι και των δύο πλαισίων ενώθηκαν σειριακά μεταξύ τους.

Έχει διαπιστωθεί και στο παρελθόν [Zeris, Vamvatsikos], πως η συγκεκριμένη προσομοίωση, εμφανίζει προβλήματα, καθώς υποχρεώνει τις δοκούς να αναπτύξουν παρασιτικό αξονικό φορτίο. Το φορτίο αυτό, υπερβαίνει την τιμή $\nu = 0,1$, που ορίζεται κατά τον Ευρωκώδικα 8 ως το μέγιστο ανηγμένο αξονικό φορτίο για να θεωρηθεί ένα μέλος δοκός. Οι παρασιτικές αυτές αξονικές, οφείλονται στον τρόπο που συμπεριφέρεται το πεπερασμένο στοιχείο κατανεμημένης πλαστικότητας και στον τρόπο υπολογισμού της αξονικής δύναμης από το λογισμικό. Το OpenSees, υπολογίζει σε μια διατομή το αξονικό φορτίο με βάση τη μεταβολή της αξονικής τροπής στο κέντρο βάρους της διατομής. Μετά τη ρηγμάτωση, η καμπυλωμένη διατομή θα έχει ουδέτερο άξονα που δεν θα διέρχεται από το κέντρο βάρους της διατομής. Έτσι, το λογισμικό αντιλαμβάνεται αξονική παραμόρφωση. Όμως, τα άκρα της δοκού είναι δεσμευμένα σε παράλληλη μετακίνηση, οπότε συνολικά στο μέλος δεν πρέπει να εμφανιστεί αξονική παραμόρφωση. Για το μηδενισμό της αξονικής παραμορφώσεως που

προκύπτει στις διατομές, το λογισμικό υπολογίζει αξονική δύναμη, η τιμή της οποίας μπορεί να είναι σημαντική. Για να αποφευχθεί η παρουσία αυτών των δυνάμεων, που αυξάνουν πλασματικά την αντοχή των δοκών, υιοθετήθηκε η εξής προσέγγιση: Στο αριστερό άκρο των δοκών δημιουργήθηκε διπλός κόμβος. Ο αρχικός κόμβος ενώθηκε με το αντίγραφο του μέσω στοιχείου μηδενικού μήκους (zero-length element). Στο στοιχείο αυτό, ορίστηκε άπειρη δυσκαμψία (μέσω ελαστικού υλικού με $E = 1000 \cdot E_c$) στους βαθμούς ελευθερίας 2 και 6, που μεταφέρουν την τέμνουσα και τη ροπή αντίστοιχα. Οι δοκοί ορίστηκαν στα αριστερά μέσω του αντιγράφου του αρχικού κόμβου. Έτσι, απομονώθηκαν αξονικά από τον υπόλοιπο φορέα και δε μεταβιβάζονται οι πλασματικές δυνάμεις.

4.3. Καταστατικοί Νόμοι των Υλικών

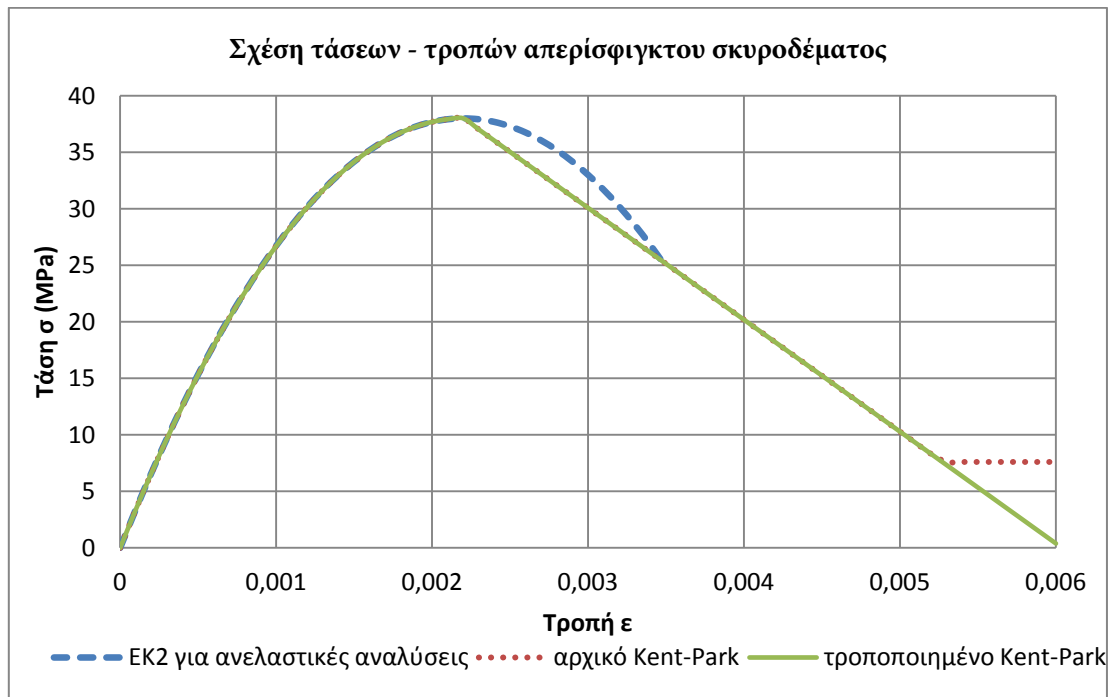
Όπως ήδη αναφέρθηκε, για τον καθορισμό της συμπεριφοράς των διατομών, απαιτείται να οριστούν οι νόμοι των υλικών που θα ακολουθούν τα τμήματά της. Για το σκυρόδεμα έχουν προγραμματιστεί αρκετοί καταστατικοί νόμοι, εκ των οποίων ο απλούστερος είναι ο Concrete01. Ουσιαστικά είναι το προσομοίωμα των Kent-Scott-Park, που είναι ένας νόμος σκυροδέματος με μηδενική εφελκυστική αντοχή, σταθερή παραμένουσα τάση και ελαστική αποφόρτιση και επαναφόρτιση, κατά Karsan-Jirsa.



32 - Καταστατικός νόμος Concrete01 (Πηγή: OpenSees wiki)

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται ο νόμος αυτός, που είναι δοκιμασμένος και αριθμητικά στιβαρός, ώστε να διατηρηθεί απλό το προσομοίωμα του φορέα και η καμπύλη τάσεων-τροπών να προκύπτει όσο το δυνατόν συμβατή με την προτεινόμενη του Ευρωκώδικα (μηδενική εφελκυστική αντοχή). Το προσομοίωμα των Kent-Scott-Park προβλέπει σταθεροποίηση της τάσης του σκυροδέματος στο 20% της θλιπτικής αντοχής από ένα σημείο του φθιτού κλάδου και μετά. Για την καλύτερη προσέγγιση του νόμου συμπεριφοράς του Ευρωκώδικα, ορίστηκε σημείο μηδενισμού της τάσης, το σημείο τομής του ευθύγραμμου φθιτού κλάδου και τον άξονα των τροπών. Η παραδοχή αυτή φαίνεται στο

ακόλουθο σχήμα που απεικονίζει τη σχέση τάσεων - τροπών για τη μέση αντοχή απερίσφιγκτου σκυροδέματος κατηγορίας C30.



Έπειτα υπολογίστηκαν οι παράμετροι του περισφιγμένου σκυροδέματος, με βάση τους οπλισμούς των διατομών που παρατέθηκαν στην προηγούμενη ενότητα. Το προσομοίωμα της περίσφιγξης που επιλέχθηκε είναι το προτεινόμενο από τον Model Code 1990 της CEB-FIP, που υιοθετήθηκε στον Ευρωκώδικα και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συνοπτικά, περιγράφεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$f_{cc}^* = f_{cc} \cdot \begin{cases} (1 + 2.5 \cdot \alpha \cdot \omega_w), & \alpha \cdot \omega_w \geq 0.1 \\ (1.125 + 1.25 \cdot \alpha \cdot \omega_w), & \alpha \cdot \omega_w < 0.1 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{c0}^* = \varepsilon_{c0} \cdot \left(\frac{f_{cc}^*}{f_{cc}} \right)^2$$

$$\varepsilon_{c,85}^* = \varepsilon_{c,85} + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_w$$

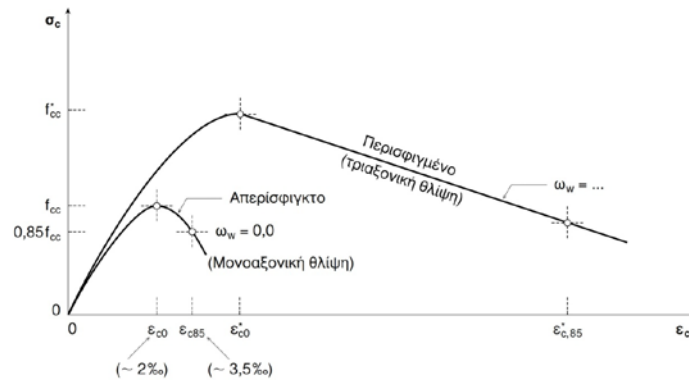
Όπου f_{cc} , ε_{c0} , $\varepsilon_{c,85}$ η μέγιστη θλιπτική αντοχή, η τροπή στην οποία επιτυγχάνεται η αντοχή αυτή και η συμβατική τροπή αστοχίας για το απερίσφιγκτο σκυρόδεμα, f_{cc}^* , ε_{c0}^* , $\varepsilon_{c,85}^*$ τα αντίστοιχα μεγέθη για το περισφιγμένο σκυρόδεμα.

Επίσης, ως α συμβολίζεται η αποδοτικότητα της περίσφιγξης και ω_w το ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό συνδετήρων. Τα μεγέθη αυτά υπολογίζονται ως εξής:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = \left(1 - \frac{8}{3n} \right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2b_0} \right)^2$$

$$\omega_w = \frac{\text{όγκος συνδετήρων}}{\text{όγκος σκυροδέματος}} \cdot \frac{f_y}{f_c}$$

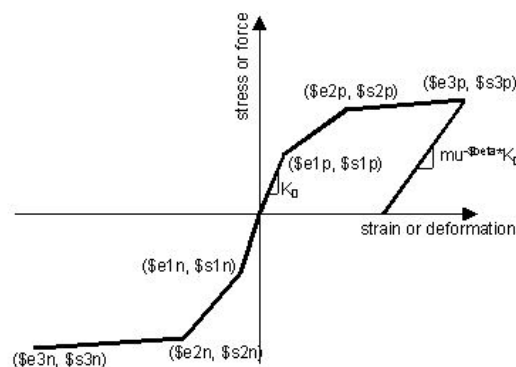
Όπου n , ο αριθμός των θλάσεων των συνδετήρων, s η μεταξύ τους απόσταση και b_0 η διάσταση του πυρήνα. Σχηματικά προκύπτει:



33 - Καταστατικός νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος

Για την προσομοίωσή του χρησιμοποιήθηκε ξανά ο νόμος Concrete01, τροποποιημένος χωρίς παραμένονσα αντοχή. Οι συνδετήρες που προσφέρουν την περισφιγξη στα υποστυλώματα υπολογίστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο με βάση την ικανοτική τέμνουσα που πρέπει να καλυφθεί για την αποφυγή διατμητικής αστοχίας και τα όρια των αποστάσεων του Ευρωκώδικα 8. Υπενθυμίζεται πως στο σχεδιασμό βάσει μετακινήσεων δεν προβλέπεται ελάχιστη διατιθέμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων, οπότε δεν υπάρχουν κανονιστικές ρήτρες για ελάχιστο ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό συνδετήρων. Συντηρητικά, αγνοήθηκε η επιρροή της περισφιγξης στη θλιβόμενη ζώνη των δοκών.

Για τον χάλυβα οπλισμού έχει προστεθεί στις τελευταίες εκδόσεις του προγράμματος ένα εξειδικευμένο υλικό το Reinforcing Steel, το οποίο όμως παρουσιάζει προβλήματα σύγκλισης. Έτσι ακολουθήθηκε και εδώ η πρακτική προγενέστερης εργασίας, να βαθμονομηθεί μέσω μη γραμμικών στατικών προσαυξητικών αναλύσεων το Hysteretic Material, ώστε η απόκριση να ταυτίζεται όσο το δυνατόν με το Reinforcing Steel. Στα σημεία «1» ορίστηκε η διαρροή, στα σημεία «2» ορίστηκε η αστοχία, ενώ τα σημεία «3» είναι προαιρετικά και παραλήφθηκαν. Μέσω της βαθμονόμησης, αποφασίστηκε η χρήση συντελεστή pinching 0,5.



34 - Σκελετική καμπύλη υστερητικού υλικού (Hysteretic) για την προσομοίωση του χάλυβα.

4.4. Διατιθέμενη πλαστική στροφή κατά την αστοχία

Για τη μέση τιμή της πλαστικής γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. παραθέτει στα σχόλια την εξής σχέση:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145 \cdot 0,25^v \cdot \left(\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right)^{0,3} \cdot (f_c)^{0,2} \cdot (a_s)^{0,35} \cdot 25^{\left(a \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot 1,275^{100 \cdot \rho_d}$$

Όπου v η είναι ανηγμένη αξονική του μέλους, ω' και ω το μηχανικό ποσοστό του θλιβόμενου και του εφελκόμενου οπλισμού αντίστοιχα, ρ_s το ποσοστό του οπλισμού διάτμησης κατά τη διεύθυνση φόρτισης, ρ_d το ποσοστό του δισδιαγώνιου οπλισμού του μέλους και $a_s = \frac{L_s}{h_b}$ ο λόγος διάτμησης, με L_s την απόσταση του άκρου από το σημείο μηδενισμού των ροπών και h_b το ύψος της διατομής. Εφόσον δεν υπάρχει δισδιαγώνιος οπλισμός, ο τελευταίος όρος ισούται με 1. Επίσης, οι δοκοί είναι συμμετρικά οπλισμένες σε δύο στρώσεις, δηλαδή $\omega = \omega'$, ενώ στα υποστυλώματα, αμελήθηκε, υπέρ της ασφαλείας, η συμβολή του θλιβόμενου οπλισμού, οπότε $\left(\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right)^{0,3} \cong 1$. Για τον υπολογισμό του λόγου διάτμησης, ακολουθήθηκαν οι οδηγίες των σχολίων του κανονισμού. Συγκεκριμένα, όταν εφελκείται το άνω πέλμα των δοκών χρησιμοποιείται η τιμή $L_s = \frac{M}{V}$, ενώ όταν εφελκείται το κάτω πέλμα των δοκών και σε όλα τα υποστυλώματα επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί η γεωμετρική τιμή του μήκους, δηλ. $L_s = 0,5 \cdot L_{clear}$. Επίσης, η συμβολή της περισφιγξης υπολογίστηκε από το ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού, δηλαδή $25^{\left(a \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cong 25^{\left(a \cdot \frac{\omega_w}{2} \right)}$, που ισχύει με πολύ καλή προσέγγιση για τετραγωνικά υποστυλώματα. Προβλέπεται επίσης συντελεστής ασφαλείας προσομοιωμάτων γ_{Rd} , που για ανελαστικές αναλύσεις στην οριακή κατάσταση προτείνεται η τιμή $\gamma_{Rd} = 1,8$ (σχόλια κεφαλαίου 9 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Τονίζεται ότι η σύγκριση των πλαστικών στροφών των αναλύσεων με τη διατιθέμενη στροφή κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι απλώς ενδεικτική. Οι πλαστικές στροφές του προσομοιώματος προκύπτουν μόνο λόγω κάμψης, ενώ η ικανότητα στροφής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. συμπεριλαμβάνει την επιρροή της διάτμησης και της εξόλκευσης των διαμηκών ράβδων, παράγοντες με ισχυρή συνεισφορά στο φαινόμενο. Ως εκ τούτου, προσέγγιση των τιμών του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με τις εκ κάμψεως πλαστικές στροφές υποδηλώνει μικρότερο περιθώριο ασφαλείας απ' ότι φαίνεται και πιθανότερη αστοχία.

4.5. Στατική Προσαυξητική Ανάλυση (Pushover)

Μετά τη δημιουργία του ανελαστικού προσομοιώματος των φορέων, με βάση τις αρχές που περιγράφηκαν, εκτελείται στατική προσαυξητική ανάλυση. Αρχικά επιβλήθηκαν τα

κατακόρυφα φορτία του συνδυασμού $G + \psi \cdot Q$ και στη συνέχεια πλευρική τριγωνική φόρτιση αυξανόμενης έντασης. Ο έλεγχος της προσαύξησης γίνεται με βάση καθορισμένο βήμα μετακίνησης του κόμβου ελέγχου (στην κορυφή του πλαισίου) και όχι με βήμα δυνάμεως. Με τον τρόπο αυτό είναι δυνατόν να καταγραφεί η αρνητική κλίση της καμπύλης ικανότητας κοντά στην αστοχία. Η μέγιστη μετακίνηση μέχρι την οποία θα εκτελεστεί η ανάλυση ορίστηκε αυξημένη κατά 50% σε σχέση με τη μετακίνηση σχεδιασμού της κορυφής. Το βήμα μετακίνησης ορίστηκε 0,002m. Τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης ελήφθησαν υπ' όψιν με γεωμετρικό μετασχηματισμό των συντεταγμένων μόνο για τα δεκαώροφα πλαίσια, ώστε να υπάρχει ταύτιση με τις σχεδιαστικές παραδοχές (§3.5). Καθώς η ευστάθεια των αριθμητικών μεθόδων επίλυσης είναι περιορισμένη κοντά στη δημιουργία του μηχανισμού κατάρρευσης, αναπτύχθηκε ρουτίνα που εναλλάσσει τους αλγορίθμους επίλυσης, αν δεν επιτευχθεί ικανοποιητική σύγκλιση μετά από καθορισμένο αριθμό επαναλήψεων.

4.6. Μητρώο Απόσβεσης Δυναμικών Αναλύσεων

Κατά τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις, χρησιμοποιείται απόσβεση Rayleigh, για να προσομοιωθεί η ιξώδης απόσβεση κατά τα στάδια της ελαστικής απόκρισης της κατασκευής. Η γενική μορφή του μητρώου απόσβεσης κατά Rayleigh είναι η εξής: $C = \alpha_0 \cdot M + \alpha_1 \cdot K$. Για τον προσδιορισμό των συντελεστών αναλογίας, γίνεται η παραδοχή ότι δύο από τις ιδιομορφές της κατασκευής έχουν δεδομένο λόγο απόσβεσης. Απαιτείται επίσης, να καθοριστεί με ποιες δυσκαμψίες θα γίνει ο υπολογισμός του μητρώου απόσβεσης. Οι Priestley et al. προτείνουν τη χρήση της τέμνουσας δυσκαμψίας και όχι της αρχικής. Για πολυβάθμια συστήματα, η απόσβεση της πρώτης ιδιομορφής είναι σε μεγάλο βαθμό ανάλογη της μάζας και επομένως σταθερή ανεξαρτήτως του επιπέδου της ανελαστικής απόκρισης. Δρα, συνεπώς, με ανάλογο τρόπο με την απόσβεση υπολογιζόμενη με την αρχική δυσκαμψία, εξουδετερώνοντας τη μεταβλητότητα που προκύπτει με τη χρήση της τέμνουσας δυσκαμψίας. Προτείνεται, συνεπώς, να χρησιμοποιείται απόσβεση αποκλειστικά ανάλογη με την τέμνουσα δυσκαμψία. Επομένως, θεωρήθηκε $\alpha_0 = 0$ και $\alpha_1 = \frac{2 \cdot \xi_1}{\omega_1}$, με $\xi_1 = 5\%$.

Για την εφαρμογή αποσβέσεως στο OpenSees χρησιμοποιήθηκε το τελικό μητρώο δυσκαμψίας του προηγούμενου βήματος (K_committed). Η κυκλική συχνότητα της 1^{ης} ιδιοπεριόδου υπολογίστηκε με ιδιομορφική ανάλυση, που εκτελέστηκε μετά τη φόρτιση με τα βαρυτικά φορτία. Η κυκλική συχνότητα δίνεται εξ ορισμού από τη σχέση $\omega_1 = \frac{2\pi}{T_1}$.

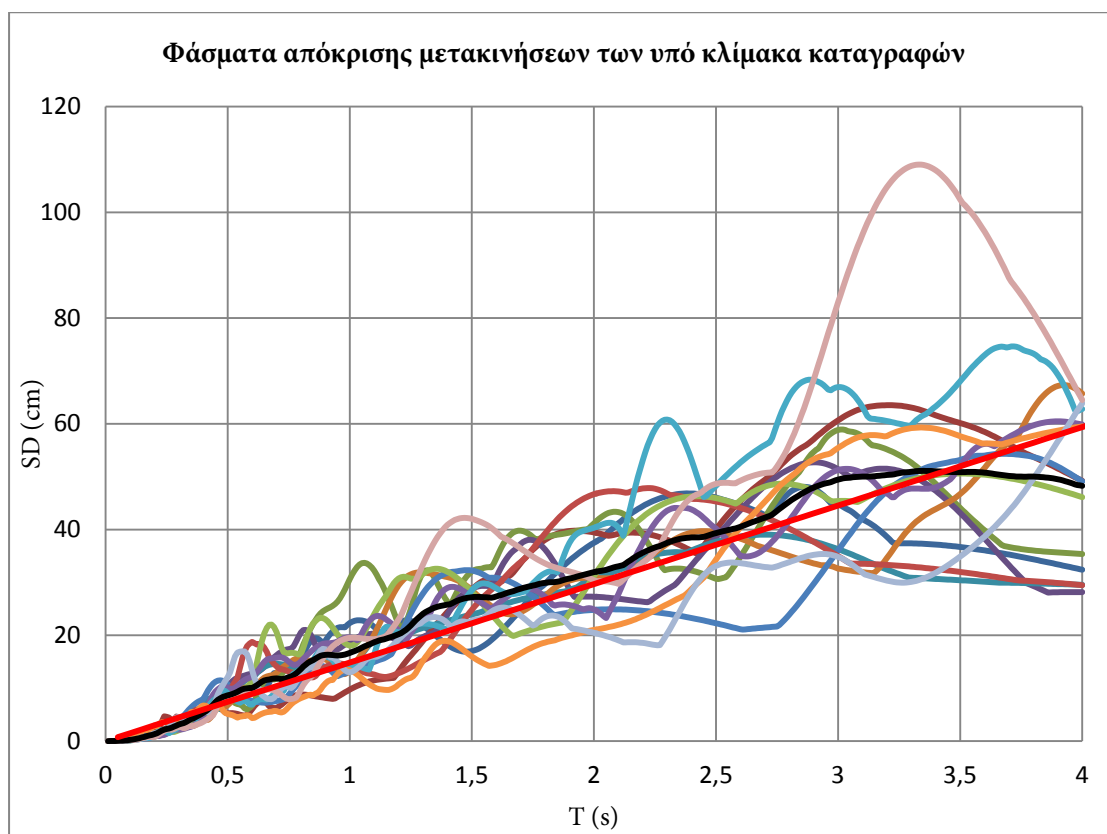
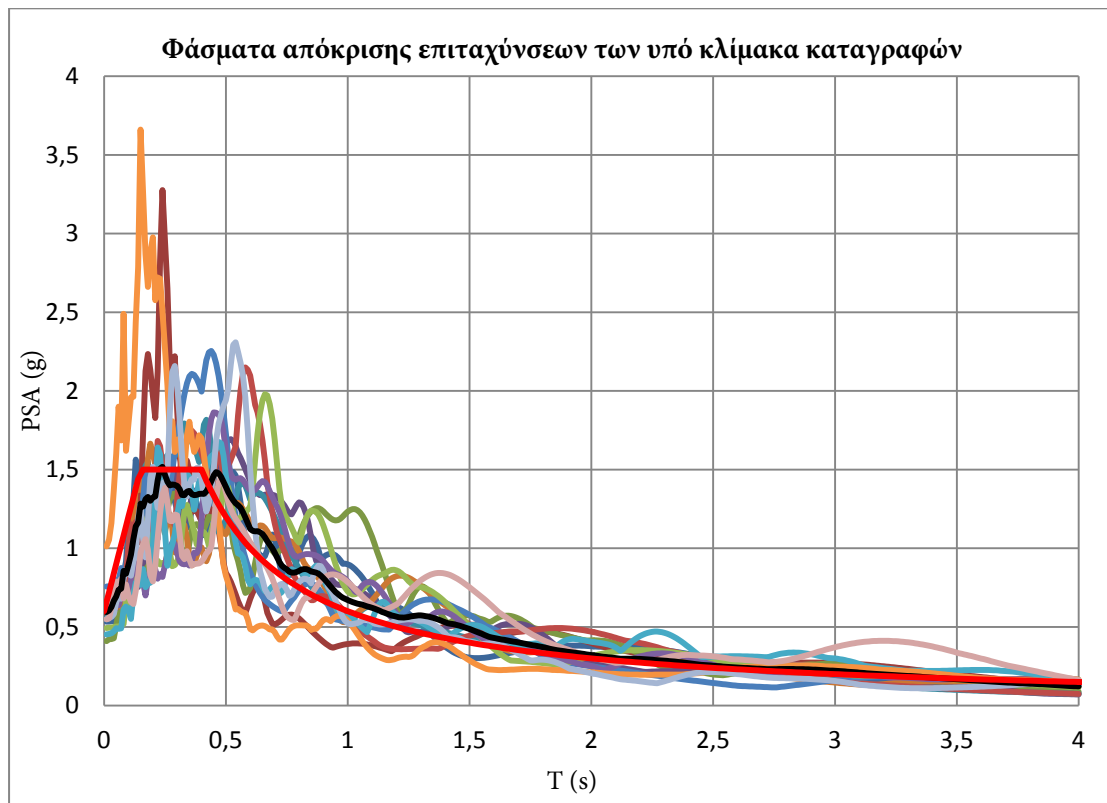
Για την ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης σε κάθε βήμα, επιλέχθηκε η μέθοδος Newmark σταθερής επιτάχυνσης ($\beta = \frac{1}{2}$ και $\gamma = \frac{1}{4}$), ενώ για τον αλγόριθμο επίλυσης χρησιμοποιήθηκε κατάλληλη ρουτίνα που εναλλάσσει τους διαθέσιμους αλγορίθμους σε περίπτωση ανεπαρκούς σύγκλισης, όπως και στις στατικές αναλύσεις.

4.7. Επιλογή Καταγραφών και Φάσματα Αποκρίσεως

Από τη βάση καταγραφών PEER NGA-West2, επελέγησαν 14 μη παλμικές καταγραφές συμβατές με τα μεγέθη M και R που χρησιμοποιήθηκαν για τον καθορισμό του φάσματος σχεδιασμού. Επίσης, υπολογίζονται αυτόματα οι συντελεστές κλιμάκωσης των καταγραφών, ώστε το μέσο φάσμα απόκρισης να μην αποκλίνει σημαντικά από το φάσμα σχεδιασμού. Τα επιταχυνσιογραφήματα που επιλέχθηκαν συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα. Για όλες τις καταγραφές επελέγη η H1 οριζόντια συνιστώσα.

ID	Σεισμός	Έτος	Σταθμός	Συντελεστής Κλιμάκωσης	Μέγεθος Mw	Rjb (km)
1	"Imperial Valley-02"	1940	"El Centro Array #9"	1,9007	6,95	6,09
2	"Imperial Valley-06"	1979	"El Centro Array #11"	1,5702	6,53	12,56
3	"Irpinia, Italy-01"	1980	"Calitri"	3,2386	6,9	13,34
4	"Corinth, Greece"	1981	"Corinth"	2,5486	6,6	10,27
5	"Kalamata, Greece-01"	1986	"Kalamata (bsmt)"	2,3315	6,2	6,45
6	"Superstition Hills-02"	1987	"El Centro Imp, Co, Cent"	1,7267	6,54	18,2
7	"Loma Prieta"	1989	"Gilroy Array #4"	1,8076	6,93	13,81
8	"Northridge-01"	1994	Canyon Country - W Lost Cany	1,503	6,69	11,39
9	"Kobe, Japan"	1995	"Shin-Osaka"	2,1925	6,9	19,14
10	"Chi-Chi, Taiwan"	1999	"CHY029"	2,0986	7,62	10,96
11	"Chi-Chi, Taiwan"	1999	"TCU055"	1,8928	7,62	6,34
12	"Iwate, Japan"	2008	"IWTH26"	1,1183	6,9	5,97
13	"El Mayor-Cucapah, Mexico"	2010	"El Centro Array #10"	1,5072	7,2	19,36
14	"Christchurch, New Zealand"	2011	"Christchurch Botanical Gardens"	0,9914	6,2	5,52

Τα φάσματα επιταχύνσεων και μετακινήσεων φαίνονται στα επόμενα διαγράμματα. Παρατηρούμε πως η ταύτιση με το φάσμα σχεδιασμού διατηρείται σε ικανοποιητικά επίπεδα για το εύρος ιδιοπεριόδων που μας ενδιαφέρει.



Το υπόμνημα των φασμάτων είναι το παρακάτω:

— IMPVALL.I_I-ELC180	— IMPVALL.H_H-E11140	— ITALY_A-CTR000
— CORINTH_COR--L	— GREECE_H-KAL-NS	— SUPER.B_B-ICC000
— LOMAP_G04000	— NORTHR_LOS000	— KOBE_SHI000
— CHICHI_CHY029-E	— CHICHI_TCU055-E	— IWATE_IWTH26NS
— SIERRA.MEX_E10320	— CCHURCH_CBGSN89W	— Mean Spectrum
— Design		

Παρουσιάζονται, επίσης, συνοπτικά οι βασικές ελαστικές ιδιοπερίοδοι των φορέων που μελετήθηκαν, καθώς και η μέγιστη βασική ιδιοπερίοδος μετά την ανελαστική απόκριση (period elongation) στο τέλος της αντίστοιχης καταγραφής.

Φορέας	Ελαστική Ιδιοπερίοδος T_1 (s)	Μέγιστη Ιδιοπερίοδος T_1 (s)	Καταγραφή	Μέγιστη Αύξηση
Επτάώροφο με Εσοχή – Ομοιόμορφες Διατομές	1,32	2,26	Irpinia-Italy-1980- Calitri	71,2%
Επτάώροφο με Εσοχή – Κλιμακωμένες Διατομές	1,13	1,52	Loma Prieta-1989- Gilroy Array#4	34,5%
Κανονικό Επτάώροφο	1,43	2,33	Irpinia-Italy-1980- Calitri	62,9%
Δεκαώροφο με Εσοχή	1,77	2,60	Kobe-Japan-1995- Shin-Osaka	46,9%
Κανονικό Δεκαώροφο	1,96	3,96	Chi-Chi-Taiwan- 1999-TCU055	102%

5. Αποτελέσματα Αναλύσεων για τα Επταώροφα Πλαίσια

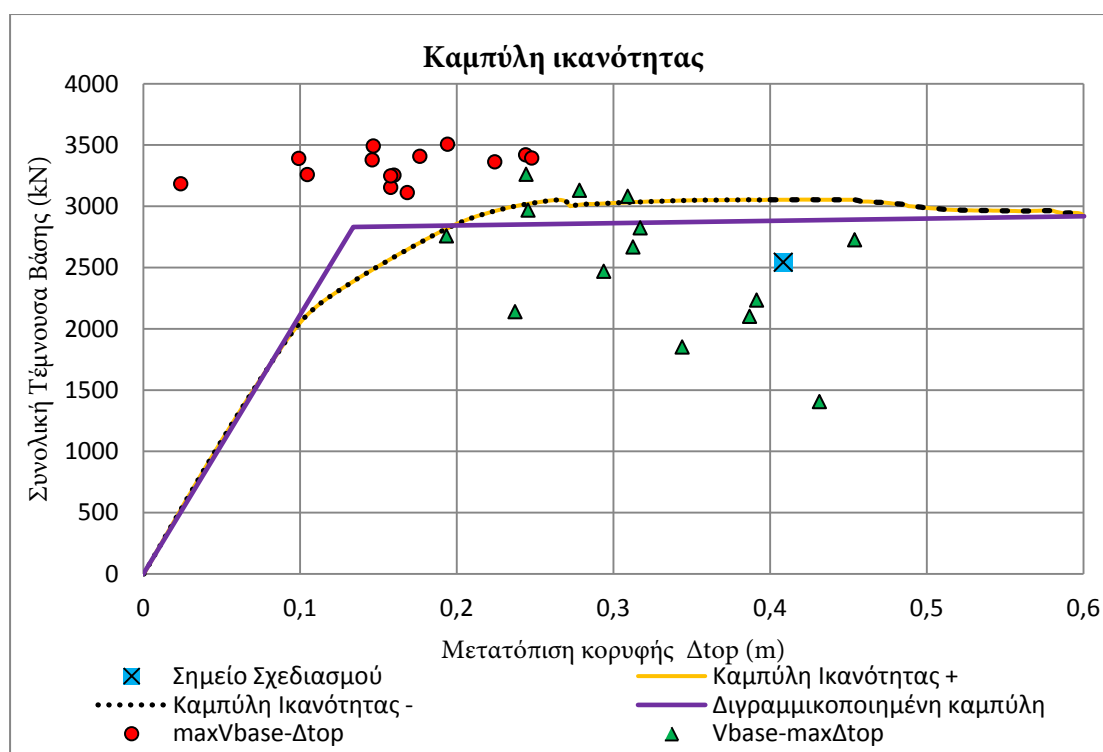
Επισημαίνεται πως για λόγους ευκρίνειας, σε όμοια διαγράμματα το υπόμνημα παρατίθεται μόνο μία φορά στο πρώτο διάγραμμα.

5.1. Καμπύλη Ικανότητας

Εκτελέστηκαν δυο στατικές προσαυξητικές αναλύσεις, φορτίζοντας και τις δυο πλευρές του πλαισίου, ώστε να διαπιστωθεί αν επηρεάζεται η φόρτιση από την παρουσία της εσοχής. Οι καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν είναι πρακτικώς ταυτόσημες. Έγινε διγραμμικοποίηση με βάση την §5,7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίστηκε και η στοχευόμενη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για σύγκριση με τη μετακίνηση σχεδιασμού της οροφής.

Απεικονίζονται επίσης, στο ίδιο διάγραμμα για λόγους σύγκρισης, τα αποτελέσματα από τις δυναμικές αναλύσεις. Διακρίνονται δύο ομάδες σημείων: στη μία, που συμβολίζεται με κύκλο, απεικονίζονται οι μέγιστες τέμνουσες βάσης μαζί με τις ταυτόχρονες μετακινήσεις κορυφής. Στην άλλη, που συμβολίζεται με τρίγωνο, απεικονίζονται οι τέμνουσες βάσης κατά τη στιγμή της μέγιστης μετακίνησης κορυφής. Υπολογίστηκε η υπεραντοχή Ω στο σημείο σχεδιασμού για την στατική προσαυξητική ανάλυση, αλλά και η μέγιστη και η μέση υπεραντοχή από τις δυναμικές αναλύσεις.

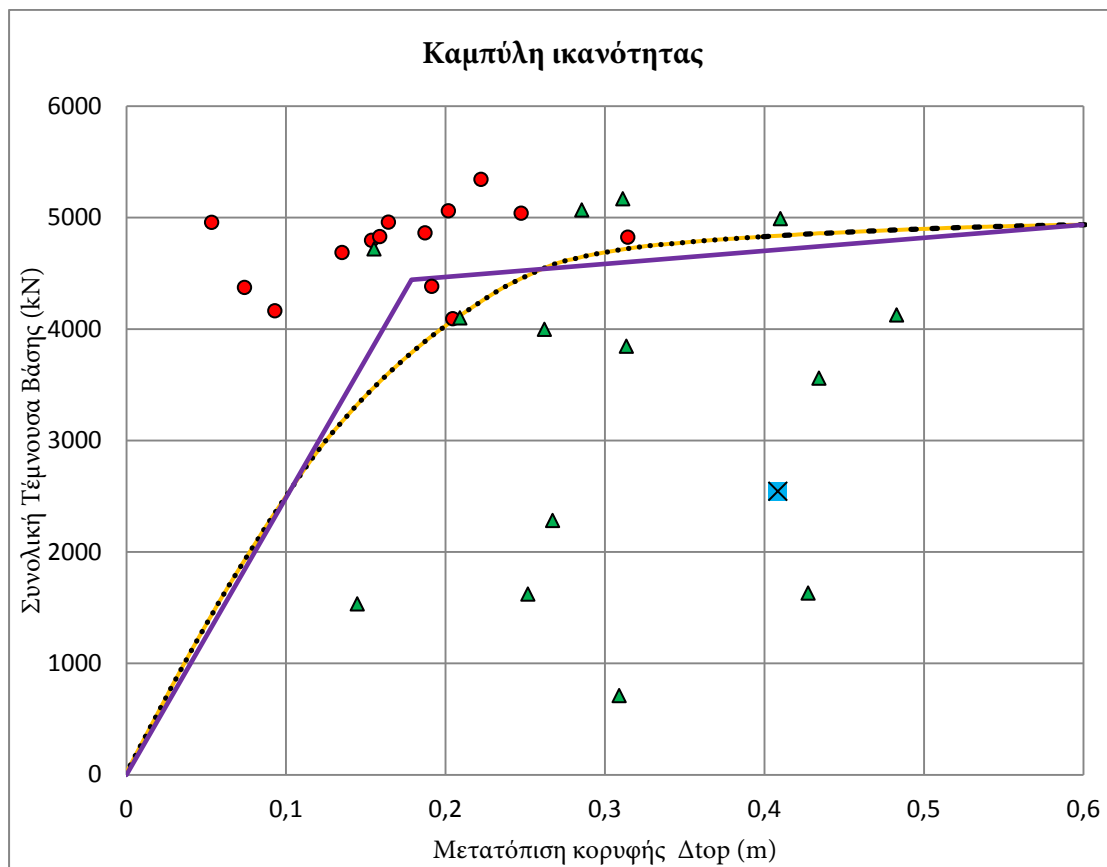
5.1.1. Πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές



Η στοχευόμενη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζεται, ουσιαστικά, με τη μέθοδο των συντελεστών $\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_{d,el}(T_e) = 1,44 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,173 = 0,249m < 0,408m = \delta_{top,des}$, όπου $T_e = 1,16s$.

Οι υπεραντοχές προκύπτουν $\Omega_{pushover} = \frac{V_{base}^{\Delta_{top}=\Delta_{top,des}}}{V_{base,des}} = \frac{3053,4}{2543,9} = 1,20$ ενώ $max\Omega_{dyn} = \frac{V_{base}^{max}}{V_{base,des}} = 1,38$ και $\overline{\Omega}_{dyn} = \frac{\overline{V_{base}}}{V_{base,des}} = 1,30$.

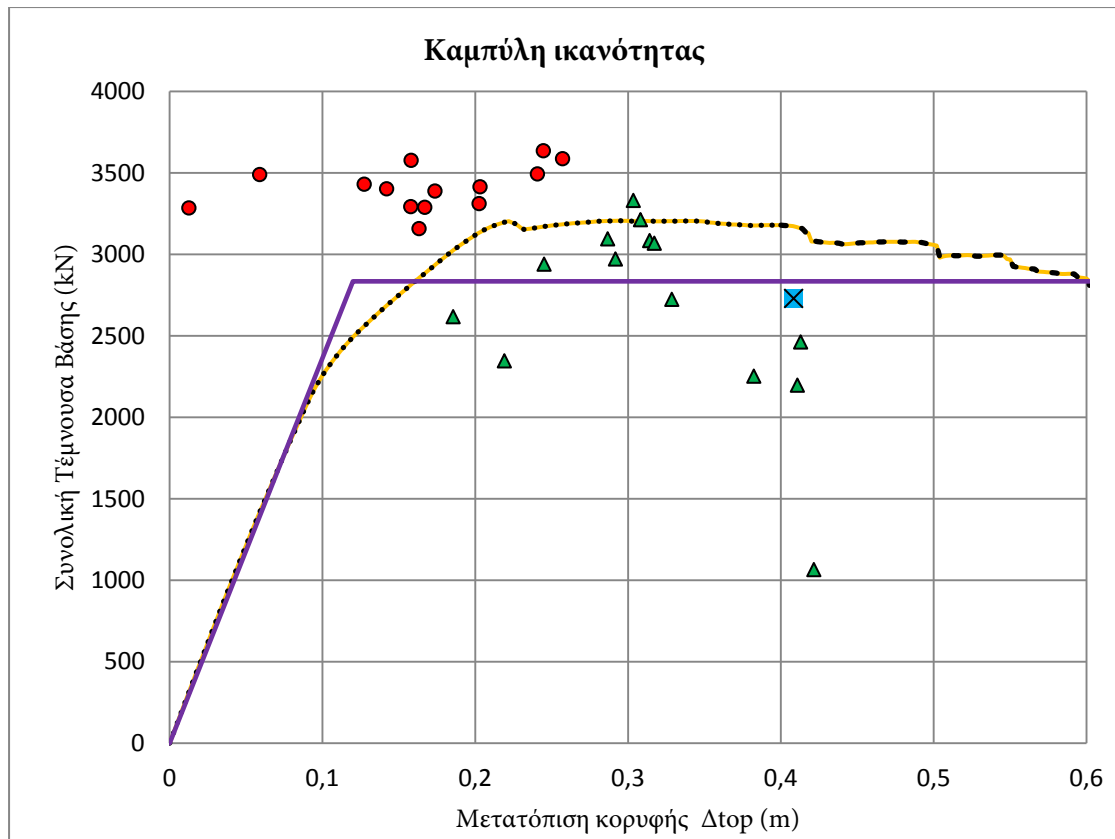
5.1.2.Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές



Η στοχευόμενη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. προκύπτει για ιδιοπερίοδο ισοδύναμου μονοβαθμίου $T_e = 1,52s$ και έχει τιμή $\delta_t = 1,44 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,227 = 0,327m < 0,408m = \delta_{top,des}$. Οι δείκτες υπεραντοχών προκύπτουν $\Omega_{pushover} = 1,90$, $max\Omega_{dyn} = 2,10$ και $\overline{\Omega}_{dyn} = 1,86$.

5.1.3.Επτάώροφο κανονικό πλαίσιο

Για το κανονικό πλαίσιο η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβαθμίου είναι $T_e = 1,47s$, οπότε προκύπτει $\delta_t = 1,44 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,219 = 0,316m < 0,408m = \delta_{top,des}$. Οι υπεραντοχές είναι $\Omega_{pushover} = 1,16$, $max\Omega_{dyn} = 1,33$, $\overline{\Omega}_{dyn} = 1,25$.



5.2. Τέμνουσες Υποστλωμάτων

Παρατίθενται για το εσωτερικό πλαίσιο η συνολική τέμνουσα του κάθε ορόφου, για κάθε δυναμική και στατική ανάλυση και συγκρίνονται με την τέμνουσα του σεισμικού συνδυασμού (V_e), την επαύξησή της λόγω ικανοτικού ($V_{e,CD}$) με βάση τις σχέσεις της §2.113.8 και την διατιθέμενη διατμητική αντοχή των συνδετήρων. Στις περισσότερες περιπτώσεις, υπάρχει σημαντικό περιθώριο ασφαλείας λόγω των μέγιστων αποστάσεων των συνδετήρων για την αποφυγή λυγισμού των διαμήκων ράβδων.

5.2.1. Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές

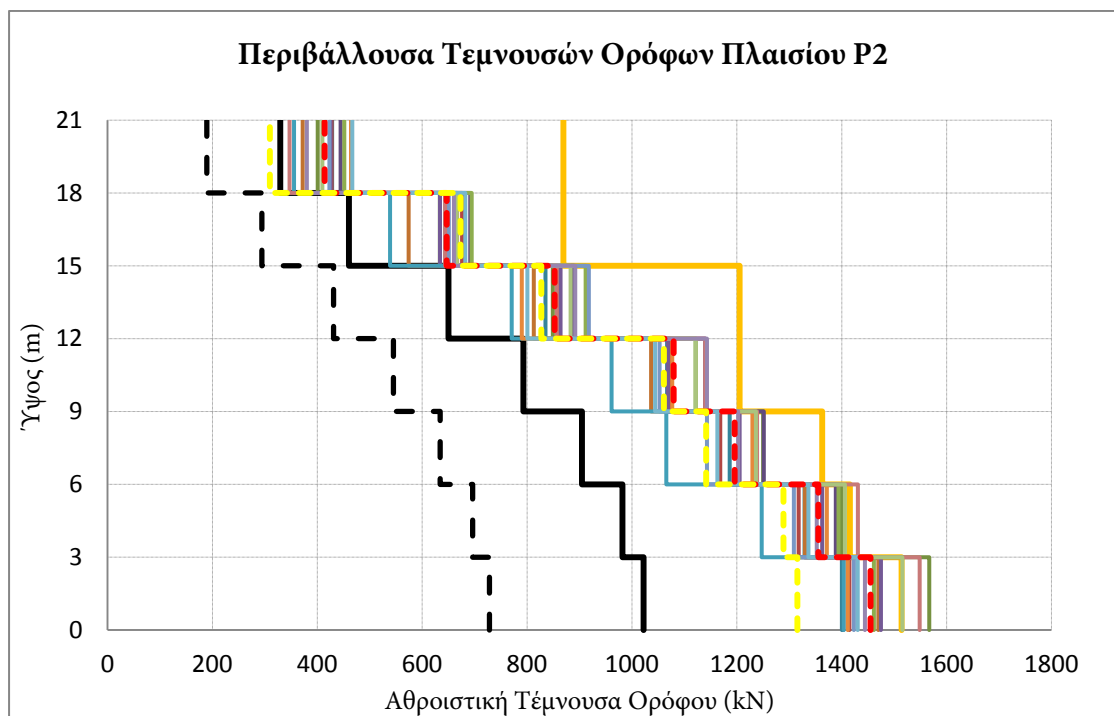
Ακολουθεί το υπόμνημα των διαγραμμάτων:

- | | |
|----------------------------|-----------------------------|
| — — V_e | — $V_{e,CD}$ |
| — Αντοχή | — RSN1116_KOBE_SHI000 |
| — RSN1198_CHICHI_CHY029-E | — RSN1495_CHICHI_TCU055-E |
| — RSN174_IMPVAL.L_H-E11140 | — RSN289_ITALY_A-CTR000 |
| — RSN313_CORINTH_COR--L | — RSN564_GREECE_H-KAL-NS |
| — RSN5658_IWATE_IWTH26NS | — RSN5991_SIERRA.MEX_E10320 |
| — RSN6_IMPVAL.L_I-ELC180 | — RSN721_SUPER.B_B-ICC000 |
| — RSN768_LOMAP_G04000 | — RSN8063_CCHURCH_CBGSN89W |
| — RSN960_NORTHR_LOS000 | — Average |
| — Pushover | — Αντοχή $V_{e,fullCD}$ |

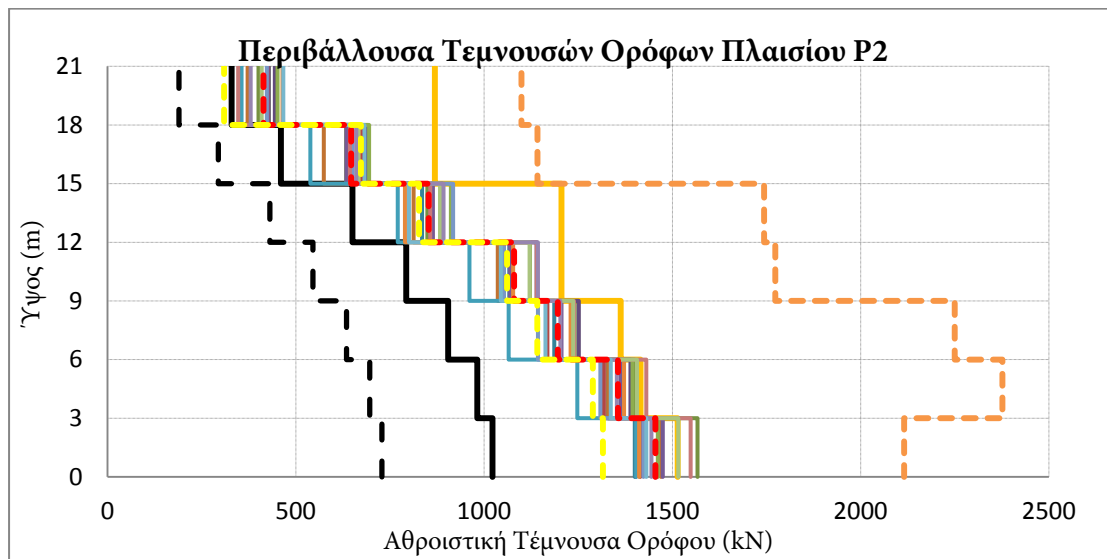
Η εποπετεία των τιμών καταδεικνύει πολύ μικρές υπερβάσεις στην τέμνουσα σχεδιασμού για ορισμένα υποστυλώματα των κατώτερων ορόφων, οι οποίες δεν εμφανίζονται στην αθροιστική τέμνουσα των ορόφων λόγω του περιθωρίου των υπόλοιπων υποστυλωμάτων της ίδιας στάθμης. Διατμητικές αστοχίες δεν παρατηρούνται. Οι προβλέψεις της στατικής ανάλυσης για τις τέμνουσες είναι κοντά στις ελάχιστες τιμές από τις δυναμικές αναλύσεις.



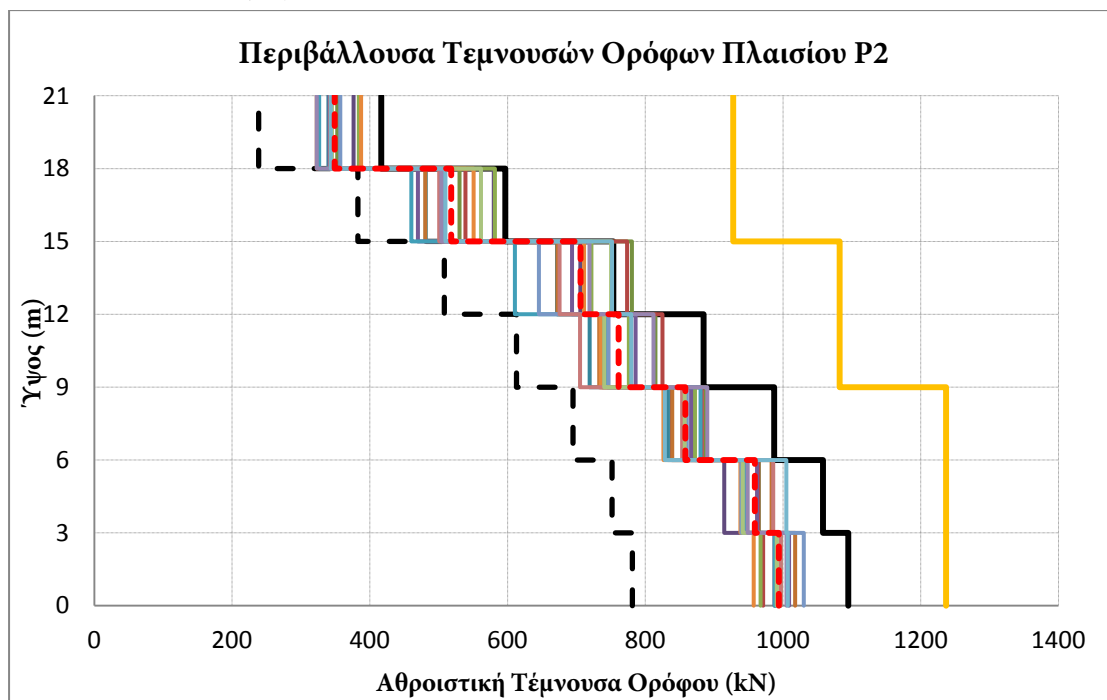
5.2.2. Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές



Όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα του σχεδιασμού (§3.8.2), έγινε πύκνωση των συνδετήρων ώστε να αποφευχθούν οι διατμητικές αστοχίες στη στατική προσαυξητική ανάλυση και κατά μέσο όρο στις δυναμικές. Έτσι, ενώ για την κάλυψη της ικανοτικής τέμνουσας αρκεί οπλισμός Ø8/100, τοποθετούνται οι συνδετήρες του σχήματος 24. Το ανωτέρω διάγραμμα απεικονίζει τις αντοχές με τον πυκνωμένο οπλισμό. Παρατηρούμε ότι με μονωμένες αναλύσεις εμφανίζουν διατμητικές αστοχίες. Για την αποφυγή τους αρκεί μια μικρή περεταίρω πύκνωση κατά 10mm στα εσωτερικά υποστυλώματα των 2 πρώτων ορόφων. Με βάση το παρακάτω διάγραμμα, αποδεικνύεται ότι η κάλυψη της πλήρους ικανοτικής τέμνουσας $\frac{M_{bot}^{overstr} + M_{top}^{overstr}}{H_{cl}}$ (δηλαδή, όπως εφαρμόζεται ο ικανοτικός στον Ευρωκώδικα) είναι ιδιαίτερα συντηρητική προσέγγιση.



5.2.3.Επτάώροφο κανονικό πλαίσιο

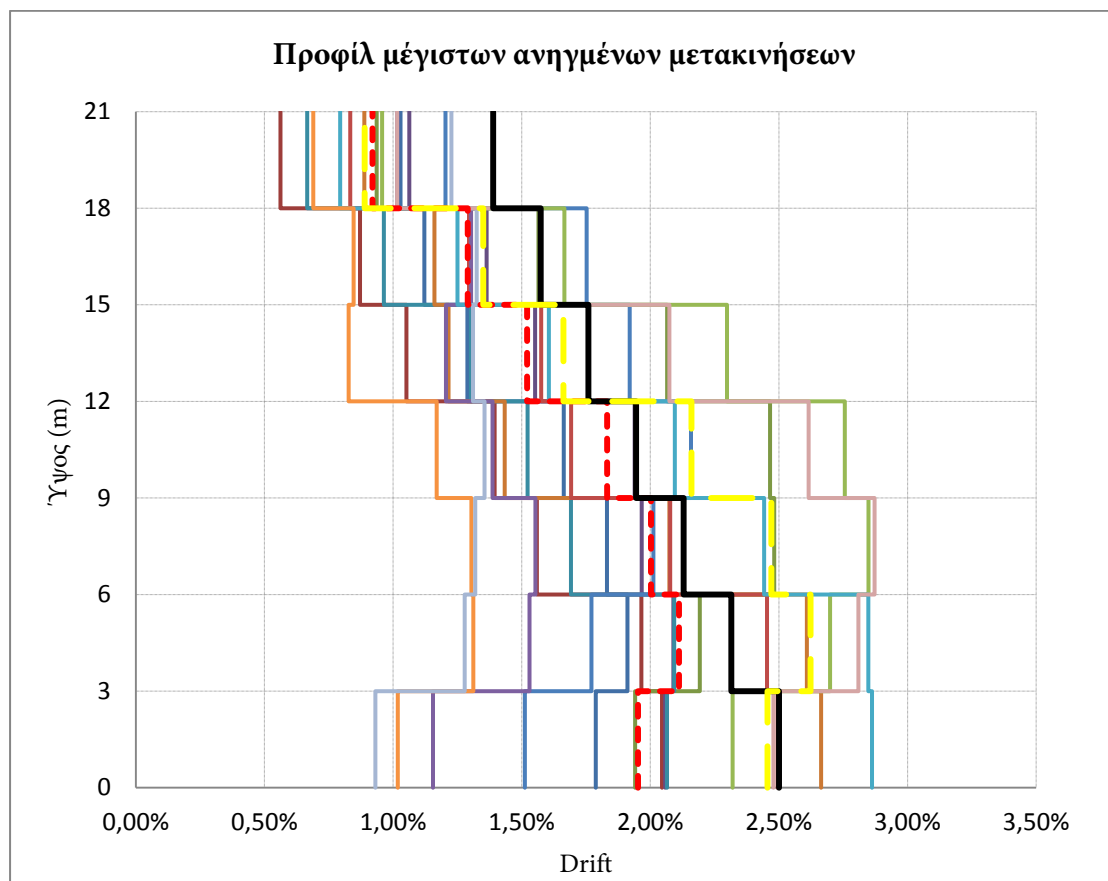


Στο κανονικό πλαίσιο παρατηρούμε ότι η εξίσωση του σχεδιασμού για την ικανοτική τέμνουσα είναι δίνει ασφαλείς τιμές τόσο για τη μέση τιμή των δυναμικών αναλύσεων όσο και για την πλειοψηφία των μεμονωμένων αναλύσεων, κατ' ανάλογο τρόπο με το πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές της S .

5.3. Καθ' ύψος προφίλ απόλυτων και σχετικών ανηγμένων μετακινήσεων

Στην ενότητα αυτή παρατίθενται τα προφίλ των μέγιστων μετακινήσεων (απόλυτες και σχετικές ανηγμένες – drift), τόσο των μεμονωμένων καταγραφών όσο και ο μέσος όρος τους, και συγκρίνονται με τις αντίστοιχες μετακινήσεις του σχεδιασμού και της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης για το στιγμιότυπο κατά το οποίο η μετακίνηση κορυφής ισούται με του σχεδιασμού. Παρατίθενται επίσης στιγμιότυπα από διάφορες φάσεις της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης, για την παρακολούθηση της εξέλιξης των μετακινήσεων κατά την αύξηση της φόρτισης.

5.3.1. Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές



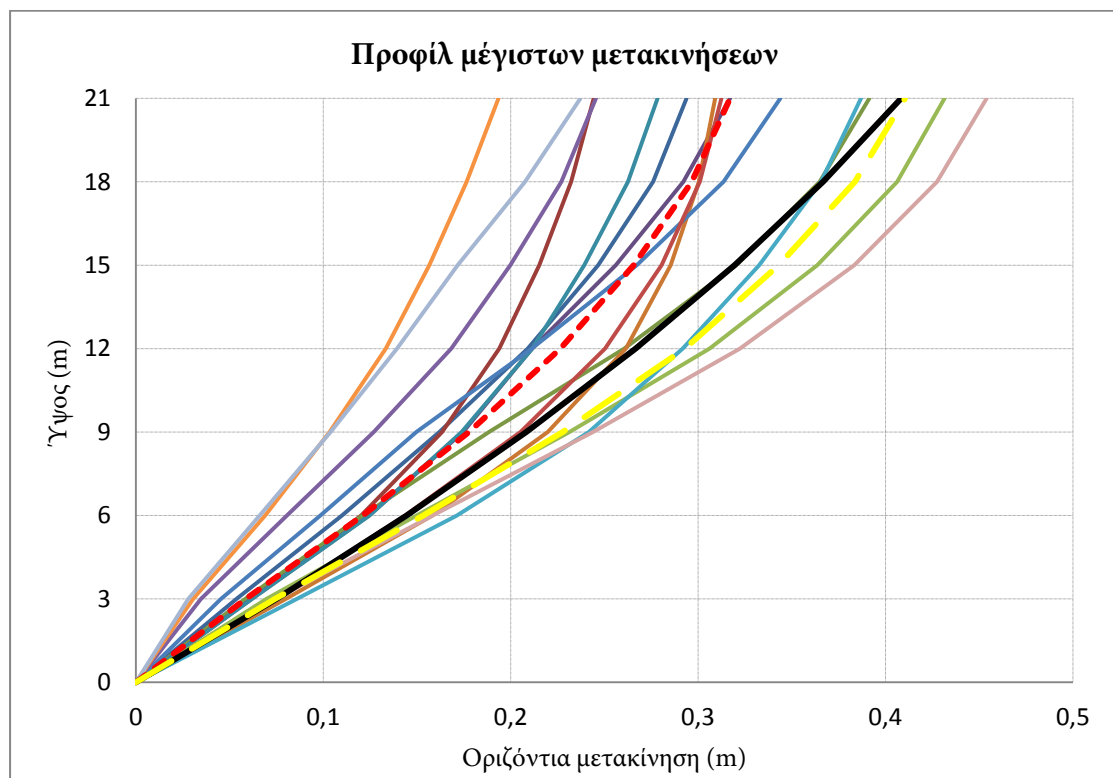
Παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις σχεδιασμού προβλέπουν ικανοποιητικά τις μέσες μετακινήσεις των δυναμικών αναλύσεων, οι οποίες δεν εμφανίζουν υπερβάσεις. Αντίθετη συμπεριφορά παρουσιάζει η στατική προσαυξητική ανάλυση, όπου παρατηρούνται

υπερβάσεις στους κατώτερους ορόφους. Εμφανίζεται εν γένει μια υστέρηση στις μετακινήσεις του ισογείου, γεγονός που ενδεχομένως οφείλεται στον αυξημένο οπλισμό που τοποθετήθηκε στις βάσεις των υποστυλωμάτων λόγω του ικανοτικού στις ανώτερες στάθμες.

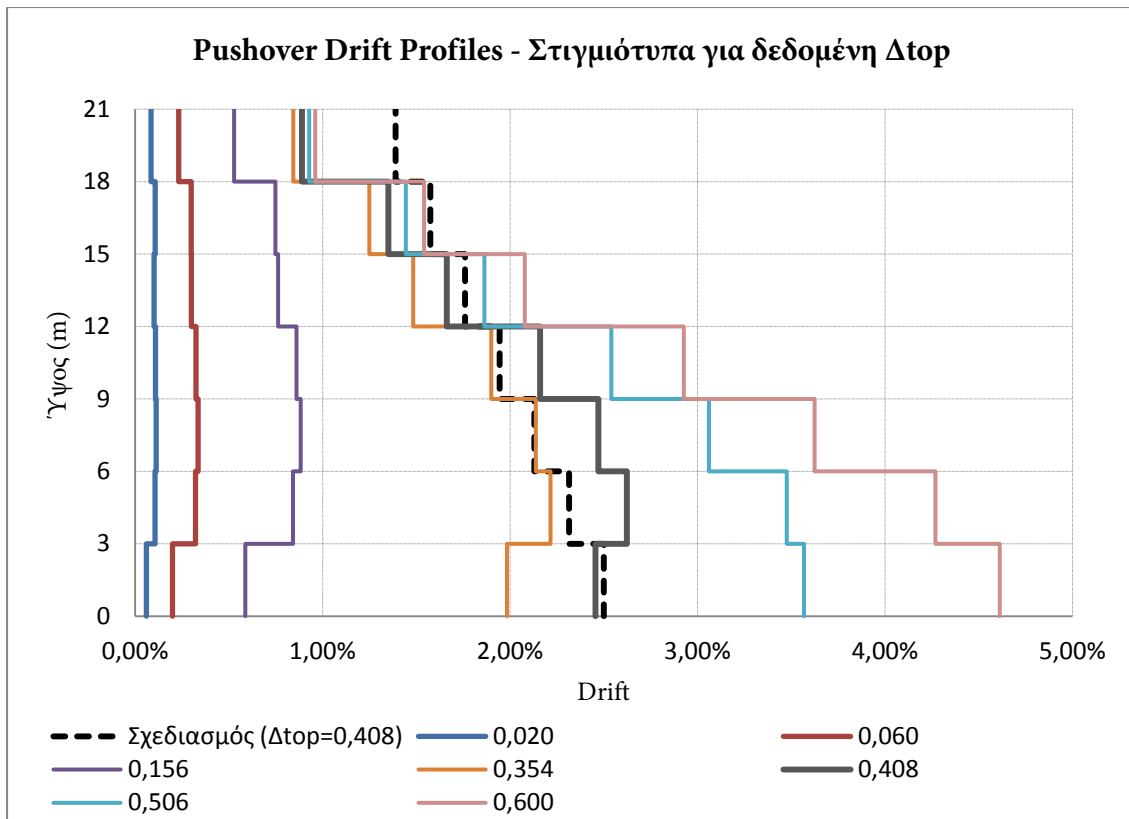
Το υπόμνημα των διαγραμμάτων των μετακινήσεων αυτής της ενότητας είναι το ακόλουθο:

- | | |
|-----------------------------|-----------------------------|
| — RSN6_IMPVALI_I_ELC180 | — RSN174_IMPVALI.H_H-E11140 |
| — RSN289_ITALY_A-CTR000 | — RSN313_CORINTH_COR--L |
| — RSN564_GREECE_H-KAL-NS | — RSN721_SUPER.B_B-ICC000 |
| — RSN768_LOMAP_G04000 | — RSN960_NORTHR_LOS000 |
| — RSN1116_KOBE_SHI000 | — RSN1198_CHICHI_CHY029-E |
| — RSN1495_CHICHI_TCU055-E | — RSN5658_IWATE_IWTH26NS |
| — RSN5991_SIERRA.MEX_E10320 | — RSN8063_CCHURCH_CBGSN89W |
| - - - Average | — Design |
| — Pushover | |

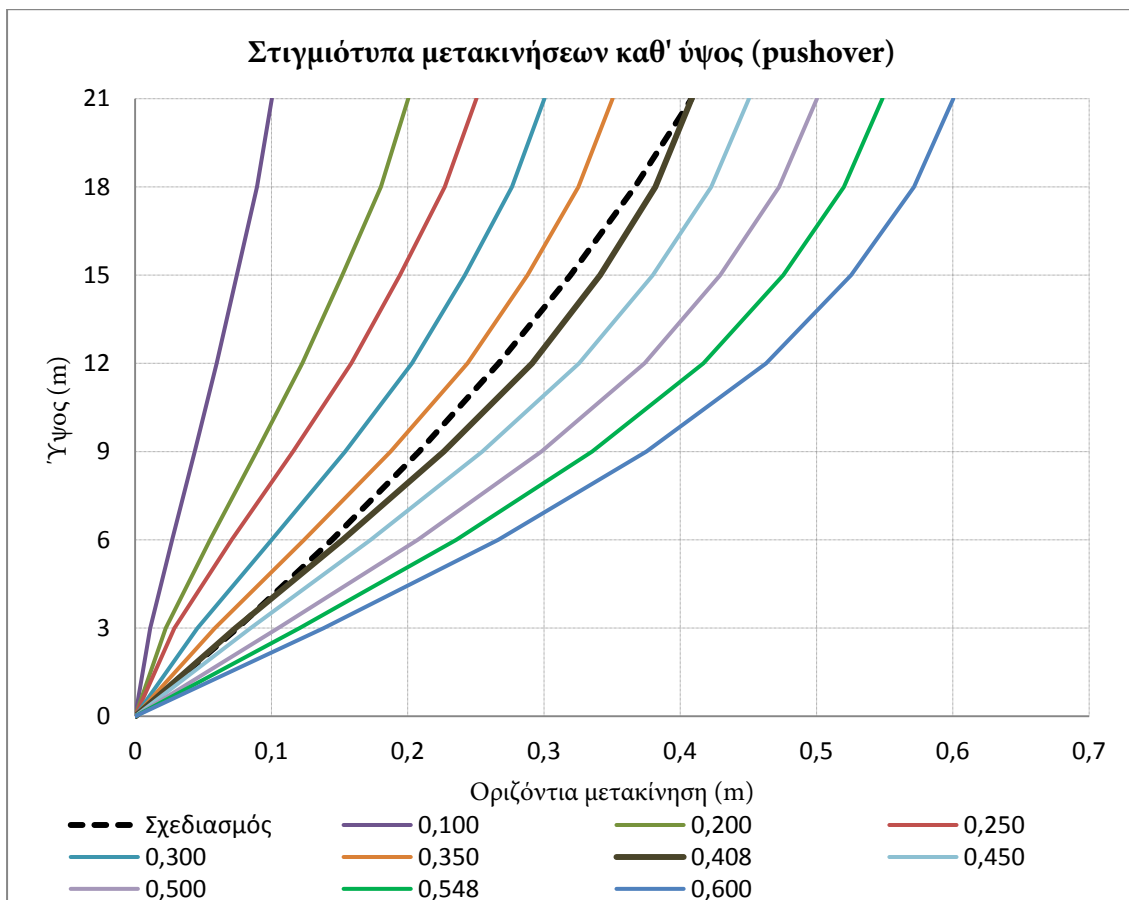
Παρόμοια συμπεράσματα εξάγουμε και από την παρατήρηση των προφίλ των μέγιστων απόλυτων μετακινήσεων. Παρατηρούμε και από τα δυο διαγράμματα τη διατμητική συμπεριφορά του πλαισίου.



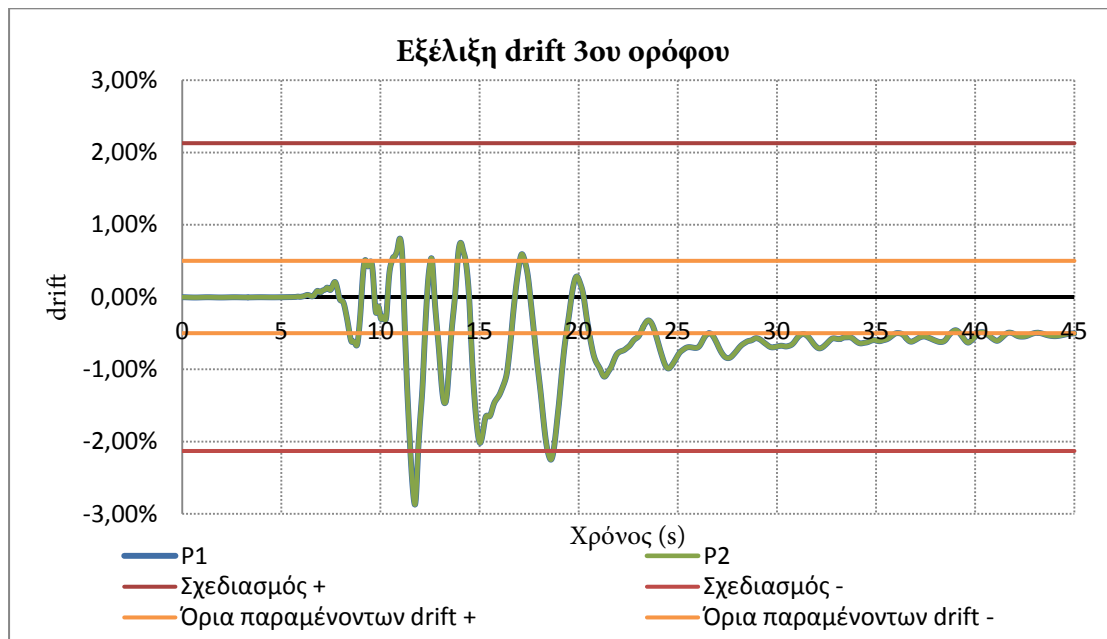
Από τα διάφορα στιγμιότυπα εξέλιξης των μετακινήσεων της στατικής ανάλυσης προκύπτει ότι το ισόγειο ενεργοποιείται περισσότερο και συγκεντρώνει παραμορφώσεις για μετακινήσεις κορυφής μεγαλύτερες από τη μετακίνηση σχεδιασμού. Η συμπεριφορά αυτή εξηγεί και την εξέλιξη των πλαστικών στροφών που θα περιγραφεί στην ενότητα §, όπου πολλές δοκοί των ανώτερων ορόφων αποφορτίζονται.



Μια τέτοια εικόνα δεν είναι άμεσα αντιληπτή από τα διαγράμματα απόλυτων μετακινήσεων:

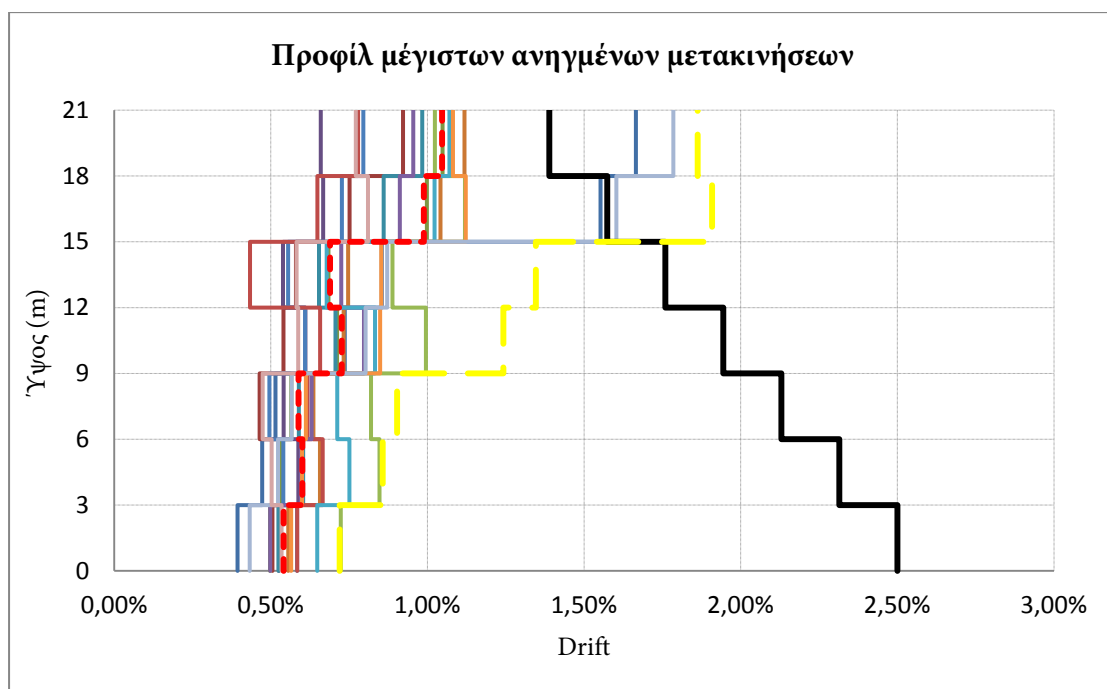


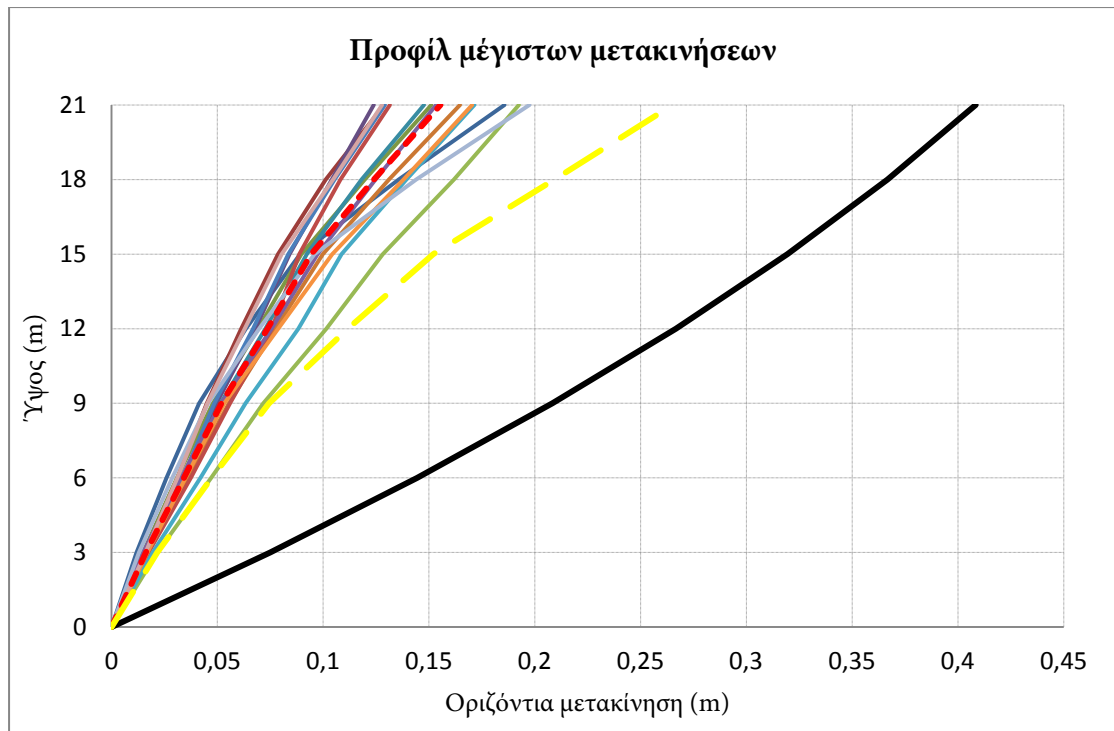
Σε αρκετές περιπτώσεις παρατηρούνται και παραμένουσες μετακινήσεις που υπερβαίνουν τα όρια του DBD12, ώστε να μη χρειαστεί ανάταξη (κατακορύφωση) κατά τις επισκευές, όπως για παράδειγμα στην καταγραφή από το σεισμό στο Christchurch:



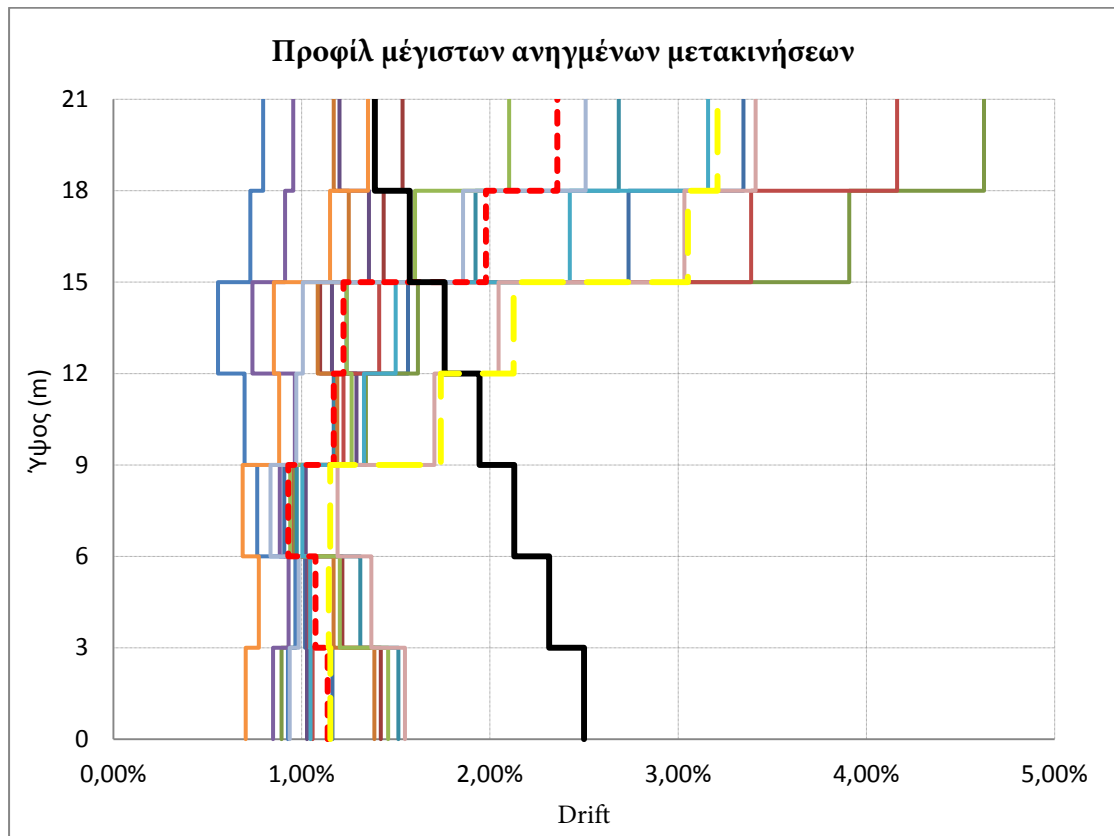
5.3.2. Επταώροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές

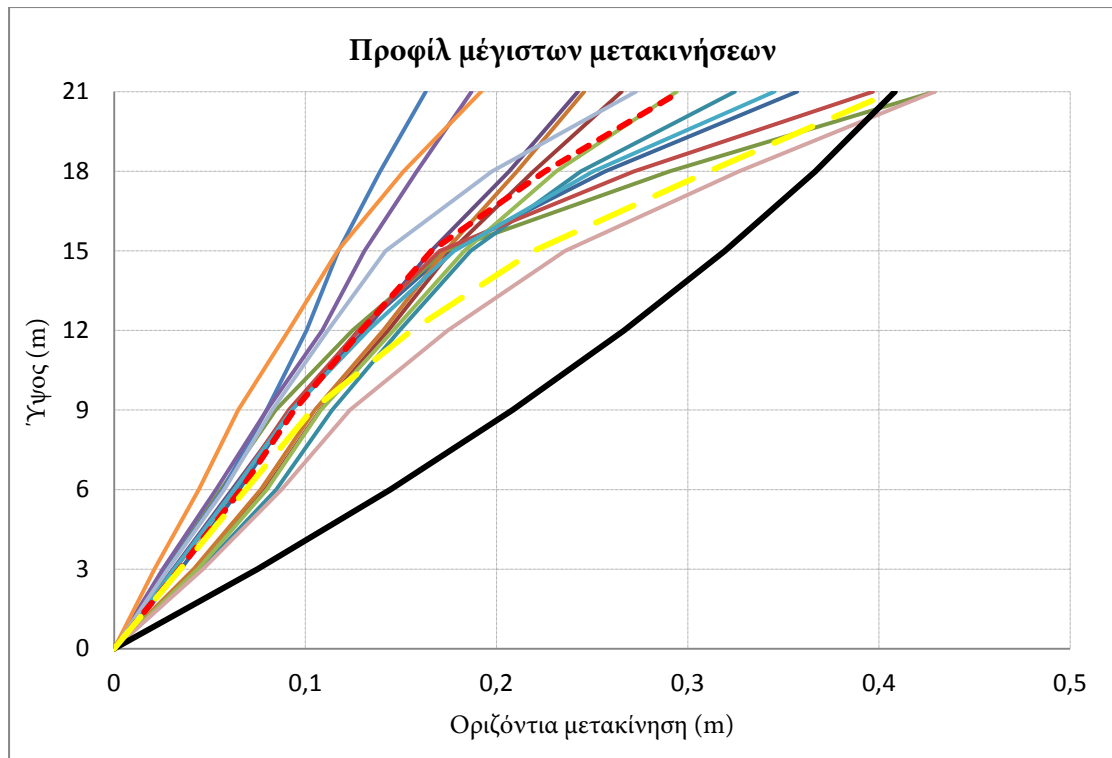
Όπως διαπιστώθηκε και στην ενότητα §5.2.2, προκύπτουν διατμητικές αστοχίες σε υποστρώματα και πυκνώθηκαν οι συνδετήρες ώστε να αποφευχθούν. Οι μέγιστες μετακινήσεις πριν εμφανιστούν διατμητικές αστοχίες (χωρίς την πύκνωση των συνδετήρων) είναι οι ακόλουθες



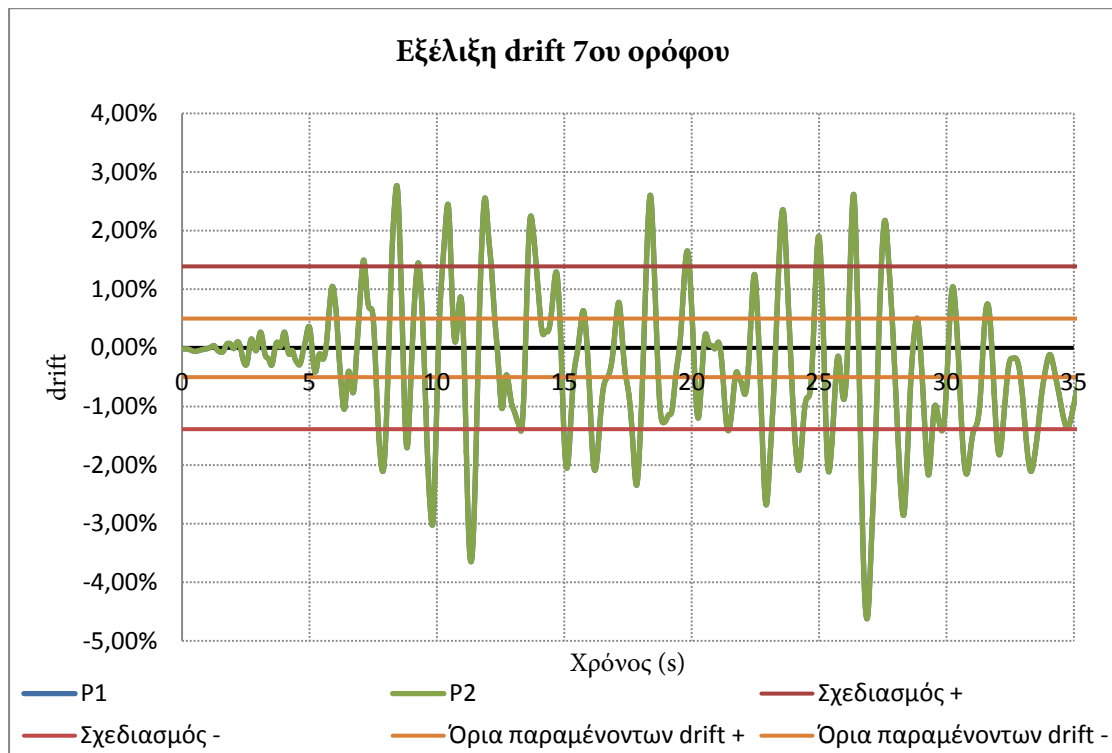


Η υστέρηση σε σχέση με τις προβλεπόμενες από το σχεδιασμό μετακινήσεις είναι σημαντική, τόσο για τις δυναμικές, όσο και για τη στατική ανάλυση, αν και η τελευταία προλαβαίνει να φτάσει σε μεγαλύτερα επίπεδα πριν αστοχήσει. Με την πύκνωση των συνδετήρων που υιοθετήθηκε λαμβάνονται οι ακόλουθες μετακινήσεις:

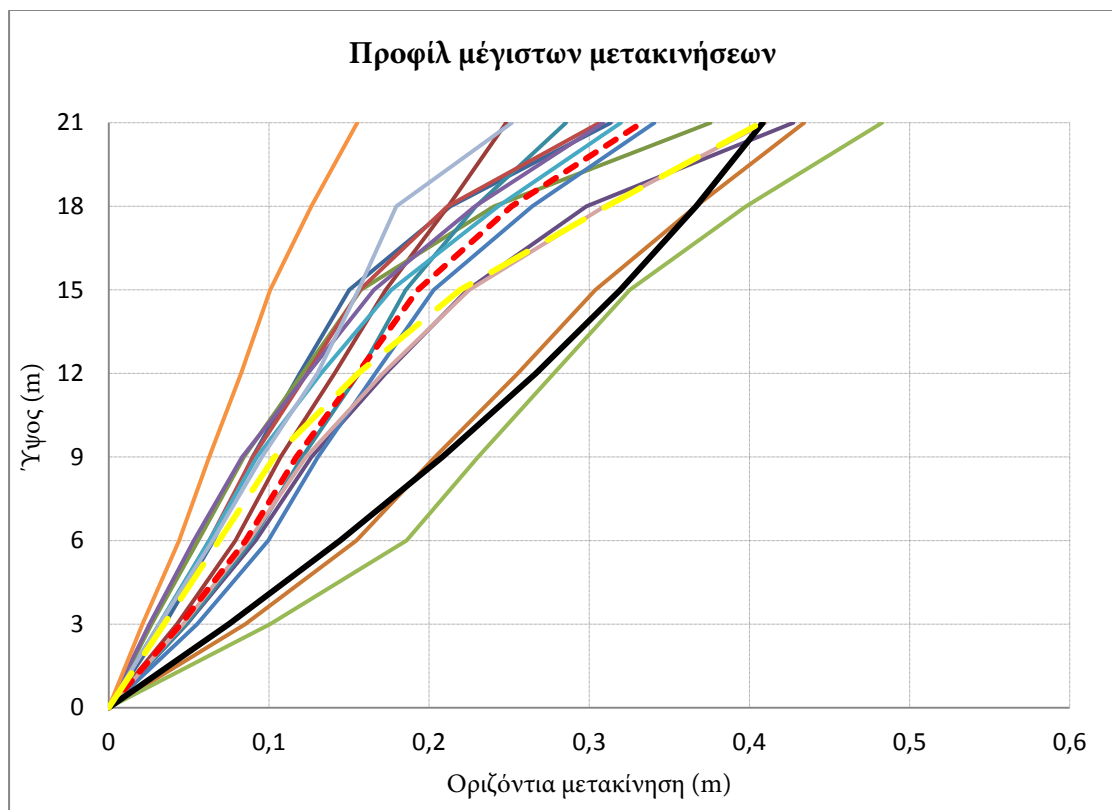
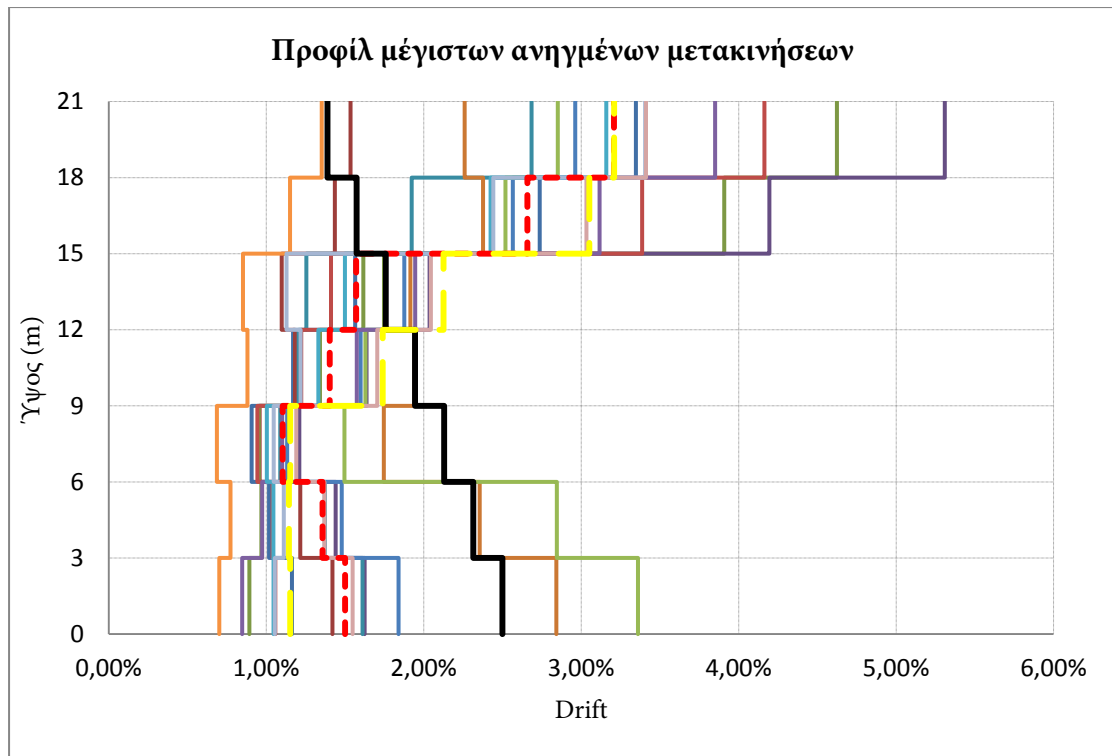




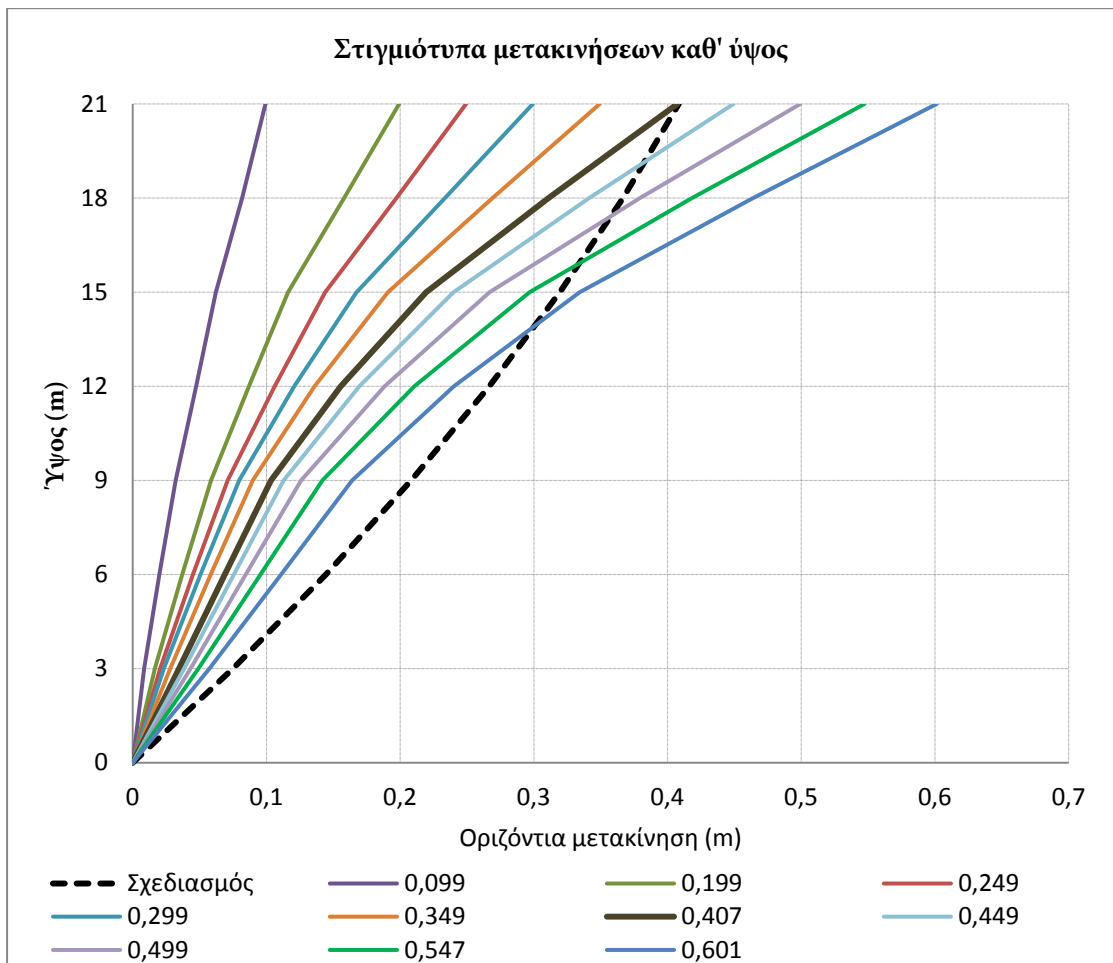
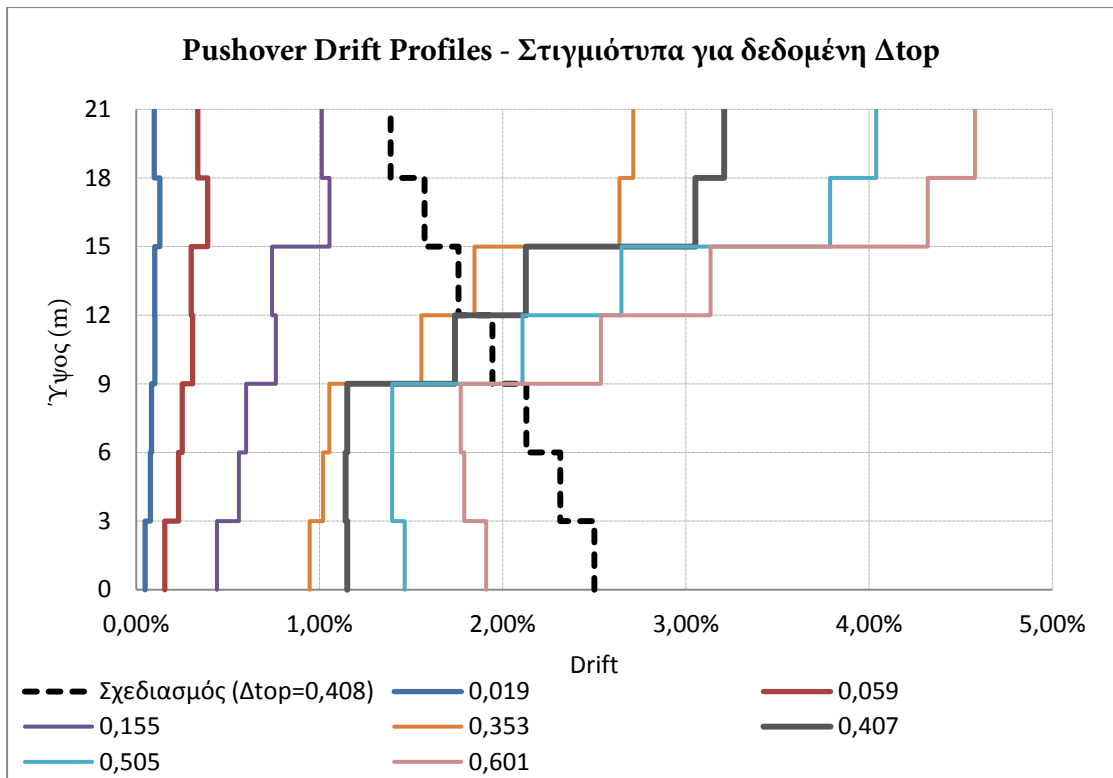
Όπως και προηγουμένως (§5.3.1), παρατηρούνται σε αρκετές περιπτώσεις παραμένουσες μετακινήσεις που υπερβαίνουν τα όρια του κανονισμού για σχεδιασμό βάσει μετακινήσεων, όπως στο ακόλουθο διάγραμμα από την καταγραφή για το σεισμό στην Irpinia.



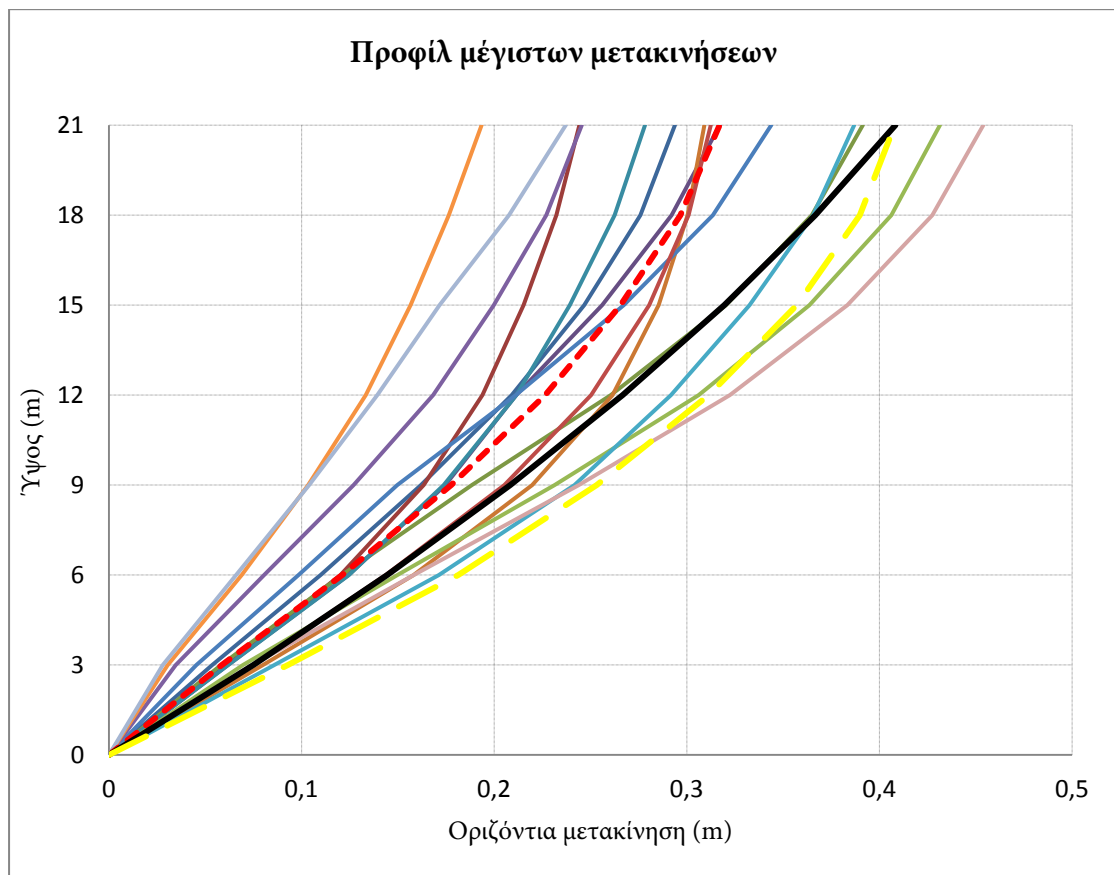
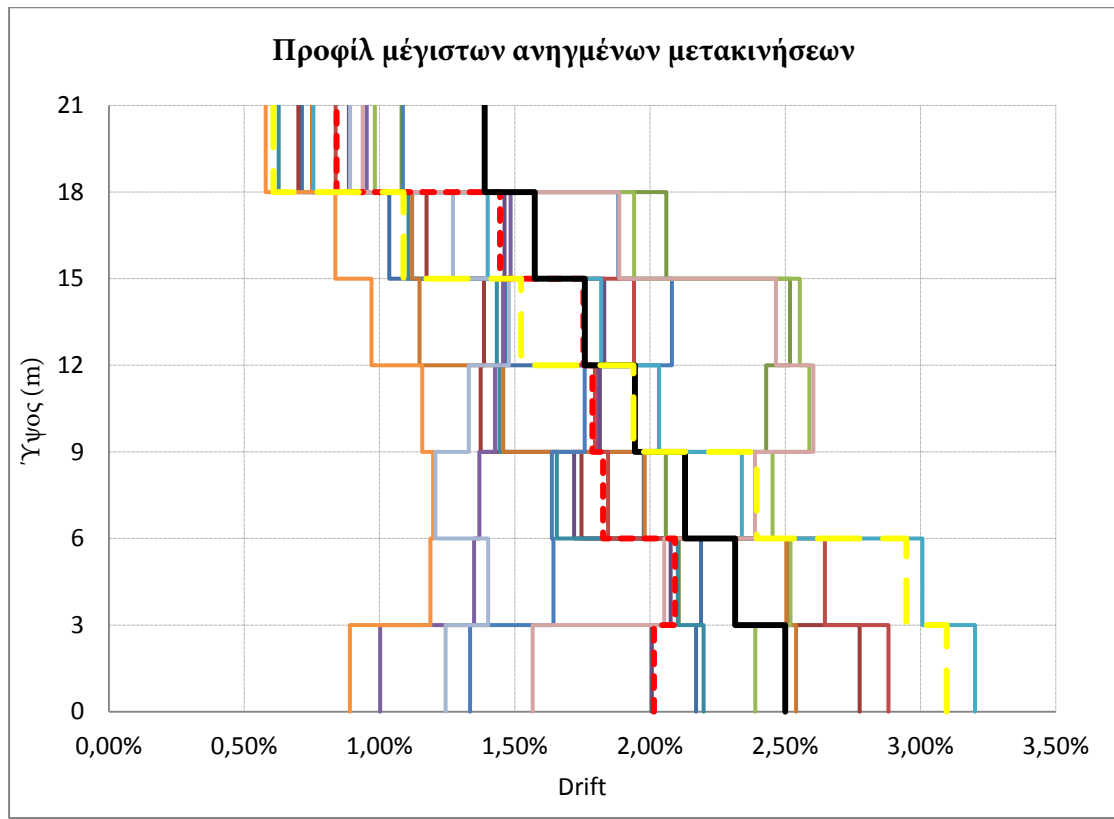
Με περαιτέρω πύκνωση των συνδετήρων για πλήρη αποφυγή διατμητικών αστοχιών, λαμβάνονται μεγαλύτερες μετακινήσεις:



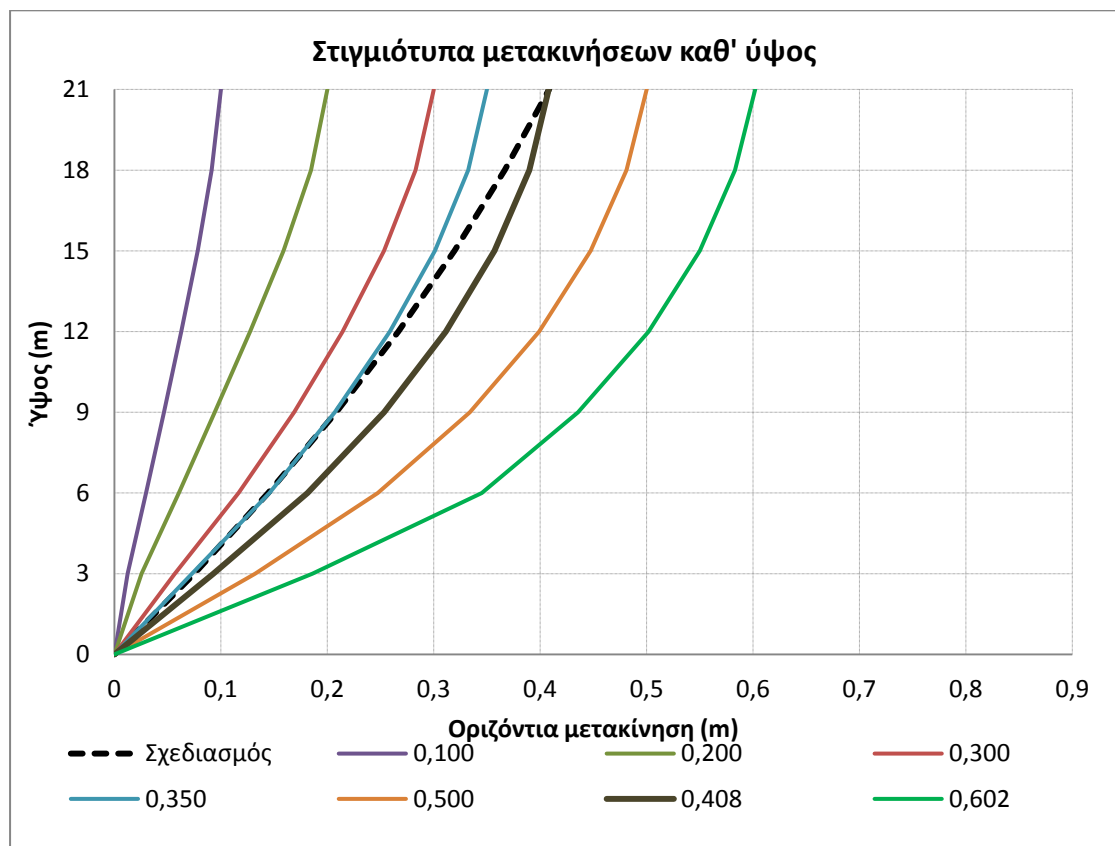
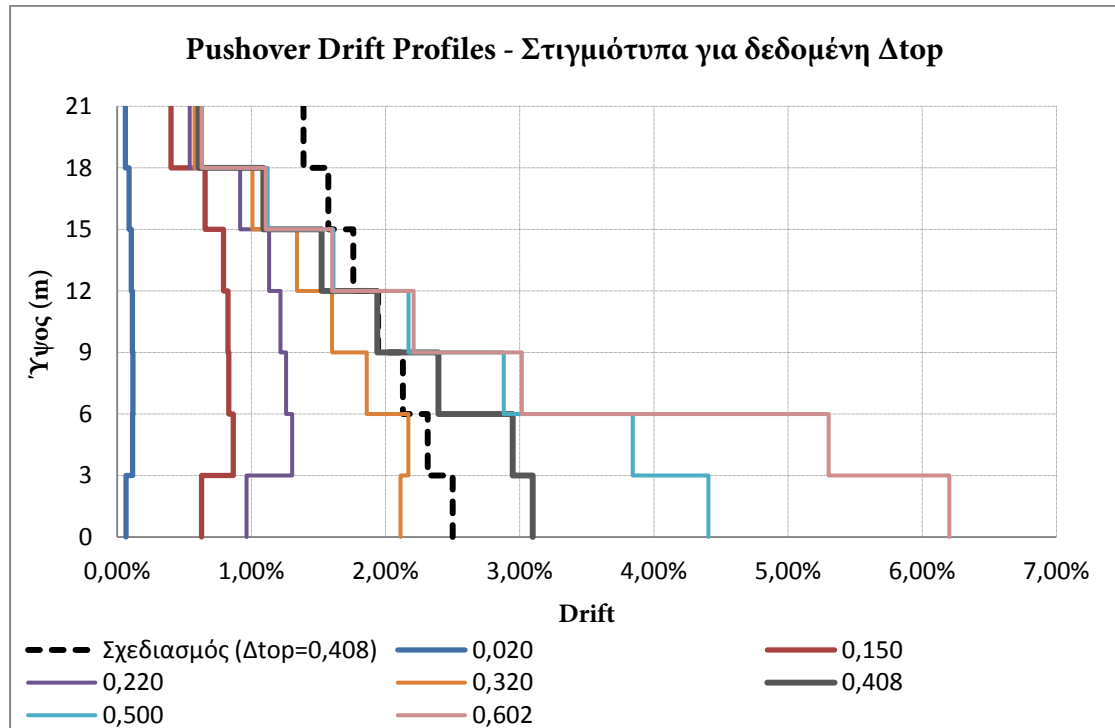
Παρατηρείται μεταβολή της συμπεριφοράς του πλαισίου καθώς, ιδιαίτερα στους τελευταίους ορόφους, το προφίλ είναι περισσότερο καμπτικό, παρά διατμητικό. Έντονες είναι και οι παραμένουσες μετακινήσεις. Η καμπτική συμπεριφορά του πλαισίου είναι φανερή και στην εξέλιξη των μετακινήσεων κατά τη στατική ανάλυση και εμφανίζεται αρκετά νωρίτερα από το σημείο σχεδιασμού.



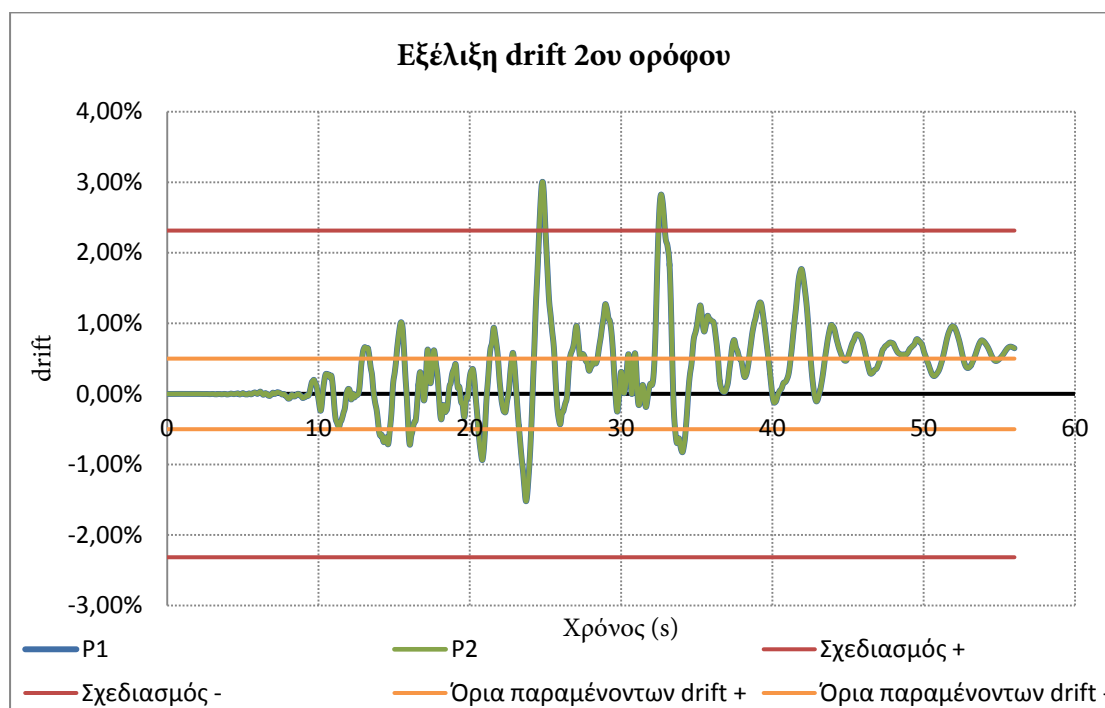
5.3.3.Επτάώροφο κανονικό πλαίσιο



Παρατηρείται συμπεριφορά ανάλογη με το πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές (§5.3.1): Οι μέσες μετακινήσεις από τις δυναμικές αναλύσεις δεν υπερβαίνουν τις μετακινήσεις του σχεδιασμού και παρατηρείται υστέρηση στις μετακινήσεις των κατωτέρων ορόφων, ενδεχομένως λόγω της αύξησης του σπλισμού λόγω ικανοτικού.



Η στατική ανάλυση παρουσιάζει μεγαλύτερες αποκλίσεις εν γένει, κάτι που φαίνεται και από την εντονότερη καμπύλωσή της στο προφίλ απόλυτων μετακινήσεων: Η υπέρβαση του σχεδιασμού είναι ιδιαίτερα έντονη στους κατώτερους ορόφους, ενώ στους ανώτερους προκύπτει σημαντική υστέρηση. Από την εξέλιξη του προφίλ μετακινήσεων παρατηρούμε ότι η καταπόνηση συγκεντρώνεται στους κατώτερους ορόφους, με την κορυφή να μην επιβαρύνεται περεταίρω. Σημαντικές παραμένουσες παραμορφώσεις συναντούμε και εδώ σε κάποιες περιπτώσεις, όπως για την καταγραφή TCU055 από το σεισμό του Chi-Chi.



Γενική παρατήρηση για όλα τα πλαίσια είναι πως η μη υπέρβαση των μετακινήσεων σχεδιασμού συνοδεύεται και από συμμόρφωση με τα όρια των παραμενουσών μετακινήσεων.

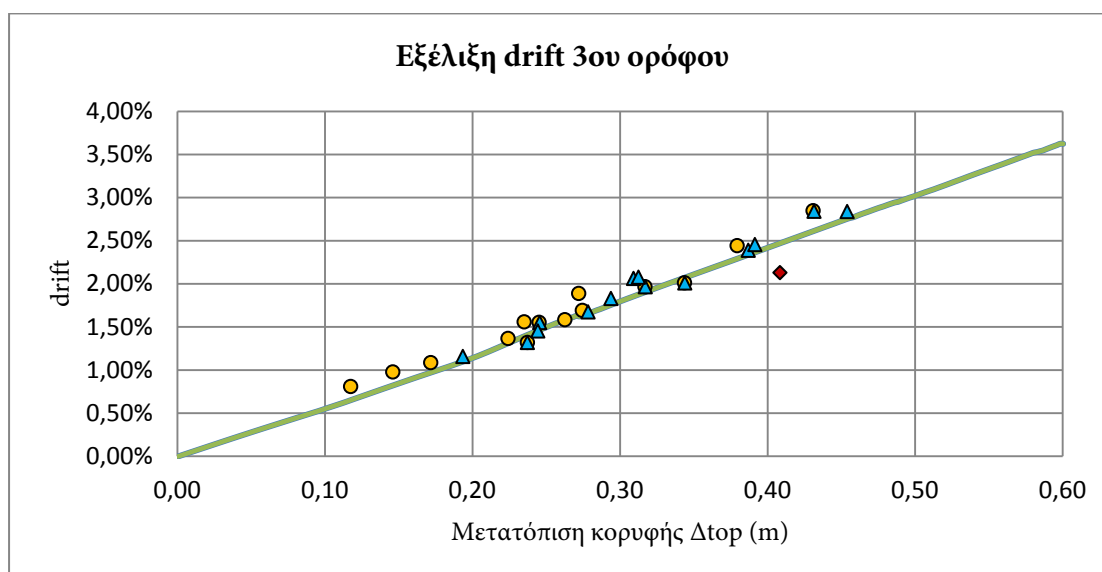
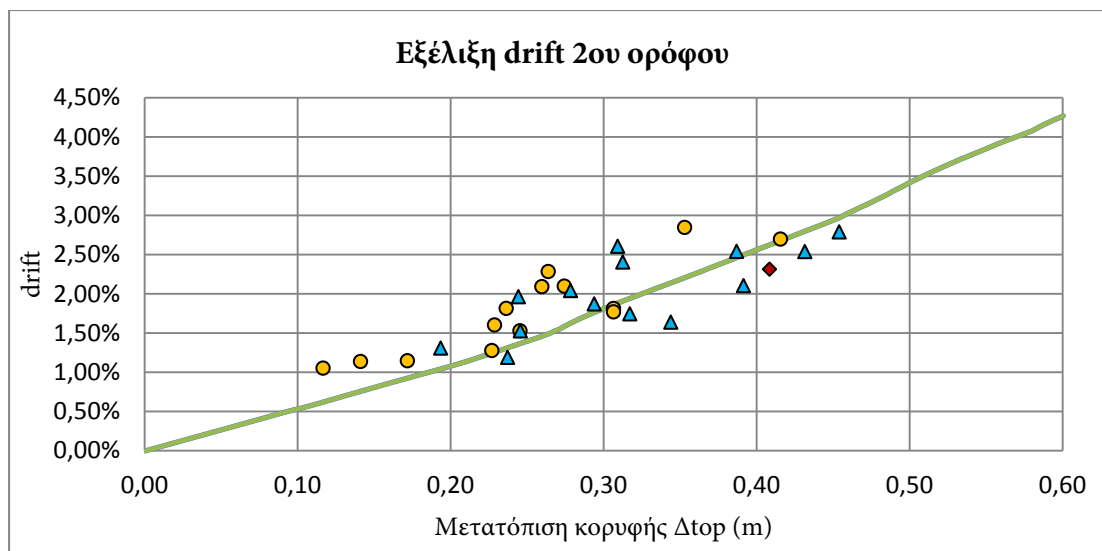
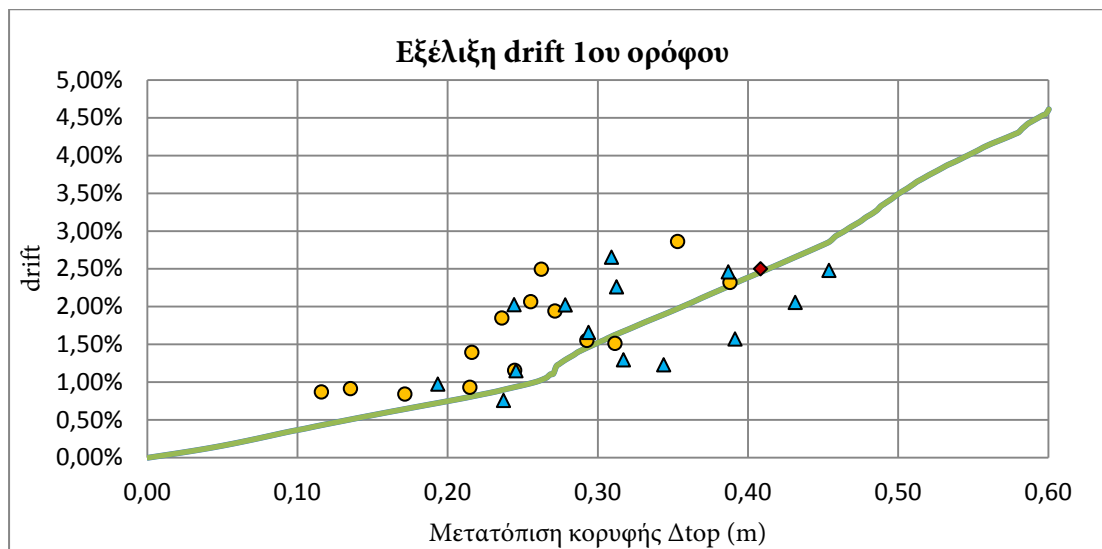
5.4. Εξέλιξη ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων

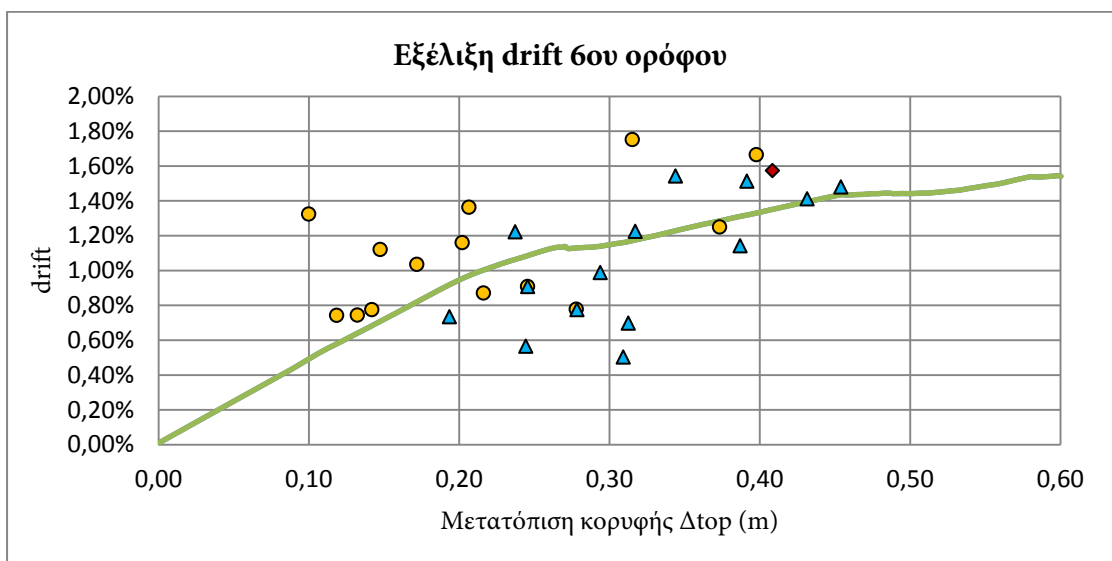
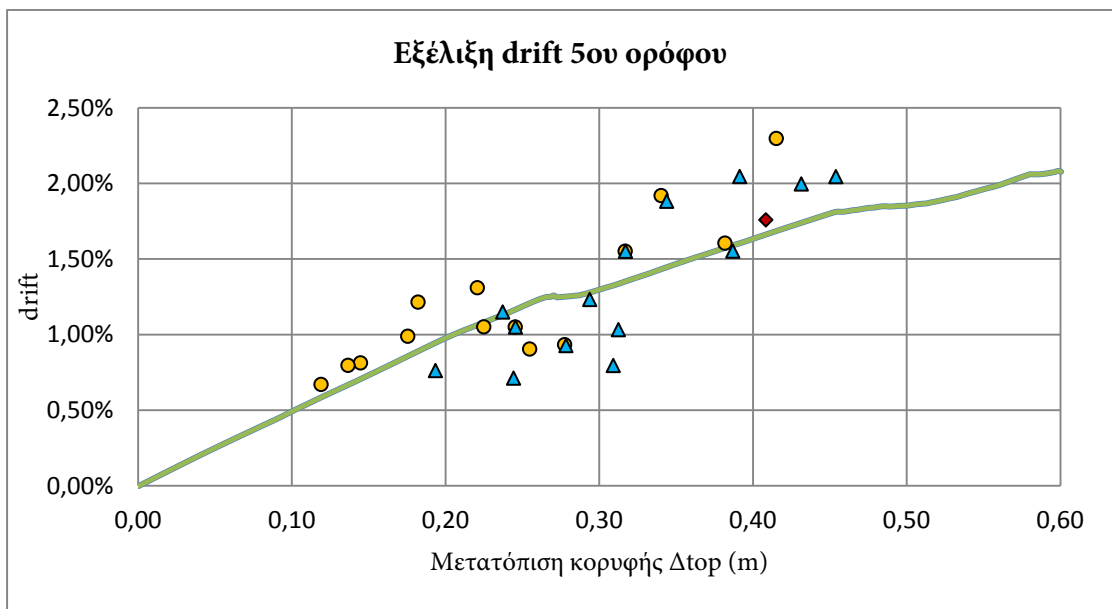
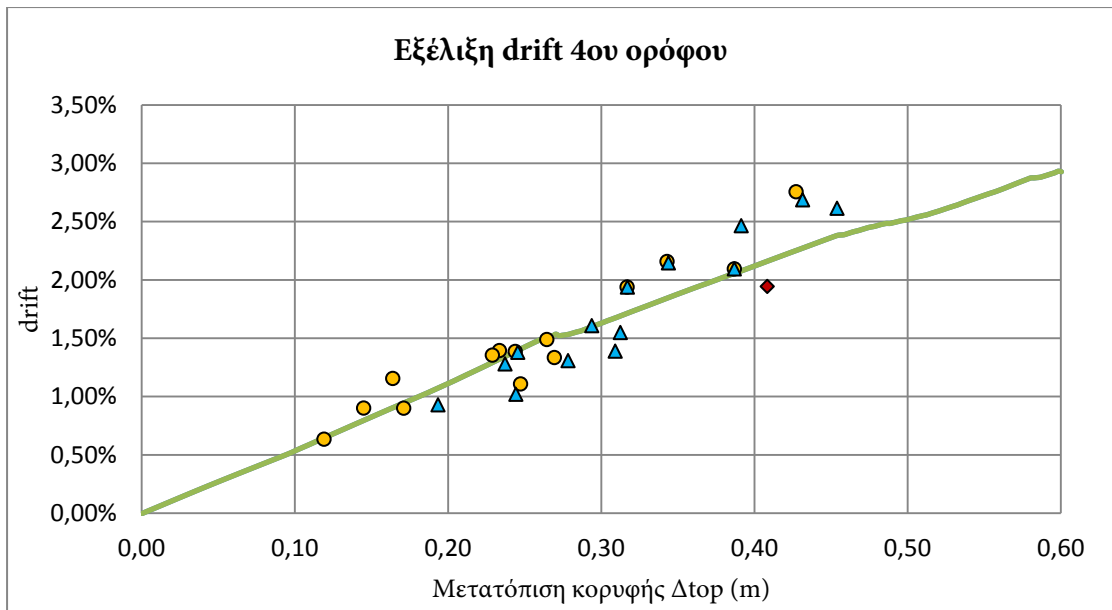
Στην παρούσα ενότητα, παρουσιάζεται η εξέλιξη των ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων (drift) από τη στατική προσαυξητική ανάλυση ως προς τη μετακίνηση της κορυφής (κόμβος ελέγχου). Σχεδιάζονται επίσης τα σημεία μέγιστου drift με τις αντίστοιχες μετακινήσεις κορυφής, όπως και τα drift τη στιγμή της μέγιστης μετακίνησης για κάθε δυναμική ανάλυση που εκτελέστηκε. Σκοπός είναι να διαπιστωθεί εάν η πορεία που προκαθορίζεται από τη στατική ανάλυση επαληθεύεται από τα μέγιστα των δυναμικών αναλύσεων.

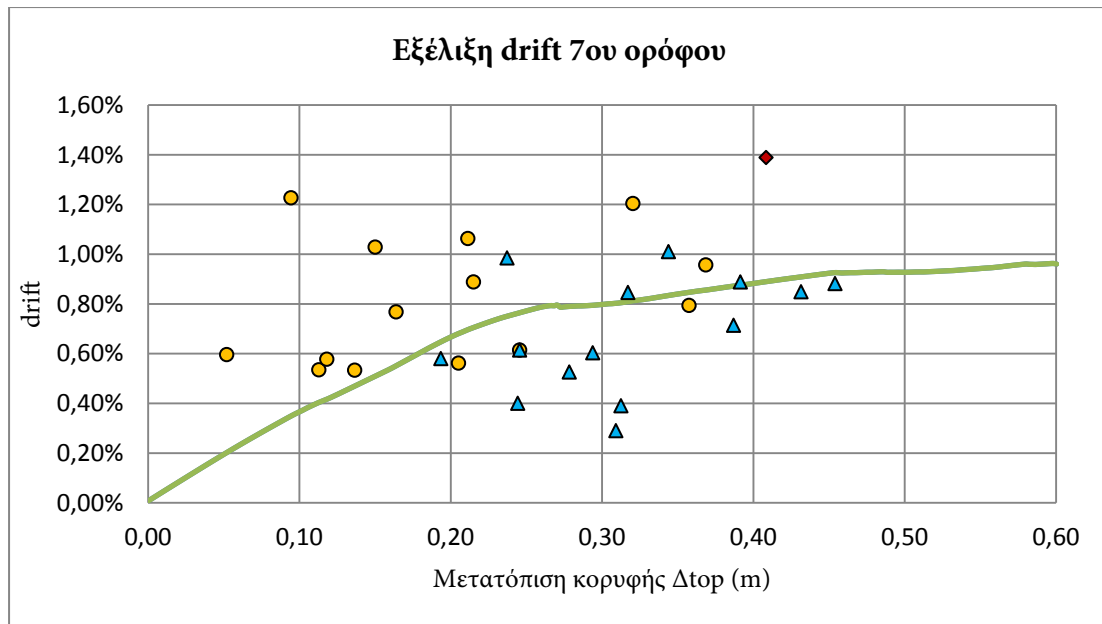
Το υπόμνημα των διαγραμμάτων αυτών είναι το παρακάτω:

— P1 — P2 ◆ Σχεδιασμός ● maxDrift-Δ ▲ drift-maxΔ

5.4.1.Επταώροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές



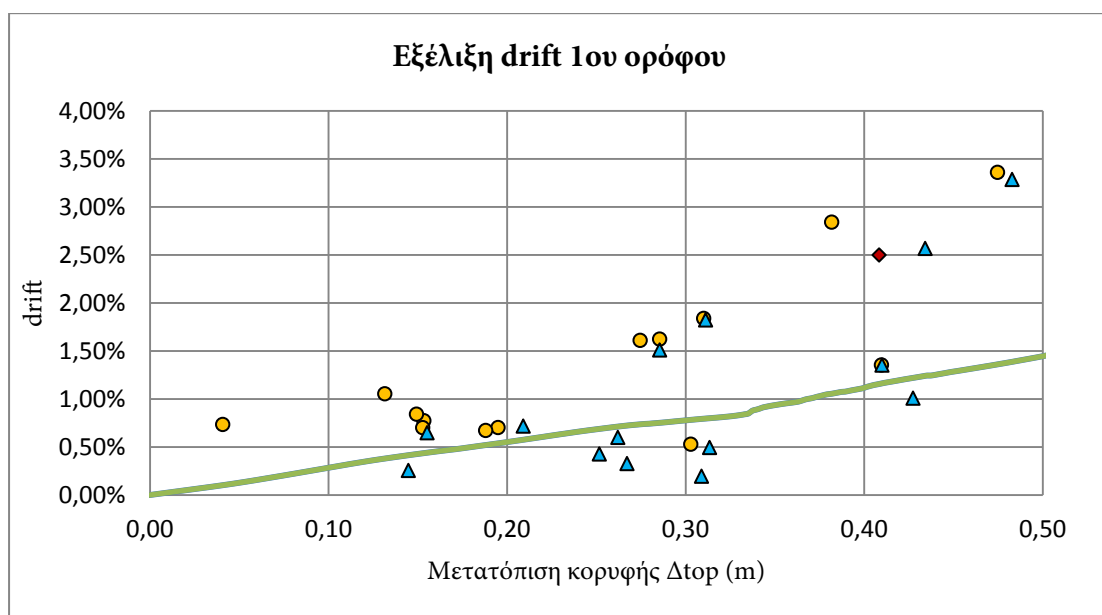


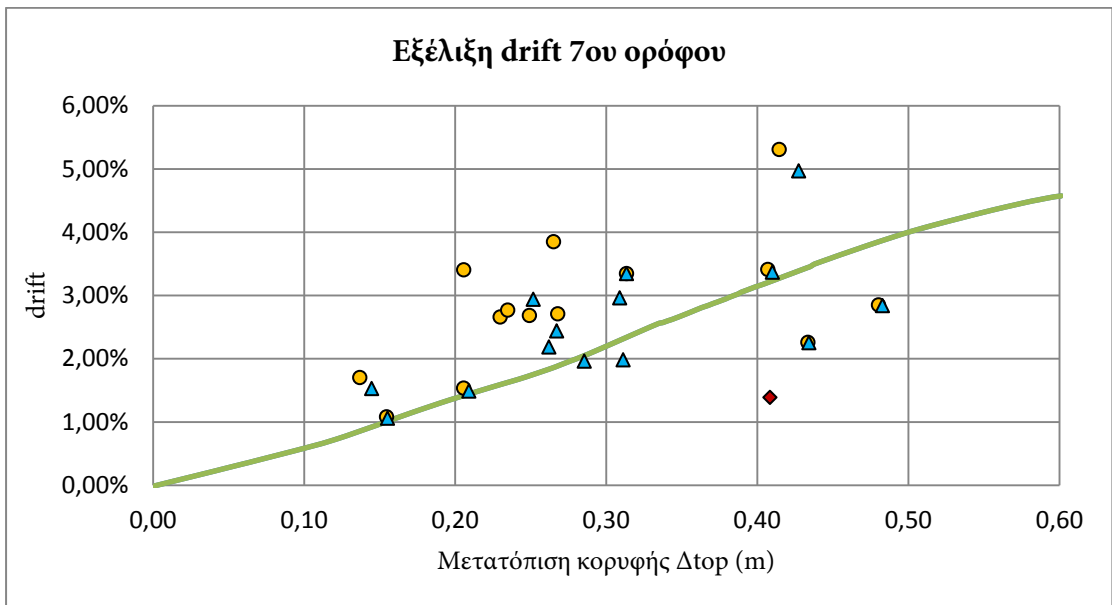
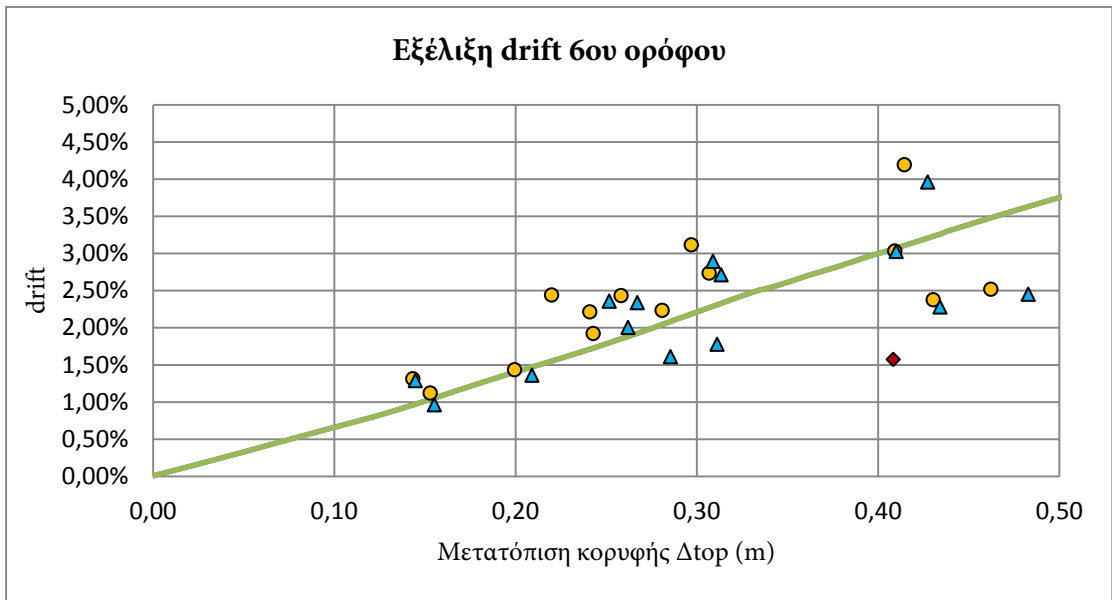
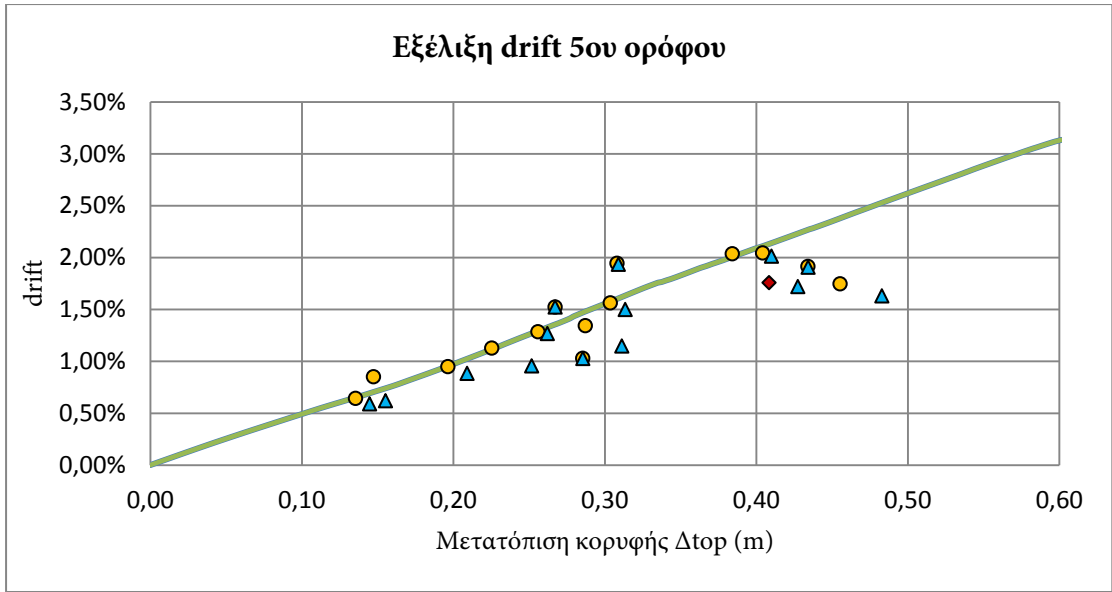


Παρατηρείται καλή ταύτιση των μεγίστων των δυναμικών αναλύσεων με τις προβλέψεις της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης. Παρατηρούνται και οι διαφορές από τα σημεία σχεδιασμού που εντοπίστηκαν και από τα προφίλ (§5.3.1). Εμφανίζεται η εντονότερη καταπόνηση των ορόφων πάνω από το ισόγειο και η υστέρηση στις μετακινήσεις των ορόφων της κορυφής. Έντονη είναι η διασπορά των αποτελεσμάτων στην κορυφή, όπου επιδρά η εσοχή και καθίστανται σημαντικές οι ανώτερες ιδιομορφές.

5.4.2. Επτάωροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές

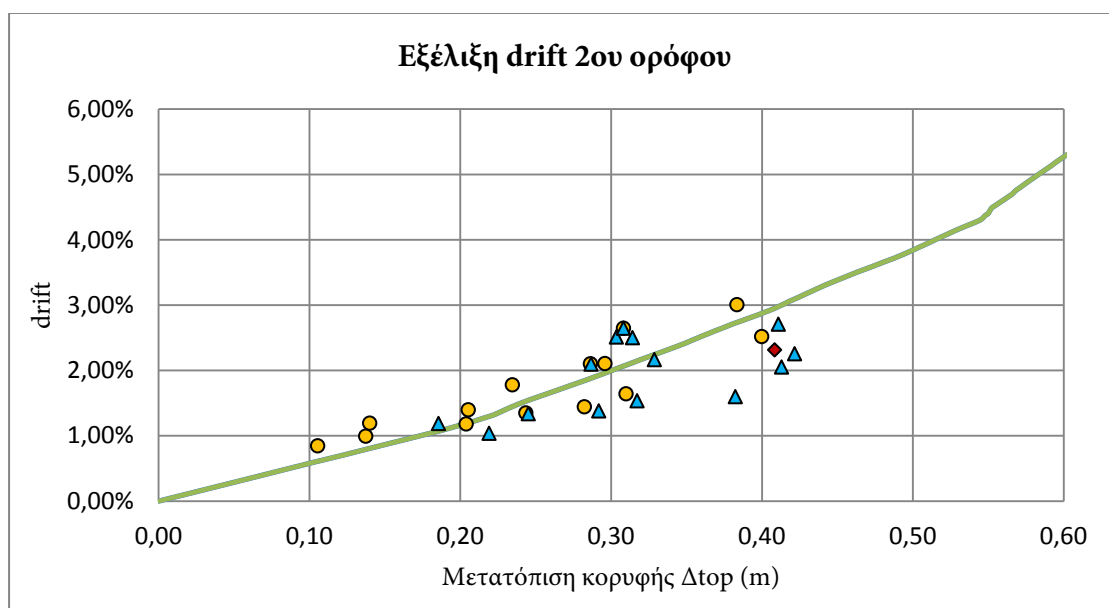
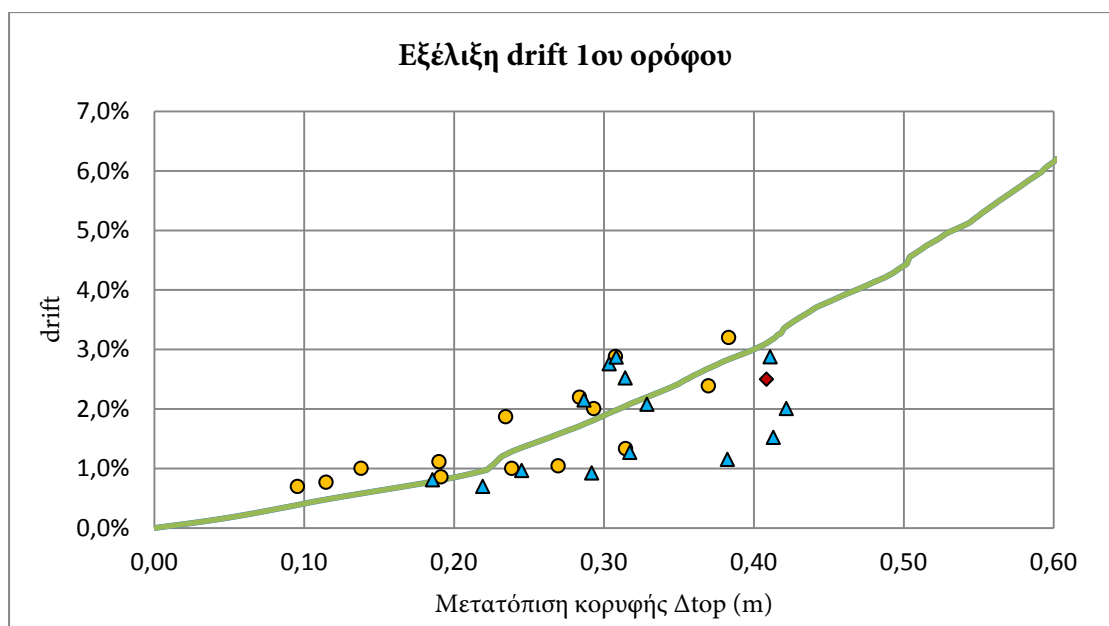
Στις έντονες αποκλίσεις από το σχεδιασμό που παρατηρήθηκαν στα προφίλ προστίθενται οι μεγάλες διασπορές των δυναμικών αναλύσεων από τη γραμμή που καθορίζει η στατική ανάλυση.

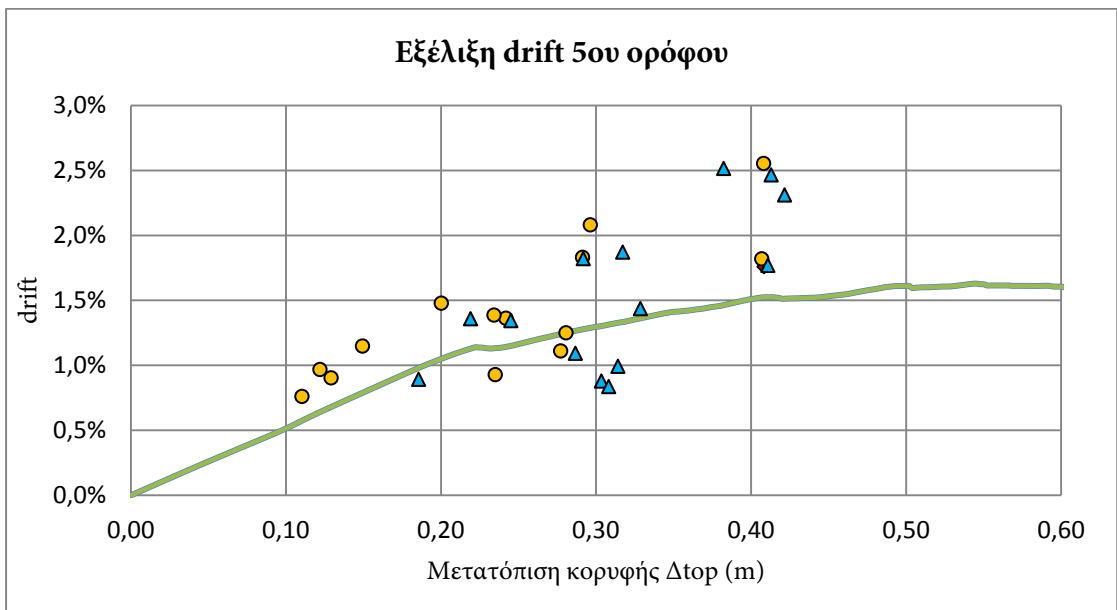
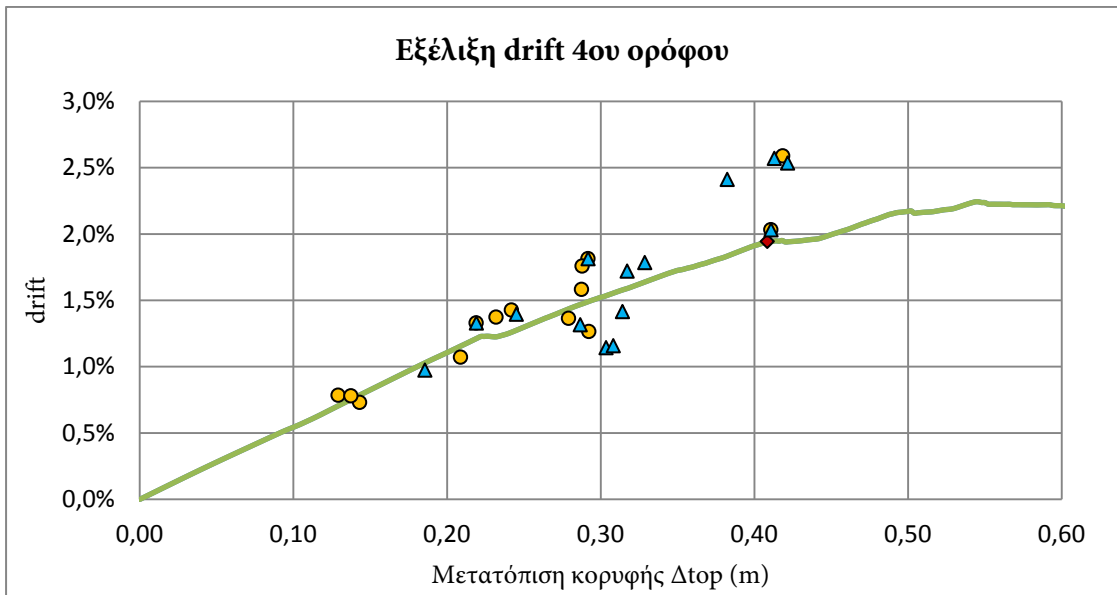
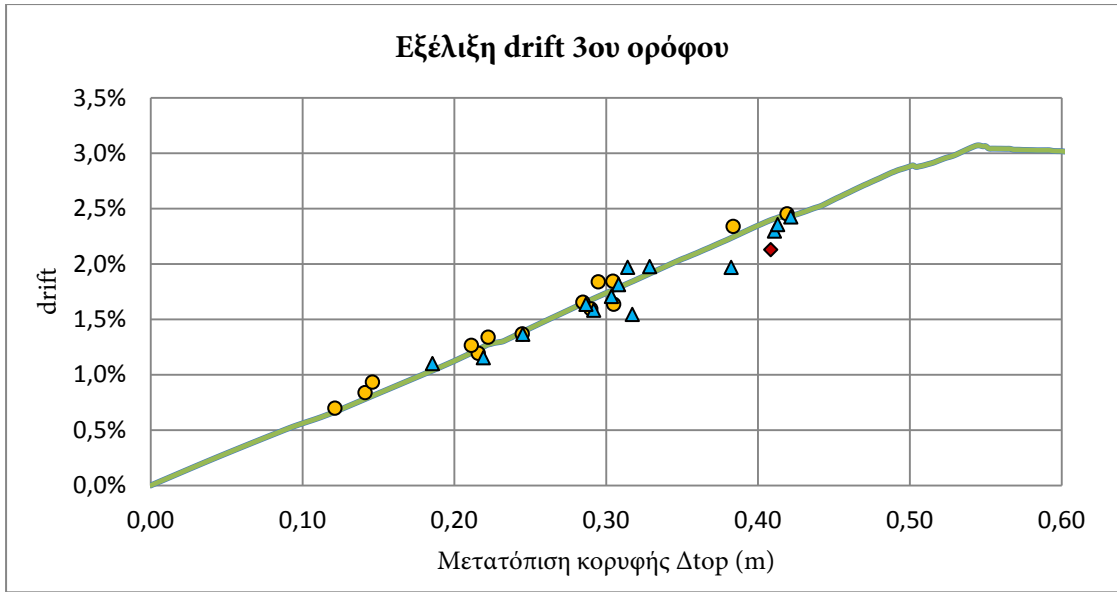


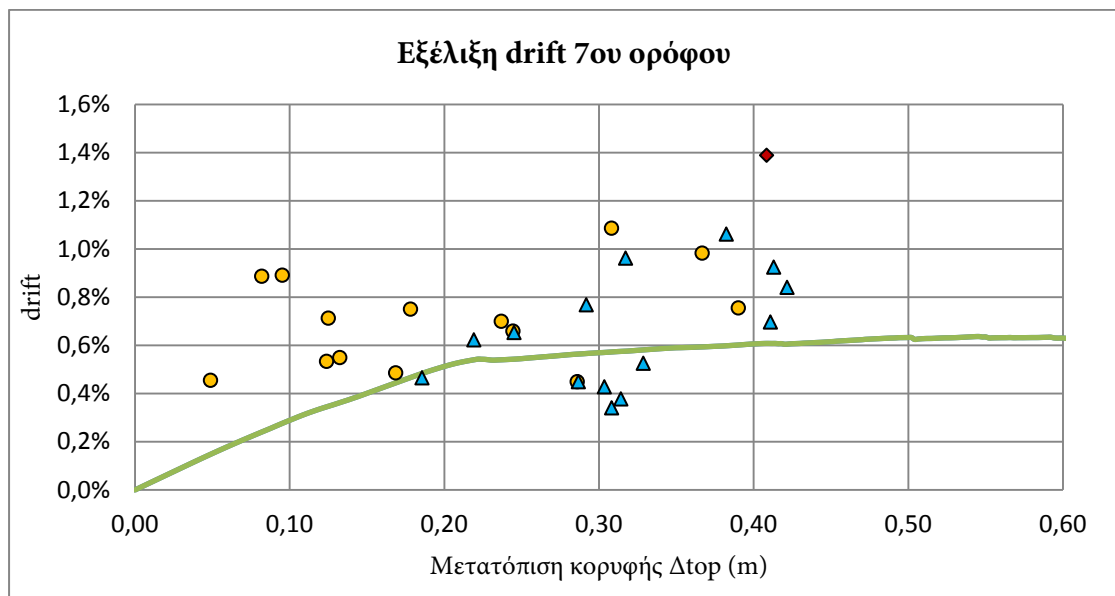
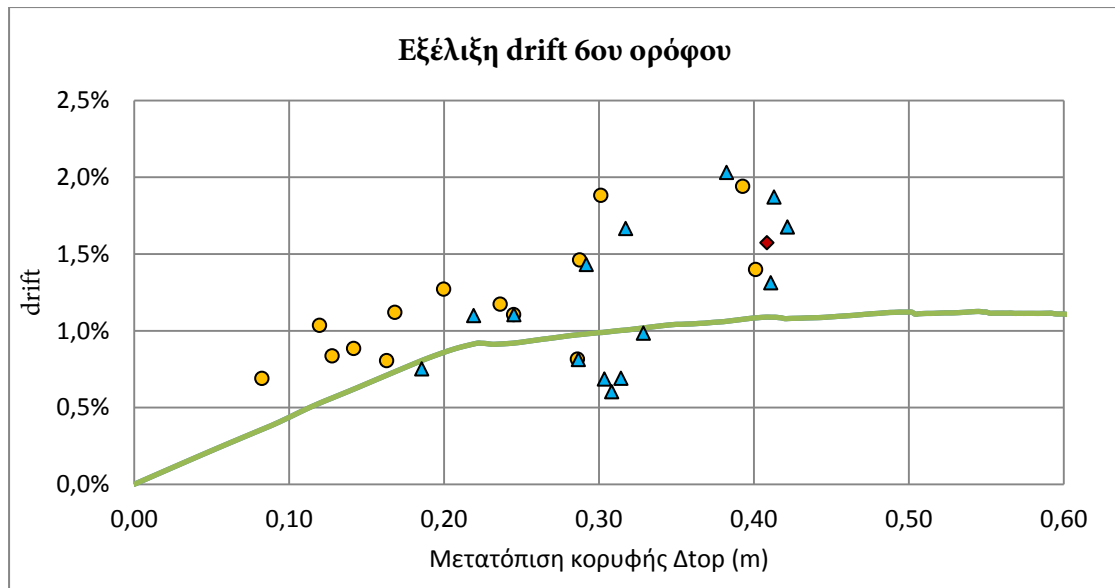


5.4.3.Επταώροφο κανονικό πλαίσιο

Στο κανονικό πλαίσιο παρατηρούμε ικανοποιητική συγκέντρωση των μεγίστων των δυναμικών αναλύσεων γύρω από τη γραμμή που προδιαγράφει η στατική ανάλυση, ιδιαίτερα για τους κατώτερους ορόφους. Η συγκέντρωση παραμορφώσεων στους κατώτερους ορόφους επιβεβαιώνεται και από την κλίση του γραφήματος, με τους ανώτερους ορόφους να αποφορτίζονται. Επαληθεύονται και οι διαφορές από τη μέση τιμή των μεγίστων μετακινήσεων των δυναμικών αναλύσεων, καθώς χαλάει με το ύψος η ταύτιση με τη στατική ανάλυση. Διαφαίνονται, δηλαδή, επιρροές ανώτερων ιδιομορφών ακόμα και με απουσία της ακανονικότητας.



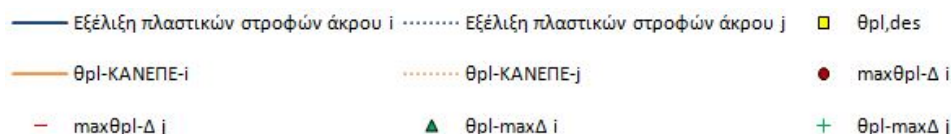




5.5. Εξέλιξη Πλαστικών Στροφών

Στα διαγράμματα της ενότητας αυτής παρατίθεται η εξέλιξη των πλαστικών στροφών κατά τη στατική προσαυξητική ανάλυση ως προς τη μετακίνηση της κορυφής. Σχεδιάζονται επίσης, για κάθε άκρο των μελών, οι μέγιστες πλαστικές στροφές που αναπτύχθηκαν κατά τις δυναμικές αναλύσεις με τις αντίστοιχες μετακινήσεις κορυφής, αλλά και οι πλαστικές στροφές τη στιγμή της μέγιστης μετακίνησης κορυφής. Για συγκριτικούς λόγους, ως ένδειξη αστοχίας χαράσσεται η ικανότητα πλαστικής στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., υπολογιζόμενη με βάση την ενότητα §4.4. Η συμπεριφορά των πλαισίων (εσωτερικό – εξωτερικό) είναι πανομοιότυπη, όπως επίσης και η συμπεριφορά των δοκών του ίδιου ορόφου. Έτσι, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το εσωτερικό πλαίσιο και για μια δοκό ανά όροφο. Υπολογίζονται επίσης οι πλαστικές στροφές σχεδιασμού για τα μέλη που προβλέπεται

ανελαστική απόκριση με βάση τη μεθοδολογία της ενότητας §3.7. Το υπόμνημα των διαγραμμάτων αυτών είναι το ακόλουθο. Με συνεχή γραμμή απεικονίζονται οι πλαστικές στροφές του αριστερού άκρου (i) και με διακεκομμένη του δεξιού άκρου (j). Με κύκλο και τρίγωνο σηματοδοτούνται οι μέγιστες πλαστικές στροφές των άκρων i και j αντίστοιχα, ενώ με παύλα και σταυρό οι πλαστικές στροφές τη στιγμή της μέγιστης μετακίνησης κορυφής των άκρων i και j αντίστοιχα. Το τετράγωνο υποδηλώνει την πλαστική στροφή σχεδιασμού:



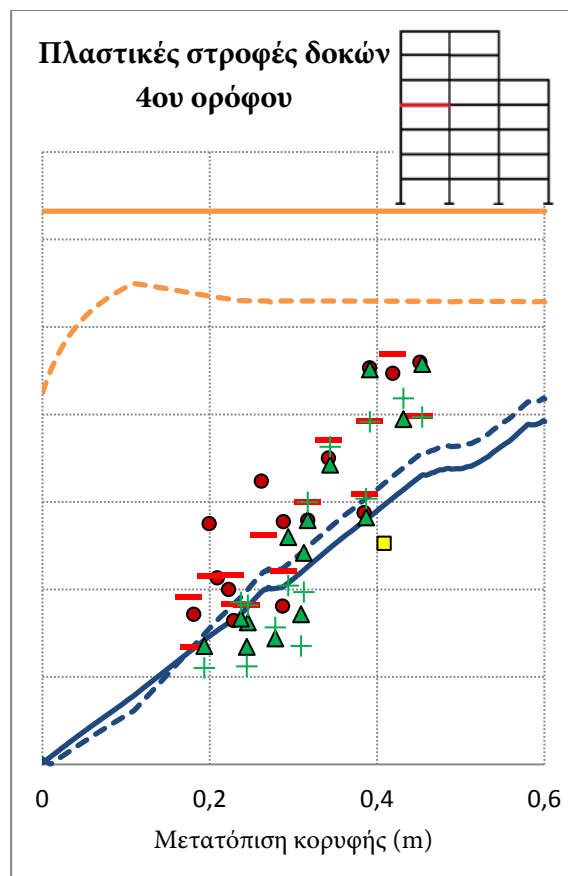
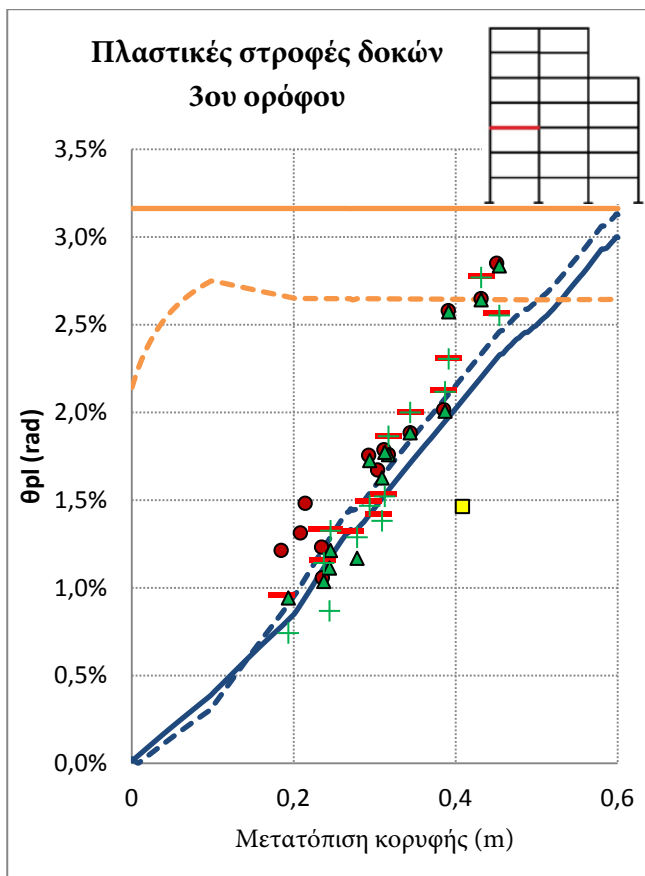
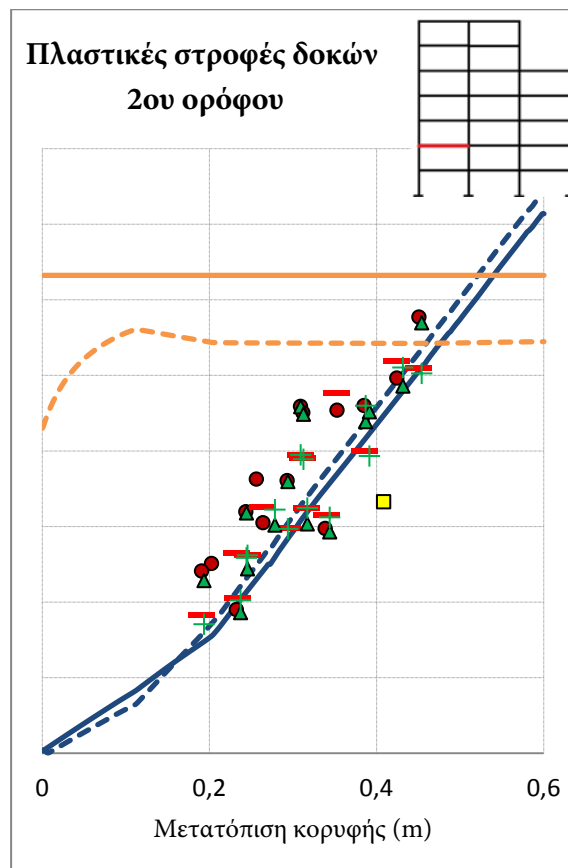
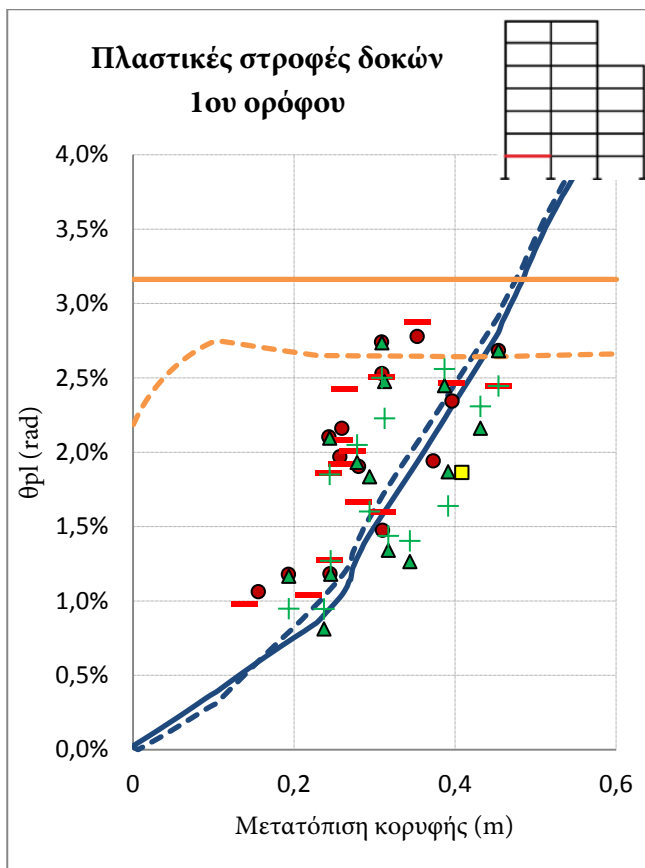
5.5.1. Επτάωρο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές

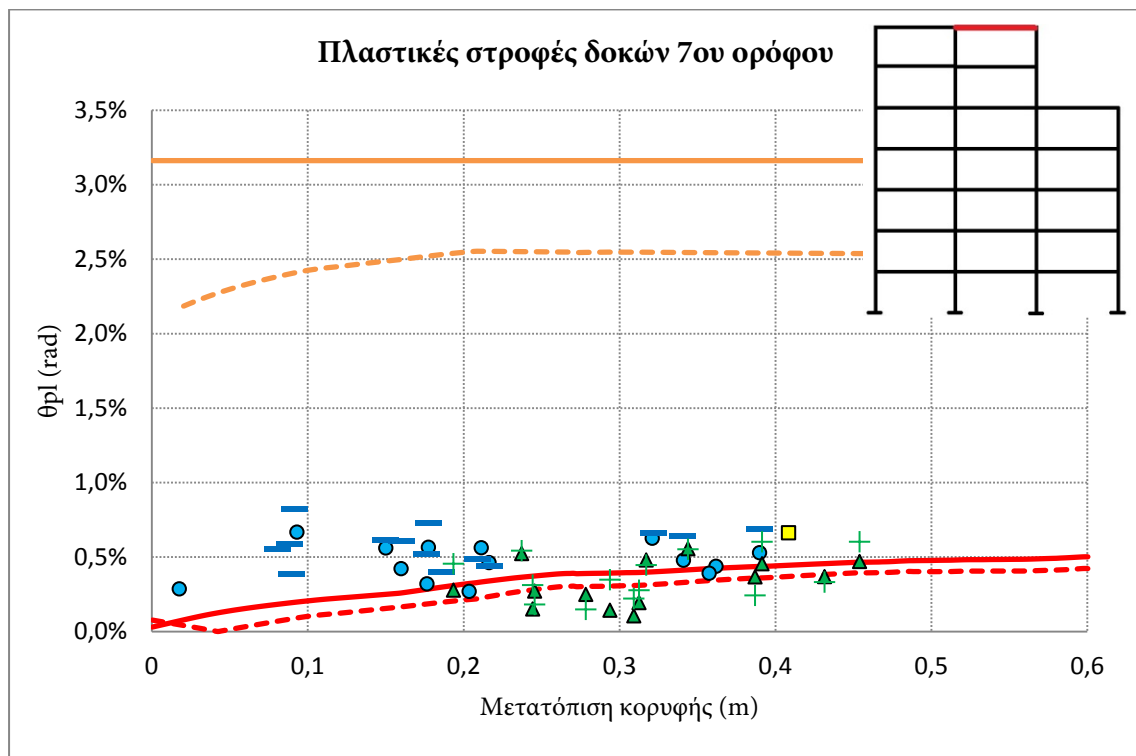
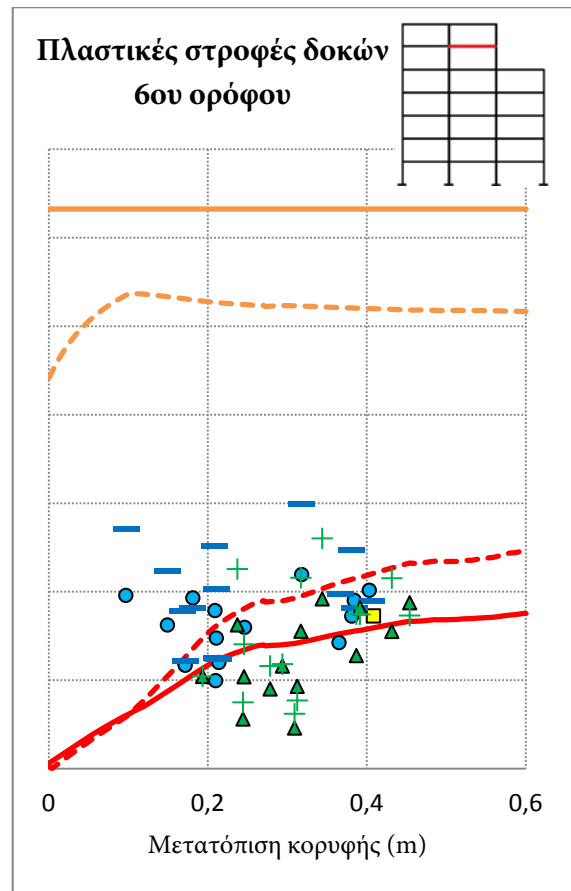
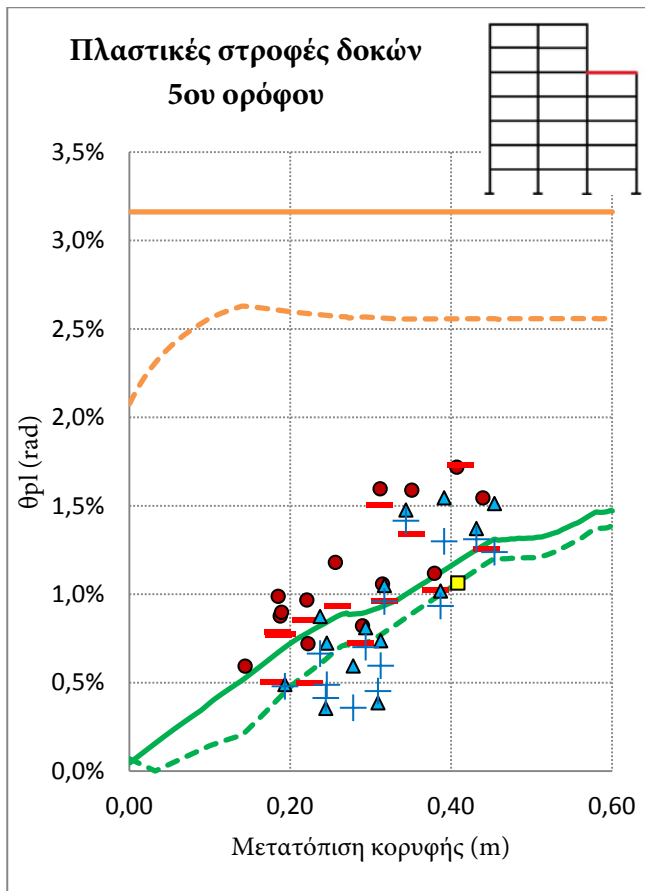
5.5.1.1. Δοκοί

Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται οι υπολογισμοί για την εκτίμηση της πλαστικής στροφής σχεδιασμού των δοκών.

Όροφος:	1	2	3	4	5	6	7
Ύψος δοκού h_b (m)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Καθαρό μήκος δοκού $L_{b,cl}$ (m)	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55
Σχετική μετακίνηση σχεδιασμού ορόφου $\delta\Delta_d$ (m)	0,075	0,071	0,067	0,063	0,060	0,056	0,052
Καμπυλότητα διαρροής φ_y (1/m)	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078
Μήκος διείσδυσης διαρροής L_{sp} (m)	0,194	0,194	0,194	0,194	0,194	0,194	0,194
Μήκος πλαστικής άρθρωσης L_p (m)	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387
Μετακίνηση διαρροής Δ_y (m)	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023
Πλαστική καμπυλότητα φ_p (1/m)	0,0485	0,0449	0,0413	0,0378	0,0342	0,0306	0,0270
Καμπυλότητα σχεδιασμού φ_d (1/m)	0,0563	0,0527	0,0491	0,0456	0,0420	0,0384	0,0348
Πλαστική στροφή σχεδιασμού $\theta_{pl,des}$ (rad)	<u>1,88%</u>	<u>1,74%</u>	<u>1,60%</u>	<u>1,46%</u>	<u>1,32%</u>	<u>1,18%</u>	<u>1,05%</u>

Παρατηρείται καλή προσέγγιση της καμπύλης της στατικής ανάλυσης με αυξανόμενες διασπορές στους ανώτερους ορόφους, όπου επιδρά η εσοχή, αλλά και αστοχίες στους κατώτερους ορόφους. Διαπιστώνεται υπέρβαση της πλαστικής στροφής σχεδιασμού στους κατώτερους ορόφους και υστέρηση στην οροφή λόγω αποφόρτισης.

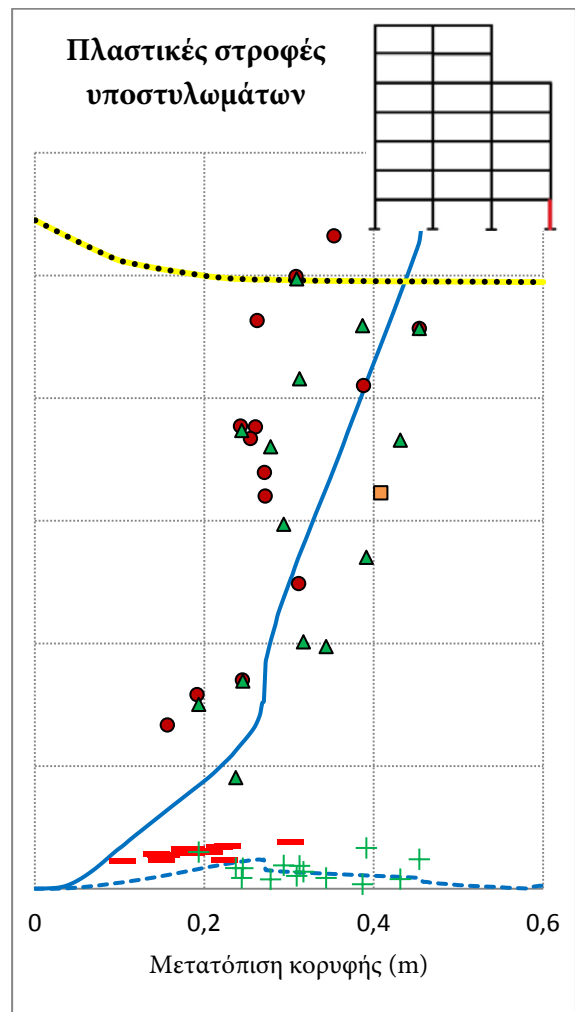
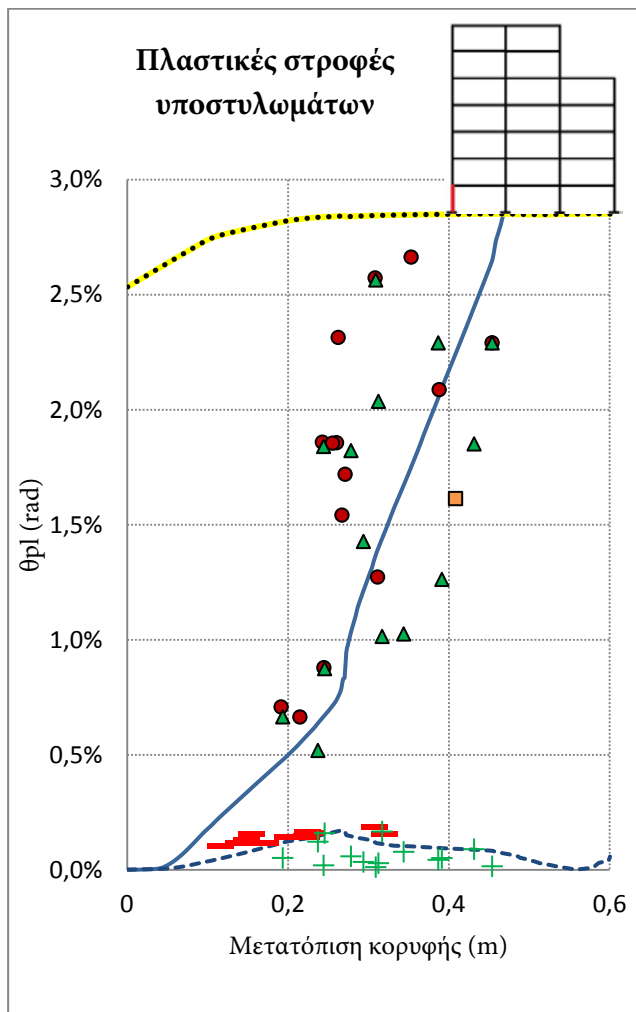


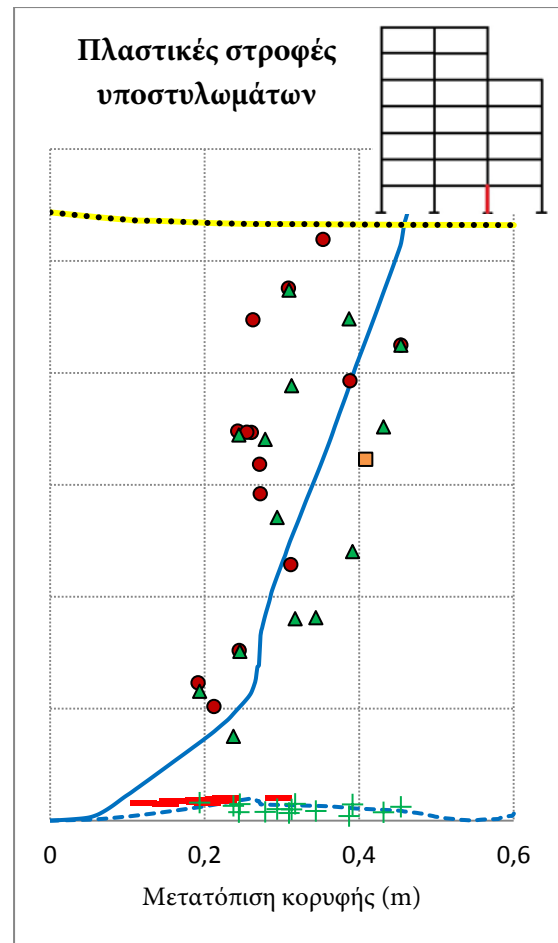
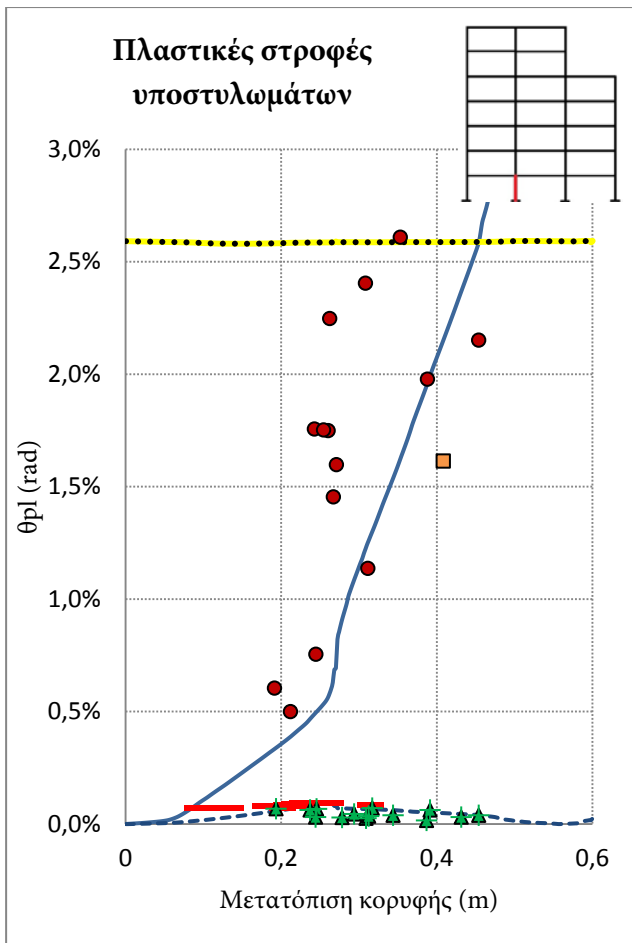


5.5.1.2. Υποστύλωματα

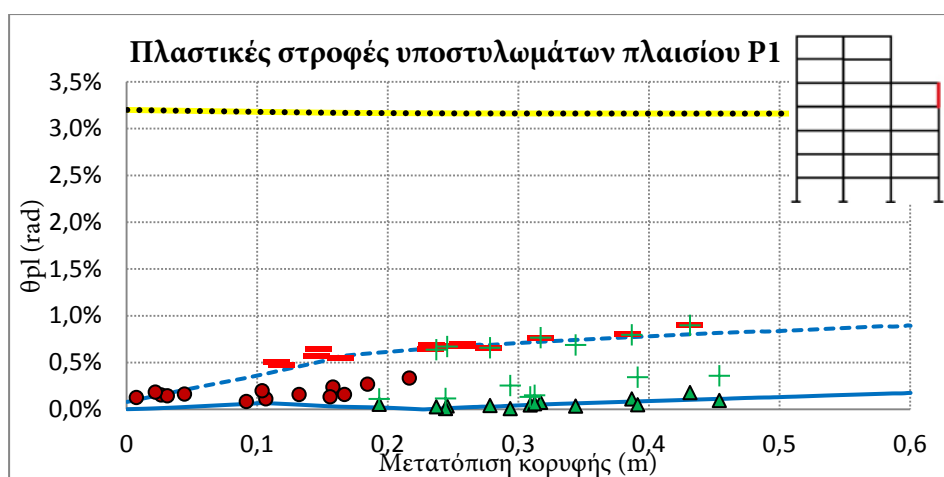
Ακολουθεί ανάλογος πίνακας που συνοψίζει τους υπολογισμούς για την πλαστική στρόφιση σχεδιασμού στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου.

Υποστύλωμα:	1	2	3	4
Διάσταση υποστύλωματος h_c (m)	0,45	0,45	0,45	0,45
Ύψος του σημείου μηδενισμού των ροπών L_s (m)	2,1	2,1	2,1	2,1
Λόγος διατμήσεως a_s	4,67	4,67	4,67	4,67
Σχετική μετακίνηση σχεδιασμού ορόφου $\delta\Delta_d$ (m)	0,053	0,053	0,053	0,053
Καμπυλότητα διαρροής φ_y (1/m)	0,0104	0,0104	0,0104	0,0104
Μήκος διείσδυσης διαρροής L_{sp} (m)	0,218	0,218	0,218	0,218
Μήκος πλαστικής άρθρωσης L_p (m)	0,436	0,436	0,436	0,436
Μετακίνηση διαρροής Δ_y (m)	0,019	0,019	0,019	0,019
Πλαστική καμπυλότητα φ_p (1/m)	0,0371	0,0371	0,0371	0,0371
Καμπυλότητα σχεδιασμού φ_d (1/m)	0,0474	0,0474	0,0474	0,0474
Πλαστική στρόφιση σχεδιασμού $\theta_{pl,des}$ (rad)	0,0161	0,0161	0,0161	0,0161





Η εντονότερη επιβάρυνση του ισογείου και η αποφόρτιση της κορυφής κατά την εξέλιξη της στατικής ανάλυσης επιβεβαιώνεται και από τις κλίσεις των γραμμών, κατ' αναλογία με τις μετακινήσεις (§5.4.1). Αν και οι πλαστικές στροφές σχεδιασμού των δοκών του 1^{ου} ορόφου και των βάσεων των υποστυλωμάτων είναι σχεδόν ίσες, το περιθώριο ασφαλείας στα υποστυλώματα είναι πολύ μικρότερο και σε αρκετές αναλύσεις εξαντλείται. Παρατηρείται επίσης η επιτυχία του ικανοτικού σχεδιασμού, καθώς καμία άλλη θέση υποστυλώματος δεν έχει παρατηρηθεί ουσιώδης πλαστικοποίηση, ακόμα και στη βάση της εσοχής:

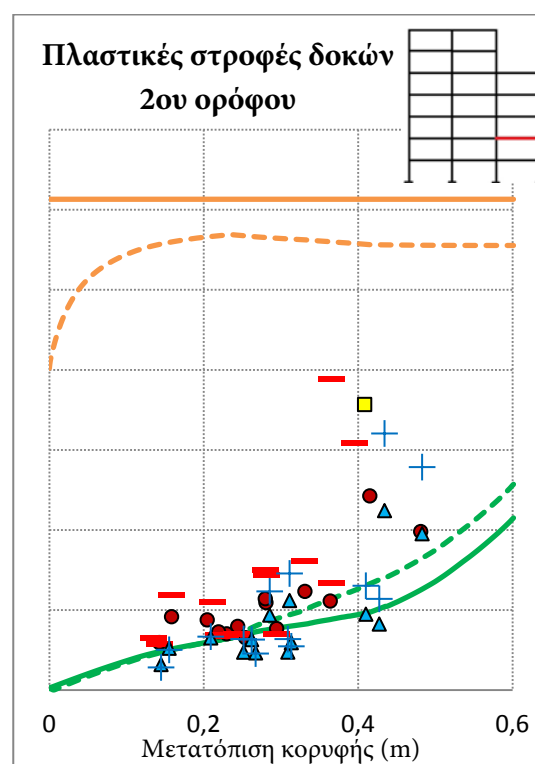
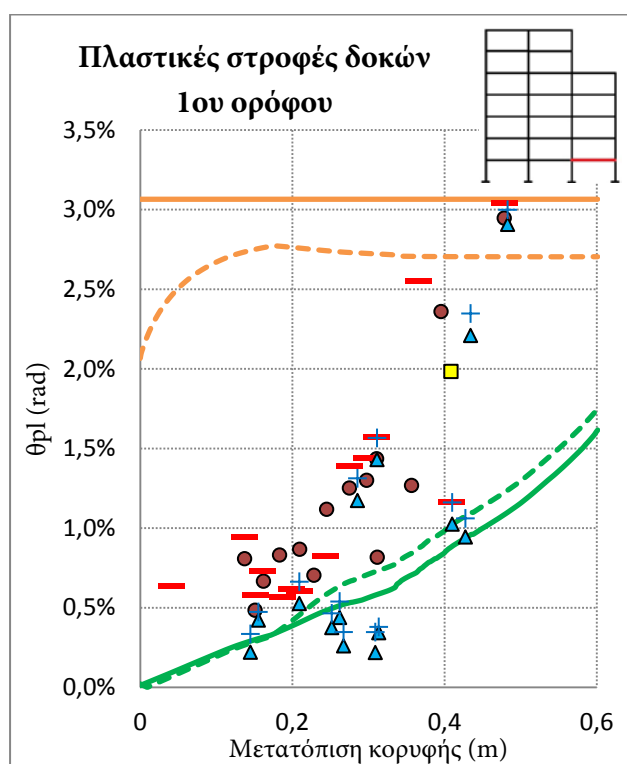


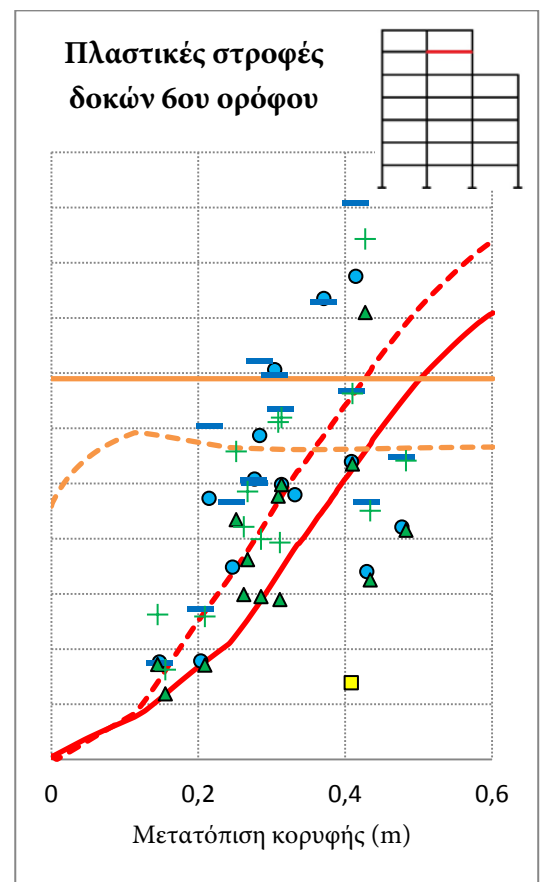
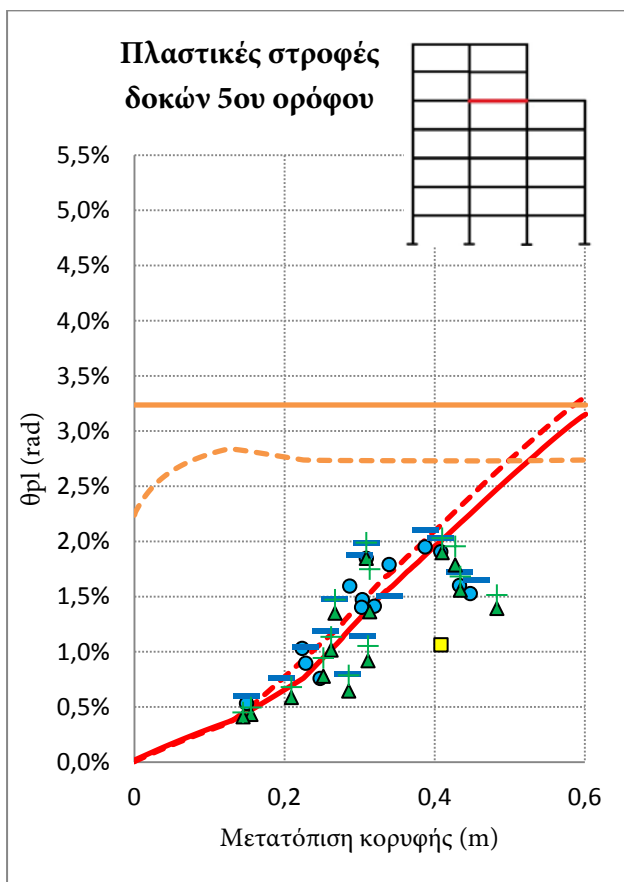
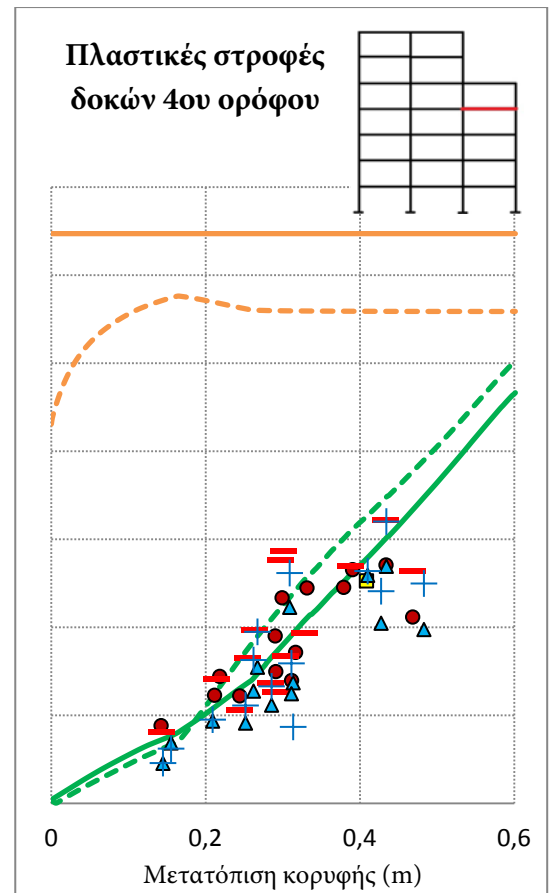
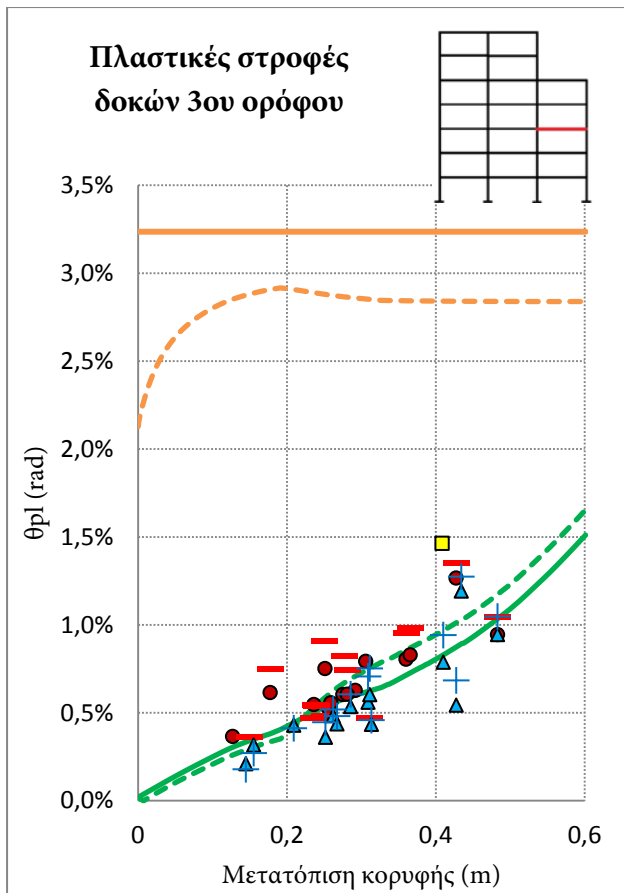
5.5.2. Επταώροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές

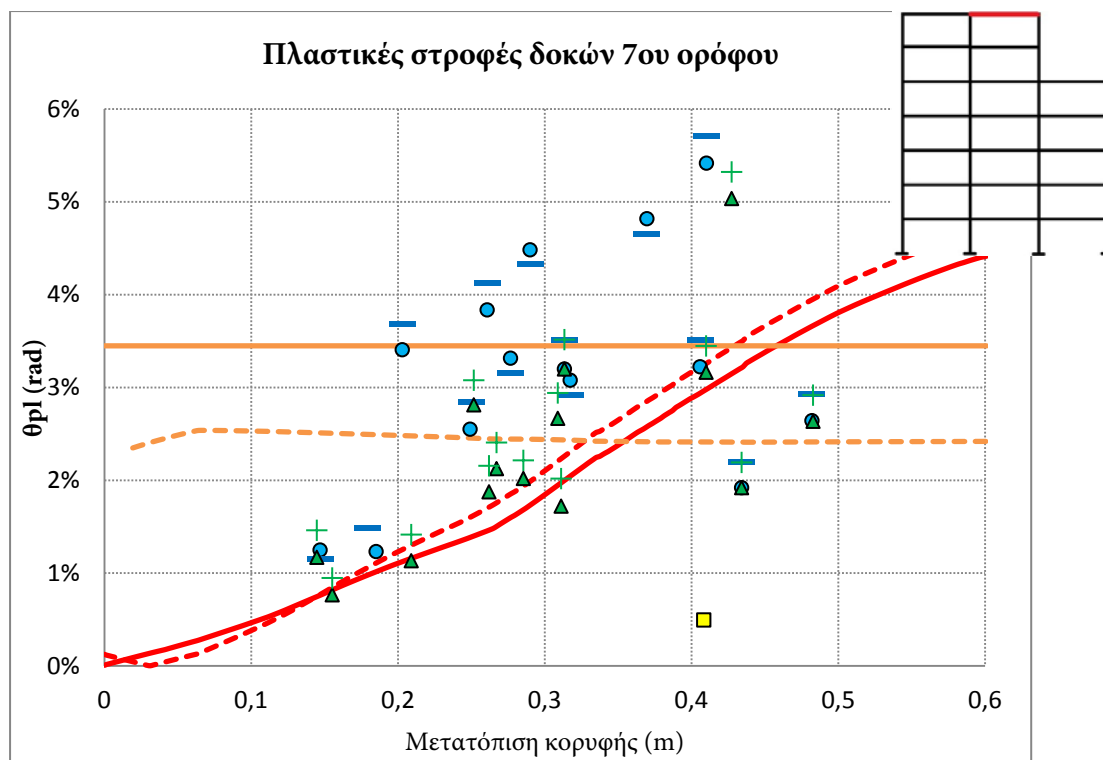
5.5.2.1. Δοκοί

Ανάλογα καταρτίζεται ο παρακάτω πίνακας για τις πλαστικές στροφές σχεδιασμού των δοκών:

Όροφος:	1	2	3	4	5	6	7
Ύψος δοκού h_b (m)	0,7	0,7	0,6	0,6	0,6	0,5	0,5
Καθαρό μήκος δοκού $L_{b,cl}$ (m)	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55
Σχετική μετακίνηση σχεδιασμού $\delta\Delta_d$ (m)	0,075	0,069	0,064	0,058	0,053	0,047	0,042
Καμπυλότητα διαρροής φ_y (1/m)	0,0067	0,0067	0,0078	0,0078	0,0078	0,0094	0,0094
Μήκος διείσδυσης διαρροής L_{sp} (m)	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218
Μήκος πλαστικής άρθρωσης L_p (m)	0,436	0,436	0,436	0,436	0,436	0,436	0,436
Μετακίνηση διαρροής Δ_y (m)	0,020	0,020	0,023	0,023	0,023	0,028	0,028
Πλαστική καμπυλότητα φ_p (1/m)	0,0455	0,0410	0,0336	0,0290	0,0244	0,0160	0,0114
Καμπυλότητα σχεδιασμού φ_d (1/m)	0,0522	0,0476	0,0414	0,0368	0,0322	0,0253	0,0207
Πλαστική στροφή σχεδιασμού $\theta_{pl,des}$ (rad)	<u>1,98%</u>	<u>1,78%</u>	<u>1,46%</u>	<u>1,26%</u>	<u>1,06%</u>	<u>0,70%</u>	<u>0,50%</u>





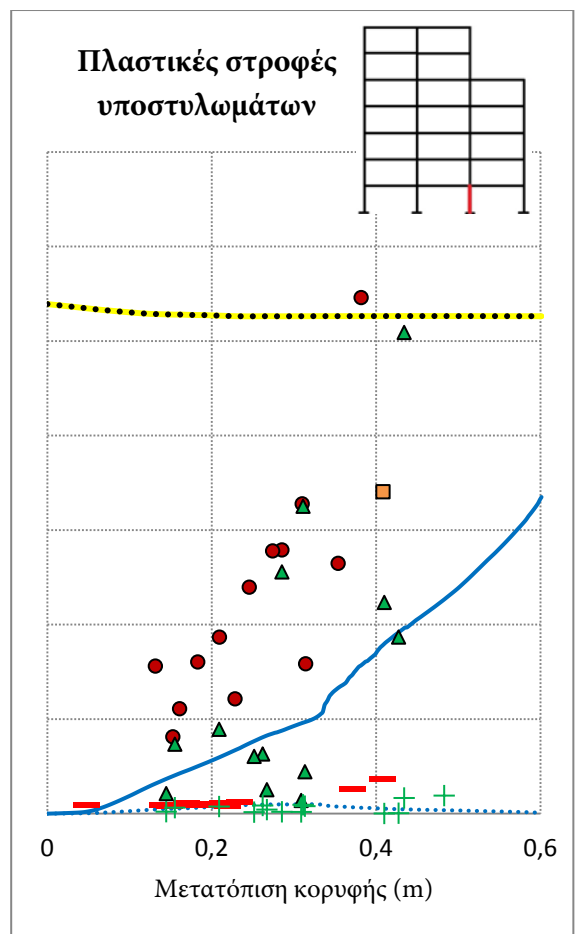
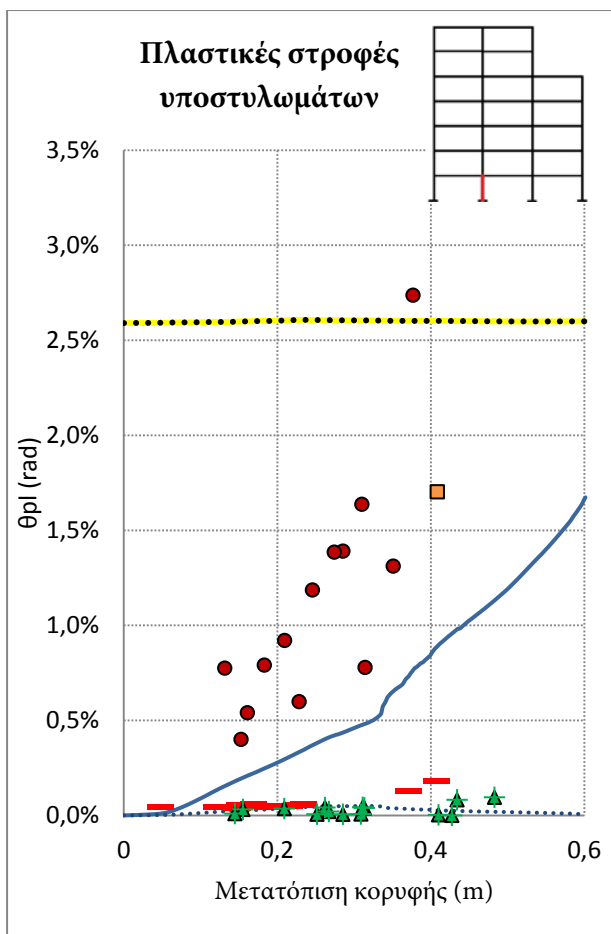
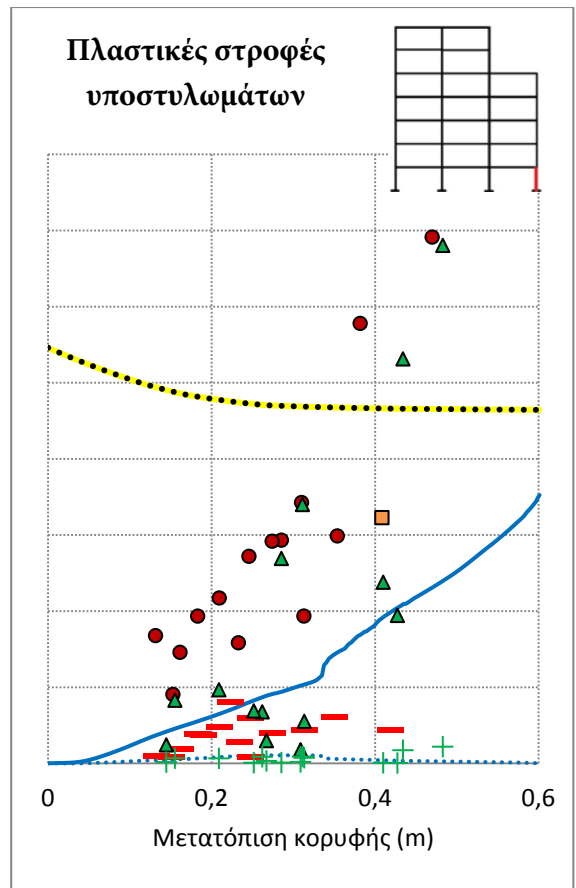
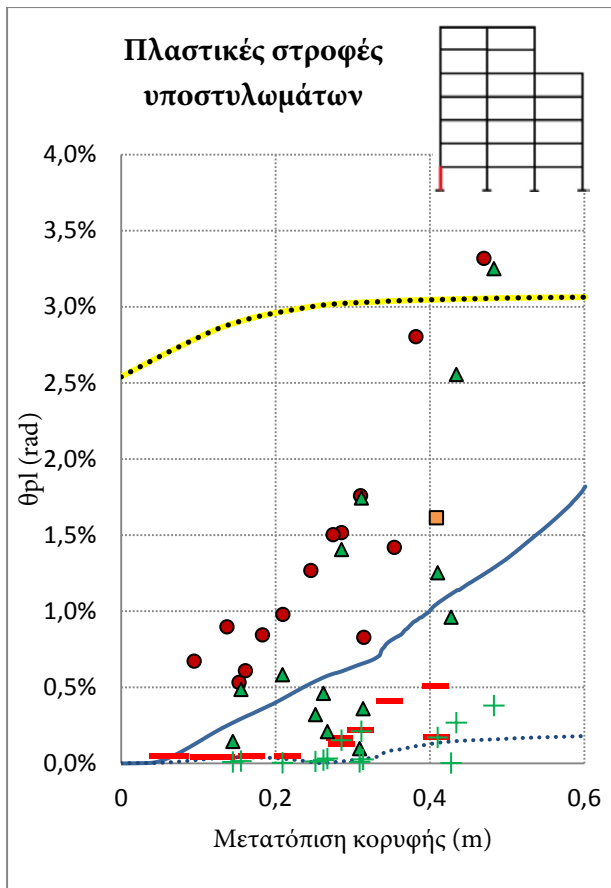


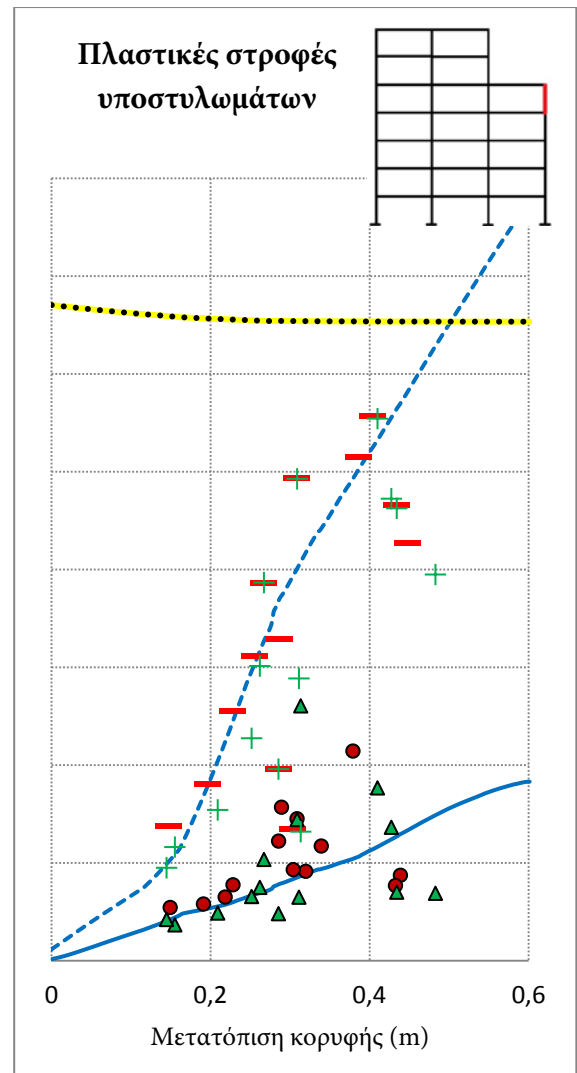
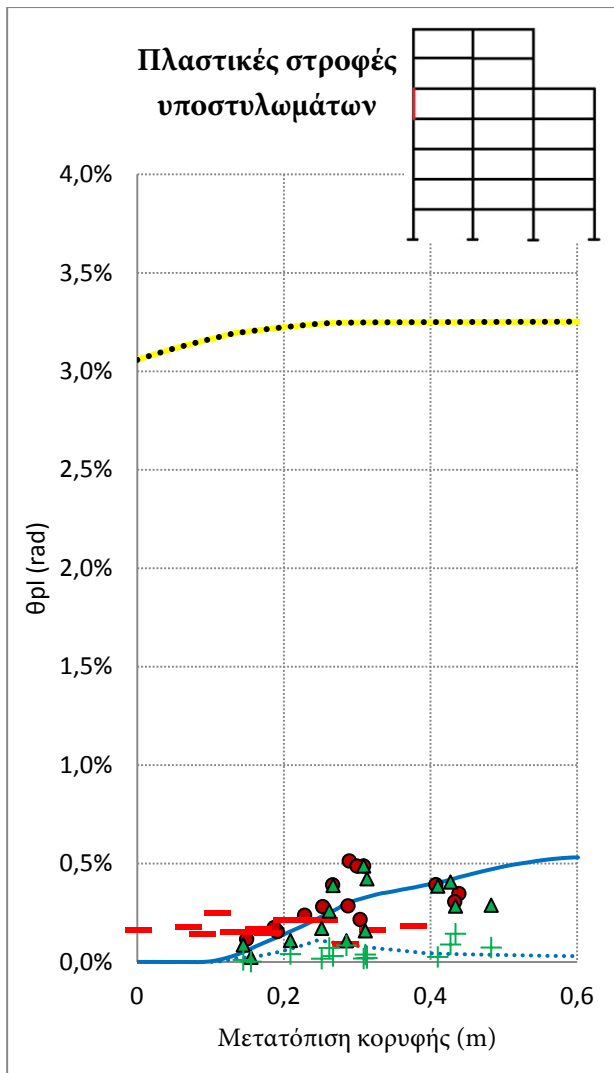
Οι αποκλίσεις από την πλαστική στροφή σχεδιασμού είναι έντονες. Στους πρώτους ορόφους παρατηρείται σημαντική υστέρηση Η καμπτική συμπεριφορά που παρατηρήθηκε στις μετακινήσεις εξηγεί και την έντονη καταπόνηση των ανώτερων ορόφων σε επίπεδα πολλαπλάσια του σχεδιασμού. Εξαιρώντας το ισόγειο, τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων, αν και διασπαρμένα, παρακολουθούν την τάση που προδιαγράφει η στατική ανάλυση. Σε απόλυτα μεγέθη, οι πλαστικές στροφές ξεπερνούν την ικανότητα τόσο στους ορόφους της εσοχής, όσο και στο ισόγειο.

5.5.2.2. Υποστυλώματα

Όμοια προκύπτουν οι πλαστικές στροφές σχεδιασμού των υποστυλωμάτων:

Υποστύλωμα:	1	2	3	4
Διάσταση υποστυλώματος h_c (m)	2,1	2,1	2,1	2,1
Ύψος του σημείου μηδενισμού των ροπών L_s (m)	4,67	4,20	4,20	4,67
Λόγος διατμήσεως a_s	0,053	0,053	0,053	0,053
Σχετική μετακίνηση σχεδιασμού ορόφου $\delta\Delta_d$ (m)	0,0104	0,0094	0,0094	0,0104
Καμπυλότητα διαρροής φ_y (1/m)	0,218	0,218	0,218	0,218
Μήκος διείσδυσης διαρροής L_{sp} (m)	2,1	2,1	2,1	2,1
Μήκος πλαστικής άρθρωσης L_p (m)	0,436	0,436	0,436	0,436
Μετακίνηση διαρροής Δ_y (m)	0,019	0,017	0,017	0,019
Πλαστική καμπυλότητα φ_p (1/m)	0,0371	0,0391	0,0391	0,0371
Καμπυλότητα σχεδιασμού φ_d (1/m)	0,0474	0,0484	0,0484	0,0474
Πλαστική στροφή σχεδιασμού $\theta_{pl,des}$ (rad)	1,61%	1,70%	1,70%	1,61%



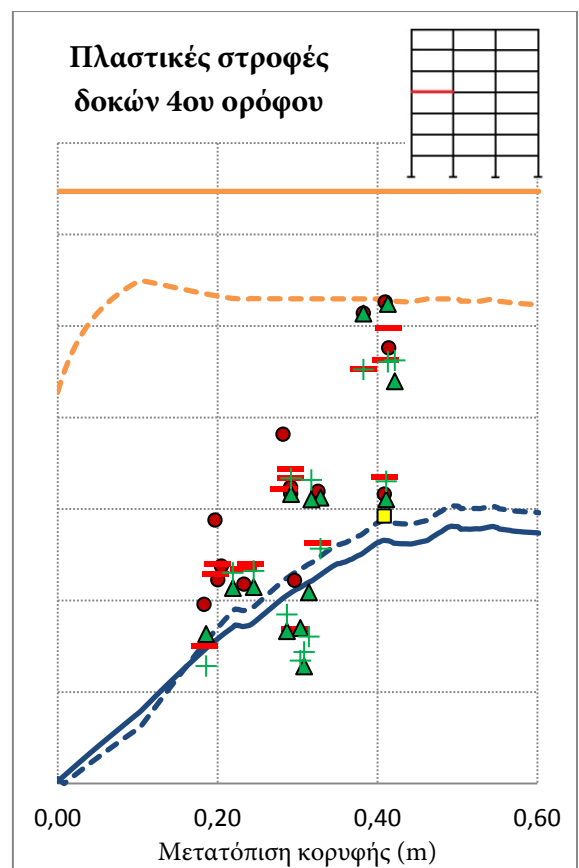
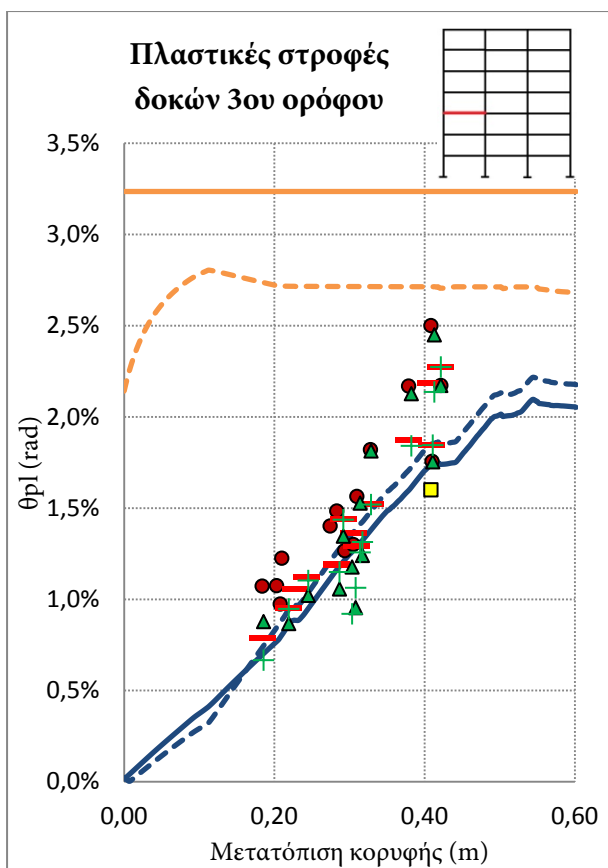
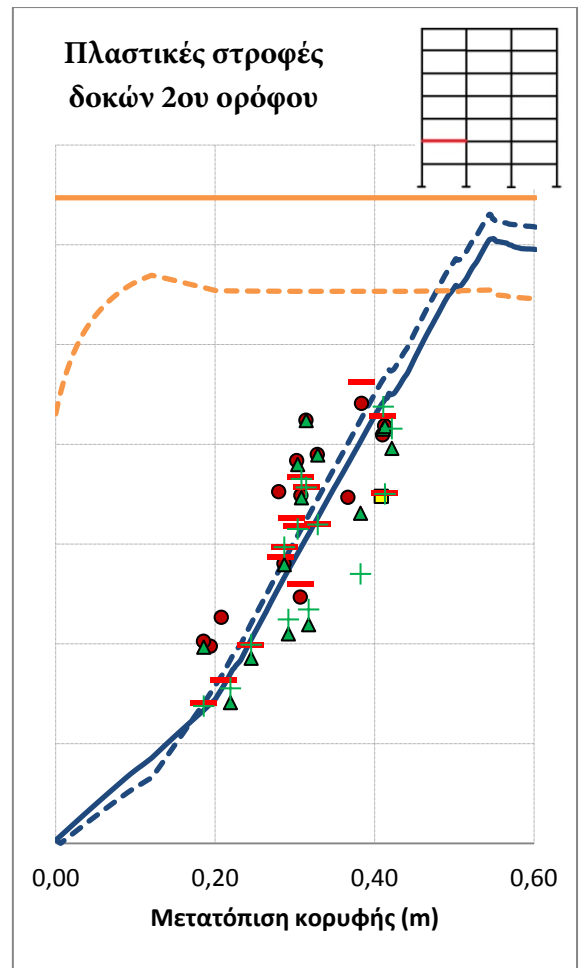
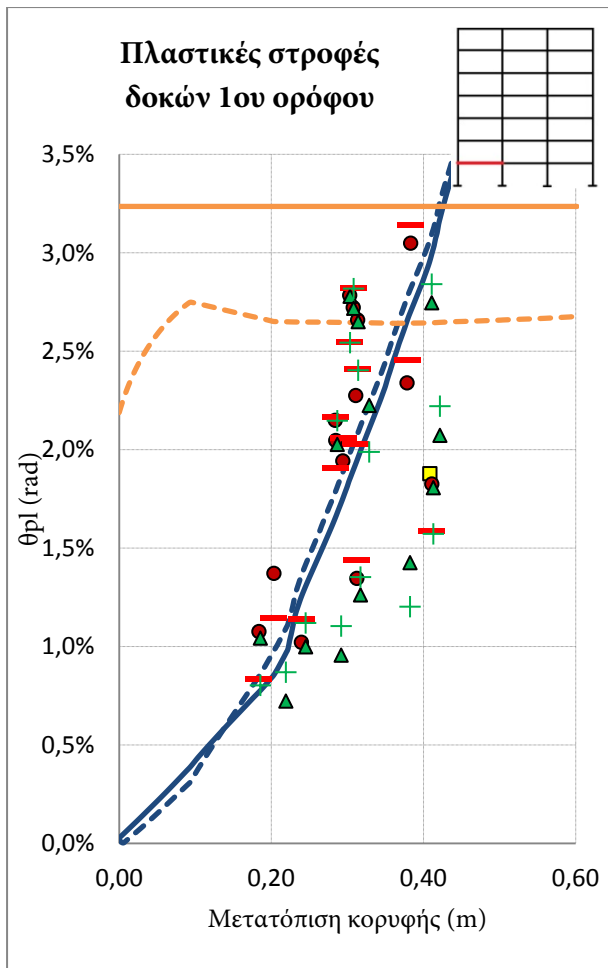


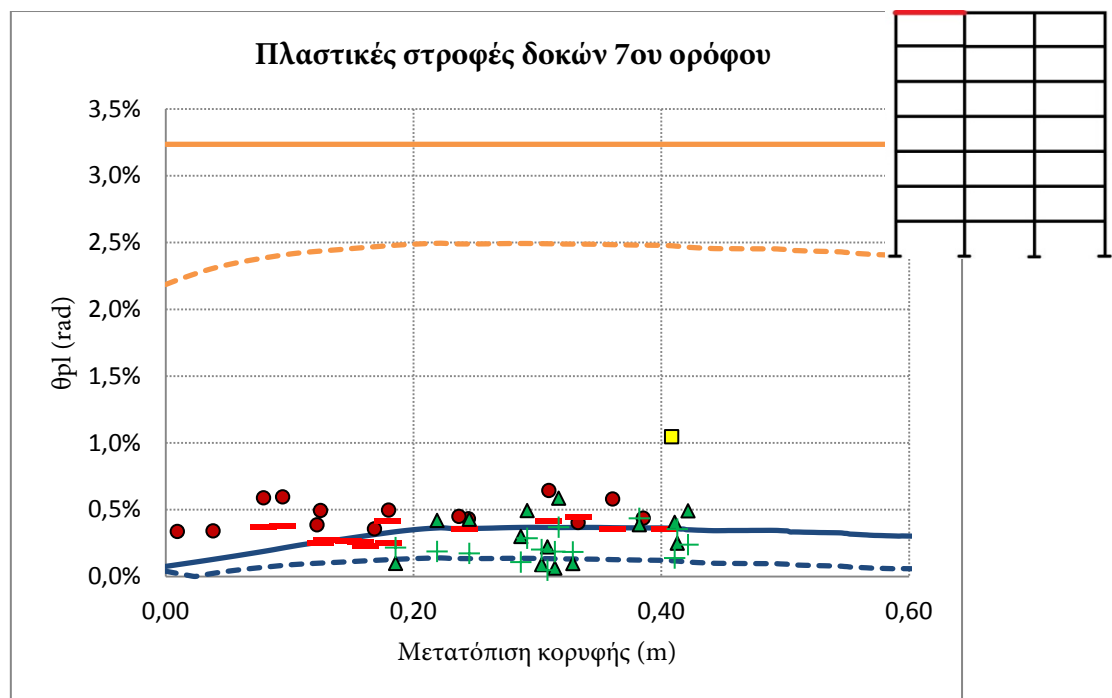
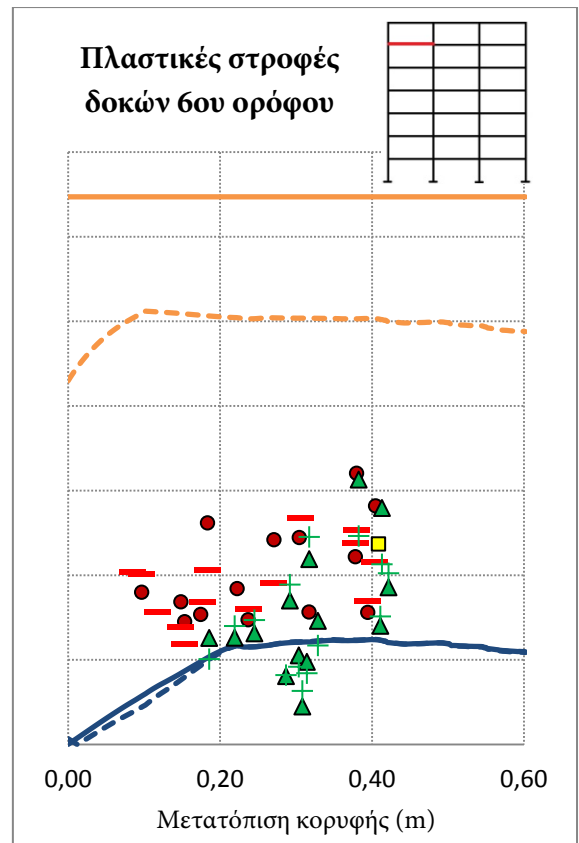
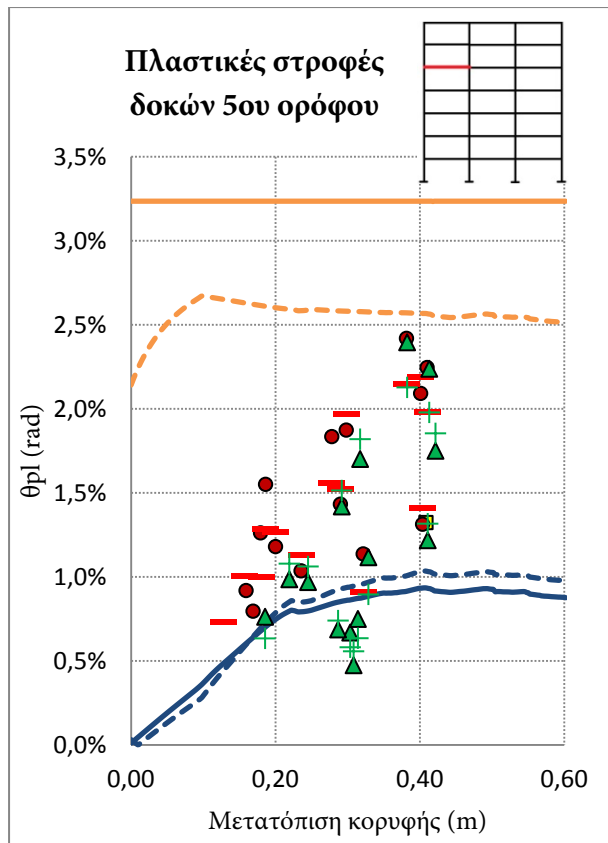
Παρατηρούμε ότι ο ικανοτικός σχεδιασμός είναι λιγότερο επιτυχής, καθώς σημειώνονται πλαστικοποιήσεις της τάξης του 0,5% (σε όρους στροφής) σε πολλά υποστυλώματα, με αποκορύφωμα τη θέση ακριβώς κάτω από την εσοχή, που πλαστικοποιείται πλήρως σε αρκετές δυναμικές αναλύσεις, αλλά και στη στατική. Στις βάσεις των υποστυλωμάτων, η στατική ανάλυση υποεκτιμά την πλαστικοποίησή τους, με τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων να συγκεντρώνονται γύρω από τη νοητή ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο σχεδιασμού. Παρατηρούνται και εδώ υπερβάσεις της ικανότητας στροφής, συχνότερα στα εξωτερικά υποστυλώματα.

5.5.3. Επτάώροφο κανονικό πλαίσιο

5.5.3.1. Δοκοί

Οι πλαστικές στροφές σχεδιασμού προκύπτουν ίσες με το πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές (§5.5.1.1).

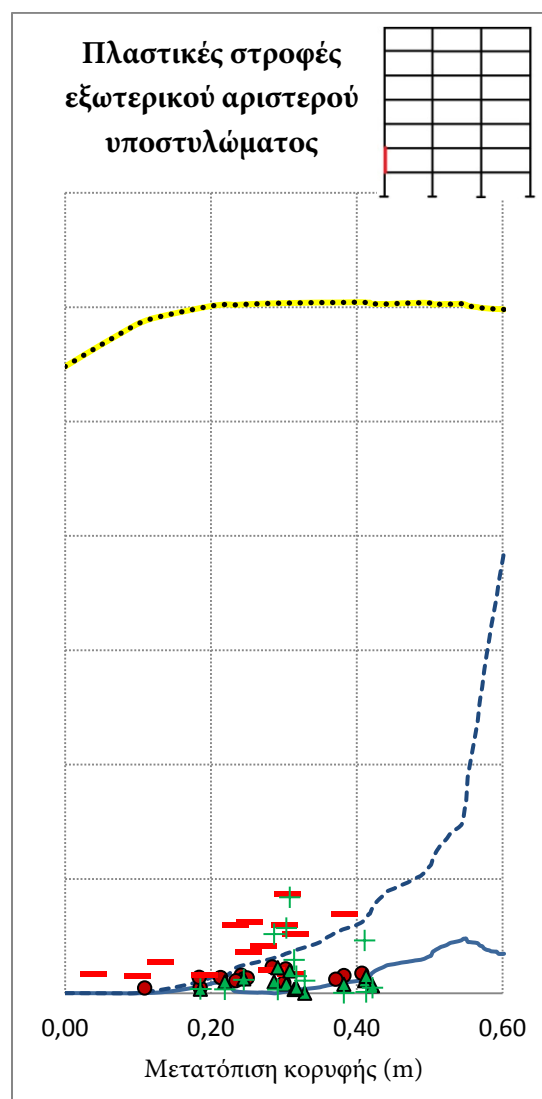
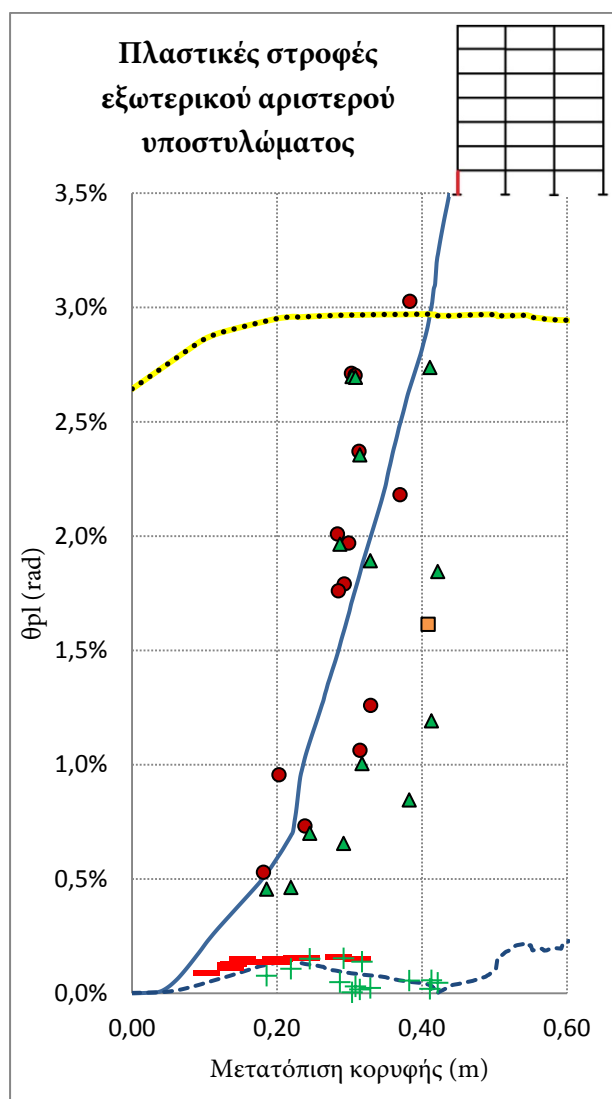


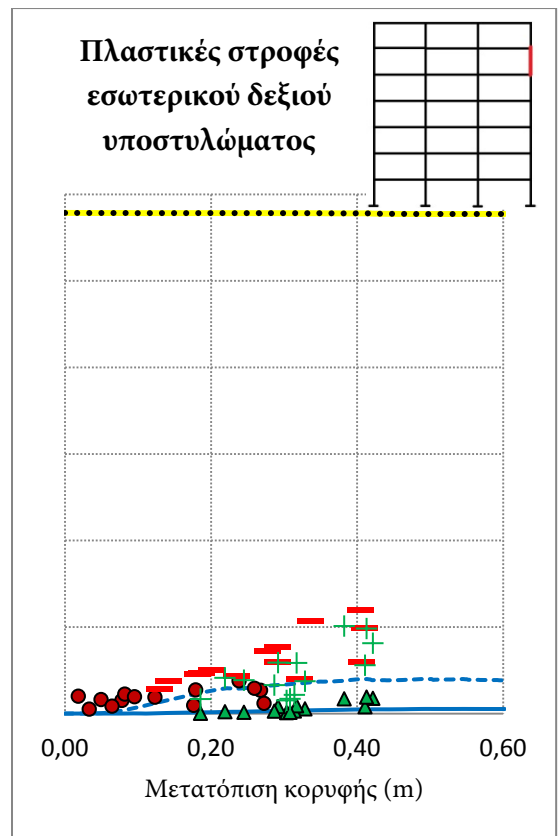
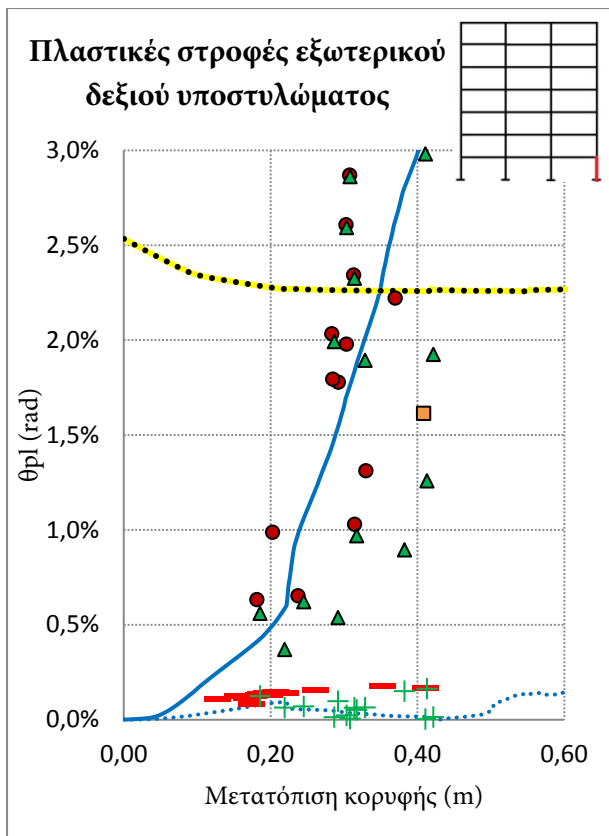
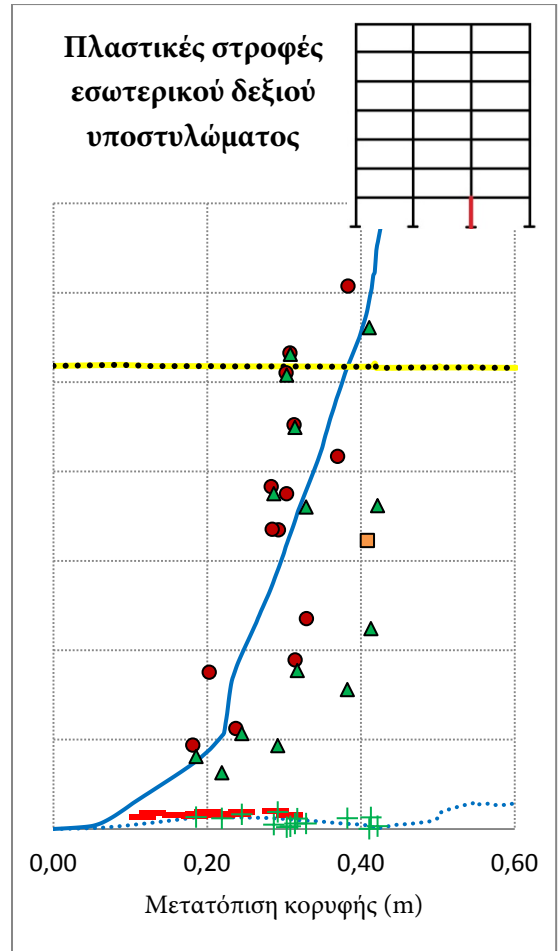
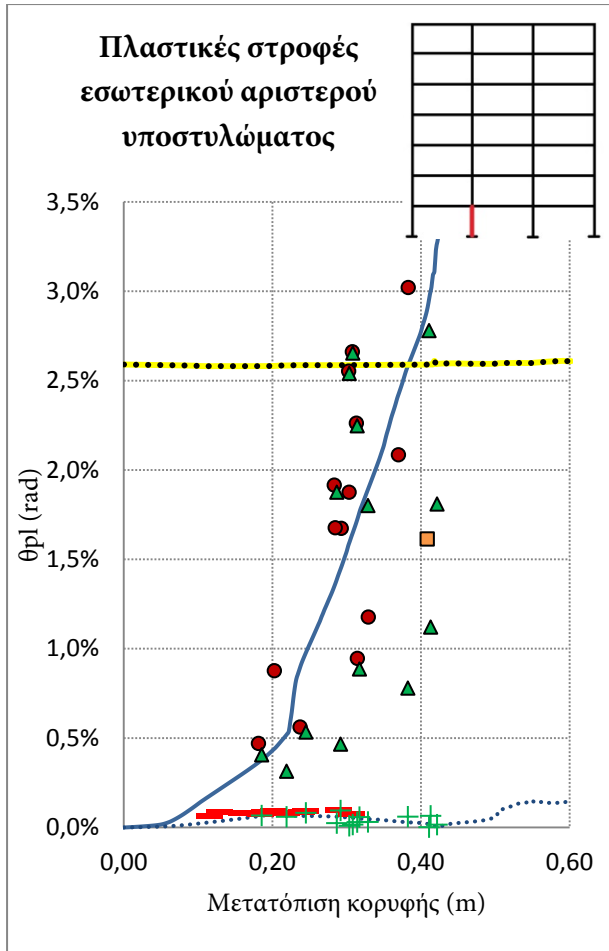


Παρατηρείται πολύ καλή κατανομή των μεγίστων των δυναμικών αναλύσεων γύρω από τη γραμμή της στατικής ανάλυσης στους πρώτους ορόφους. Η αποφόρτιση της κορυφής και η επιβάρυνση του ισογείου, που έχει ήδη διαπιστωθεί και από τις μετακινήσεις (§5.4.3) οδηγεί σε αποκλίσεις από τις πλαστικές στροφές σχεδιασμού. Παρά τις διασπορές, οι δυναμικές αναλύσεις δεν ακολουθούν ιδιαίτερα αυτή την τάση.

5.5.3.2. Υποστυλώματα

Οι πλαστικές στροφές σχεδιασμού των υποστυλωμάτων του κανονικού πλαισίου προκύπτουν ίσες με του πλαισίου με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές (§5.5.1.2). Παρατηρούμε την αύξηση της κλίσης της γραμμής της στατικής ανάλυσης και τη συνακόλουθη υπέρβαση από τις πλαστικές στροφές σχεδιασμού. Τα μέγιστα των δυναμικών αναλύσεων εμφανίζονται αρκετά διασπαρμένα γύρω από την πορεία της στατικής ανάλυσης και υπάρχουν αρκετές υπερβάσεις της ικανότητας στροφής. Ο ικανοτικός έχει εφαρμοστεί με επιτυχία, καθώς δεν εμφανίζονται πλαστικές στροφές σε άλλες θέσεις. Εξαιρεση αποτελούν τα υποστυλώματα πάνω από το ισόγειο, που εμφανίζουν κάποιες πλαστικοποιήσεις σε επίπεδα υψηλότερα από του σχεδιασμού κατά τη στατική ανάλυση. Παρατηρείται πλαστικοποίηση και κάποιων υποστυλωμάτων στους ανώτερους ορόφους κατά τις δυναμικές αναλύσεις, αλλά με στροφές που δεν υπερβαίνουν το 0,5% rad και δεν αποτελούν κίνδυνο αστοχίας.





Ως γενική παρατήρηση για τις πλαστικές στροφές σχεδιασμού εξάγεται το εξής: Η αγνόηση της επιρροής των κατακόρυφων φορτίων στον υπολογισμό της απόστασης από το άκρο μέχρι το σημείο μηδενισμού, αν και συνάδει με την υπόλοιπη σχεδιαστική φιλοσοφία (§3.7), μεταβάλλει αρκετά την πλαστική στροφή σχεδιασμού. Προσεγγίζει καλύτερα το άκρο με τις αρνητικές ροπές και δίνει μεγαλύτερες στροφές σχεδιασμού από τις πραγματικές. Επομένως, η υιοθέτηση των στροφών αυτών ως σχεδιαστική απαίτηση είναι και απλούστερη υπολογιστικά και συντηρητική. Προσοχή όμως πρέπει να δίνεται στις συγκρίσεις με αποτελέσματα από αναλύσεις. Εφόσον η πραγματική πλαστική στροφή είναι μικρότερη από την πλαστική στροφή σχεδιασμού τη στιγμή της μετακίνησης σχεδιασμού, οι υπερβάσεις είναι στην πραγματικότητα μεγαλύτερες από αυτές που υποδηλώνουν τα διαγράμματα. Αντίθετα, σε περιπτώσεις που οι αναλύσεις παρουσιάζουν υστέρηση σε σχέση με το σχεδιασμό, η πραγματική πλαστική στροφή παρουσιάζει καλύτερη ταύτιση.

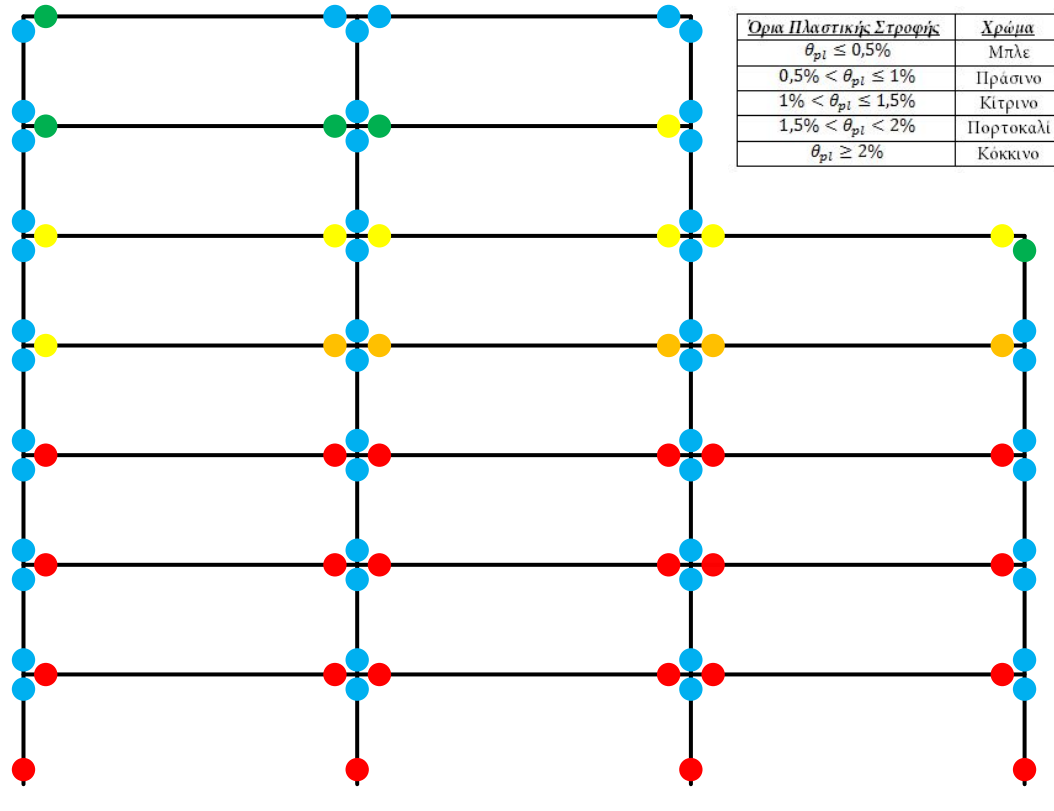
5.6. Στιγμιότυπα πλαισίων με τις μέγιστες πλαστικές στροφές

Στην παρούσα ενότητα θα παρουσιαστούν στιγμιότυπα των πλαισίων που απεικονίζουν τη μέση τιμή των μέγιστων πλαστικών στροφών των δυναμικών αναλύσεων και τις μέγιστες πλαστικές στροφές από τη στατική προσαυξητική ανάλυση τη στιγμή που η μετακίνηση κορυφής ισούται με τη μετακίνηση σχεδιασμού. Τα στιγμιότυπα αυτά σχηματοποιούν τα αποτελέσματα της προηγούμενης ενότητας και δίνουν ευκαιρία για συνολική εποπτεία του φορέα και του μηχανισμού κατάρρευσης. Τα αποτελέσματα του εσωτερικού και του εξωτερικού πλαισίου είναι πανομοιότυπα, επομένως παρουσιάζονται στιγμιότυπα μόνο για το εσωτερικό πλαίσιο P2. Το μέγεθος της πλαστικής στροφής απεικονίζεται τόσο με χρωματική παλέτα, όσο και με διαφορετικού μεγέθους συμπαγή κύκλο. Τα όρια της χρωματικής παλέτας είναι αυθαίρετα καθορισμένα, ενώ η απεικόνιση με συμπαγείς κύκλους είναι μια συνεχής κλίμακα και πλεονεκτεί στην αποτύπωση μικροδιαφορών στις τιμές.

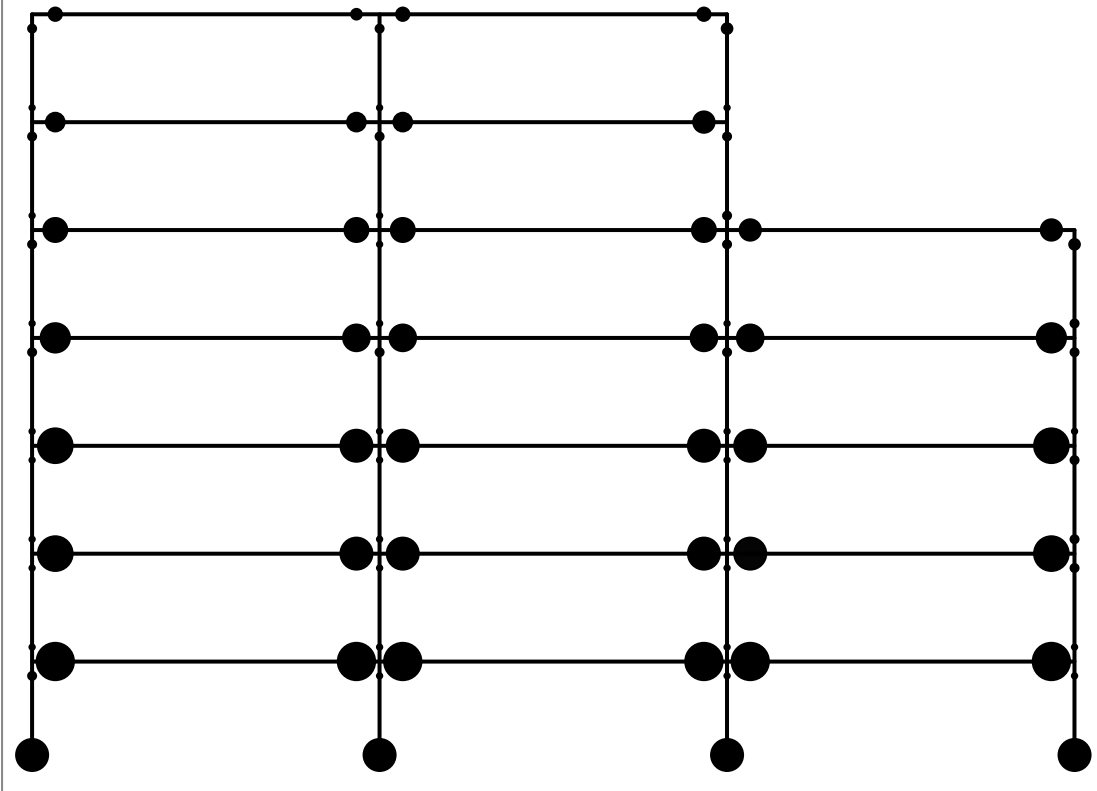
5.6.1. Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές

Επαληθεύεται η επιτυχής εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού, καθώς δημιουργείται ο επιθυμητός μηχανισμός κατάρρευσης δοκού. Οι πλαστικοποιήσεις των υποστυλωμάτων καθ' ύψος τηρούνται σε πολύ χαμηλά επίπεδα, με εξαίρεση τον κόμβο της εσοχής και στο δώμα, που όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για τη συνολική πλευρική ευστάθεια του φορέα. Οι δοκοί πλαστικοποιούνται κατά τον αναμενόμενο τρόπο, με τις πλαστικές στροφές να μειώνονται καθ' ύψος. Μπορεί να διαπιστωθεί και από τα διαγράμματα της προηγούμενης ενότητας, ότι η μέση τιμή των μέγιστων πλαστικών στροφών των δυναμικών αναλύσεων είναι μικρότερη από την αντίστοιχη απαίτηση της στατικής αναλύσεως. Οι διαφορές αυτές αμβλύνονται καθ' ύψος.

Στιγμιότυπο Pushover για $\Delta_{top}=\Delta_{top,des}=0,4m$

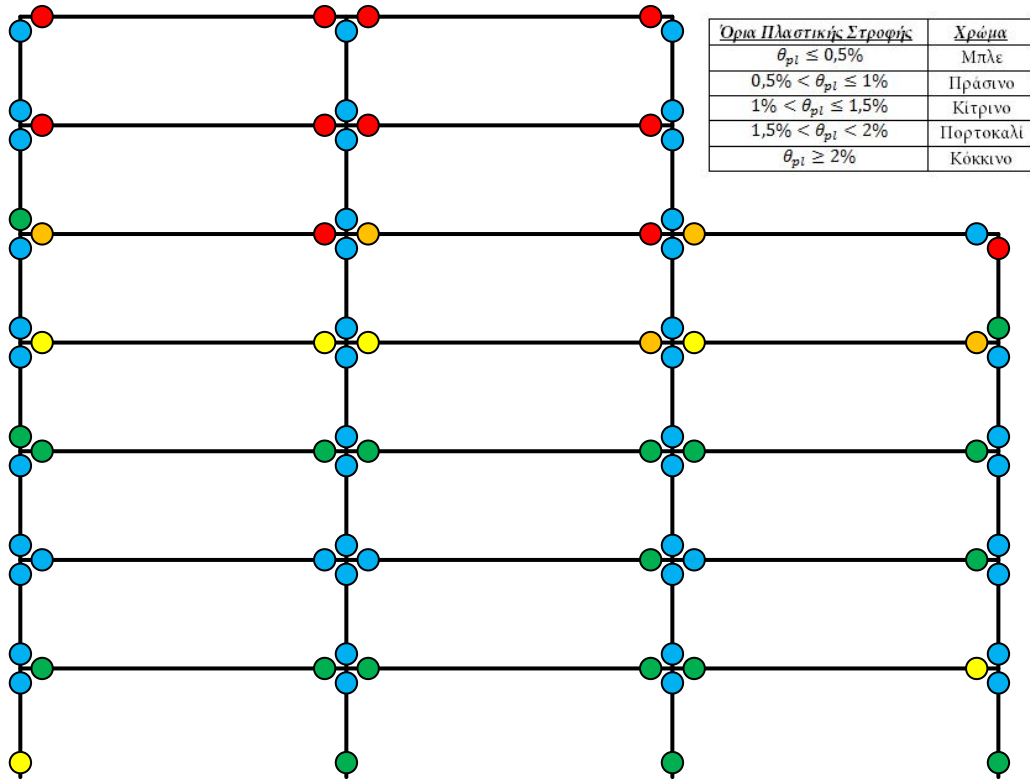


Στιγμιότυπο με τη μέση τιμή των μέγιστων πλαστικών στροφών των δυναμικών αναλύσεων

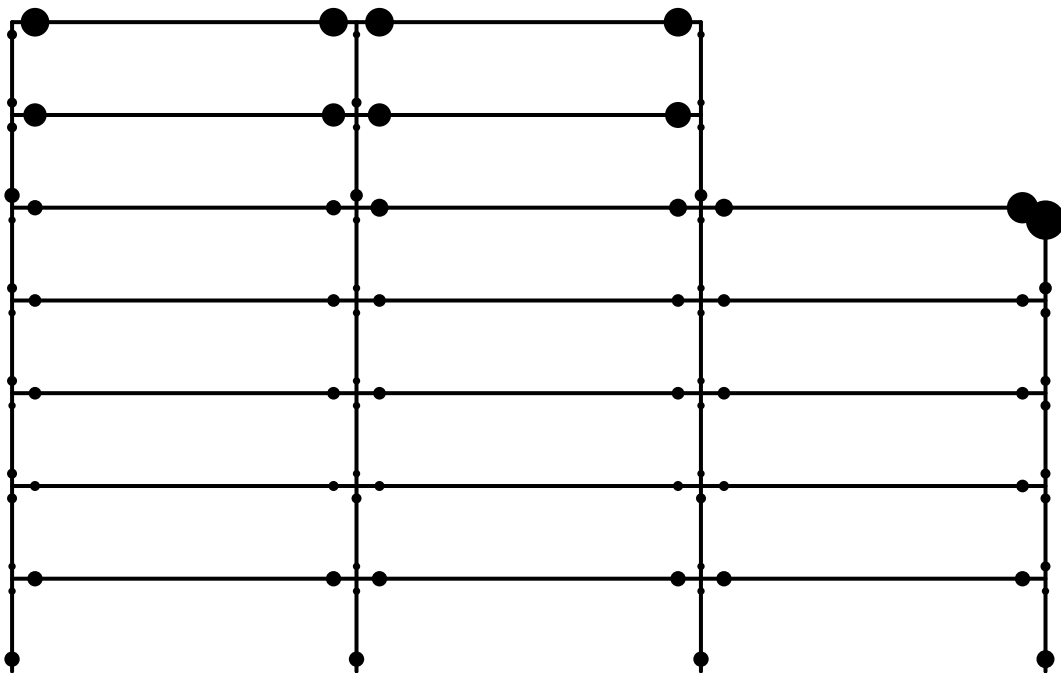


5.6.2.Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές

Στιγμιότυπο Pushover για $\Delta_{top}=\Delta_{top,des}=0,4m$



Στιγμιότυπο με τη μέση τιμή των μέγιστων πλαστικών στροφών

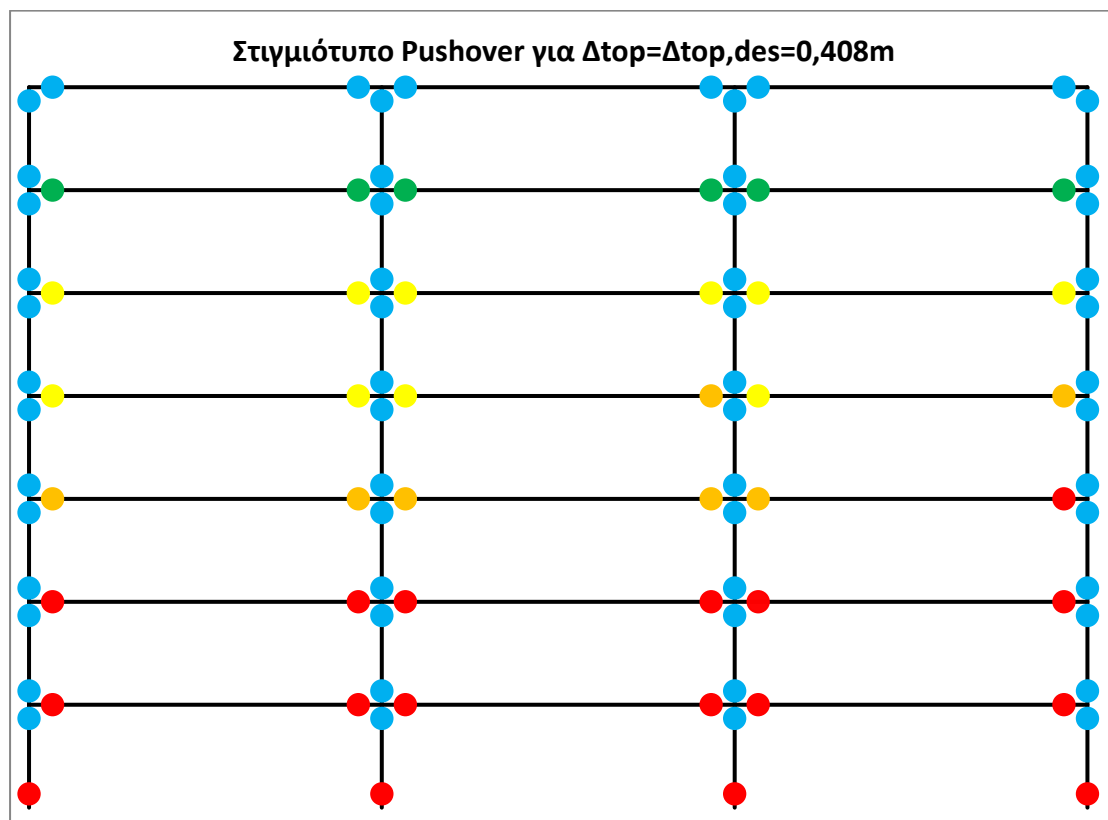


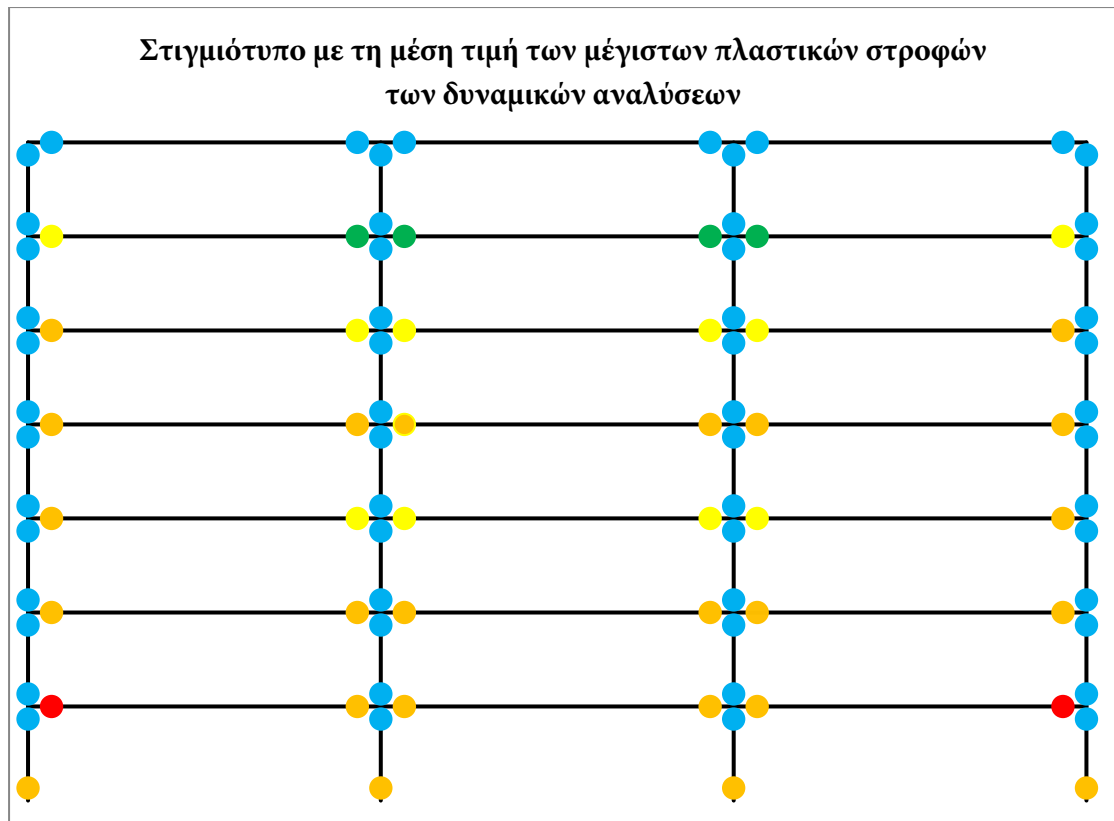
Τόσο για το στιγμιότυπο από τη στατική ανάλυση, όσο και για τη μέση τιμή των μέγιστων πλαστικών στροφών των δυναμικών αναλύσεων, υποτίθεται ότι έχει αποφευχθεί η διατμητική αστοχία σε κάθε ανάλυση (§5.2.2) Η καμπτική συμπεριφορά που παρατηρήθηκε στις μετακινήσεις επιβαρύνει έντονα το ανώτερο τμήμα του φορέα με την εσοχή. Οι πλαστικές παραμορφώσεις στα υποστυλώματα είναι αυξημένες στη βάση του πύργου, ο οποίος απορροφά το μεγαλύτερο ποσοστό της ενέργειας. Η συνολική ενέργεια που απορροφάται είναι, όμως, μικρότερη, τόσο γιατί κατανέμεται σε λιγότερες θέσεις, αλλά και γιατί οι θέσεις αυτές έχουν μειωμένη ικανότητα πλαστικής στροφής σε σχέση με τις δοκούς των κατώτερων ορόφων που δεν ενεργοποιούνται.

5.6.3.Κανονικό επτάώροφο πλαίσιο

Η χρωματική παλέτα διατηρείται ίδια με τις προηγούμενες ενότητες. Όπως και στο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές, δημιουργείται ο επιθυμητός μηχανισμός δοκού, με καθ' ύψους μειούμενες πλαστικές στροφές στις δοκούς και προστασία των υποστυλωμάτων από πλαστικοποίηση. Η μέση στροφή των δυναμικών αναλύσεων είναι και εδώ μικρότερη από τις τιμές της στατικής ανάλυσης για μετακίνηση κορυφής ίση με τη μετακίνηση σχεδιασμού.

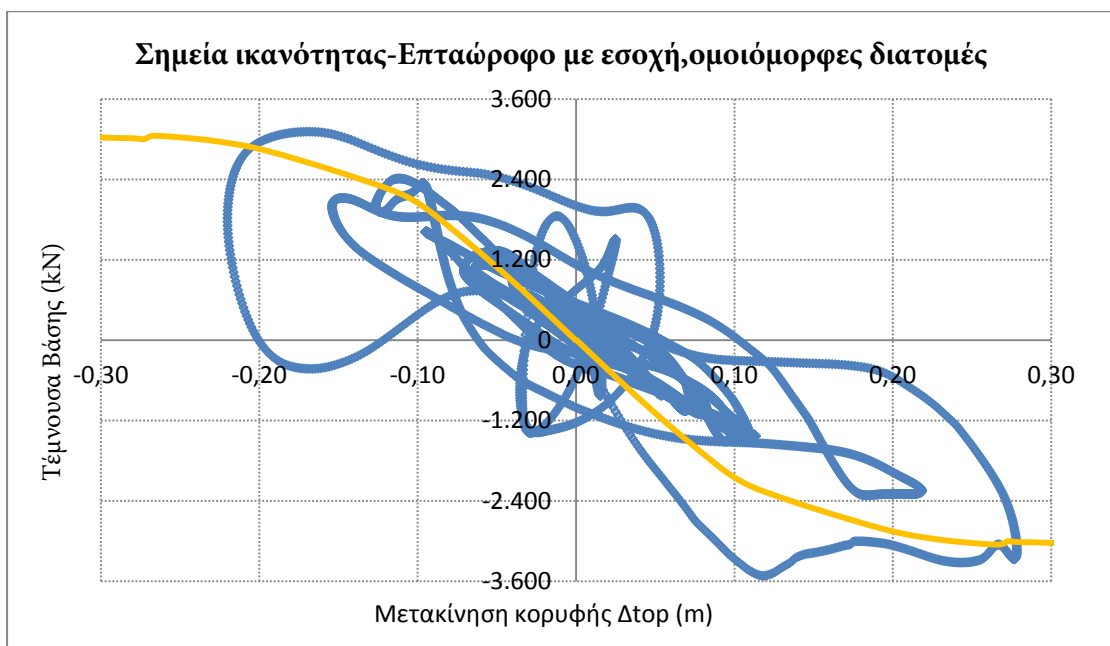
Όρια Πλαστικής Στροφής	Χρώμα
$\theta_{pi} \leq 0,5\%$	Μπλε
$0,5\% < \theta_{pi} \leq 1\%$	Πράσινο
$1\% < \theta_{pi} \leq 1,5\%$	Κίτρινο
$1,5\% < \theta_{pi} < 2\%$	Πορτοκαλί
$\theta_{pi} \geq 2\%$	Κόκκινο

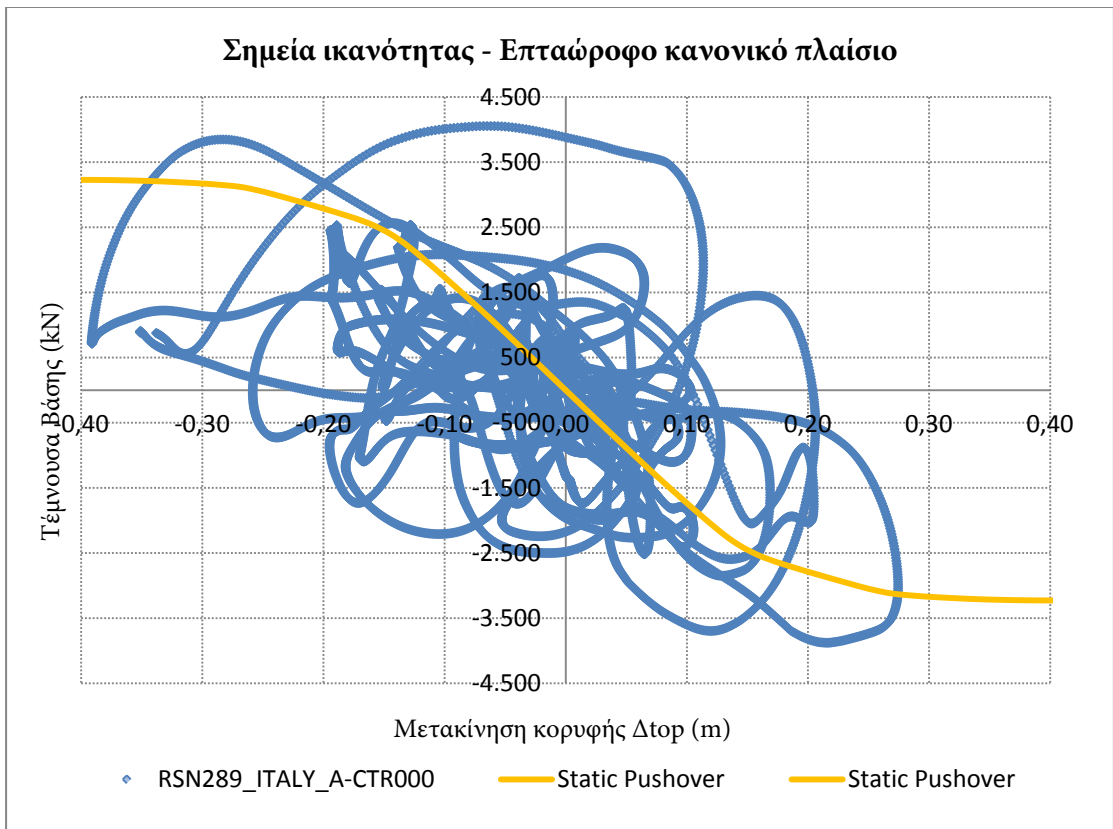
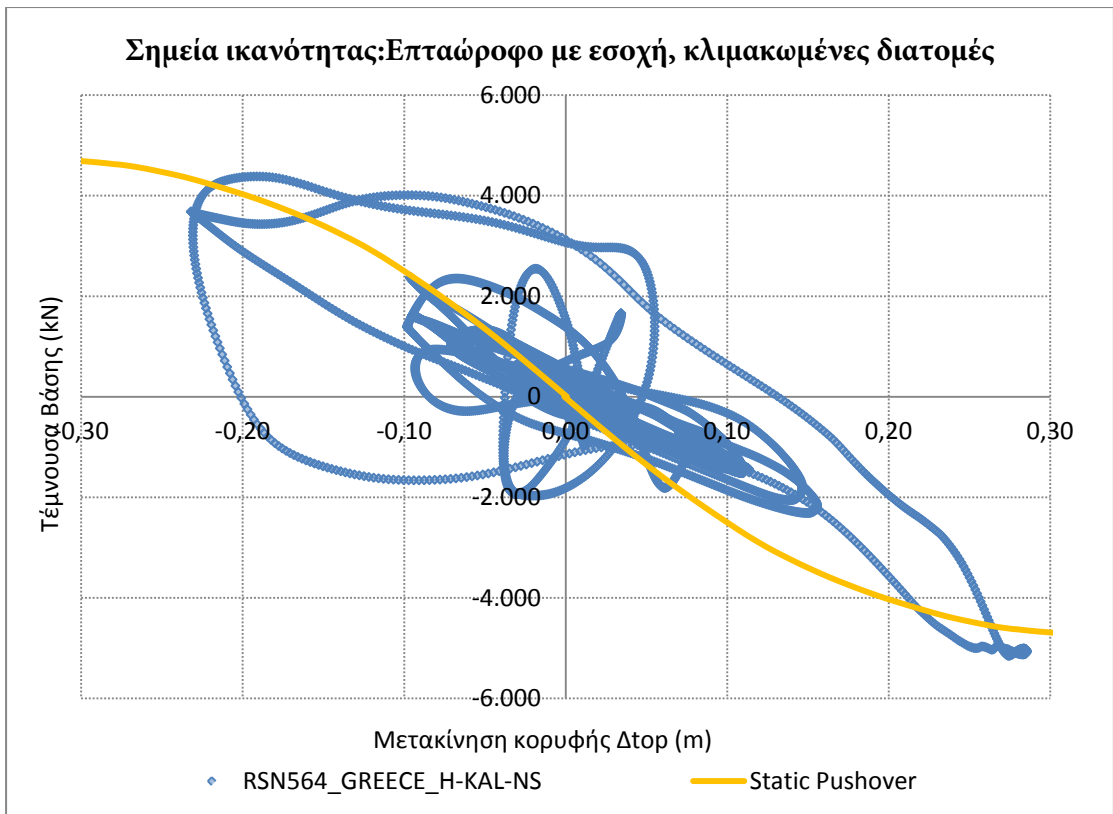




5.7. Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας - Βρόχοι Υστερήσεως

Η εξέλιξη της συνολικής τέμνουσας βάσης ως προς τη μετακίνηση της κορυφής επαλληλίζεται με την καμπύλη ικανότητας της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης. Απεικονίζονται ενδεικτικά οι βρόχοι υστέρησης για την καταγραφή από το σεισμό της Καλαμάτας.





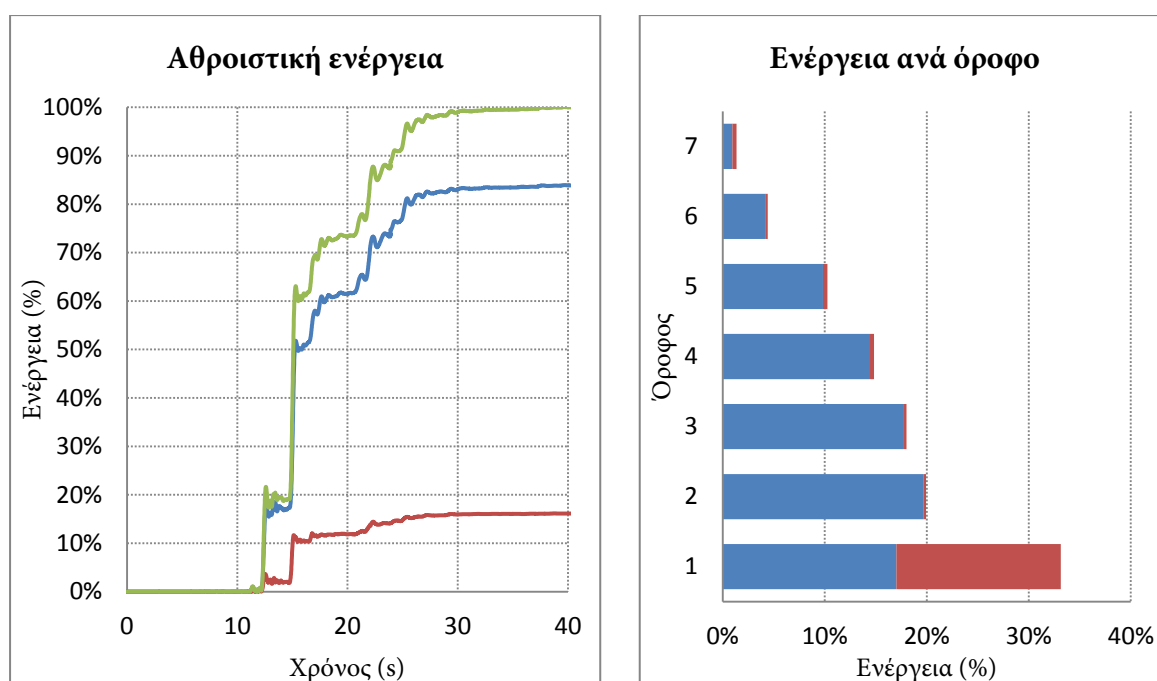
Για το συγκεκριμένο σεισμό, παρατηρούμε πως ενεργοποιούνται υπεραντοχές σε σχέση με την στατική ανάλυση, αν και η απόκριση δε φτάνει σε υψηλά επίπεδα μετακινήσεων. Η διαμόρφωση με τις κλιμακωμένες διατομές παρουσιάζει στενότερους βρόχους.

5.8. Καταναλισκόμενη Υστερητική Ενέργεια

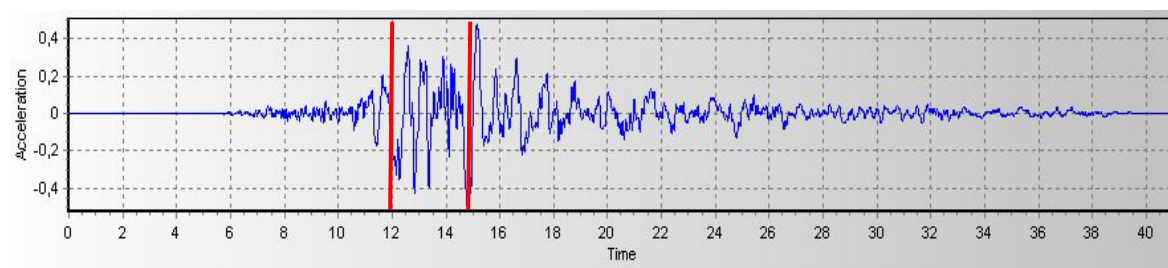
Παρατίθενται για την καταγραφή από το σεισμό του Κοβε, η αθροιστική καταναλισκόμενη ενέργεια από καμπτική καταπόνηση σε κάθε βήμα, ως ποσοστό επί της συνολικής, και η κατανομή της στα δομικά μέλη και στους ορόφους. Το υπόμνημα των διαγραμμάτων είναι το παρακάτω:

— Beams — Columns — Total

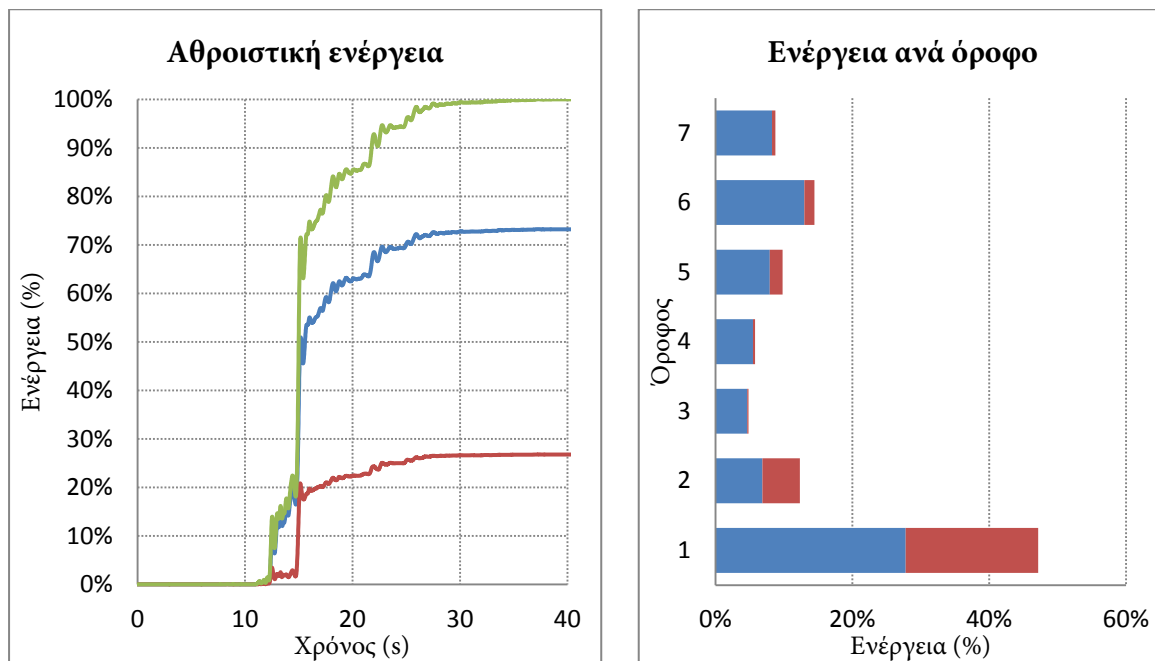
5.8.1. Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές



Παρατηρείται ικανοποιητική απορρόφηση ενέργειας, μειούμενη καθ' ύψος του πλαισίου, κατ' αναλογία με τις μέγιστες πλαστικές στροφές των αναλύσεων. Επιβεβαιώνεται η μικρή πλαστικοποίηση των υποστρωμάτων (συνεισφορά στη συνολική ενέργεια ~15%, συγκεντρωμένη στις βάσεις του ισογείου). Η μορφή της αθροιστικής καμπύλης συναρτάται με τη μορφή του επιταχυνσιογραφήματος και συγκεκριμένα με τις χρονικές στιγμές που υπάρχουν μεγάλοι κύκλοι φορτίσεως και εισάγεται στο φορέα μεγάλο ποσό ενέργειας που προκαλεί έντονη πλαστικοποίηση, οι οποίες προσεγγιστικά είναι 12s και 15s.

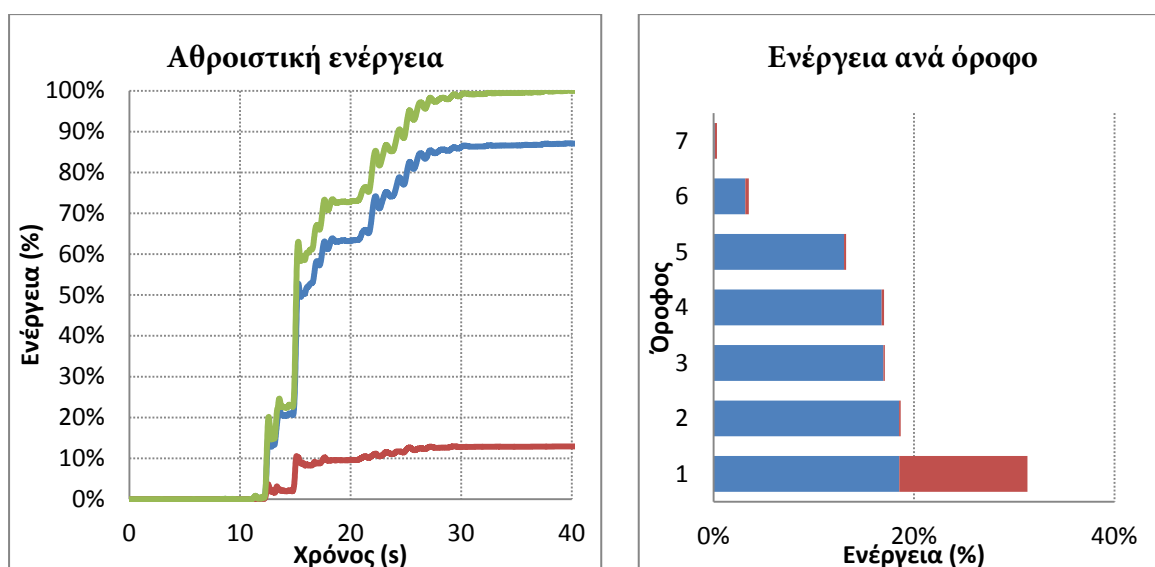


5.8.2.Επτάώροφο πλαίσιο με εσοχή και κλιμακωμένες διατομές



Αν και η μορφή της αθροιστικής καμπύλης παρουσιάζει ομοιότητες, η συνεισφορά των υποστρωμάτων σχεδόν διπλασιάστηκε και παρουσιάστηκαν σημαντικές πλαστικοποιήσεις και σε άλλους ορόφους. Παρατηρείται συγκέντρωση των ανελαστικών παραμορφώσεων στο ισόγειο και ραγδαία μείωση της καταναλισκόμενης ενέργειας στους υπόλοιπους ορόφους. Η μικρή αύξηση στους ορόφους της εσοχής, σε σχέση με τους υποκείμενους, συνάδει με το καμπτικό προφίλ μετακινήσεων.

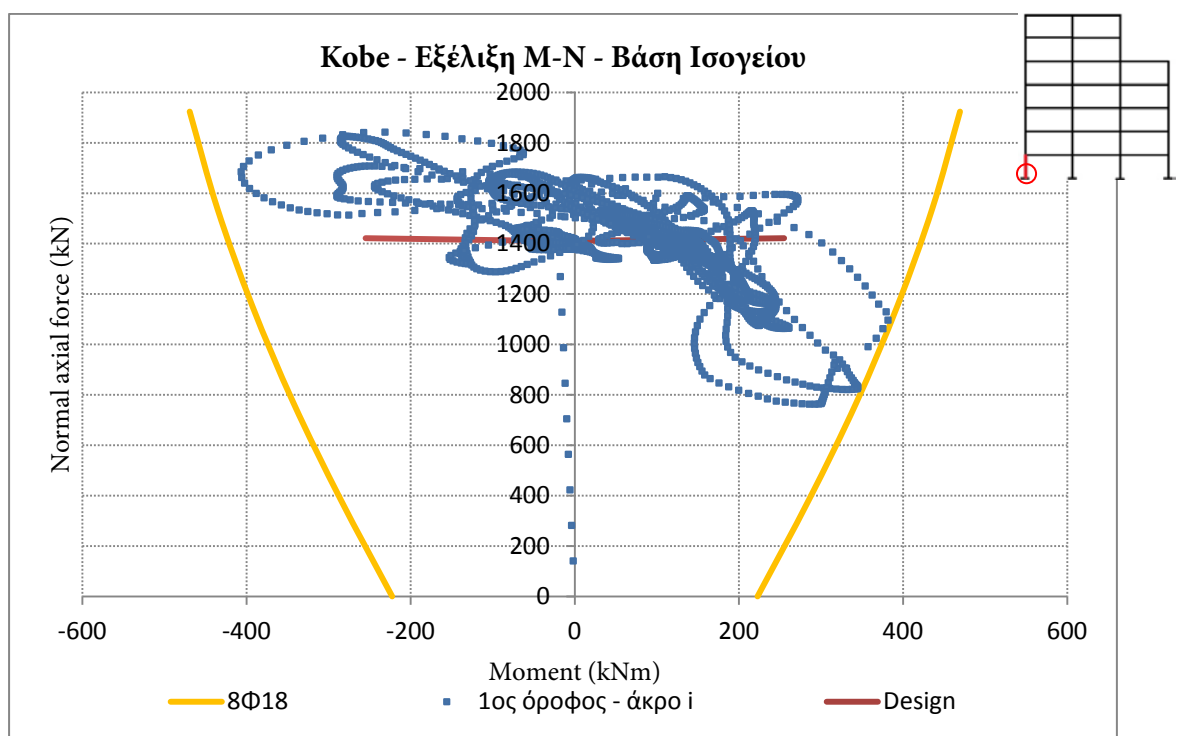
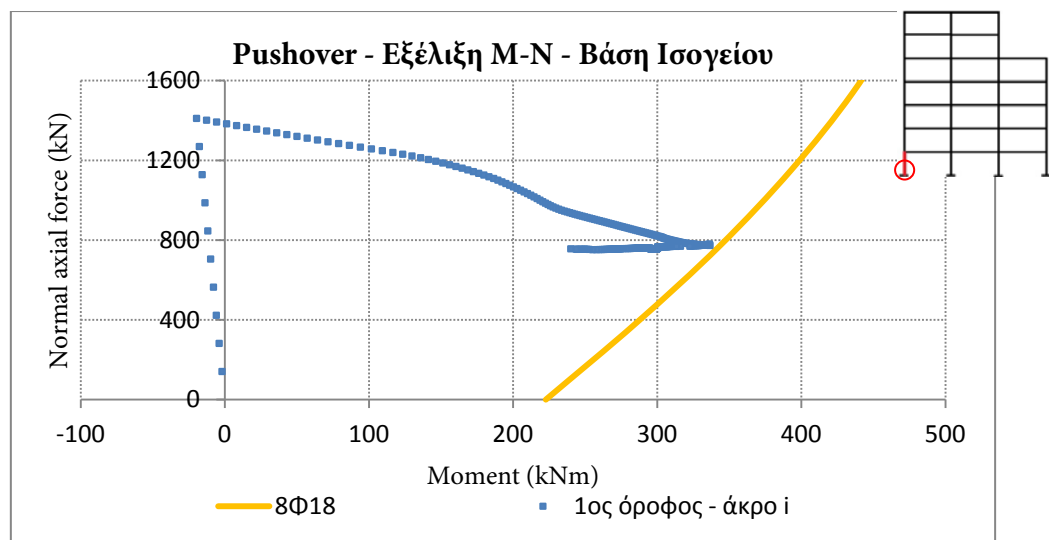
5.8.3.Επτάώροφο κανονικό πλαίσιο



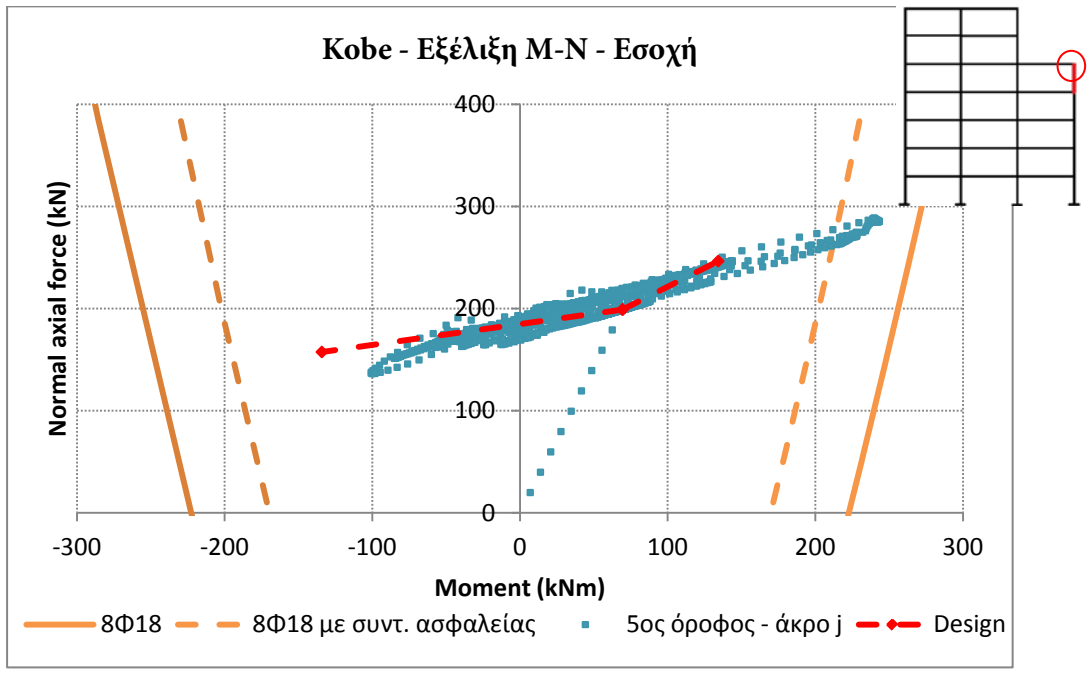
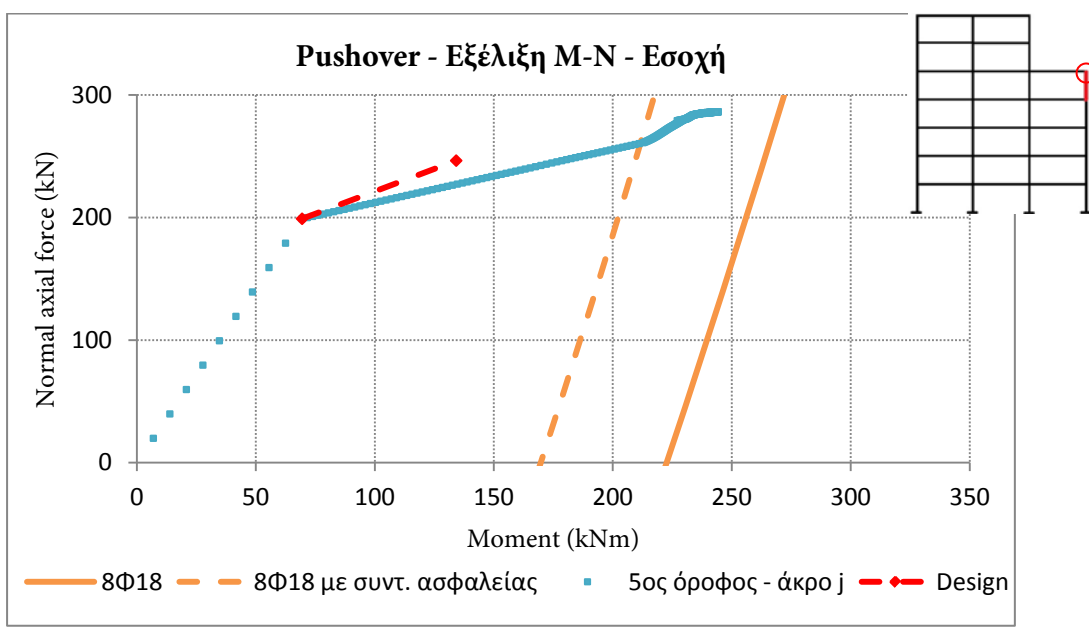
Η απορρόφηση ενέργειας είναι ανάλογη με του πλαισίου με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές (§5.8.1). Με εξαίρεση τις βάσεις των υποστυλωμάτων στο ισόγειο, δεν παρατηρούνται αλλού σημαντικές πλαστικοποιήσεις και η καταπόνηση των δοκών βαίνει μειούμενη με το ύψος, πράγμα προβλεπόμενο και από το σχεδιασμό, και σχεδόν μηδενίζεται στην οροφή.

5.9. Εξέλιξη Εντατικών Μεγεθών Υποστυλωμάτων

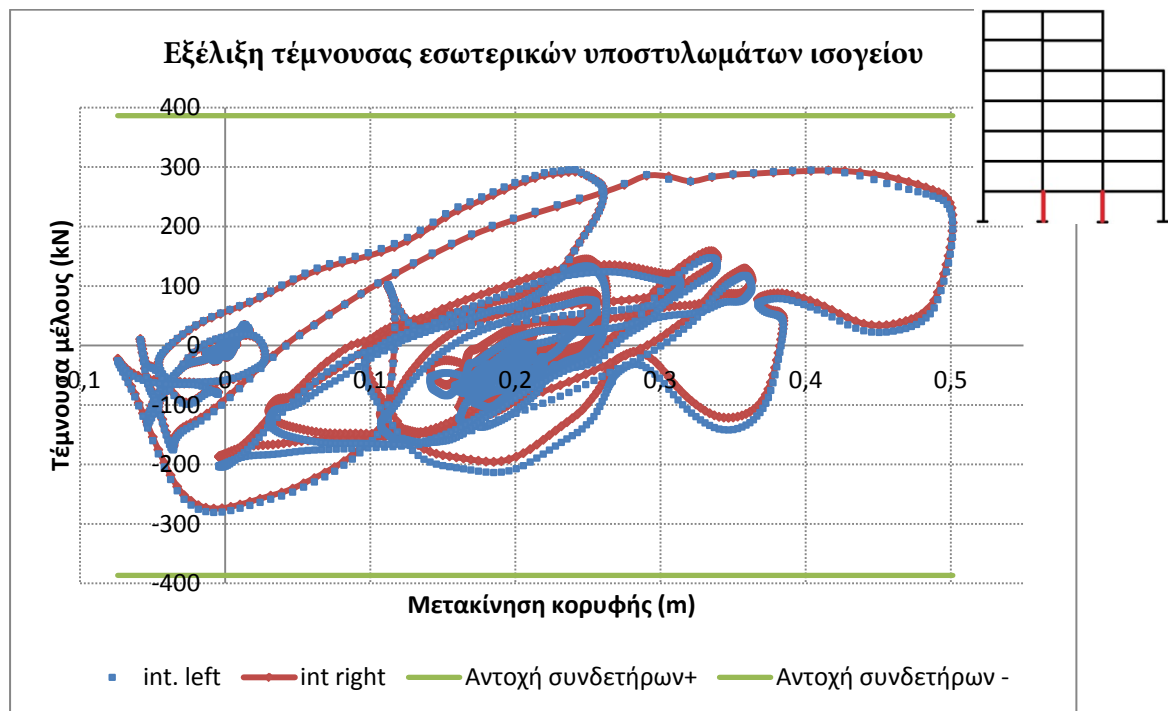
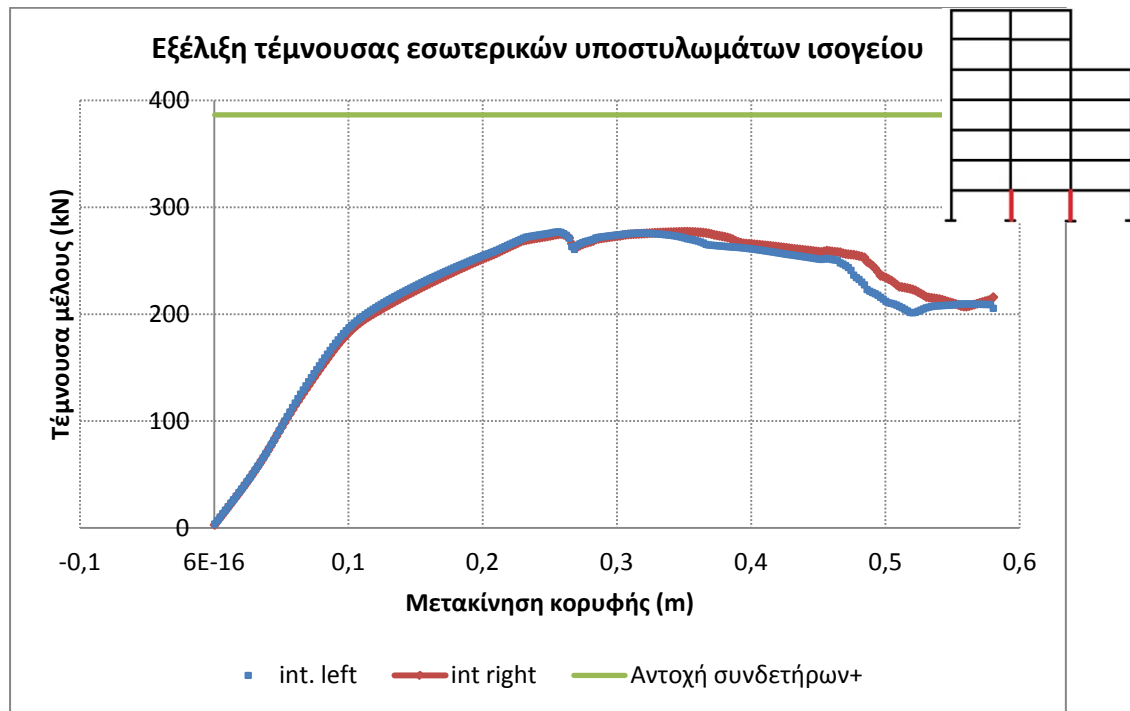
Στην παρούσα ενότητα παρατίθενται ενδεικτικά η εξέλιξη των εντατικών μεγεθών κάποιων υποστυλωμάτων, τόσο κατά τη στατική ανάλυση, όσο και για το σεισμό του Kobe, για το πλαίσιο με εσοχή και ομοιόμορφες διατομές.



Παρατηρούμε ότι το εφελκόμενο υπό σεισμό υποστύλωμα μετά την πλαστικοποίηση της βάσης του αποφορτίζεται με σταθερή αξονική, κατά τη στατική ανάλυση. Κατά το σεισμό του Kobe, η ένταση δεν ξεπερνά το ισόρροπο σημείο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης, και κείται σχεδόν συμμετρικά γύρω από την ευθεία του σχεδιασμού (§2.10). Ακολούθως παρατίθενται τα αντίστοιχα διαγράμματα για το υποστύλωμα κάτω από την εσοχή. Με διακεκομμένες γραμμές χαράσσεται η ευθεία του σχεδιασμού και το διάγραμμα αλληλεπίδρασης με χαρακτηριστικές αντοχές, ενώ με συνεχή γραμμή χαράσσεται η αλληλεπίδραση με μέσες αντοχές, για σύγκριση με τις αναλύσεις. Επισημαίνεται το μικρό περιθώριο που διαφαίνεται στις αναλύσεις από την πλαστικοποίηση του άνω άκρου, τόσο κατά τη στατική ανάλυση, όσο και για το σεισμό του Kobe. Ακόμα, η μέση κλίση από τις αναλύσεις έχει πολύ καλή ταύτιση με την κλίση της γραμμής σχεδιασμού.



Ακολουθούν ενδεικτικά διαγράμματα για την εξέλιξη των τεμνουσών, όπου διακρίνονται οι στενοί βρόχοι



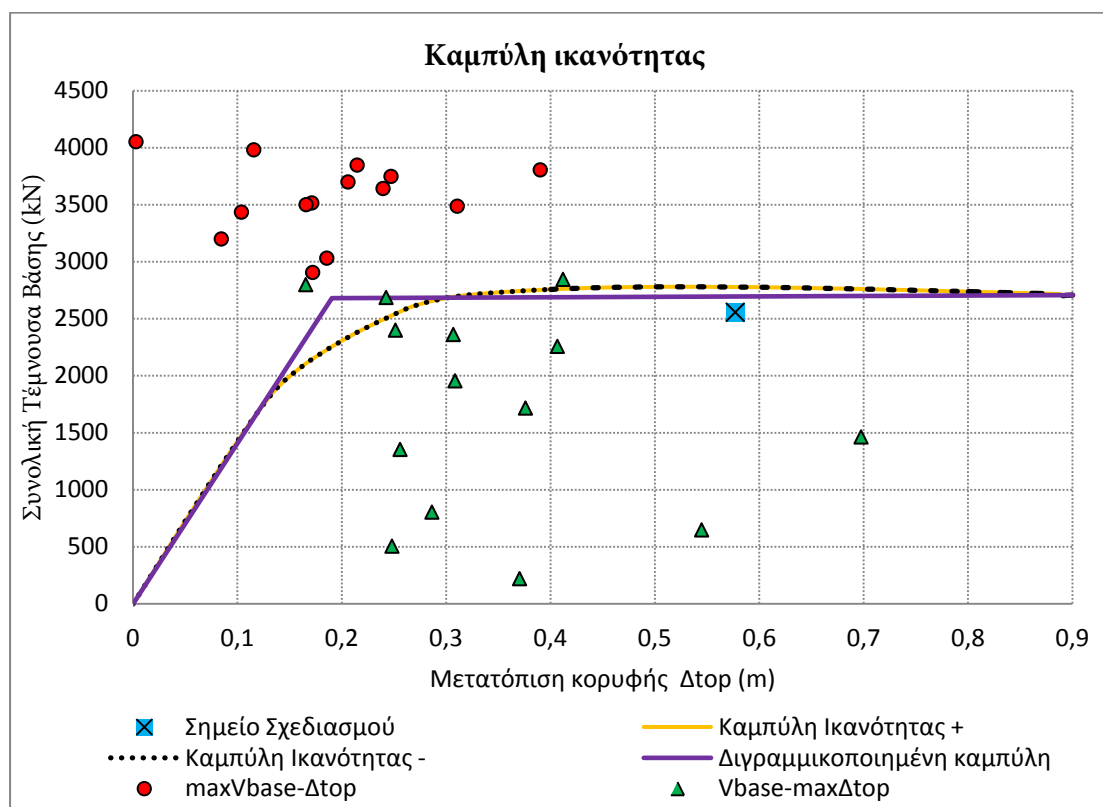
6. Αποτελέσματα Αναλύσεων για τα Δεκαώροφα Πλαίσια

Υπενθυμίζεται ότι στις αναλύσεις των δεκαώροφων πλαισίων συνεκτιμήθηκαν τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης.

6.1. Καμπύλη Ικανότητας

Όπως και για τα επτάωροφα πλαίσια, εκτελέστηκαν στατικές προσαυξητικές αναλύσεις και προς τις δυο διευθύνσεις για να διαπιστωθούν διαφορές στην απόκριση. Οι διαφορές είναι επουσιώδεις και μόνο πλησίον της αστοχίας.

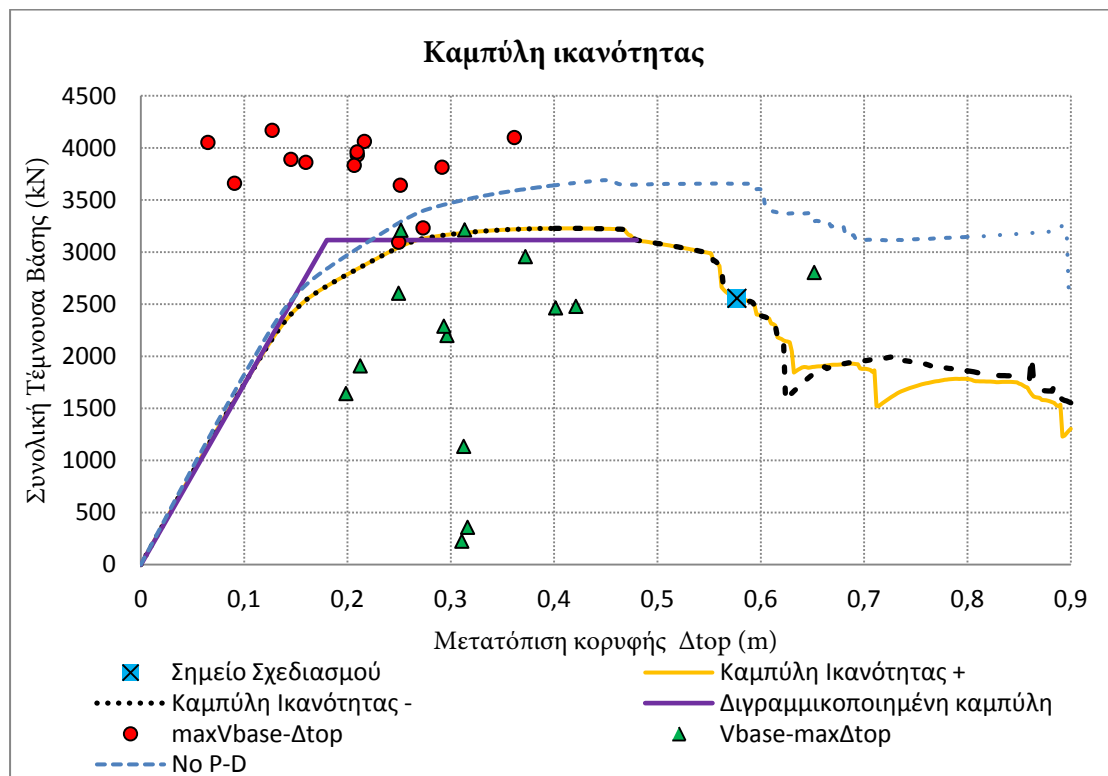
6.1.1. Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή



Η στοχευόμενη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζεται $\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_{d,el}(T_e) = 1,50 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,23 \cdot 0,250 = 0,462m < 0,577m = \delta_{top,des}$, όπου $T_e = 1,71s$. Οι υπεραντοχές προκύπτουν $\Omega_{pushover} = \frac{V_{base}^{A_{top}=\Delta_{top,des}}}{V_{base,des}} = 1,08$ ενώ από τις δυναμικές αναλύσεις προκύπτει $max\Omega_{dyn} = \frac{V_{base}^{max}}{V_{base,des}} = 1,58$ και $\overline{\Omega}_{dyn} = \frac{\overline{V_{base}}}{V_{base,des}} = 1,39$. Παρατηρείται μεγαλύτερη διασπορά των μεγίστων των δυναμικών αναλύσεων, σε σχέση με το αντίστοιχο επτάωροφο πλαίσιο.

6.1.2. Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο

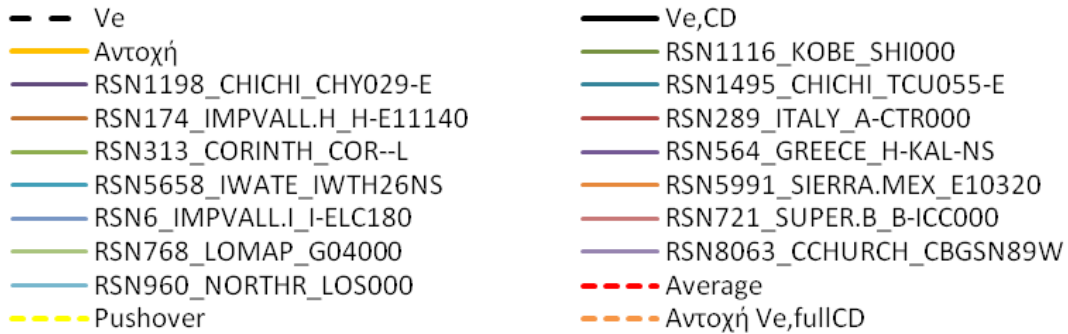
Αντίθετα, από τα υπόλοιπα πλαίσια, το κανονικό δεκαώροφο εμφανίζει έντονο φθιτό κλάδο. Η καμπύλη ικανότητας συναντά το σημείο σχεδιασμού με μηδενική υπεραντοχή για πτώση της τέμνουσας βάσεως κατά 20% σε σχέση με τη μέγιστη. Η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει για ιδιοπερίοδο ισοδυνάμου μονοβαθμίου $T_e = 1,99s$ και έχει τιμή $\delta_t = 1,50 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,21 \cdot 0,291 = 0,529m < 0,577m = \delta_{top,des}$. Οι δείκτες υπεραντοχών για τις δυναμικές αναλύσεις προκύπτουν $max\Omega_{dyn} = 1,63$ και $\overline{\Omega_{dyn}} = 1,49$. Για τη διερεύνηση του φθιτού κλάδου, εκτελέστηκε στατική προσαυξητική ανάλυση χωρίς τη συνεκτίμηση των φαινομένων 2^{ης} τάξεως. Διαπιστώθηκε πολύ μικρότερος φθιτός κλάδος. Έτσι συμπεραίνουμε ότι ένα τμήμα της πτώσης οφείλεται στη μειωμένη πλαστιμότητα λόγω των μεγαλύτερων αξονικών φορτίων, αλλά η σημαντικότερη αιτία είναι η επιρροή της παραμορφωσιμότητας του φορέα στην αναπτυσσόμενη ένταση (φαινόμενα 2^{ης} τάξης). Στο πλαίσιο με την εσοχή είναι, κατά τα φαινόμενα, λιγότερο επιδραστικά τα φαινόμενα αυτά, λόγω των μειωμένων κατακόρυφων φορτίων καθ' ύψος.



6.2. Τέμνουσες Υποστυλωμάτων

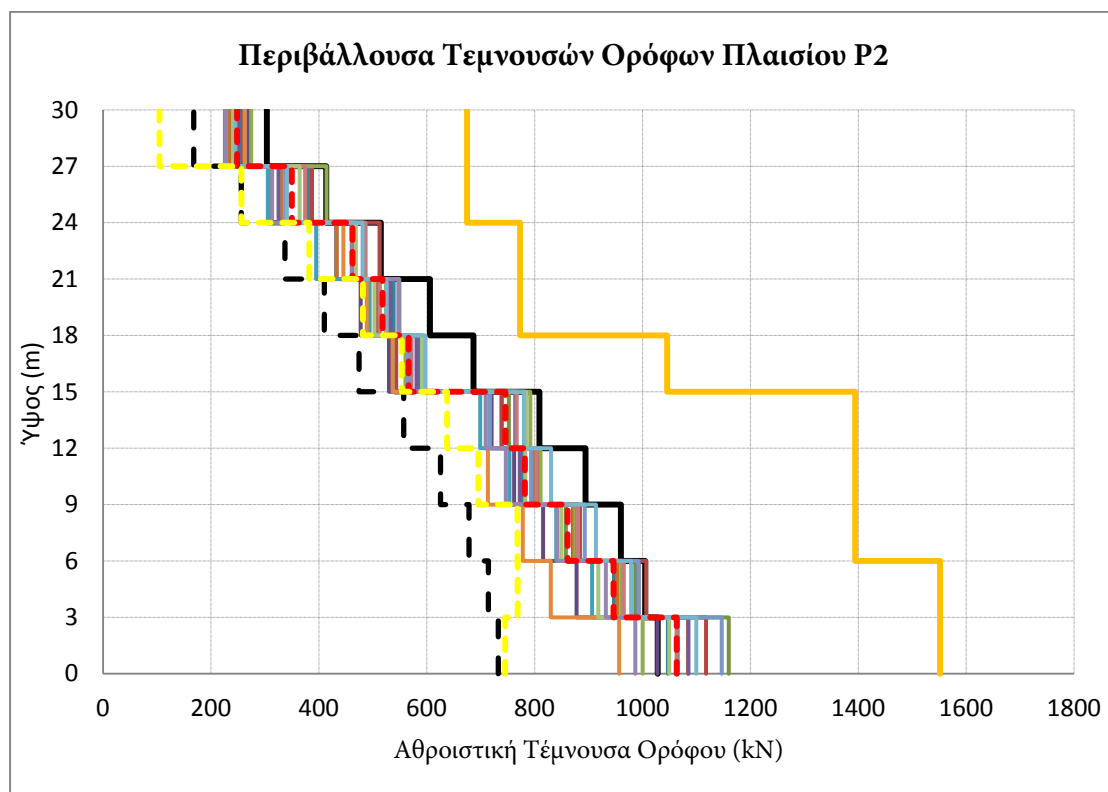
Ακολουθεί το υπόμνημα των διαγραμμάτων της ενότητας αυτής. Εν γένει, υπάρχουν πολύ μικρές υπερβάσεις στην τέμνουσα σχεδιασμού για ορισμένα υποστυλώματα, οι οποίες δεν εμφανίζονται στην αθροιστική τέμνουσα των ορόφων λόγω του περιθωρίου των υπόλοιπων υποστυλωμάτων της ίδιας στάθμης. Διατμητικές αστοχίες δεν παρατηρούνται και

υπάρχει σημαντικό περιθώριο ασφαλείας μέχρι την αστοχία, λόγω και των ελάχιστων αποστάσεων για την αποφυγή λυγισμού του διαμήκους οπλισμού. Οι προβλέψεις της στατικής ανάλυσης για τις τέμνουσες είναι μικρότερες και από τις ελάχιστες τιμές των δυναμικών αναλύσεων και αγγίζουν τις τέμνουσες από τη στατική επίλυση του σεισμικού συνδυασμού πριν την ικανοτική επαύξηση.



6.2.1. Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή

Οι μικρές υπερβάσεις της μέση τιμής των μέγιστων τεμνουσών των δυναμικών αναλύσεων σε σχέση με τις τέμνουσες σχεδιασμού, αφορούν κυρίως τα εξωτερικά υποστύλωματα, με υπερβάσεις μικρότερες από 10kN, εκτός του ισογείου, όπου φτάνουν μέχρι τα 80kN. Η εξίσωση για την ικανοτική τέμνουσα προβλέπει ικανοποιητικά όχι μόνο τη μέση τιμή αλλά και τις μέγιστες τέμνουσες που αναπτύχθηκαν, με εξαίρεση το ισόγειο.



6.2.2. Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο

Στο κανονικό πλαίσιο παρατηρούνται αντίστοιχες υπερβάσεις του σχεδιασμού, αλλά με μικρότερες τιμές. Επιβεβαιώνεται ο ισχυρισμός των Priestley et. al για τον ελαφρύ συντηρητισμό της εξίσωσης για την ικανοτική τέμνουσα σε ψηλά πλαίσια: Για τους κατώτερους ορόφους, εκτός του ισογείου, προβλέπονται τέμνουσες αρκετά μεγαλύτερες σε σχέση με αυτές που αναπτύχθηκαν.



6.3. Καθ' ύψος προφίλ απόλυτων και σχετικών ανηγμένων μετακινήσεων

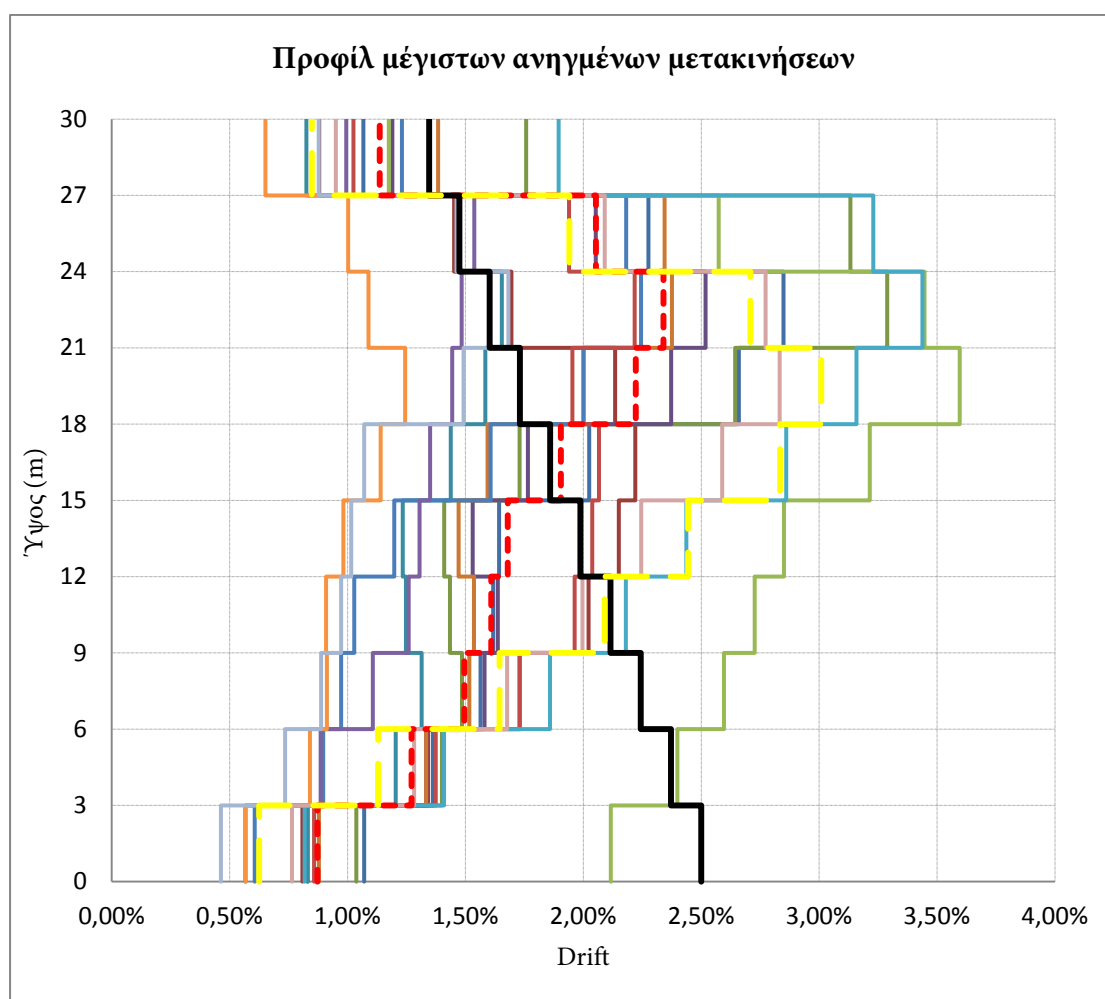
Παρατίθενται προφίλ με τις μέγιστες απόλυτες και σχετικές ανηγμένες μετακινήσεις των δυναμικών αναλύσεων, εξάγεται η μέση τιμή τους και συγκρίνονται με τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης και τις προβλέψεις του σχεδιασμού. Το υπόμνημα των διαγραμμάτων αυτών παρατίθεται παρακάτω. Σχεδιάζεται επίσης η εξέλιξη των μετακινήσεων αυτών κατά τη στατική προσαυξητική ανάλυση.

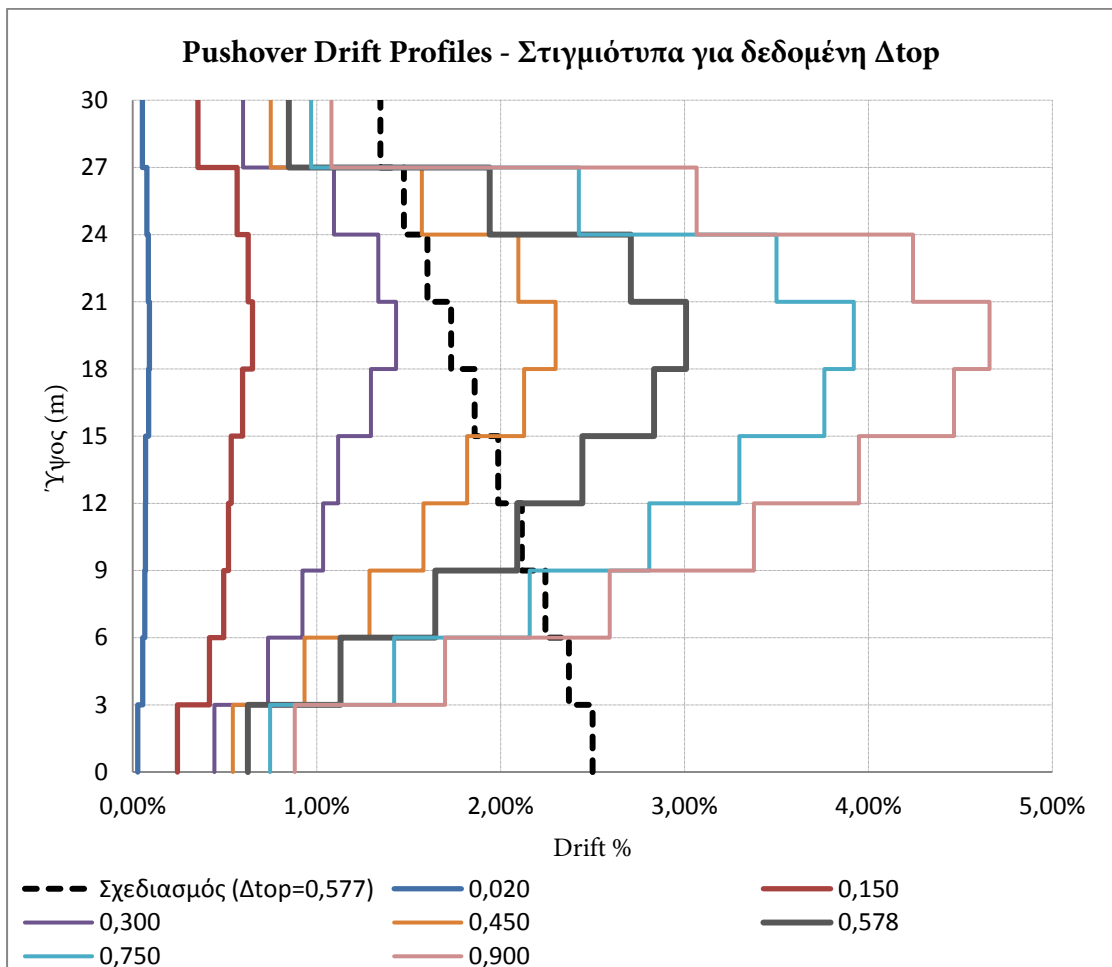
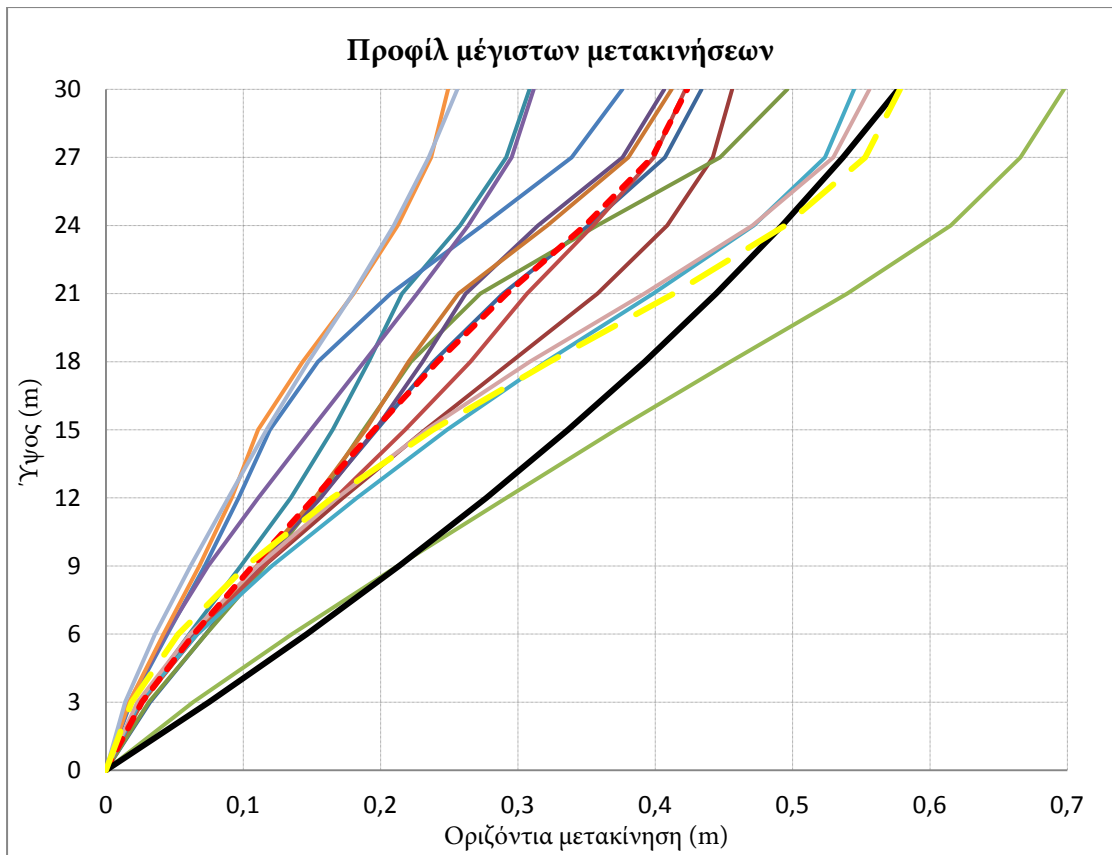
RSN6_IMPVAL.L_I-ELC180	RSN174_IMPVAL.H_H-E11140
RSN289_ITALY_A-CTR000	RSN313_CORINTH_COR--L
RSN564_GREECE_H-KAL-NS	RSN721_SUPER.B_B-ICC000
RSN768_LOMAP_G04000	RSN960_NORTHR_LOS000
RSN1116_KOBE_SHI000	RSN1198_CHICHI_CHY029-E
RSN1495_CHICHI_TCU055-E	RSN5658_IWATE_IWTH26NS
RSN5991_SIERRA.MEX_E10320	RSN8063_CCHURCH_CBGSN89W
- - - Average	— Design
— Pushover	

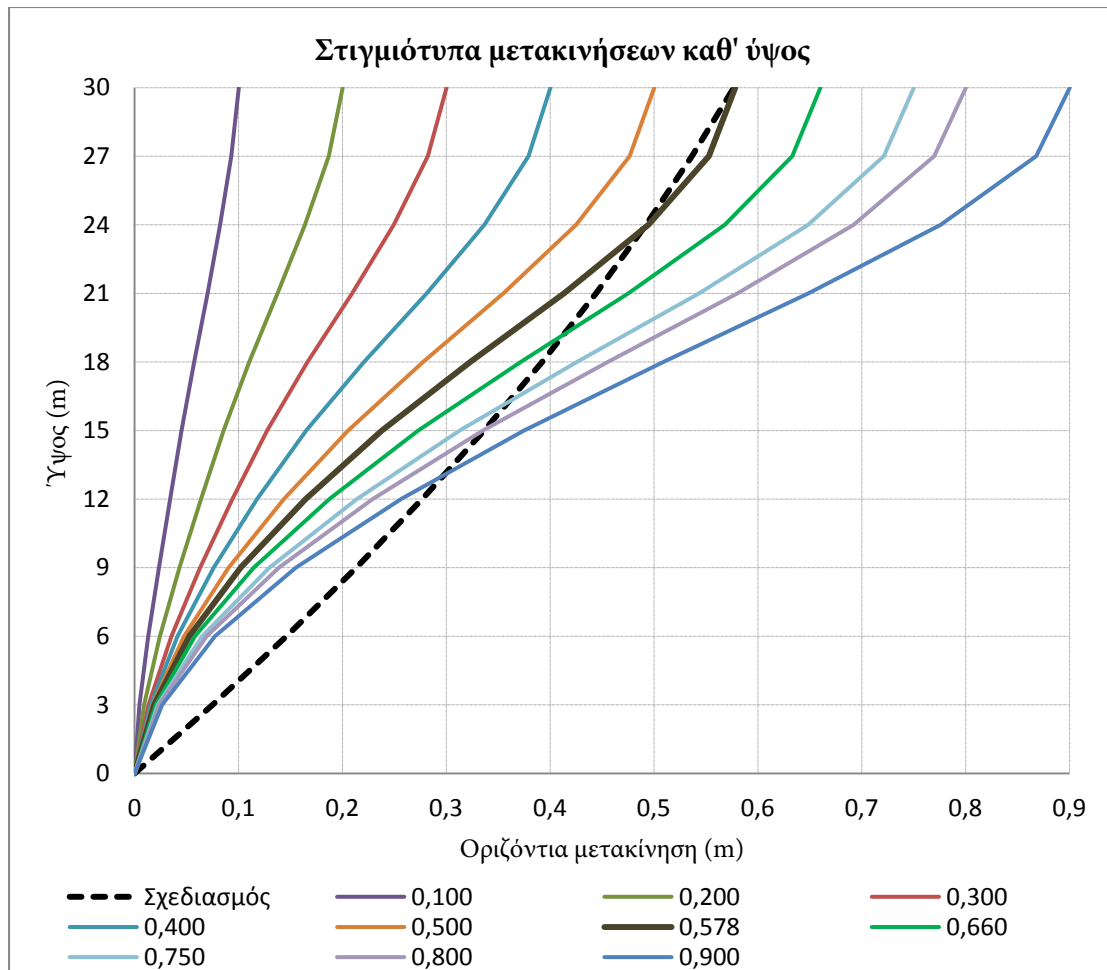
6.3.1. Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή

Είναι εμφανής η έντονη επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στην απόκριση του πλαισίου. Το κατώτερο τμήμα συμπεριφέρεται καμπτικά, με σημείο καμπής να εμφανίζεται στο μέσον περίπου του πύργου (3/4 του συνολικού ύψους) και το προφίλ να μεταπίπτει σε διατμητικό. Η μικτή αυτή συμπεριφορά έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική υπέρβαση των σχετικών μετακινήσεων σχεδιασμού, καθιστώντας ανεπαρκή την προσέγγιση του σχεδιασμού για την αντιμετώπιση των ανώτερων ιδιομορφών (συντελεστής ω_{θ} και κατανομή τέμνουσας βάσης στους ορόφους). Στις απόλυτες μετακινήσεις η συμπεριφορά αυτή δεν είναι προφανής, καθώς οι δυναμικές αναλύσεις διατηρούνται σε μικρότερα επίπεδα μετακινήσεων. Αντίθετα η καμπυλότητα της καμπύλης της στατικής ανάλυσης προϋποθέτει για τις αποκλίσεις.

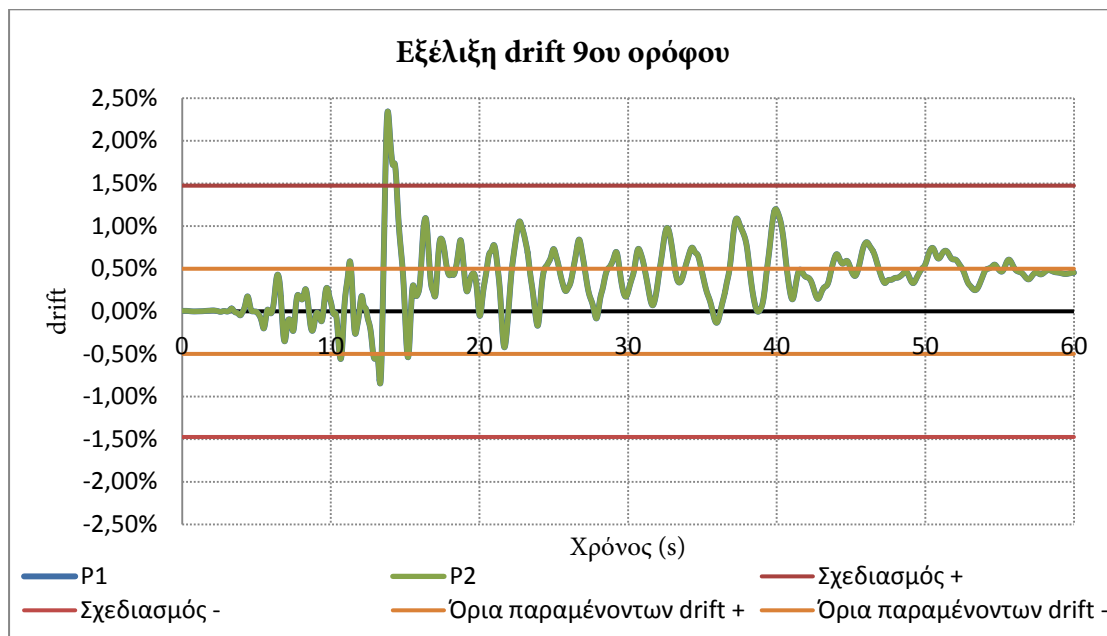
Από τα στιγμιότυπα της στατικής ανάλυσης παρατηρούμε ότι οι παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στο μεσαίο τμήμα του πλαισίου, ήδη από μικρά επίπεδα μετακινήσεων, αφήνοντας πίσω το ισόγειο και την κορυφή. Στις απόλυτες μετακινήσεις διακρίνεται το σημείο καμπής που ξεχωρίζει τις περιοχές καμπτικής και διατμητικής συμπεριφοράς, με την καμπυλότητα της γραμμής να είναι ουσιαστικά διαφορετική από του σχεδιασμού.





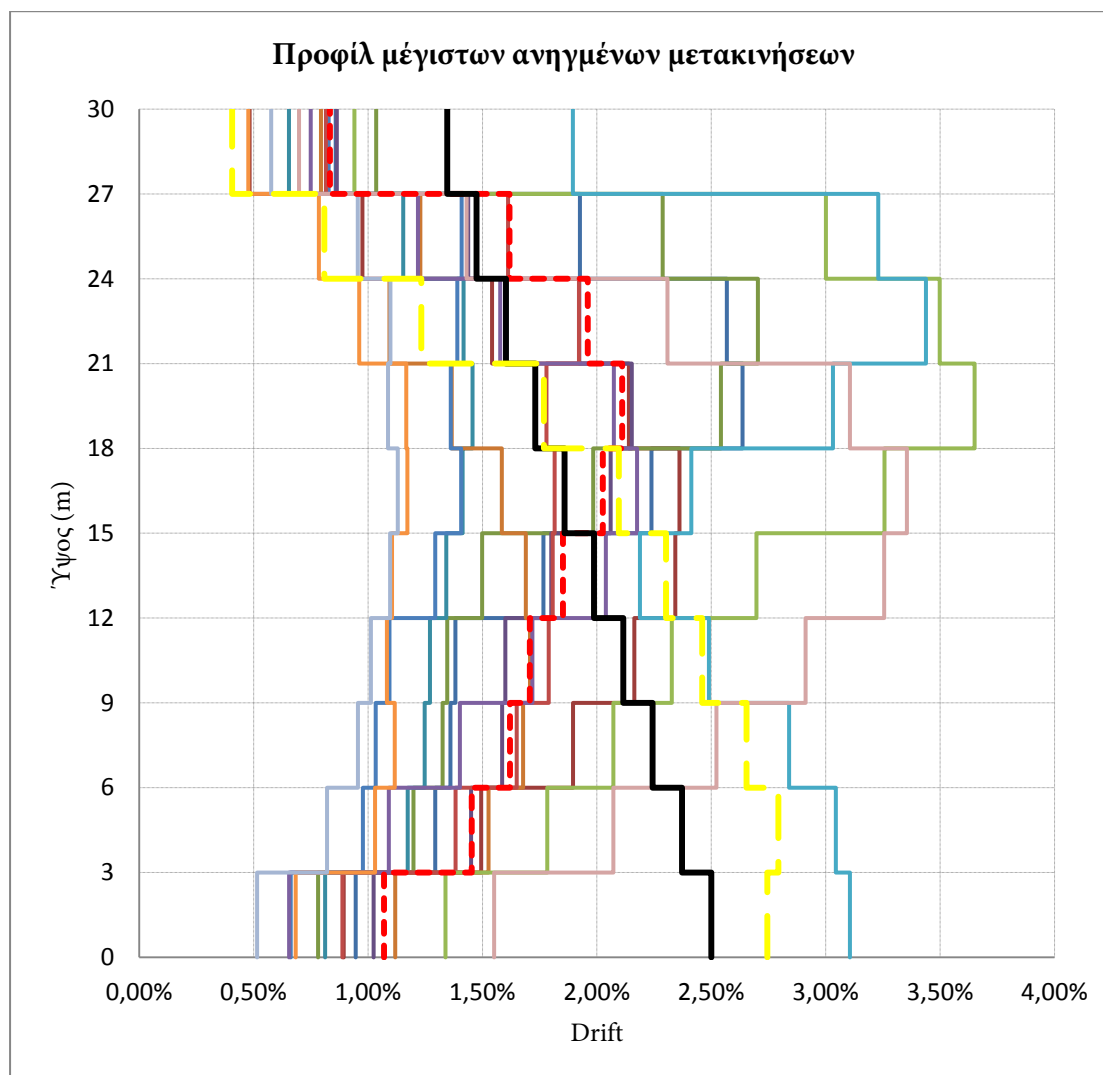


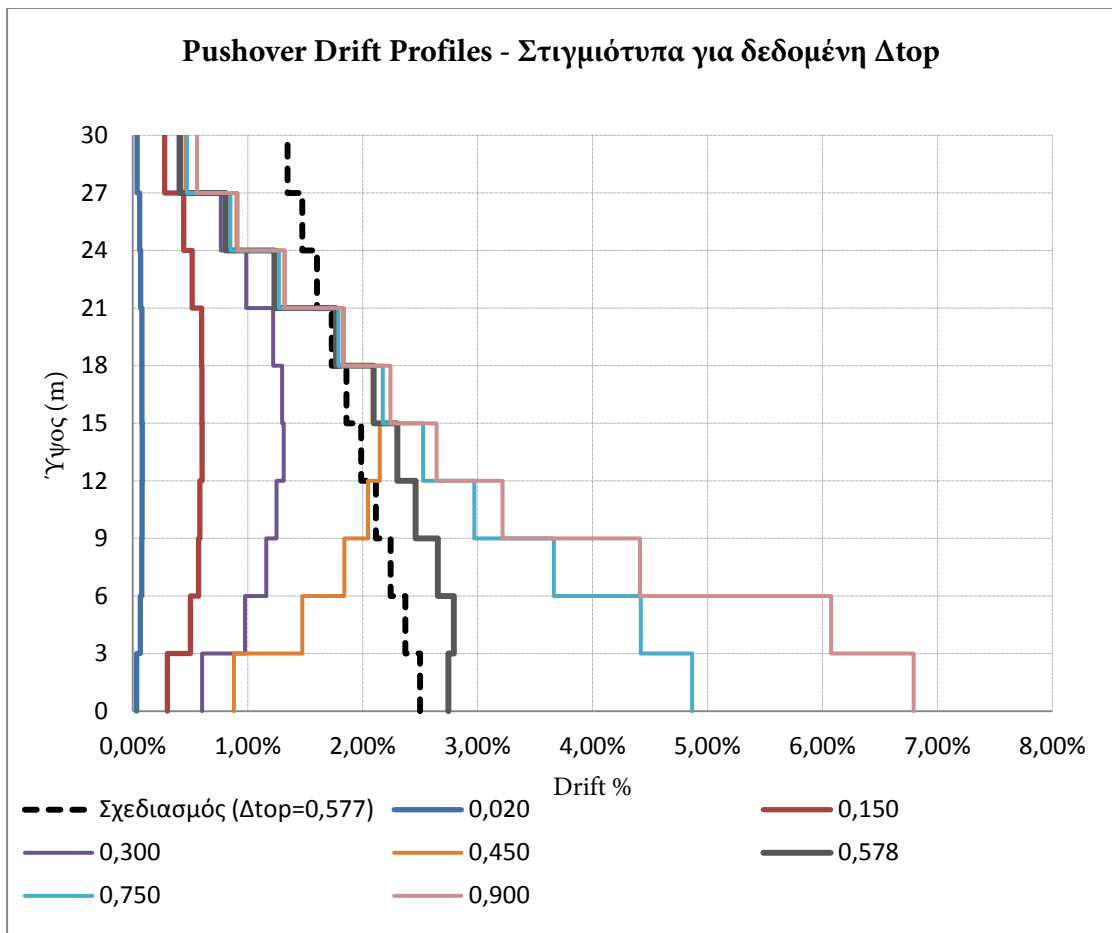
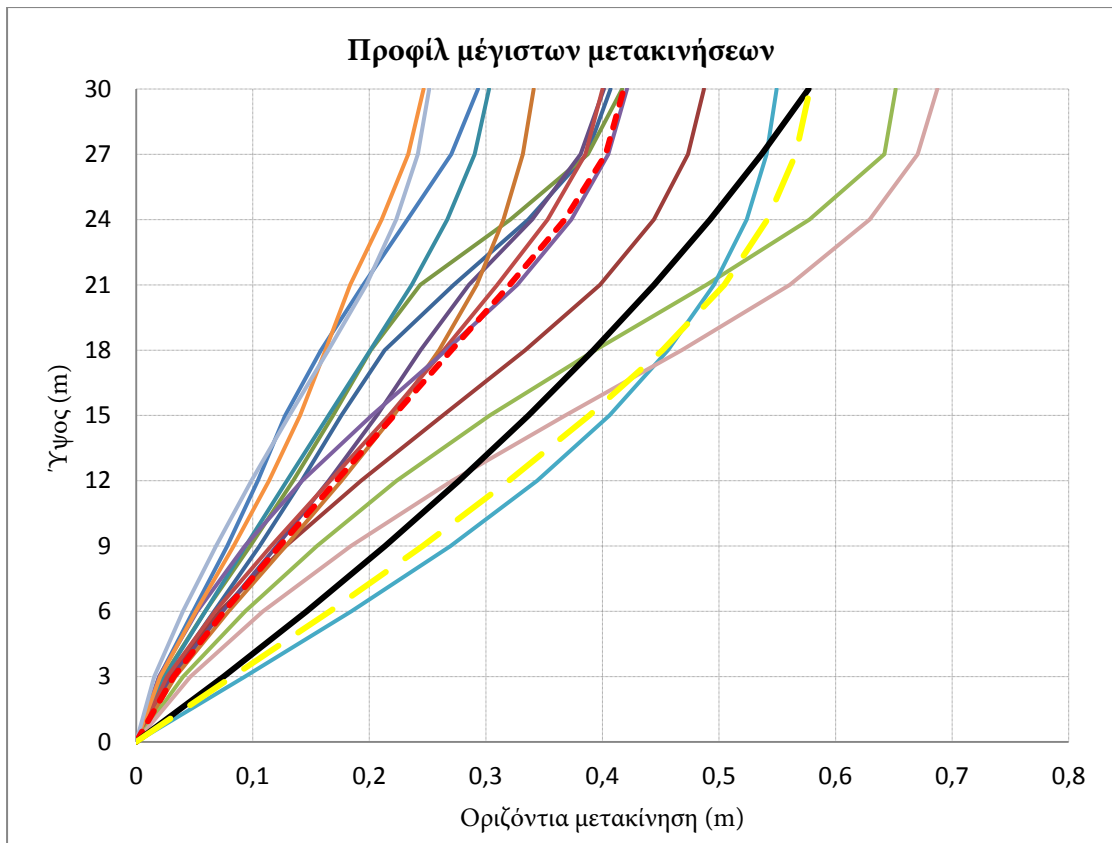
Διαπιστώνονται και εδώ παραμένουσες μετακινήσεις μεγαλύτερες από τα όρια που έχουν τεθεί στον πρότυπο κανονισμό DBD12, όπως εικονίζεται παρακάτω για το σεισμό των Superstition Hills.

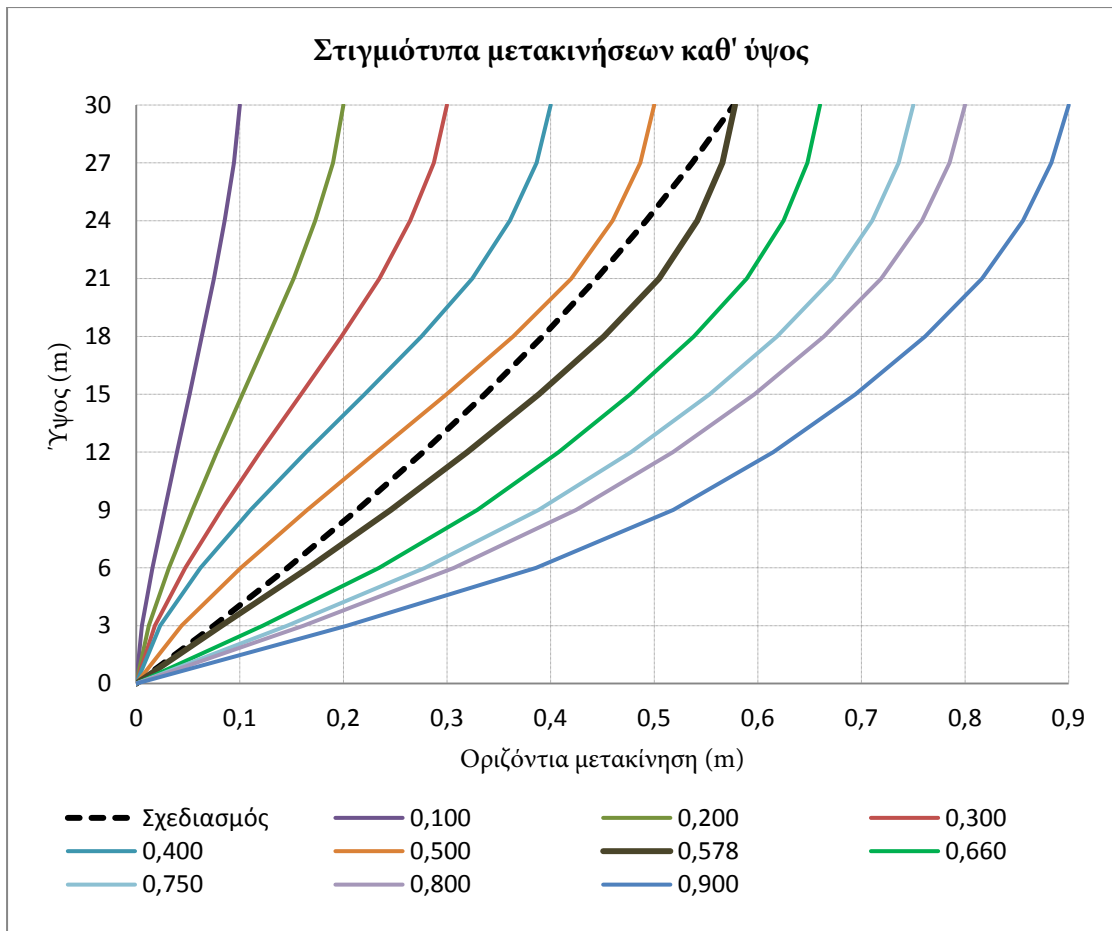


6.3.2. Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο

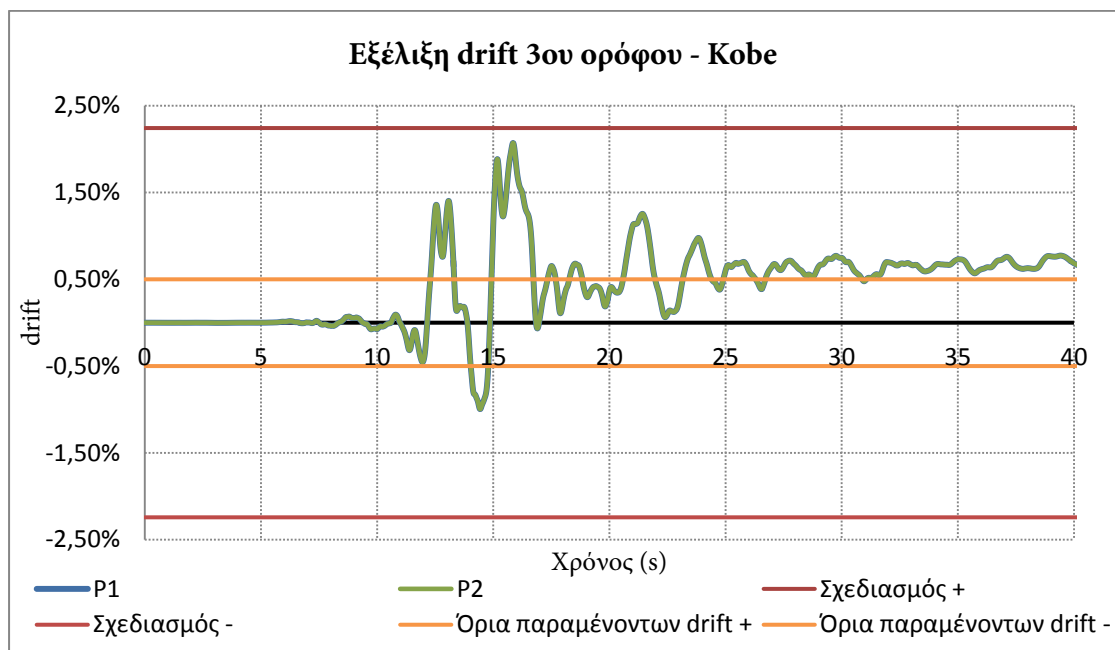
Οι επιρροές των ανώτερων ιδιομορφών είναι λιγότερο έντονες απ' ότι στο πλαίσιο με εσοχή. Παρατηρούνται όμως και πάλι υπερβάσεις των μετακινήσεων σχεδιασμού στο ανώτερο τμήμα του πλαισίου. Οι απόλυτες μετακινήσεις διατηρούνται σε επίπεδα μικρότερα του σχεδιασμού. Αντίθετα από τις δυναμικές αναλύσεις, η στατική ανάλυση διατηρεί διατμητικό προφίλ καθ' όλο το ύψος του πλαισίου, με υπερβάσεις των μετακινήσεων σχεδιασμού στους κατώτερους ορόφους και σημαντικές υστερήσεις στην κορυφή. Από τα στιγμιότυπα παρατηρούμε πως, ενώ αρχικά καταπονεί έντονα το μεσαίο τμήμα του πλαισίου (υπερβαίνοντας τις εκεί μετακινήσεις σχεδιασμού), λίγο πριν τη μετακίνηση σχεδιασμού της οροφής και μέχρι την αστοχία συγκεντρώνει τις μετακινήσεις σχεδιασμού στους κατώτερους ορόφους, αφήνοντας την κορυφή πρακτικά ανεπηρέαστη. Στις απόλυτες μετακινήσεις, η εντονότερη καμπυλότητα της γραμμής σε σχέση με το σχεδιασμό είναι ενδεικτική των υπερβάσεων.







Υπερβολικές παραμένουσες μετακινήσεις παρατηρούνται και για το κανονικό πλαίσιο. Ενδεικτικά παρατίθεται η εν χρόνω εξέλιξη των ανηγμένων μετακινήσεων του 3^{ου} ορόφου για το σεισμό στο Kobe. Παρατηρούμε επίσης, πως εμφανίζεται σημαντική παραμένουσα μετακίνηση χωρίς να έχει υπερβληθεί η μετακίνηση σχεδιασμού του συγκεκριμένου ορόφου.⁴

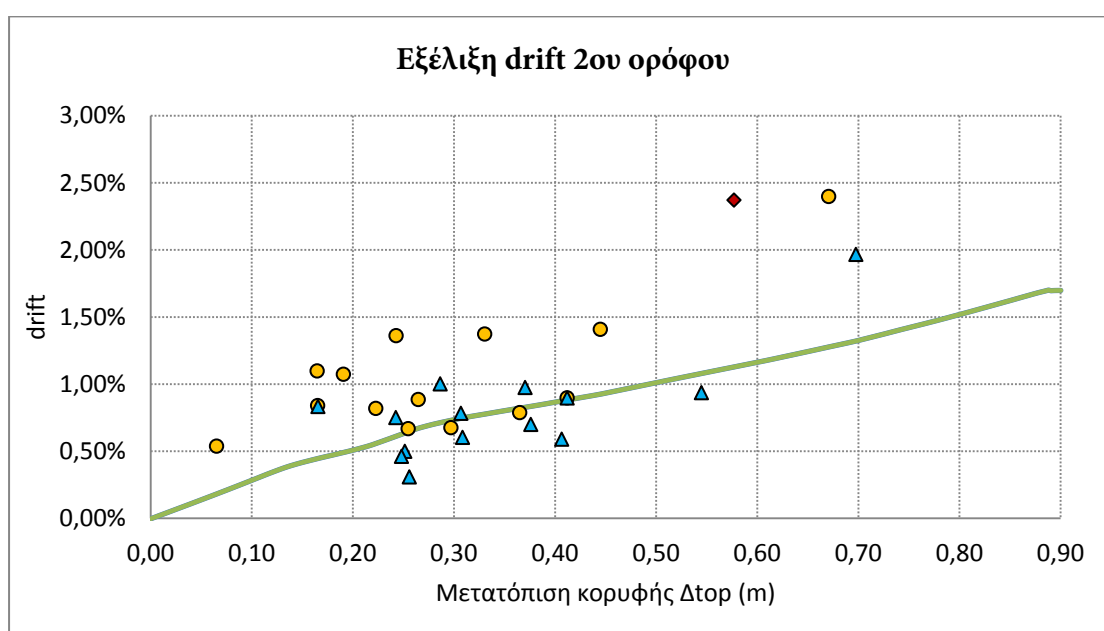
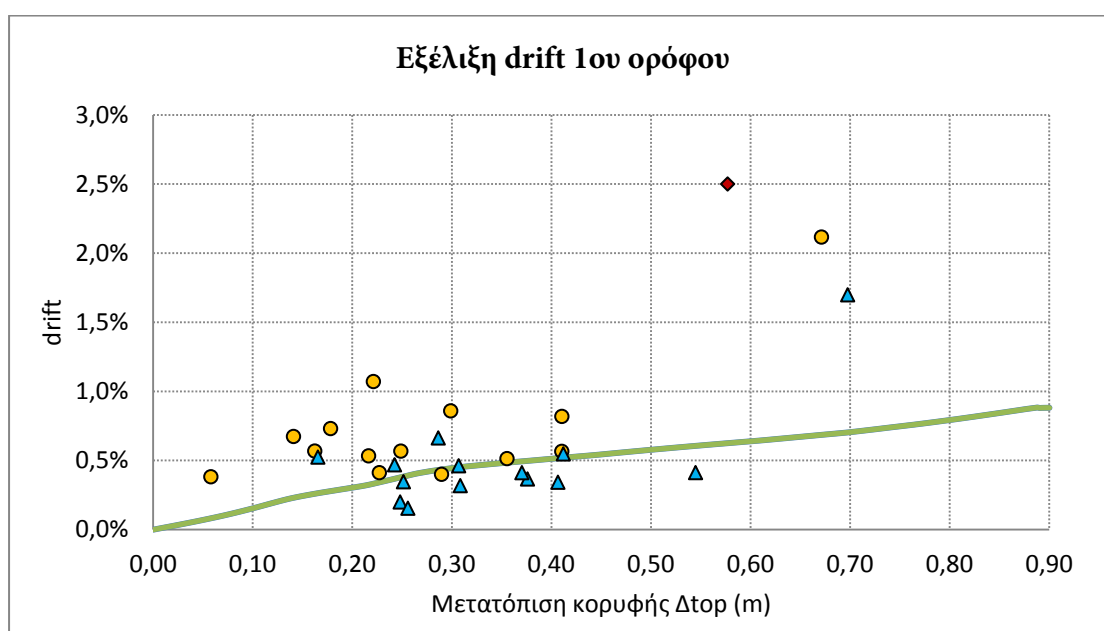


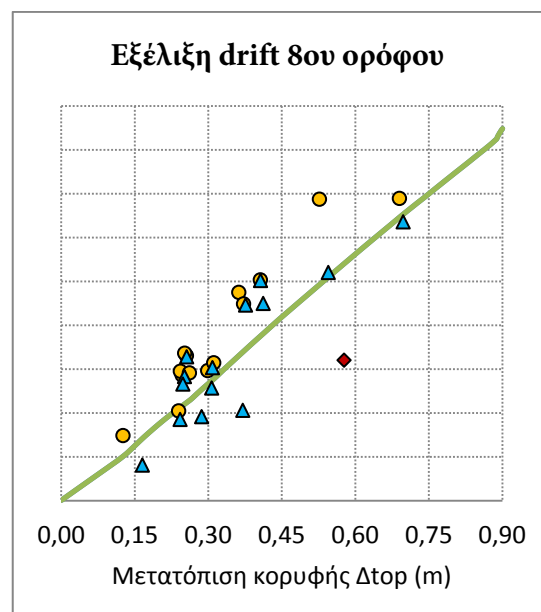
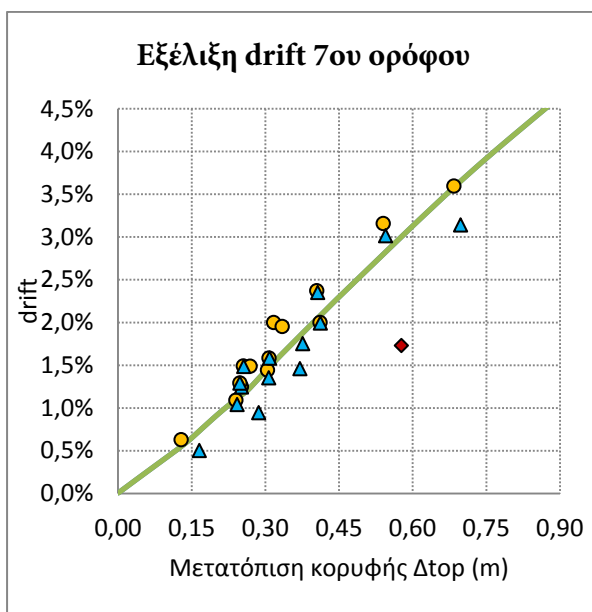
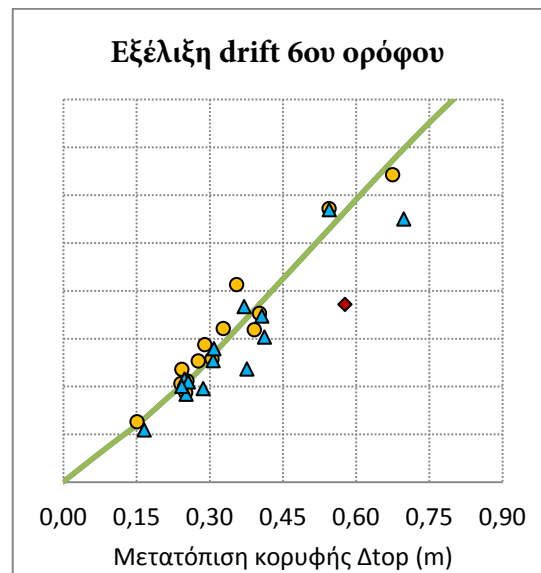
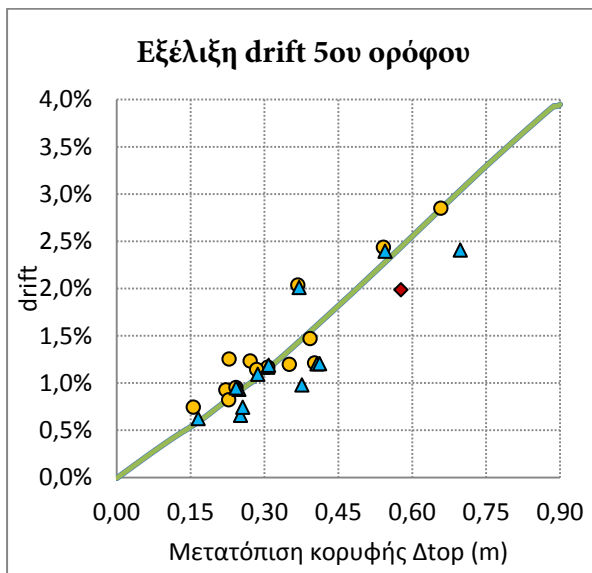
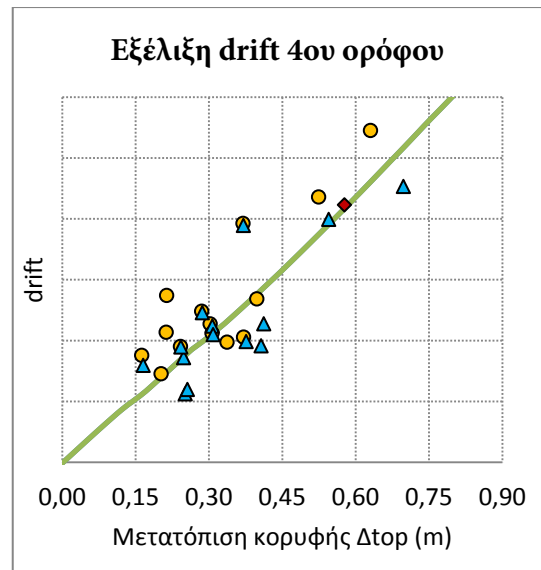
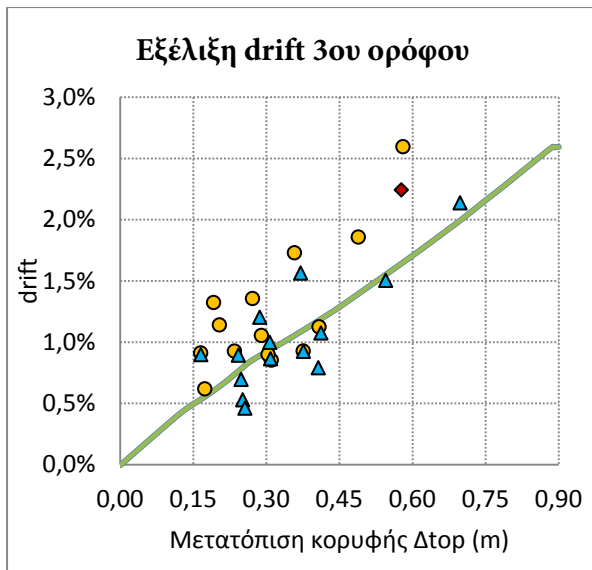
6.4. Εξέλιξη ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων

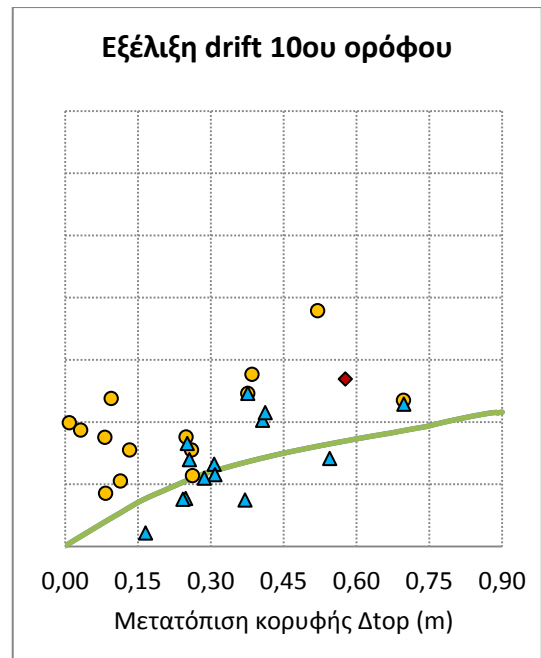
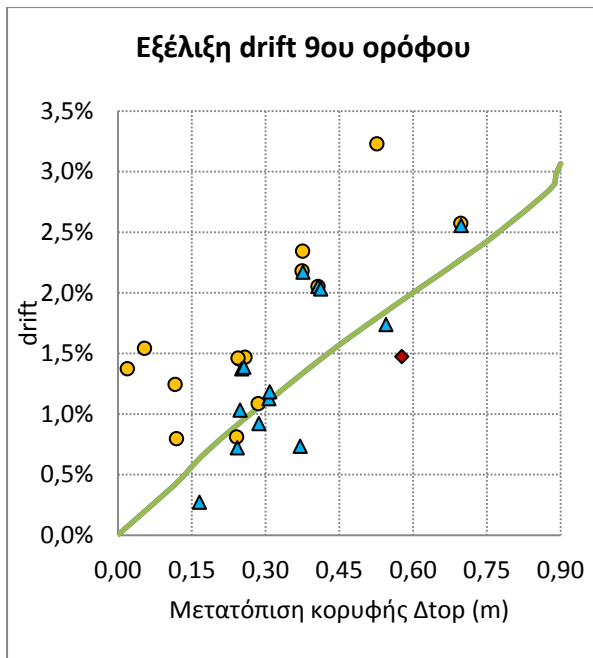
Παρουσιάζεται η εξέλιξη των ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων των ορόφων κατά τη στατική προσαυξητική ανάλυση ως προς τη μετακίνηση κορυφής. Σχεδιάζονται επίσης τα μέγιστα των δυναμικών αναλύσεων, ώστε να διαπιστωθεί η στιγμή εμφάνισέως τους ως προς τη μετακίνηση της κορυφής. Οι συμβολισμοί των διαγραμμάτων είναι οι παρακάτω:

— P1 — P2 ◆ Σχεδιασμός ● maxDrift-Δ ▲ drift-maxΔ

6.4.1. Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή

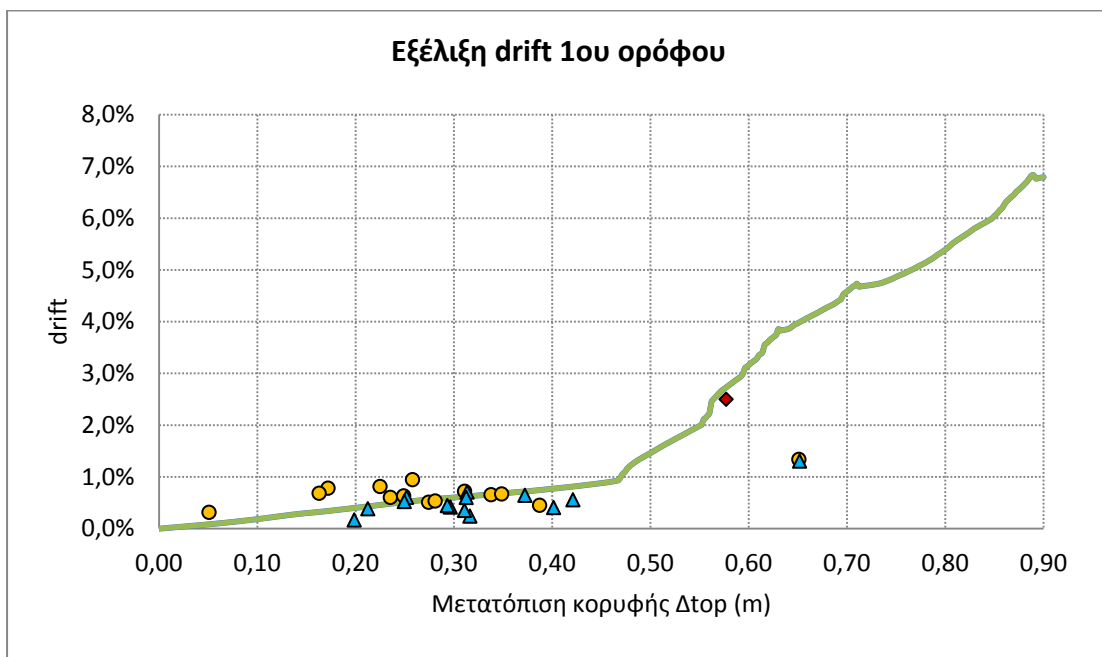


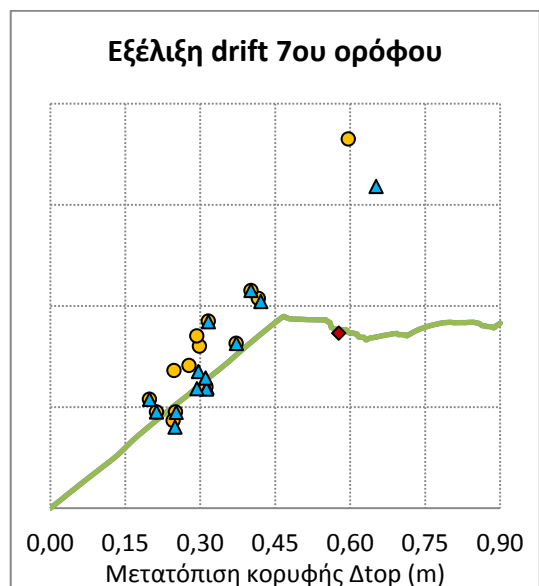
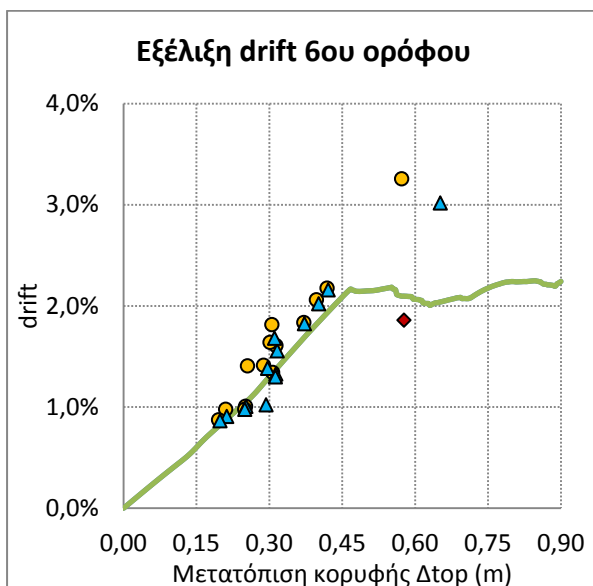
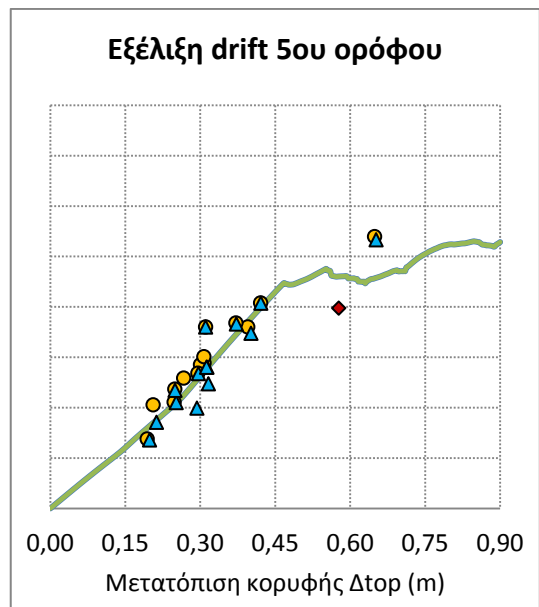
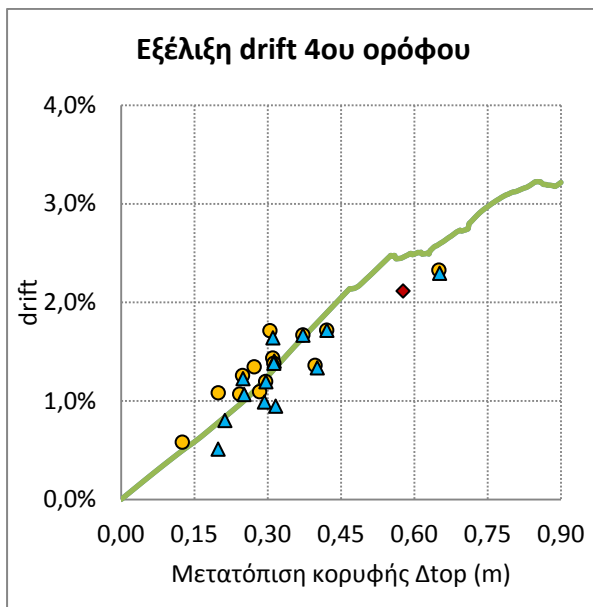
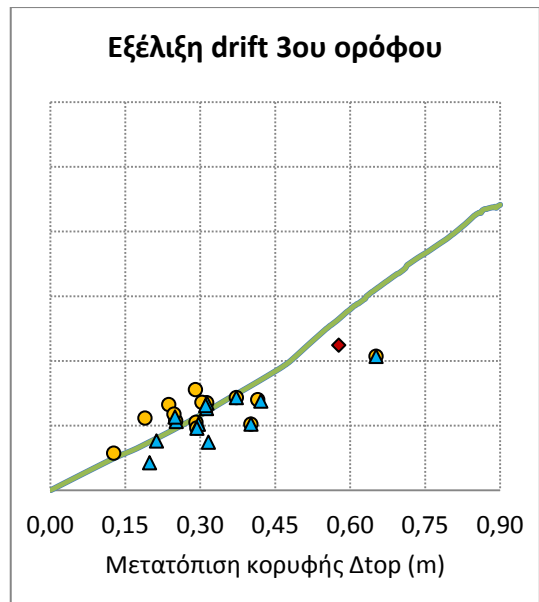
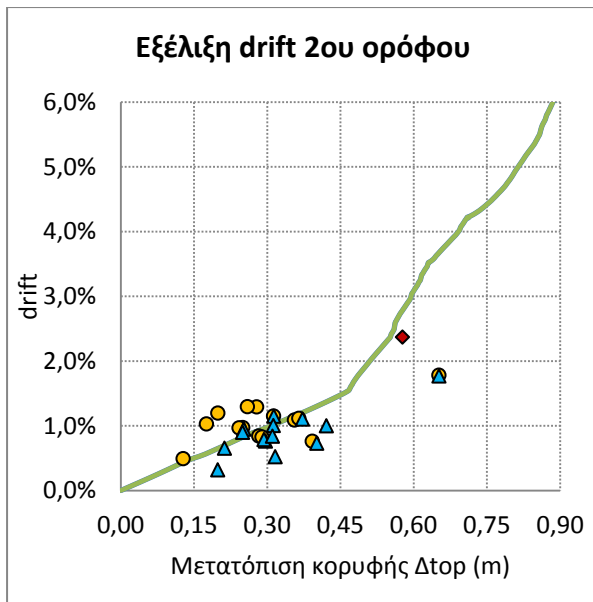


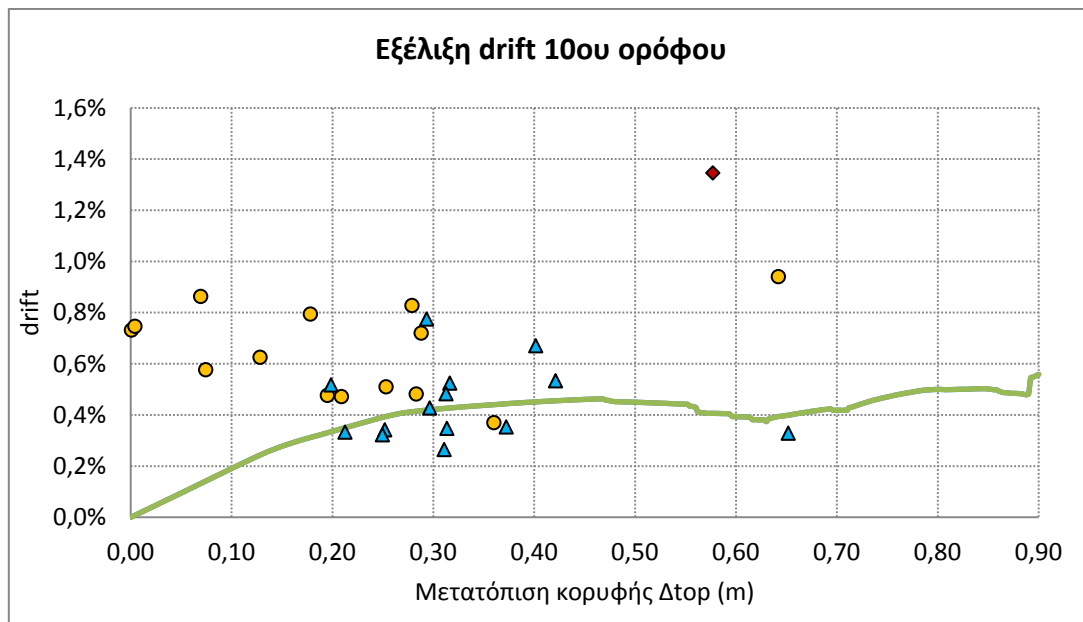
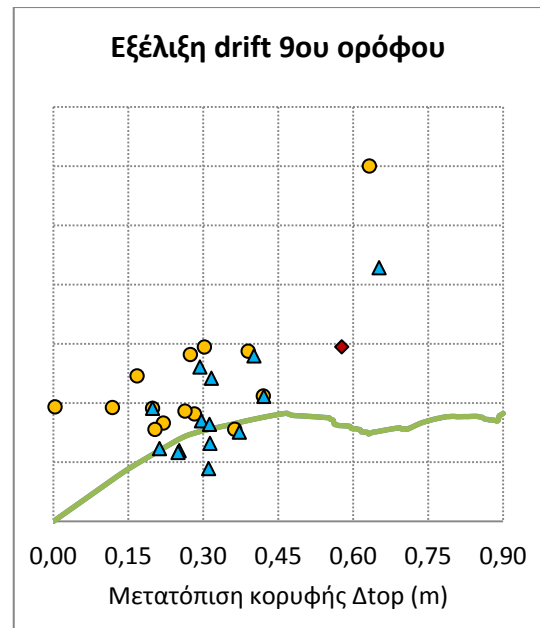
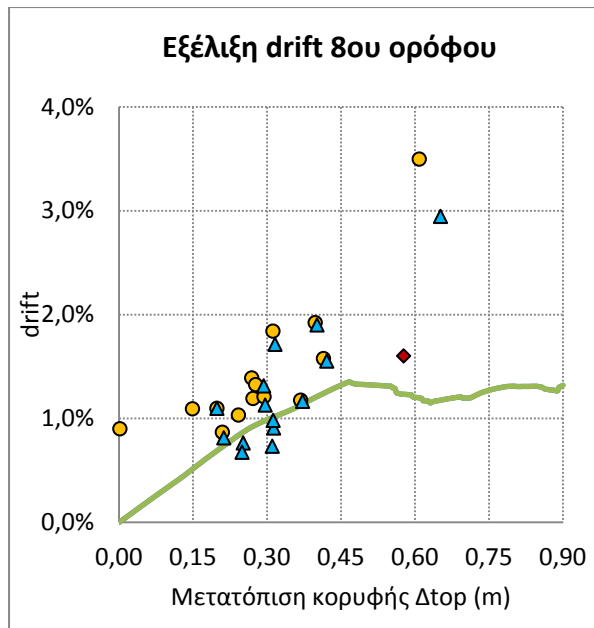


Παρατηρείται πως για όλους τους ορόφους, η τάση των μεγίστων των δυναμικών αναλύσεων περιγράφεται ικανοποιητικά από τη γραμμή εξέλιξης της στατικής ανάλυσης. Σε ορισμένους ορόφους η διασπορά είναι έντονη, όπως στην οροφή, ενώ υπάρχουν και καταγραφές που απομακρύνονται από το «σύννεφο» των υπολοίπων. Σε σχέση με το σχεδιασμό, επαληθεύτηκαν οι παρατηρήσεις της προηγούμενης ενότητας, με την εμφάνιση σημαντικών υστερήσεων στους κατώτερους ορόφους και έντονων υπερβάσεων στους ανώτερους, με εξαίρεση την κορυφή.

6.4.2. Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο



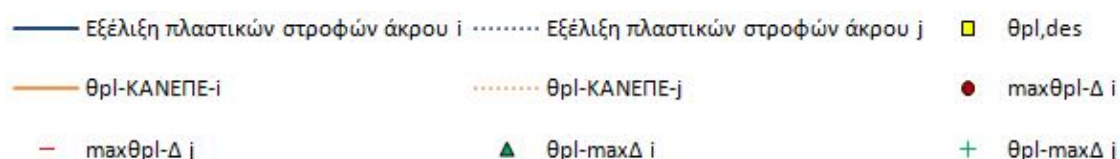




Από τις κλίσεις των γραμμών της στατικής ανάλυσης επαληθεύεται η συμπεριφορά που κατέδειξαν τα προφίλ. Η έντονη συγκέντρωση των παραμορφώσεων στο κατώτερο τμήμα του πλαισίου έχει ως αποτέλεσμα την ραγδαία αύξηση της κλίσης στους 2 πρώτους ορόφους, τη διατήρηση του ίδιου περίπου ρυθμού αύξησης μετακινήσεων στον 3^ο και στον 4^ο όροφο, στον οποίο διακρίνουμε ήδη κάποιες αστάθειες που στους επόμενους ορόφους οδηγούν σε αποφορτίσεις. Η συγκέντρωση των μεγίστων των δυναμικών αναλύσεων γύρω από τη γραμμή της στατικής ανάλυσης είναι ικανοποιητική, αν και με αυξημένες διασπορές στους 3 τελευταίους ορόφους. Σημαντική είναι η παρατήρηση πως η συντριπτική πλειοψηφία των δυναμικών αναλύσεων ευρίσκεται στην περιοχή των μετακινήσεων κορυφής που προηγείται του σχεδιασμού και στην οποία η στατική ανάλυση δεν έχει αρχίζει να αποφορτίζει την κορυφή και να επιβαρύνει τη βάση.

6.5. Εξέλιξη Πλαστικών Στροφών

Παρατίθεται διαγραμματικά η εξέλιξη των πλαστικών στροφών κατά τη στατική προσαυξητική ανάλυση ως προς τη μετακίνηση της κορυφής. Σχεδιάζονται επίσης, για κάθε άκρο των μελών, οι μέγιστες πλαστικές στροφές που αναπτύχθηκαν κατά τις δυναμικές αναλύσεις με τις αντίστοιχες μετακινήσεις κορυφής, αλλά και οι πλαστικές στροφές τη στιγμή της μέγιστης μετακίνησης κορυφής. Για συγκριτικούς λόγους, ως ένδειξη αστοχίας χαράσσεται η ικανότητα πλαστικής στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται είναι οι ακόλουθοι:

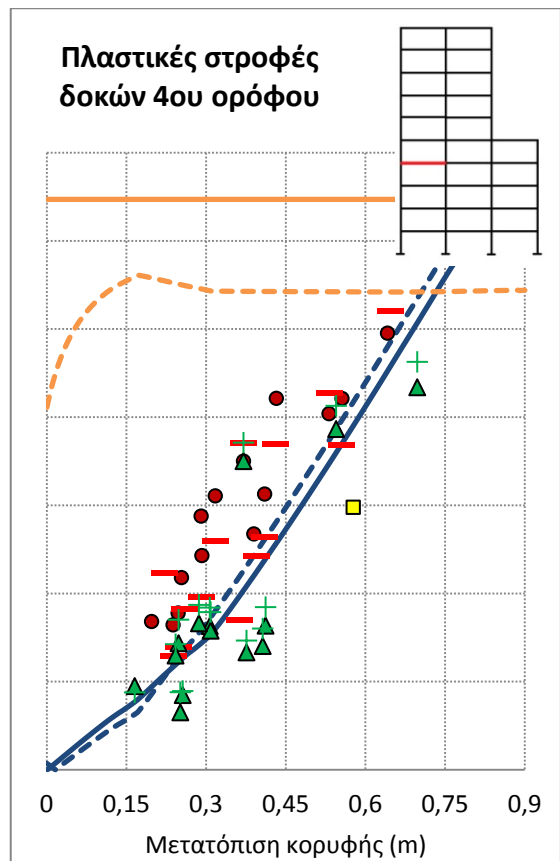
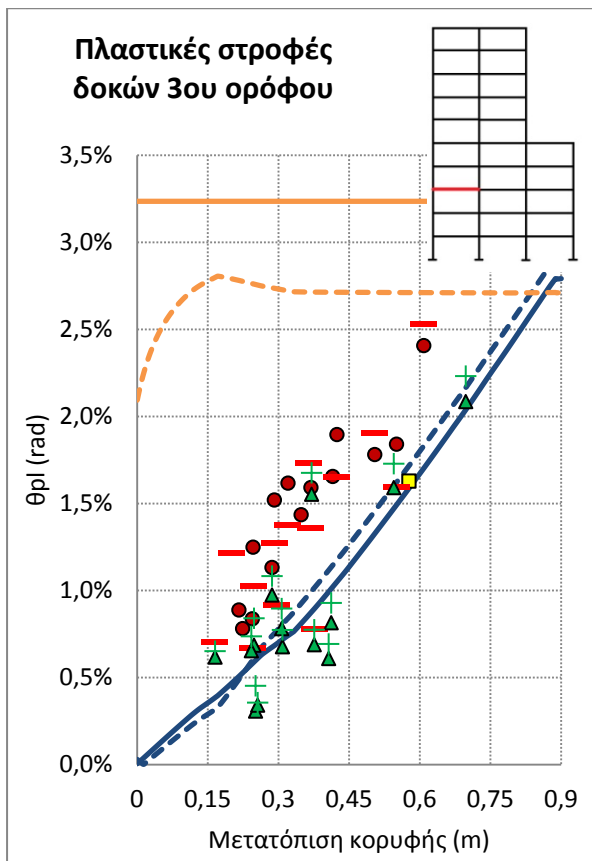
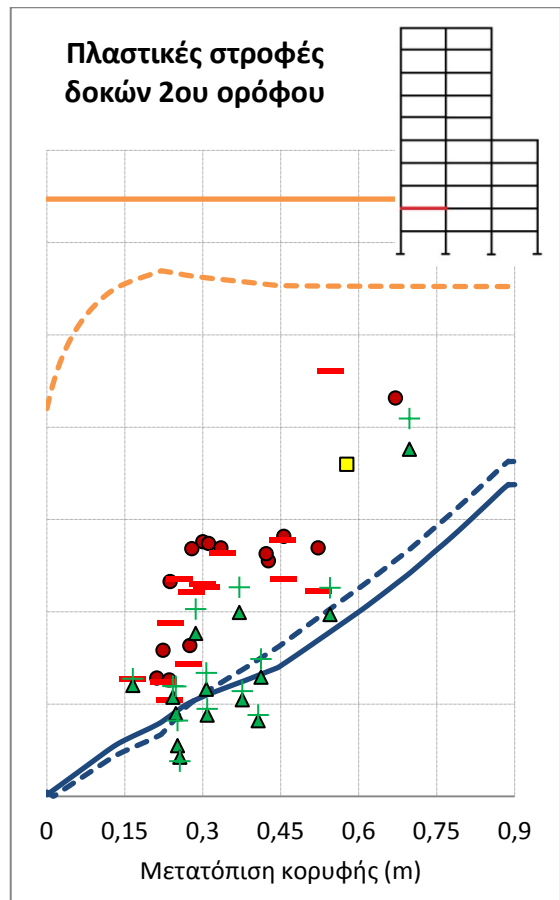
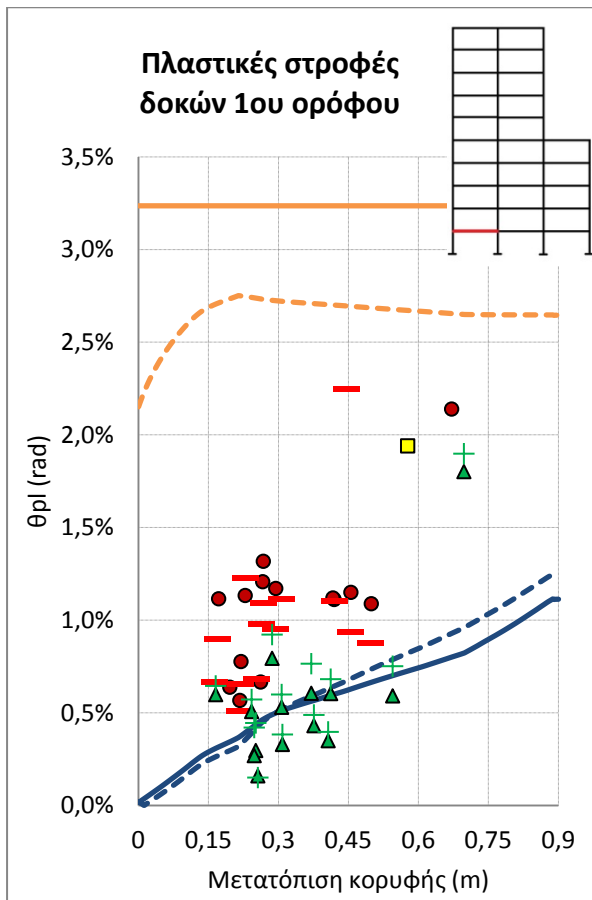


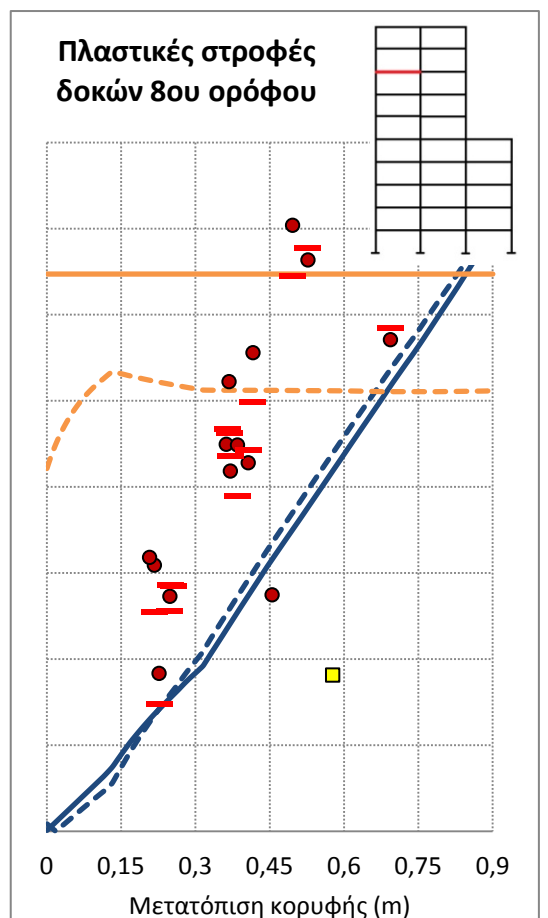
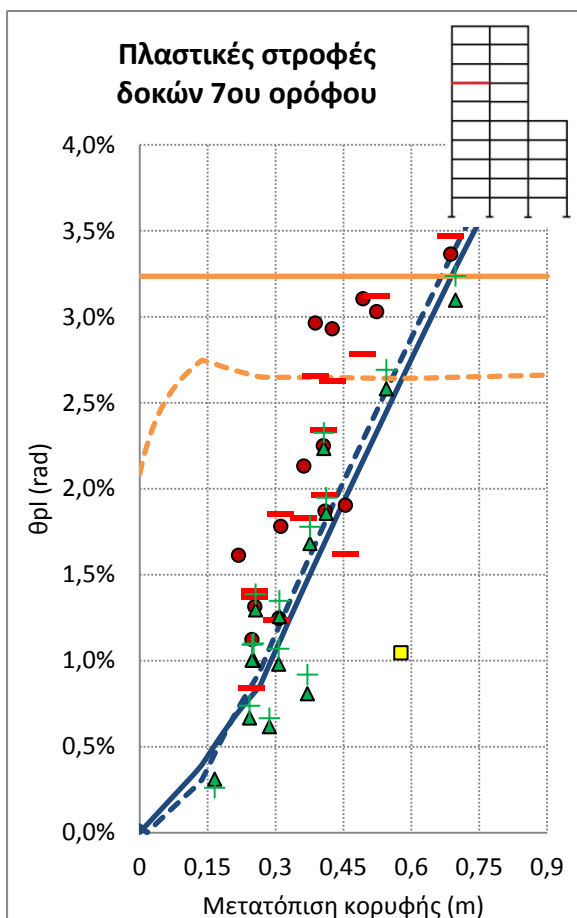
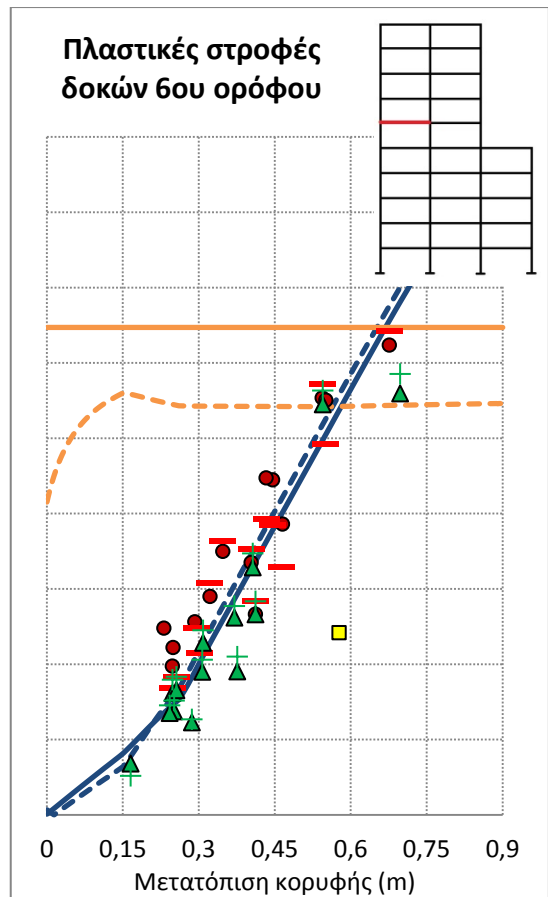
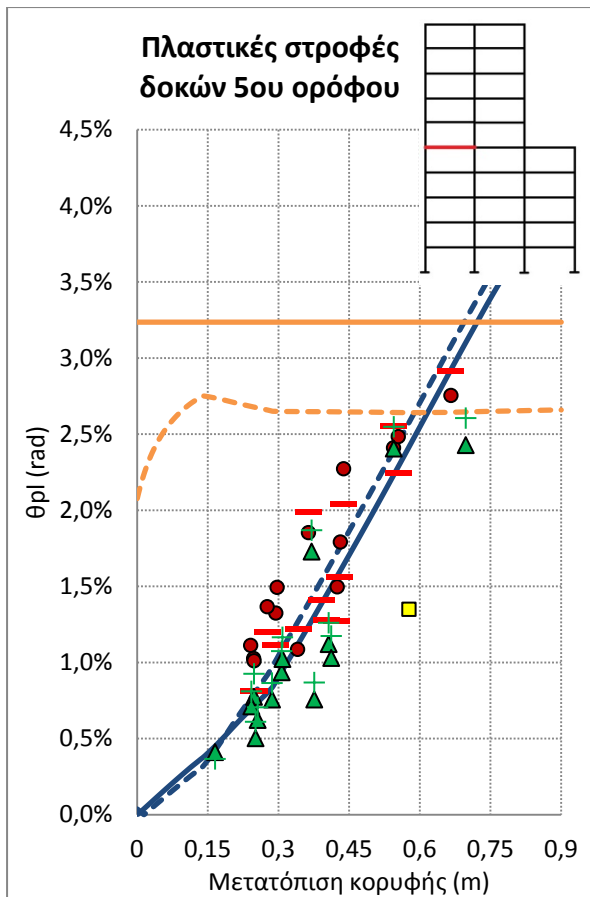
6.5.1. Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή

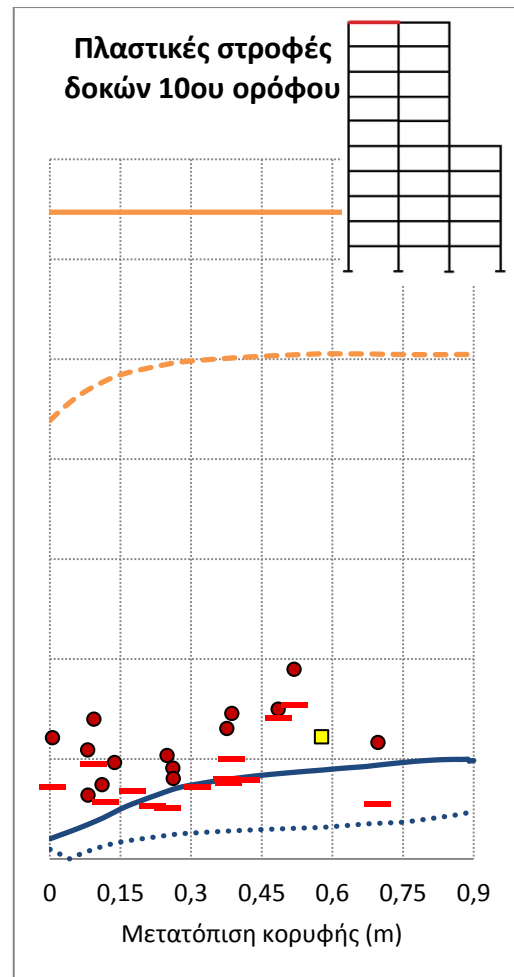
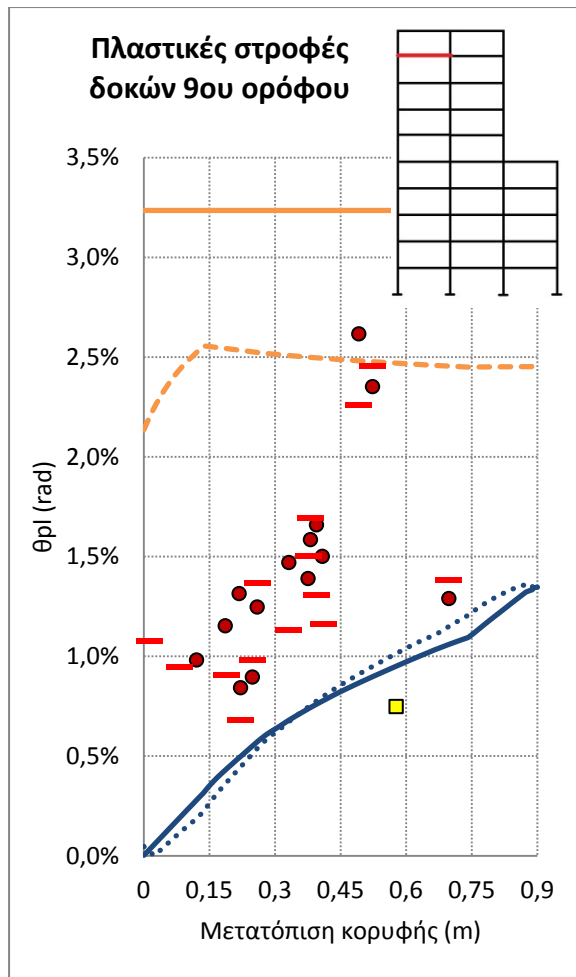
6.5.1.1. Δοκοί

Συνοψίζονται οι υπολογισμοί για την εκτίμηση των πλαστικών στροφών σχεδιασμού:

Όροφος:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ύψος δοκού h_b (m)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Καθαρό μήκος δοκού $L_{b,cl}$ (m)	5,45	5,45	5,5	5,5	5,5	5,5	5,55	5,55	5,6	5,6
Σχετική μετακίνηση σχεδιασμού $\delta\Delta_d$ (m)	0,075	0,071	0,067	0,063	0,060	0,056	0,052	0,048	0,044	0,040
Καμπυλότητα διαρροής φ_y (1/m)	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078
Μήκος διείσδυσης διαρροής L_{sp} (m)	0,194	0,194	0,194	0,194	0,194	0,194	0,194	0,194	0,194	0,194
Μήκος πλαστικής άρθρωσης L_p (m)	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387
Μετακίνηση διαρροής Δ_y (m)	0,022	0,022	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023
Πλαστική καμπυλότητα φ_p (1/m)	0,0501	0,0465	0,0421	0,0385	0,0349	0,0312	0,0270	0,0234	0,0193	0,0158
Καμπυλότητα σχεδιασμού φ_d (1/m)	0,0579	0,0543	0,0499	0,0463	0,0426	0,0390	0,0348	0,0312	0,0271	0,0236
Πλαστική στροφή σχεδιασμού $\theta_{pl,des}$ (rad)	1,94%	1,80%	1,63%	1,49%	1,35%	1,21%	1,05%	0,91%	0,75%	0,61%



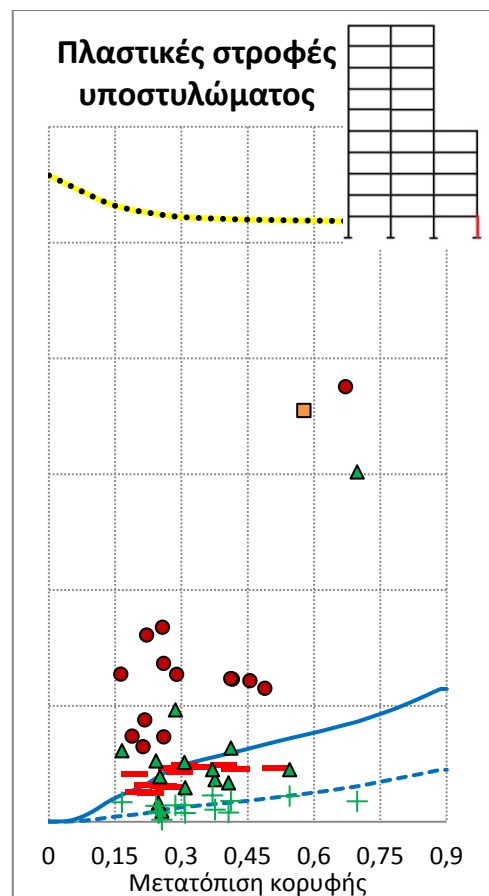
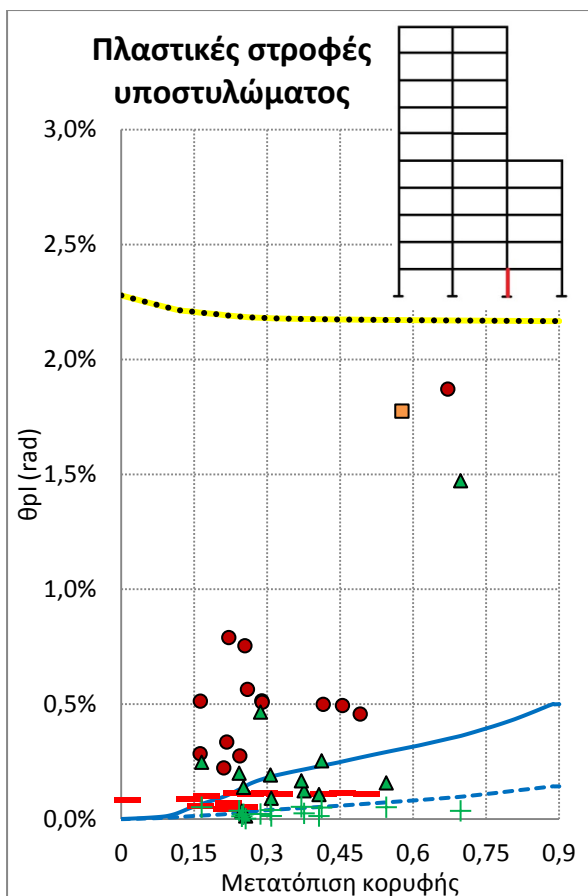
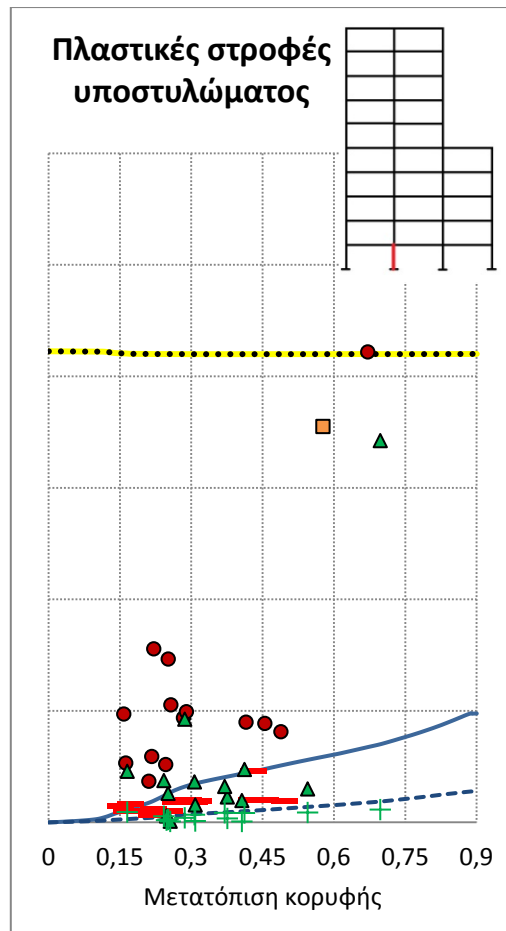
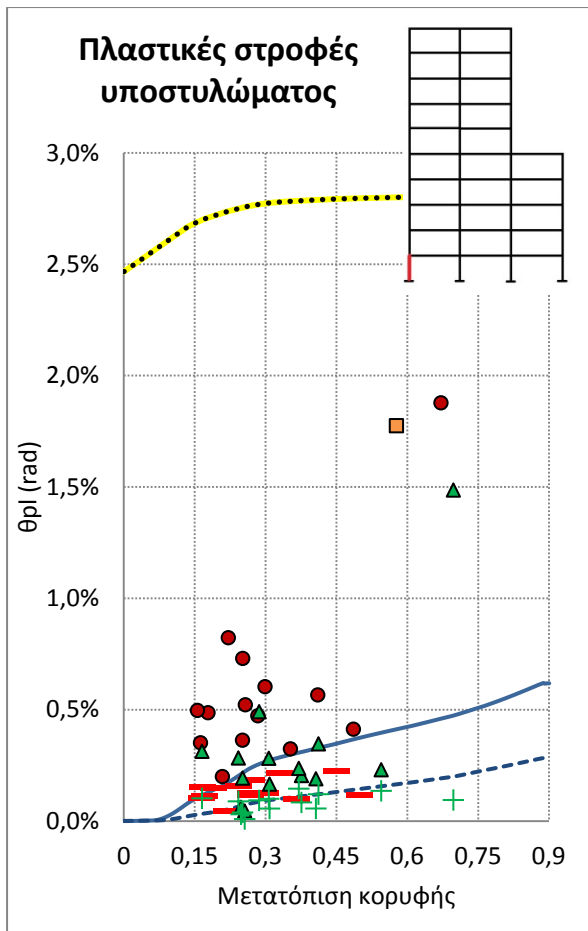


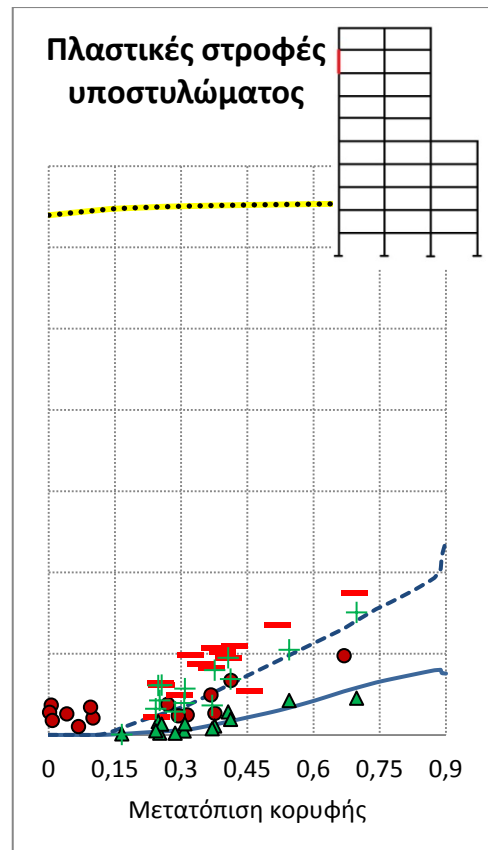
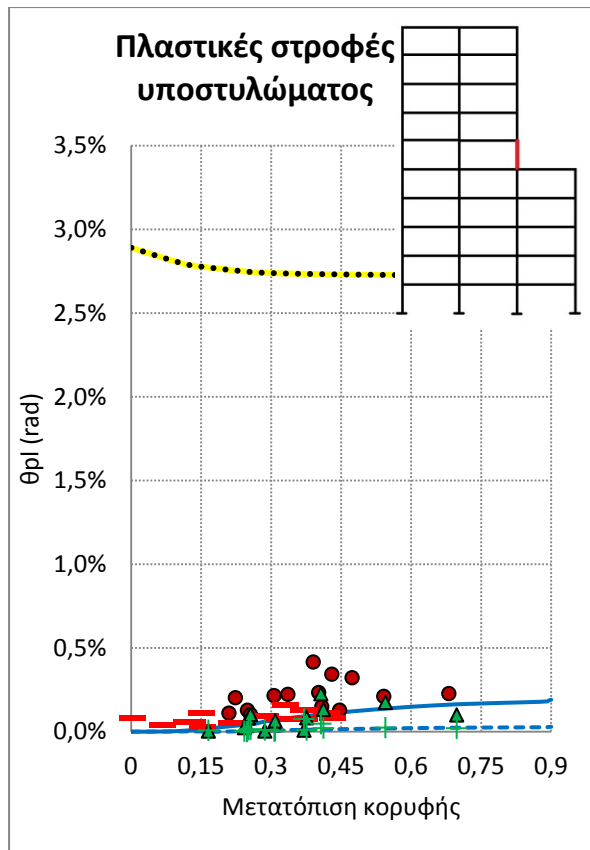


6.5.1.2. Υποστυλώματα

Οι πλαστικές στροφές σχεδιασμού συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα:

Υποστώλωμα:	1	2	3	4
Διάσταση υποστυλώματος h_c (m)	0,55	0,55	0,55	0,55
Ύψος του σημείου μηδενισμού των ροπών L_s (m)	2,1	2,1	2,1	2,1
Λόγος διατμήσεως a_s	3,82	3,82	3,82	3,82
Σχετική μετακίνηση σχεδιασμού ορόφου $\delta\Delta_d$ (m)	0,053	0,053	0,053	0,053
Καμπυλότητα διαρροής φ_y (1/m)	0,0085	0,0085	0,0085	0,0085
Μήκος διείσδυσης διαρροής L_{sp} (m)	0,218	0,218	0,218	0,218
Μήκος πλαστικής άρθρωσης L_p (m)	0,436	0,436	0,436	0,436
Μετακίνηση διαρροής Δ_y (m)	0,015	0,015	0,015	0,015
Πλαστική καμπυλότητα φ_p (1/m)	0,0408	0,0408	0,0408	0,0408
Καμπυλότητα σχεδιασμού φ_d (1/m)	0,0493	0,0493	0,0493	0,0493
Πλαστική στροφή σχεδιασμού $\theta_{pl,des}$ (rad)	<u>1,78%</u>	<u>1,78%</u>	<u>1,78%</u>	<u>1,78%</u>



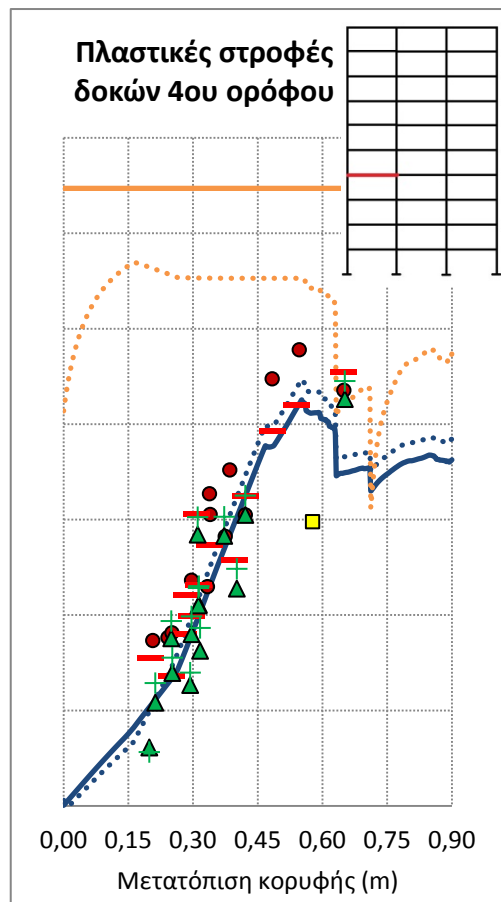
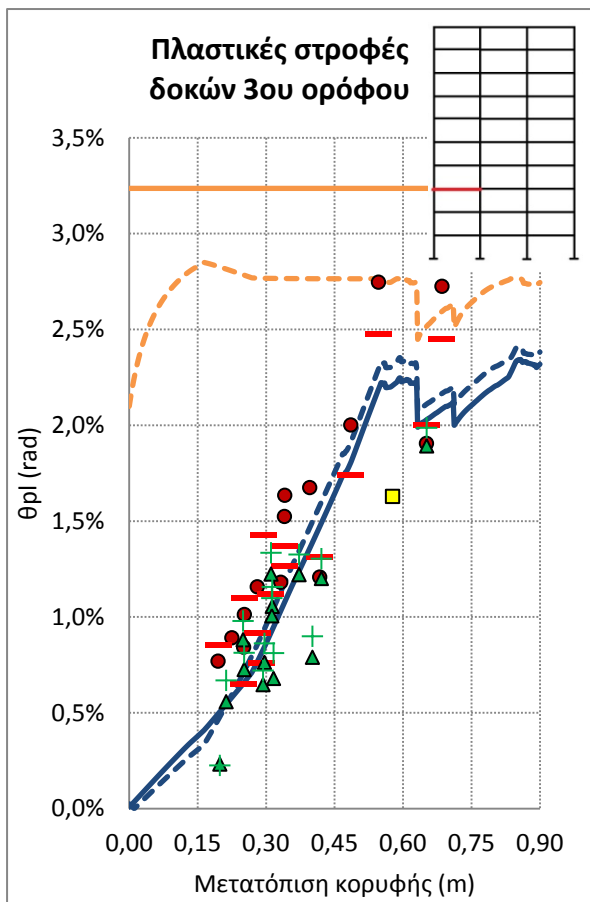
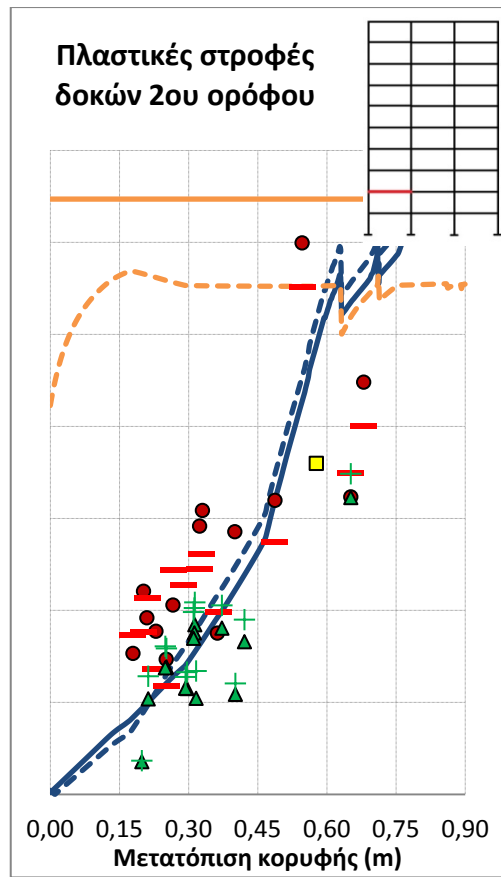
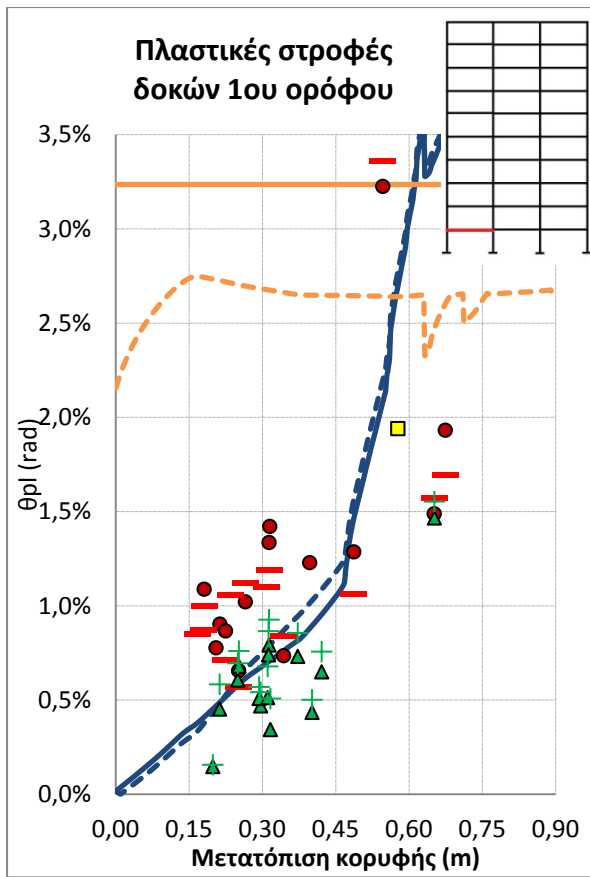


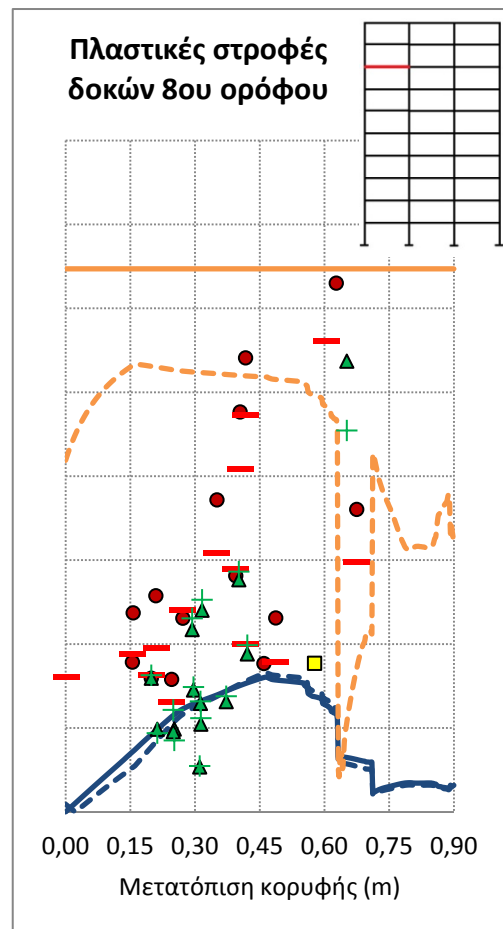
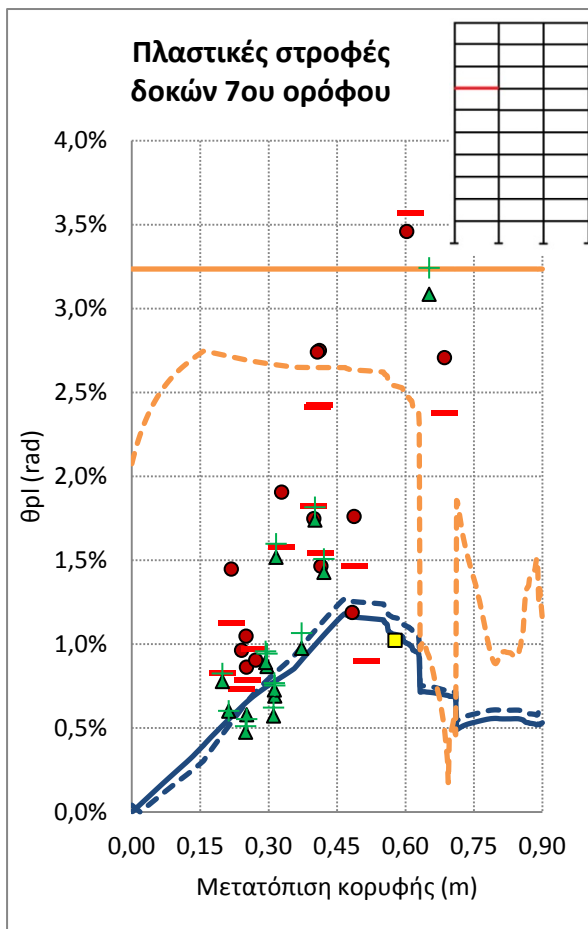
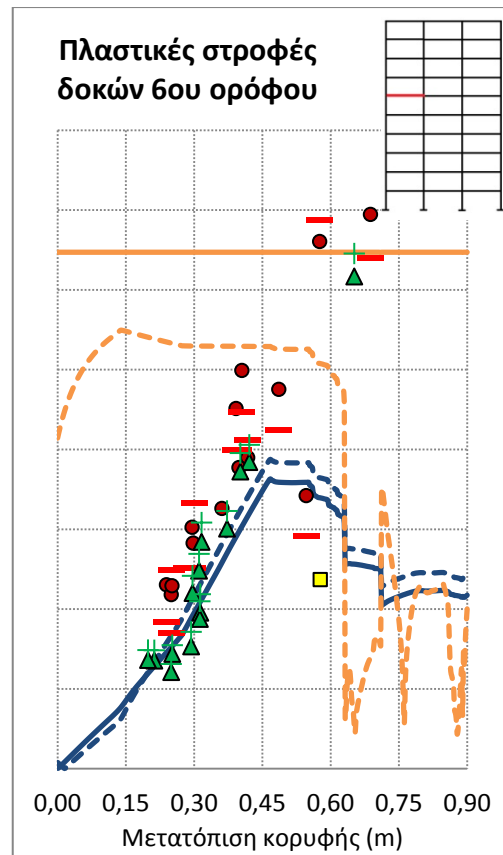
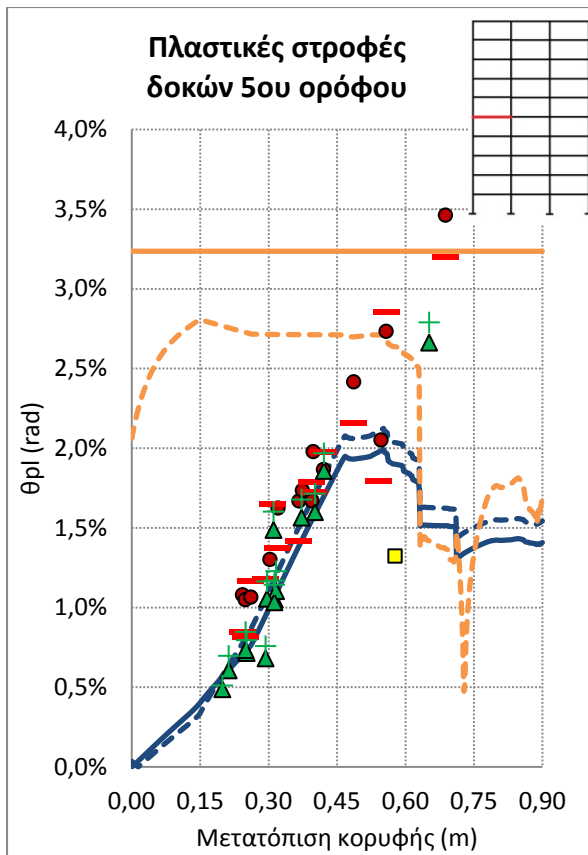
Κατ' αναλογία με τις μετακινήσεις, στις δοκούς παρατηρούνται υστερήσεις σε σχέση με την πλαστική στρόφηση σχεδιασμού στους πρώτους ορόφους και υπερβάσεις στο τελευταίους. Με εξαίρεση το ισόγειο και τους τελευταίους ορόφους, τα μέγιστα των δυναμικών αναλύσεων ακολουθούν την τάση που προδιαγράφει η στατική ανάλυση, με κάποιες διασπορές, κατά τόπους εντονότερες. Εμφανίζονται επίσης μεμονωμένες αστοχίες, ιδιαίτερα στους τελευταίους ορόφους. Αναφορικά με τις βάσεις των υποστυλωμάτων, οι πλαστικές στρόφες που παρατηρούνται σε όλες τις αναλύσεις είναι σημαντικά λιγότερες σε σχέση με τη στρόφηση σχεδιασμού, η οποία προσεγγίζει την ικανότητα. Με εξαίρεση μεμονωμένες αναλύσεις που προκαλούν αστοχία, οι στρόφες αυτές είναι το πολύ οι μισές του σχεδιασμού. Ο ικανοτικός σχεδιασμός έχει εφαρμοστεί με επιτυχία, καθώς οι πλαστικοποιήσεις στις υπόλοιπες θέσεις είναι πολύ μικρές. Τα υποστυλώματα γύρω από την εσοχή εμφανίζουν στρόφες μικρότερες από 0,5% rad,. Παρατηρούνται επίσης στρόφες 1% rad σε υποστυλώματα των ανώτερων ορόφων, που όμως έχουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας μέχρι την αστοχία.

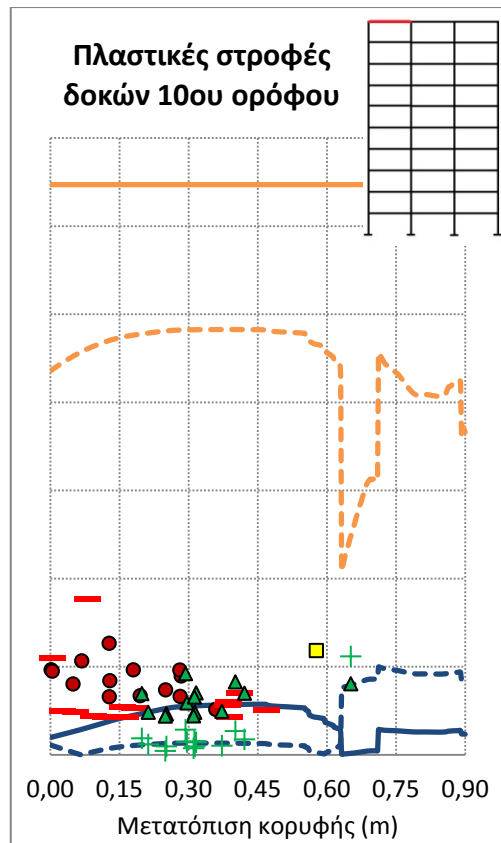
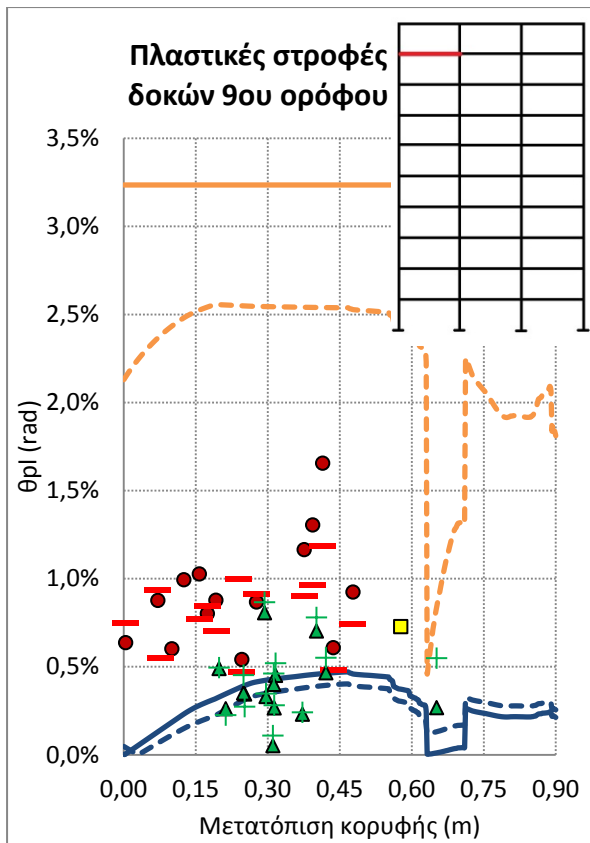
6.5.2. Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο

6.5.2.1. Δοκοί

Οι πλαστικές στρόφες σχεδιασμού παραμένουν ίδιες με το πλαίσιο με εσοχή.

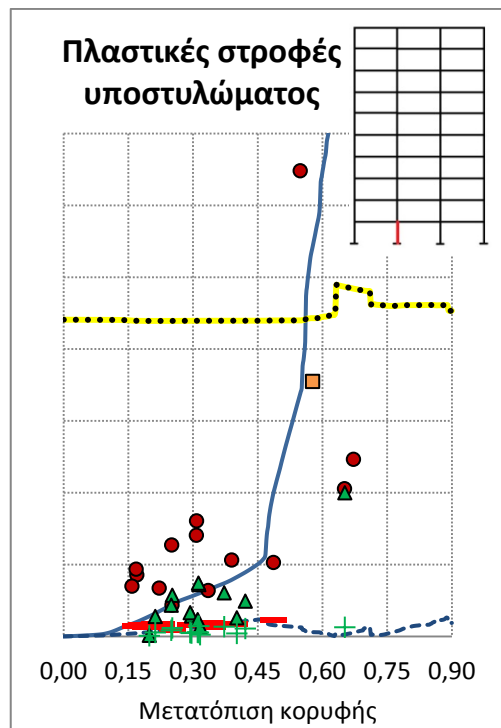
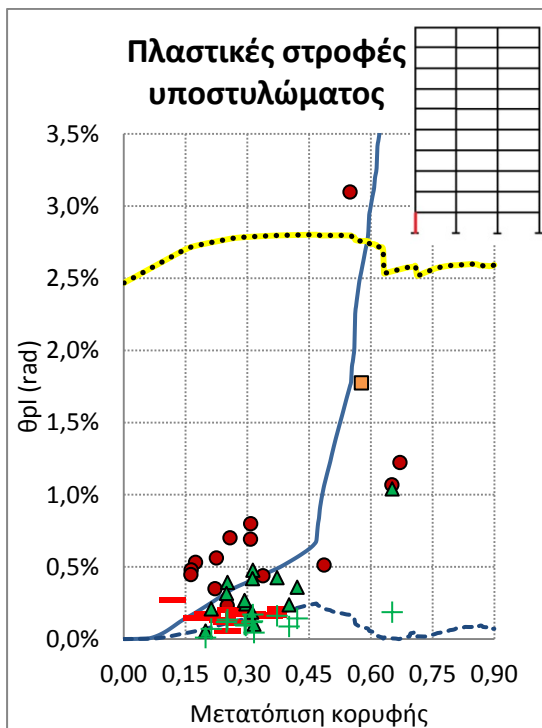


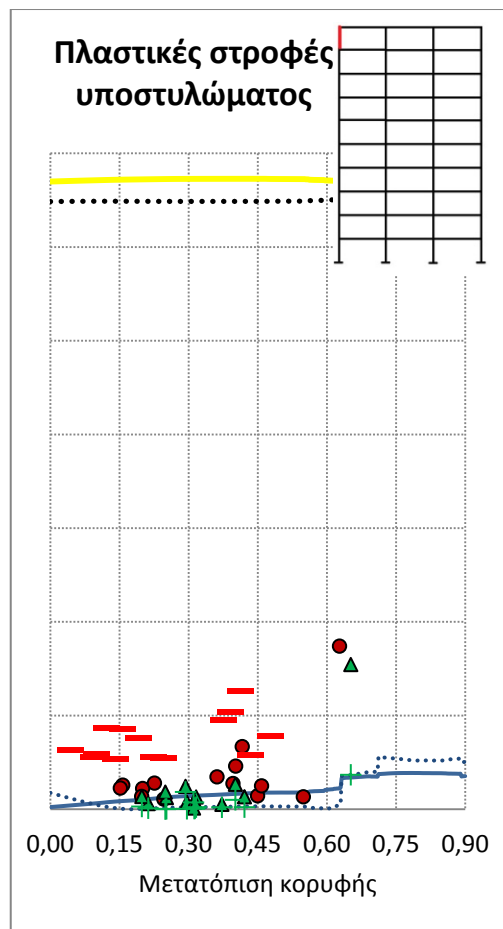
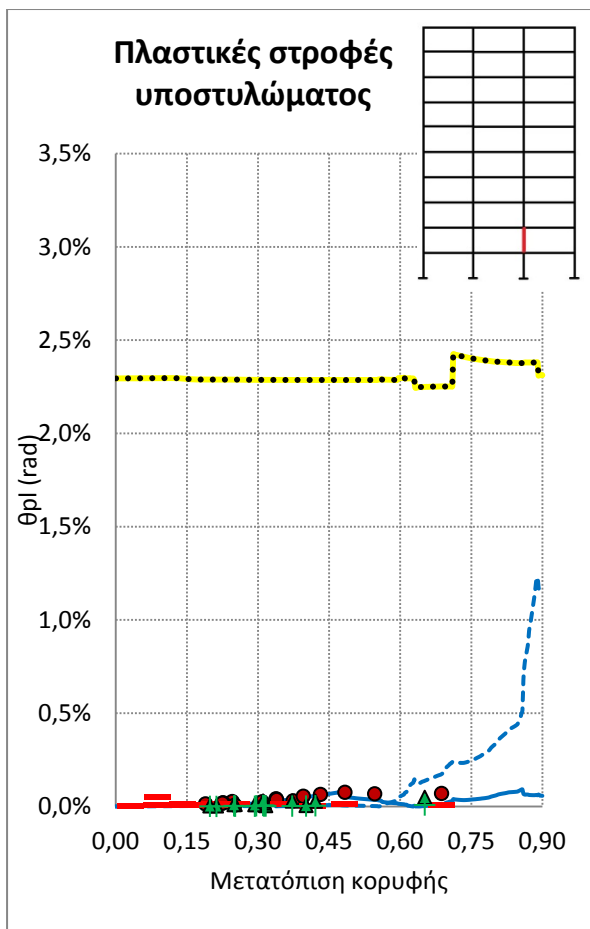
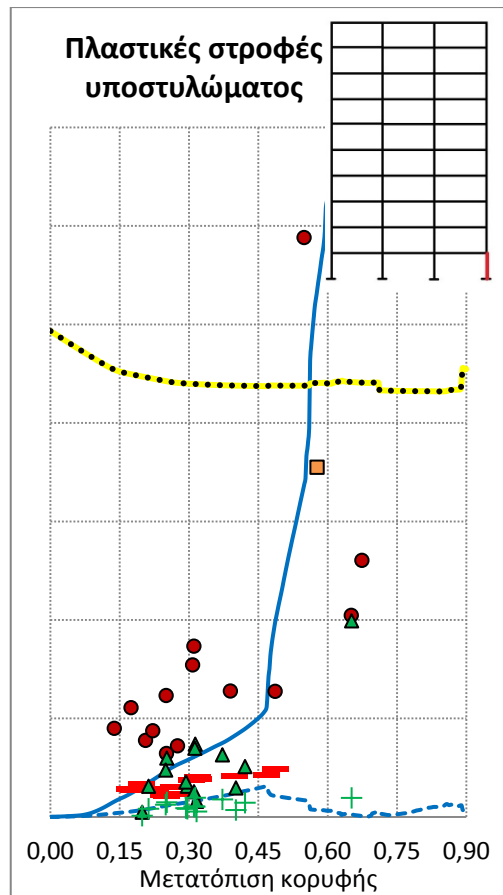
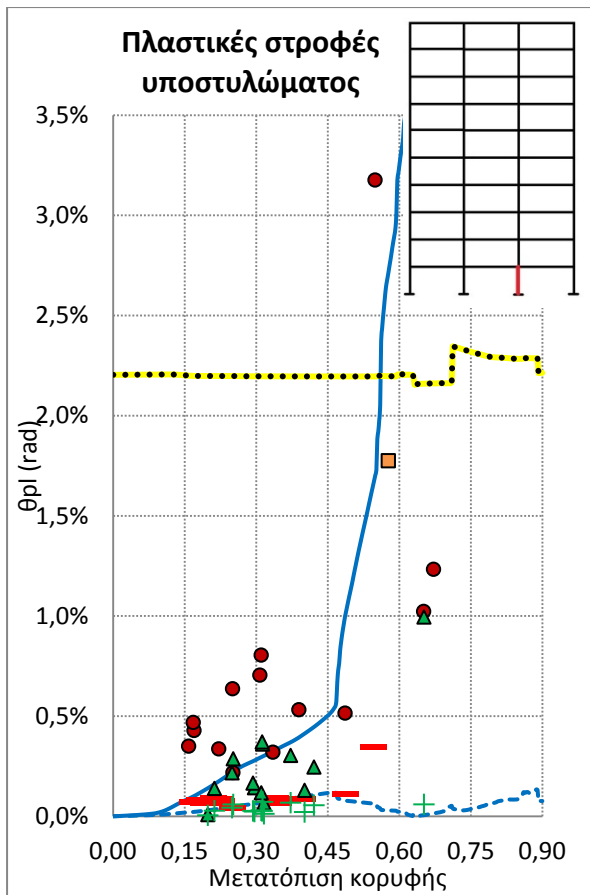




6.5.2.2. Υποστυλώματα

Και για τα υποστυλώματα, οι πλαστικές στροφές σχεδιασμού είναι ίδιες με το πλαίσιο με εσοχή.



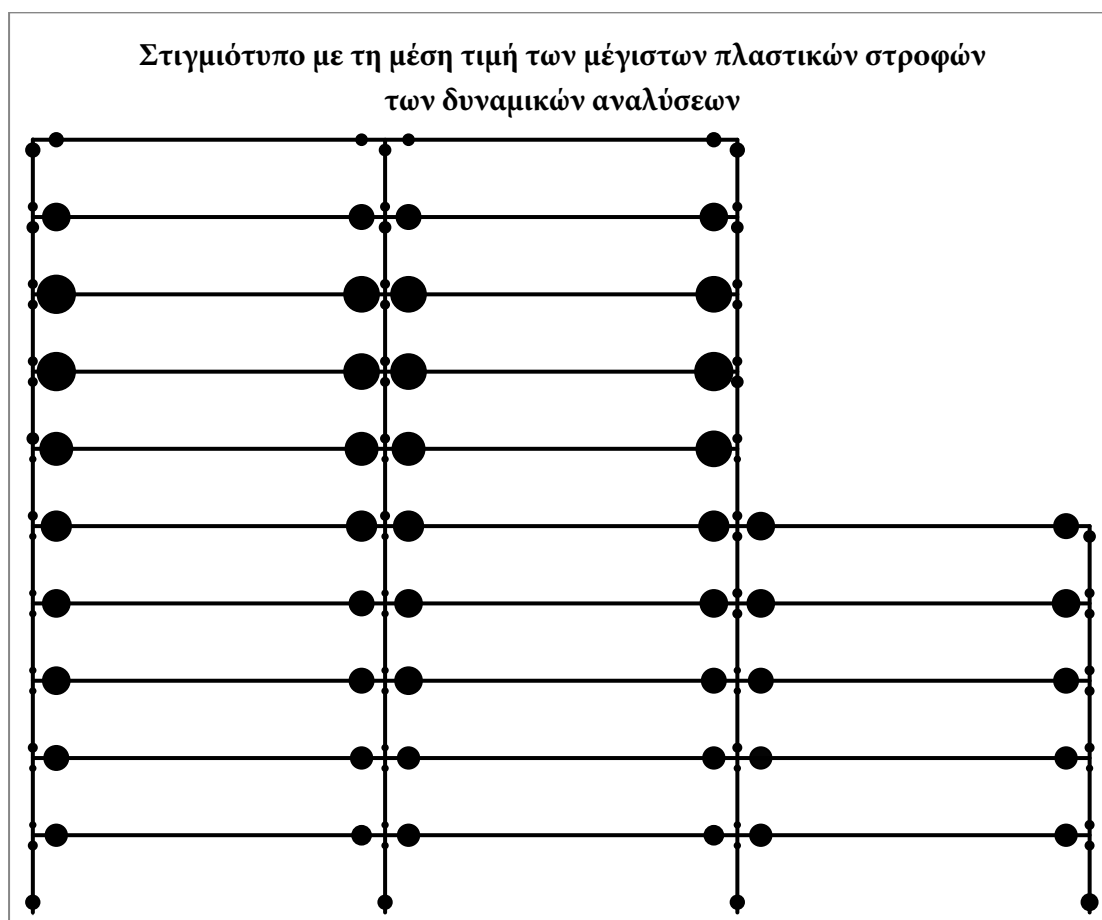


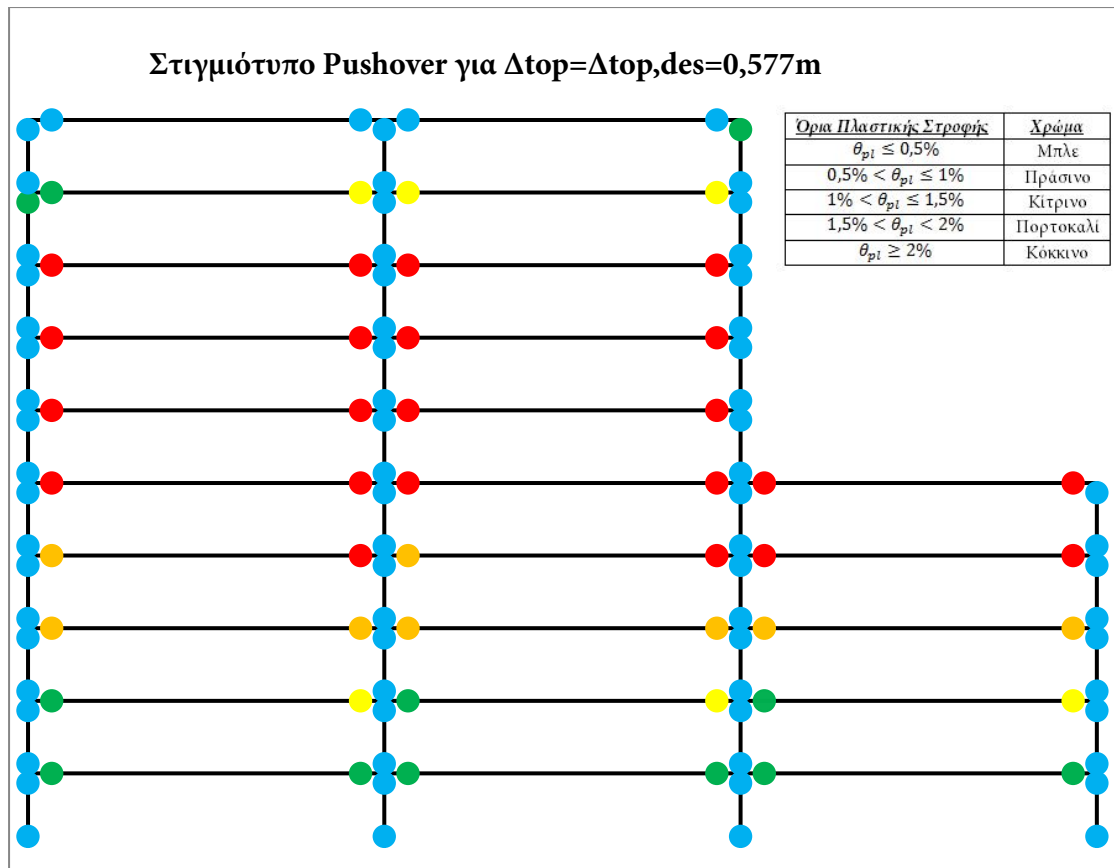
Οι αστάθειες στην καμπύλη ικανότητας επιβεβαιώνονται από την εξέλιξη τόσο των πλαστικών στροφών κατά τη στατική ανάλυση, όσο και της ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα μέγιστα των δυναμικών αναλύσεων συγκεντρώνονται γύρω από τη γραμμή της στατικής ανάλυσης, αλλά με αυξανόμενες διασπορές καθ' ύψος, ενώ παρατηρούνται και συστηματικές αστοχίες σε κάποιες καταγραφές. Η πλειοψηφία των μέγιστων στροφών των δυναμικών αναλύσεων είναι μικρότερες από τις στροφές σχεδιασμού και πραγματοποιούνται για μικρότερη μετακίνηση κορυφής. Ομοίως και η στατική ανάλυση, για τη μετακίνηση σχεδιασμού της κορυφής εμφανίζει μεγαλύτερες πλαστικές στροφές από το σχεδιασμό. Στα υποστυλώματα παρατηρείται συγκέντρωση των παραμορφώσεων στις βάσεις ήδη πριν τη μετακίνηση σχεδιασμού της κορυφής, ενώ οι μικρές πλαστικοποιήσεις που παρατηρούνται καθ' ύψος δε θέτουν σε κίνδυνο τη συνολική ευστάθεια του φορέα.

6.6. Στιγμιότυπα πλαισίων με τις μέγιστες πλαστικές στροφές

Όπως και για τα επτάωροφα πλαίσια, παρουσιάζονται όψεις του φορέα με τη μέση τιμή των μέγιστων πλαστικών στροφών των δυναμικών αναλύσεων και οι πλαστικές στροφές της στατικής ανάλυσης για μετακίνηση κορυφής ίση με τη μετακίνηση σχεδιασμού.

6.6.1. Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή



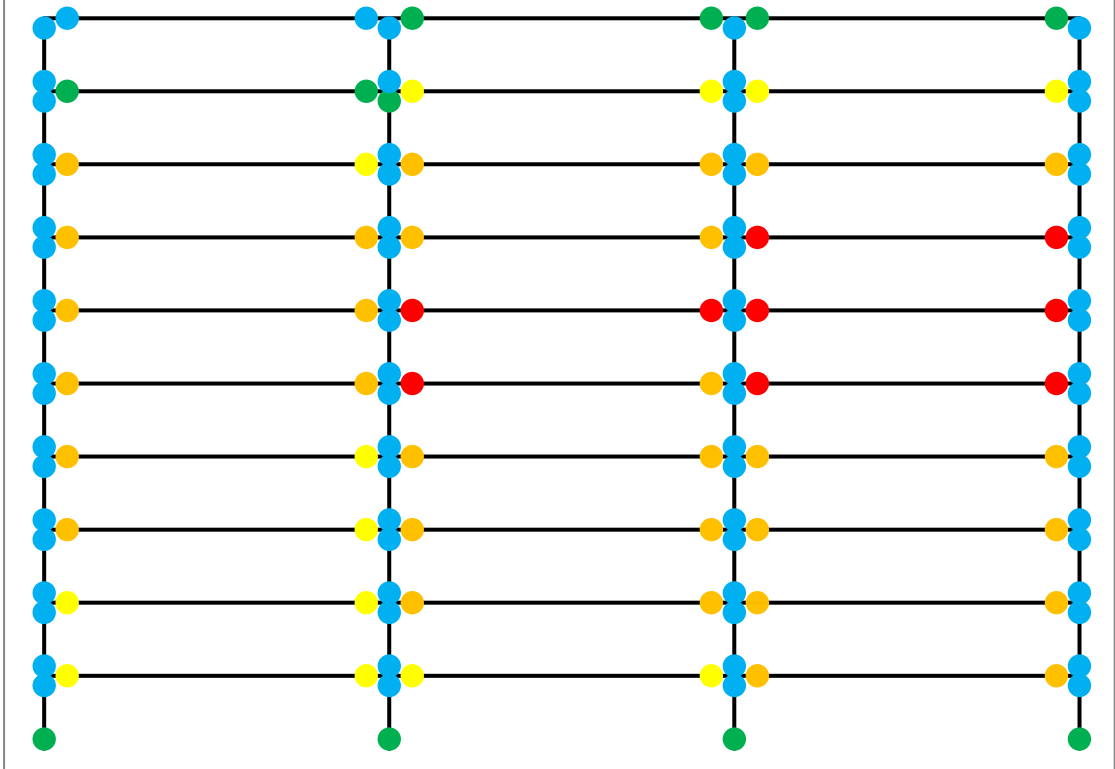


Παρατηρείται η δημιουργία ενός μηχανισμού δοκών, με εμφανή την επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών, όπως και στις μετακινήσεις, καθώς οι δοκοί που καταπονούνται περισσότερο βρίσκονται στο μεσαίο τμήμα του πλαισίου. Οι πλαστικοποιήσεις των υποστυλωμάτων, κυρίως στους τελευταίους ορόφους και στον κόμβο της εσοχής, είναι αρκετά μικρότερες από την ικανότητα και δεν μεταβάλλουν το μηχανισμό. Οι στροφές της στατικής ανάλυσης είναι εν γένει μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες μέσες τιμές των δυναμικών αναλύσεων.

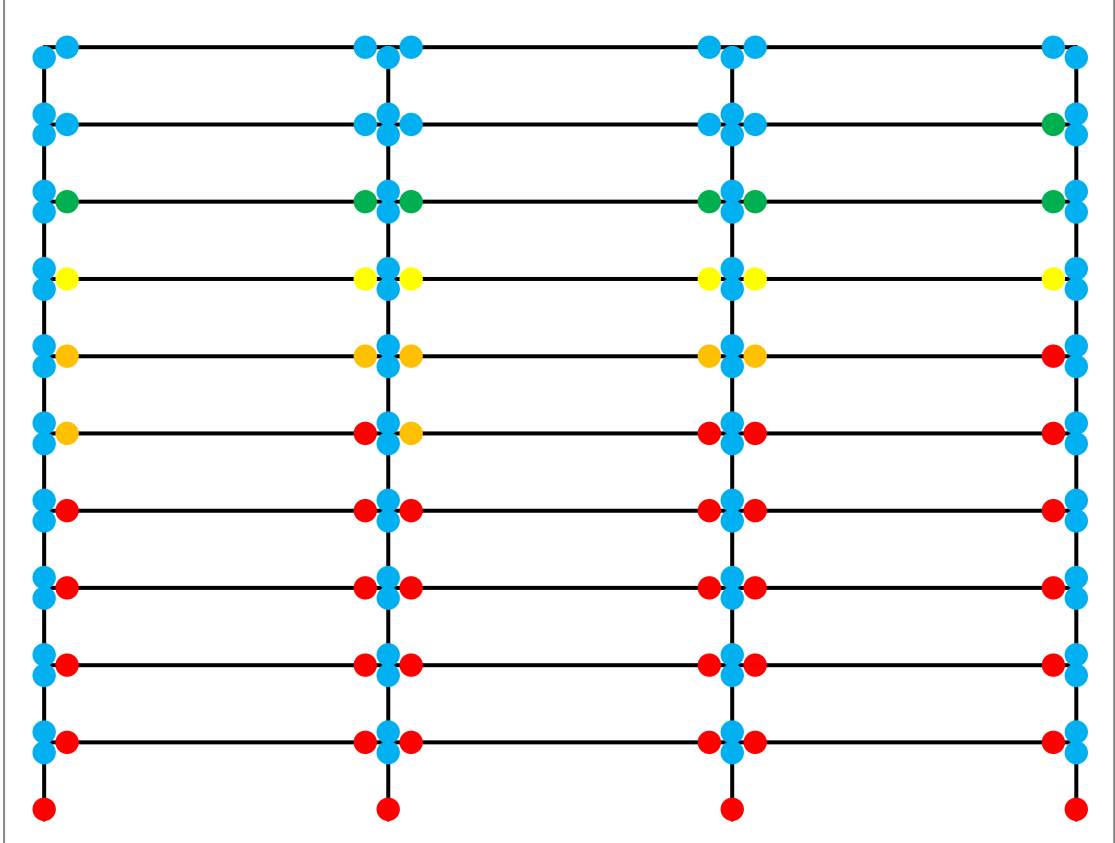
6.6.2. Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο

Η συμπεριφορά που καταδεικνύεται από τις όψεις με τις πλαστικές στροφές είναι, και εδώ, ευθέως ανάλογη με τα συμπεράσματα που συνάχθηκαν από τα προφίλ μετακινήσεων (§6.3.2). Η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στις δυναμικές φαίνεται από το γεγονός ότι οι πλέον καταπονούμενες δοκοί ευρίσκονται περί το μέσον του ύψους. Αντίθετα, το διατμητικό προφίλ των μετακινήσεων του κανονικού πλαισίου οδηγεί σε μέγιστη καταπόνηση στους πρώτους ορόφους και σταδιακή μείωση καθ' ύψος. Διακρίνεται και σε αυτή την περίπτωση ότι οι στροφές από τη στατική ανάλυση είναι μεγαλύτερες από τις μέσες τιμές των δυναμικών αναλύσεων. Επιτυχής είναι και εδώ η εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού, καθώς οι πλαστικές στροφές των υποστυλωμάτων δεν υπερβαίνουν το 0,5% rad και το μηχανισμό κατάρρευσης που προκύπτει να είναι αμιγώς δοκού.

Στιγμιότυπο με τη μέση τιμή των μέγιστων πλαστικών στροφών των δυναμικών αναλύσεων

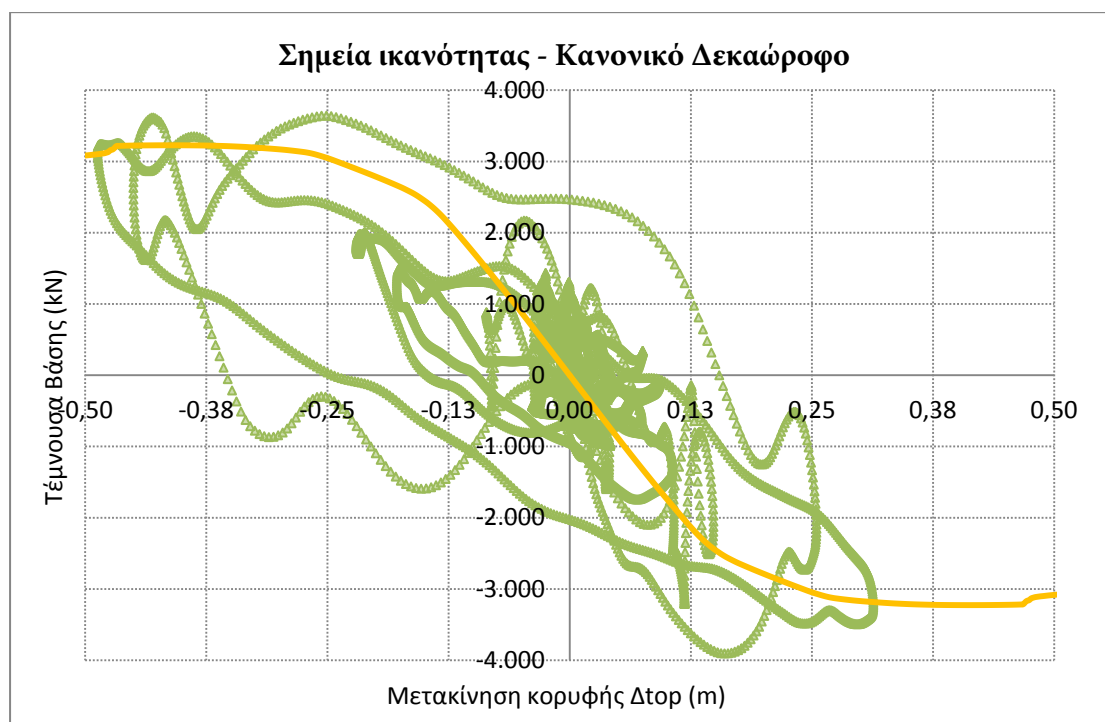
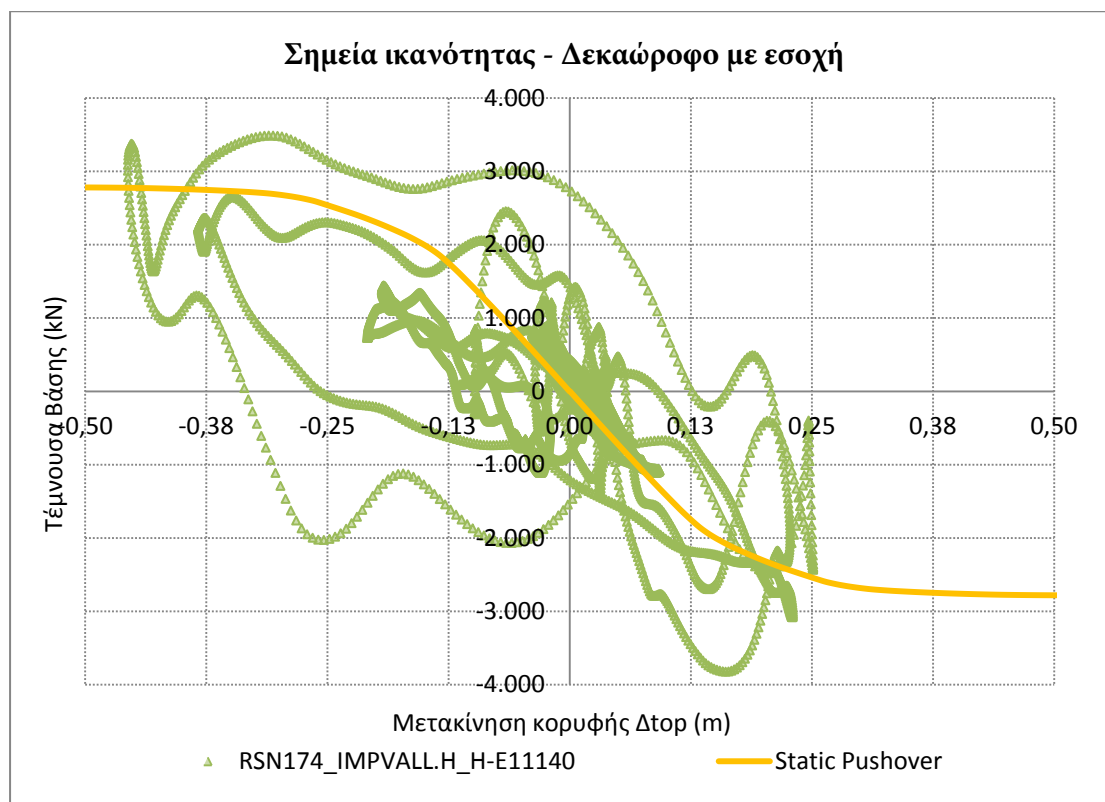


Στιγμιότυπο Pushover για $\Delta_{top} = \Delta_{top,des} = 0,577m$



6.7. Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας - Βρόχοι Υστερήσεως

Απεικονίζονται οι βρόχοι υστερήσεως, με αναφορά και στη στατική καμπύλη ικανότητας, για την καταγραφή E11140 από το σεισμό στην Imperial Valley.



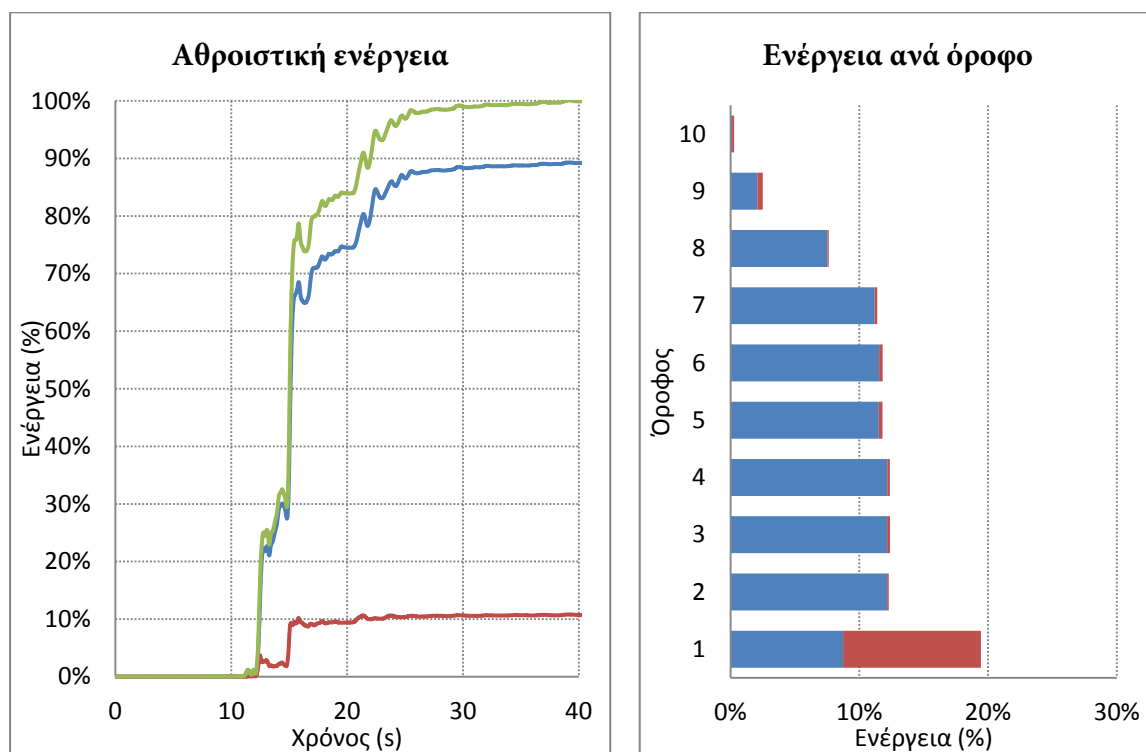
Παρατηρούνται παχείς υστερητικοί βρόχοι, παρόμοιας μορφής και στα 2 πλαίσια. Αν και η μέγιστη μετακίνηση δεν υπερβαίνει τη μετακίνηση σχεδιασμού, επιστρατεύονται οι υπεραντοχές της κατασκευής.

6.8. Καταναλισκόμενη Υστερητική Ενέργεια

Παρατίθενται, ενδεικτικά για την καταγραφή από το σεισμό του Κοβε, η αθροιστική καταναλισκόμενη ενέργεια από καμπτική καταπόνηση σε κάθε βήμα, ως ποσοστό επί της συνολικής, και η κατανομή της στα δομικά μέλη και στους ορόφους. Το υπόμνημα των διαγραμμάτων είναι το παρακάτω:

— Beams — Columns — Total

6.8.1. Δεκαώροφο πλαίσιο με εσοχή

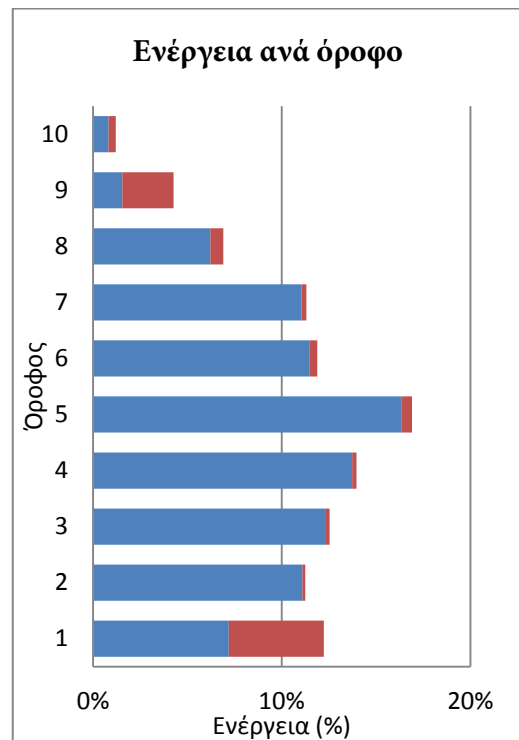
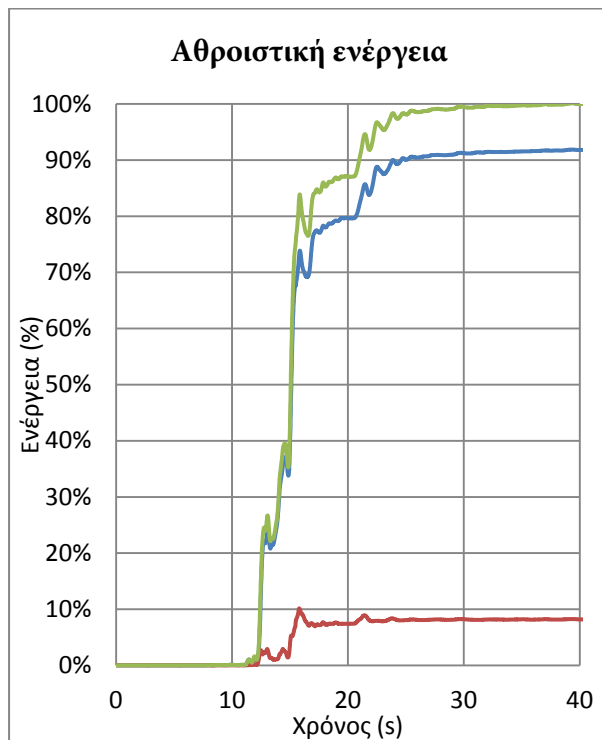


Παρατηρείται σχεδόν σταθερή απορρόφηση ενέργειας από τις δοκούς καθ' ύψος του πλαισίου και χαμηλή συνεισφορά των υποστυλωμάτων (~10% και σχεδόν αποκλειστικά στις βάσεις του ισογείου).

6.8.2. Δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο

Ο φθιτός κλάδος συμπεριφοράς και η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών έχει ως αποτέλεσμα και την πιο ακανόνιστη απορρόφηση ενέργειας. Παρατηρείται μια εντονότερη

καταπόνηση των μεσαίων ορόφων σε σχέση με του γειτονικούς, ενώ υπάρχει και μια εντονότερη πλαστικοποίηση των υποστρωμάτων σε άλλες θέσεις πλην της βάση τους. Παρ' όλα αυτά, η συνολική συνεισφορά τους διατηρείται σε χαμηλά επίπεδα (~10%).



7. Συμπεράσματα

Σκοπός της εργασίας ήταν να διερευνηθεί η συμπεριφορά πλαισιωτών δομημάτων, με και χωρίς ακανονικότητες, σχεδιασμένων έναντι σεισμού με βάση τις μετακινήσεις. Βασικό, λοιπόν, κριτήριο επιτυχίας της εφαρμογής της μεθόδου είναι η ταύτιση των μετακινήσεων σχεδιασμού με τις μετακινήσεις των αναλύσεων. Εξετάζοντας τα επτάωροφα πλαίσια με ομοιόμορφες διατομές (§5.3.1 και §5.3.3), παρατηρούμε ότι στις σχετικές μετακινήσεις σχεδιασμού υπάρχει μια υστέρηση στους κατώτερους ορόφους. Πιθανή εξήγηση για τη συμπεριφορά αυτή αποτελεί το γεγονός ότι τοποθετήθηκε στη βάση των υποστυλωμάτων αυξημένος οπλισμός για τις ανάγκες του ικανοτικού σχεδιασμού σε ανώτερες στάθμες. Έτσι, το τμήμα αυτό καθίσταται πιο δύσκαμπτο σε σχέση με τις κανονιστικές προβλέψεις και αποκρίνεται με μικρότερες μετακινήσεις. Εν συνεχεία, παρατηρείται στα επτάωροφα πλαίσια καλύτερη ταύτιση με τις μετακινήσεις σχεδιασμού, ενώ στην κορυφή παρουσιάζεται και πάλι μια υστέρηση σε σχέση με τις μετακινήσεις σχεδιασμού. Η συμπεριφορά είναι παρόμοια για το πλαίσιο με και χωρίς εσοχή. Από την εικόνα αυτή, διαφοροποιείται το προφίλ μετακινήσεων της στατικής ανάλυσης για το κανονικό επτάωροφο πλαίσιο, όπου οι παραμορφώσεις έχουν συγκεντρωθεί στους κατώτερους ορόφους και πραγματοποιούνται υπερβάσεις. Με κριτήριο τις απόλυτες μετακινήσεις, γίνεται φανερό ότι οι δυναμικές αναλύσεις είναι αρκετά μικρότερες από τις μετακινήσεις σχεδιασμού, ενώ οι υπερβάσεις που διαφαίνονται στις στατικές αναλύσεις δεν είναι μεγάλες. Αναγνωρίζοντας το γεγονός ότι απόλυτη ταύτιση των μετακινήσεων είναι δύσκολη, ο σχεδιασμός θεωρείται επιτυχημένος, όταν, για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας, οι μετακινήσεις των αναλύσεων δεν υπερβαίνουν τις μετακινήσεις σχεδιασμού και, για λόγους οικονομικότητας, δεν υπολείπονται σημαντικά αυτών. Με την παραδοχή αυτή, ο σχεδιασμός κρίνεται επιτυχής

Ιδιαιτερότητες εμφανίζονται στις μετακινήσεις των δεκαώροφων πλαισίων (§6.3). Έντονη είναι η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών, με αποτέλεσμα να υπάρχει αύξηση των σχετικών μετακινήσεων καθ' ύψος και υπέρβαση των μετακινήσεων σχεδιασμού. Στη συνέχεια, απομειώνονται σταδιακά μέχρι την κορυφή. Οι υπερβάσεις είναι εντονότερες στο πλαίσιο με εσοχή. Εξαίρεση στη συμπεριφορά αυτή παρουσιάζει η στατική ανάλυση του κανονικού κτηρίου, που διατηρεί διατμητικό προφίλ καθ' όλο το ύψος. Οι απόλυτες μετακινήσεις είναι και εδώ μικρότερες από τις αντίστοιχες μετακινήσεις του σχεδιασμού. Από τα διαγράμματα με την εξέλιξη των μετακινήσεων (§5.4 και §6.4), ο ρυθμός πραγματοποίησης των μεγίστων σχετικών μετακινήσεων σε σχέση με τη μετακίνηση κορυφής περιγράφεται ικανοποιητικά από τη στατική ανάλυση, με σημαντικές κατά περίπτωση διασπορές. Αντίθετα από τα επτάωροφα πλαίσια, οι σημαντικές υπερβάσεις των μετακινήσεων σχεδιασμού καταδεικνύουν την ανάγκη επανεξέτασης της προσέγγισης που ακολουθείται για την συνεκτίμηση της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών και των φαινομένων 2^{ης} τάξεως.

Οι καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από τη στατική προσαυξητική ανάλυση (§5.1 και §6.1) έδειξαν μια σταθερή μετελαστική συμπεριφορά, με εξαίρεση το δεκαώροφο κανονικό πλαίσιο, όπου τα αυξημένα κατακόρυφα φορτία του επέτειναν τα φαινόμενα 2^{ης} τάξεως και μείωσαν τη διαθέσιμη πλαστιμότητα και εμφανίστηκε έντονος φθιτός κλάδος, ήδη για μετακινήσεις μικρότερες της μετακίνησης σχεδιασμού. Ο δείκτης υπεραντοχών Ω κυμαίνεται από 1 (δεκαώροφο κανονικό) μέχρι 1,20 (επταώροφο με εσοχή). Η απεικόνιση των μεγίστων των δυναμικών αναλύσεων υποδεικνύει μια μέση υπεραντοχή ελαφρώς αυξημένη (1,25 έως 1,50), με μέγιστες τιμές της τάξης του 1,35-1,60 (επταώροφα – δεκαώροφα αντίστοιχα). Οι μετακινήσεις κορυφής για τις οποίες παρατηρούνται οι τιμές αυτές είναι μικρότερες από τις μέγιστες, οι οποίες είναι εν γένει μικρότερες από τις μετακινήσεις σχεδιασμού. Σημειώνεται, δε, ότι η μετακίνηση σχεδιασμού των επταώροφων πλαισίων προσεγγίζεται συχνότερα από ότι των δεκαώροφων. Επομένως, επιτυγχάνεται εν γένει ευσταθής συμπεριφορά με μικρές υπεραντοχές σε σχέση με το σχεδιασμό.

Σε τοπικό επίπεδο, πλαστικοποιήσεις εμφανίζονται στις δοκούς και στις βάσεις των υποστυλωμάτων, σχηματίζοντας μηχανισμούς δοκού (§5.6 και §6.6). Στα μέλη που καταπονούνται εντονότερα (βάσεις υποστυλωμάτων εν γένει, κατώτερες δοκοί στα επταώροφα, μεσαίες δοκοί στα δεκαώροφα), παρατηρούνται συχνά υπερβάσεις της ικανότητας στροφής, ενώ η μέση απαιτούμενη πλαστική στροφή είναι ιδιαίτερα υψηλή. Όπως και στις μετακινήσεις, οι μέγιστες πλαστικές στροφές σε σχέση με τη μετακίνηση κορυφής έχουν μια τάση που περιγράφεται ικανοποιητικά από τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης, παρά τις σημαντικές διασπορές σε ορισμένα μέλη και καταγραφές (§5.5 και §6.5). Υπενθυμίζεται ότι η πλαστική στροφή σχεδιασμού δεν αποτελεί ρητή σχεδιαστική παράμετρο που πρέπει να ικανοποιηθεί και στην πλειοψηφία της βιβλιογραφίας ελέγχεται η συμμόρφωση με τα μετακινησιακά όρια. Για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας, εκτιμήθηκε πλαστική στροφή σχεδιασμού θεωρώντας τα μέλη κατάλληλους αμφιπροβόλους (§3.7). Η σύγκριση της πλαστικής στροφής σχεδιασμού με την απαιτούμενη στροφή των δυναμικών αναλύσεων και την πλαστική στροφή από τη στατική ανάλυση για τη μετακίνηση σχεδιασμού οδηγεί σε συμπεράσματα ανάλογα με τις συγκρίσεις των μετακινήσεων (υστερήσεις και υπερβάσεις στα ίδια μέλη). Επισημαίνεται ότι εντοπίζονται συχνά υπερβάσεις στην ικανότητα πλαστικής στροφής των μελών για τη στάθμη σχεδιασμού (προστασία ζωής). Κατά συνέπεια, ο έλεγχος των τοπικών μέτρων βλάβης σε όρους πλαστικών στροφών, πρακτική που χρησιμοποιείται κατά κόρον σε αποτιμήσεις υφισταμένων δομημάτων, είναι καλό να εφαρμόζεται και στον αντισεισμικό σχεδιασμό βάσει μετακινήσεων.

Η εξίσωση για την εκτίμηση της ικανοτικής τέμνουσας προβλέπει με εξαιρετική ακρίβεια τη μέση τιμή των μεγίστων τεμνουσών των δυναμικών αναλύσεων, καθώς σε λίγα μέλη εμφανίζονται πολύ μικρές υπερβάσεις. Σε πολλές περιπτώσεις μάλιστα, καλύπτονται και οι μέγιστες τέμνουσες των μεμονωμένων αναλύσεων. Ο συντηρητισμός της εξίσωσης για κανονικά πλαίσια είναι αρκετός για να καλύψει τις μικρές επαυξήσεις στις τέμνουσες των πλαισίων με εσοχή.

Ιδιαίτερη αναφορά πρέπει να γίνει στο επτάωρο πλαίσιο με κλιμακωμένες διατομές. Η στατική επίλυση με επαναληπτική σύγκλιση δυσκαμψίας για πλαίσια που έχουν υποστυλώματα διαφορετικού ύψους διατομής σε κάθε όροφο, κατανέμει άνισα την ένταση από τα σεισμικά φορτία και καθοδηγεί την ανάληψη του σεισμού από τα δύσκαμπτα φατώματα (§3.9). Τέτοια όπλιση είναι ασυνήθιστη για πλαισιακή κατασκευή, όμως μια τέτοια γεωμετρική διαμόρφωση είναι συνήθης σε πραγματικές κατασκευές. Έτσι, ελέγχθηκε και η συμπεριφορά πλαισίου που διαστασιολογήθηκε με τη διαδικασία αυτή. Διαπιστώνεται ότι παρουσιάζει θεμελιώδεις διαφορές σε σχέση με τα υπόλοιπα πλαίσια. Το προφίλ μετακινήσεων είναι καμπτικό, με συγκέντρωση των ανελαστικών παραμορφώσεων στους ανώτερους ορόφους. Στην εσοχή παρατηρούνται μετακινήσεις σχεδόν διπλάσιες από αυτές του σχεδιασμού, ενώ η μικρή καταπόνηση των πρώτων ορόφων οδηγεί σε μετακινήσεις μικρότερες από τις μισές που προβλέπει ο κανονισμός. Απαιτείται σημαντική πύκνωση των συνδετήρων, ώστε να μην αστοχήσουν διατμητικά τα μεσαία υποστυλώματα και να πραγματοποιηθούν οι μετακινήσεις αυτές. Έντονες είναι και οι πλαστικοποιήσεις των υποστυλωμάτων, με αποτέλεσμα στη στατική ανάλυση να δημιουργείται μηχανισμός ορόφου στη βάση του πύργου λίγο μετά τη μετακίνηση σχεδιασμού. Η απορρόφηση ενέργειας γίνεται σε λιγότερες θέσεις, με αποτέλεσμα να εμφανίζονται πολύ συχνότερα υπερβάσεις της ικανότητας στροφής. Επιβεβαιώνεται ο ισχυρισμός που διατυπώθηκε κατά το σχεδιασμό, πως μια τέτοια κατανομή της έντασης οδηγεί σε παράλογες οπλίσεις και δομήματα με ανεπαρκή συμπεριφορά και πρέπει να αποφεύγεται.

Συνολικά, οι τρέχουσες διατάξεις για τον αντισεισμικό σχεδιασμό πλαισιωτών φορέων βάσει μετακινήσεων έχουν ικανοποιητική εφαρμοσιμότητα. Ο χειρισμός της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών και της επίδρασης της παραμορφωσιμότητας στην ένταση των πλαισίων επιδέχονται περεταίρω βελτιώσεως. Συνιστάται προσοχή σε επίπεδο διατομής και μέλους, με την πραγματοποίηση ελέγχων της διατιθέμενης ικανότητας στροφής, ώστε να μην εξαντληθεί πριν το επίπεδο μετακινήσεων που υπαγορεύει η στάθμη επιτελεστικότητας του σχεδιασμού.

Βιβλιογραφικές Αναφορές

Blandon, C.A., Priestley, M.J.N., *Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design*, (2005) *Journal of Earthquake Engineering*, 9 (SPEC. ISS. 2), pp. 257-278.

Comite Europeen de Normalisation, *Eurocode 2, Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings*, EN 1992-1-1:2004, CEN, Brussels, Belgium, 2004, pp 225

Comite Europeen de Normalisation, *Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, EN 1998-1:2004, CEN, Brussels, Belgium, 2004, pp 230

Comite Euro-International du Beton & International Federation for Prestressing, *Model Code 1990 Design Code*, Thomas Telford, London, 1993, pp. 437.

Dwairi, H., Kowalsky, M., *Implementation of inelastic displacement patterns in direct displacement-based design of continuous bridge structures*, (2006) *Earthquake Spectra*, 22 (3), pp. 631-662.

Faccioli, E., Paolucci, R., Rey, J., *Displacement spectra for long periods*, (2004) *Earthquake Spectra*, 20 (2), pp. 347-376.

Nievas, C.I. , Sullivan, T.J., *Higher Mode Effects in the Direct Displacement-Based Design of Steel Moment Resisting Frames with Setbacks*, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul,. 25-29 Aug 2014

Pacific Earthquake Research Center, *PEER NGA-West2 Ground Motion Database*,

Pacific Earthquake Research Center, *Open System for Earthquake Engineering Simulation - OpenSEES*

Pennucci D., Sullivan T.J., Calvi, G.M., *Displacement Reduction Factors for the Design of Medium and Long Period Structures*, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 15, Supplement 1, 1-29

Pettinga, J.D., Priestley, M.J.N., *Dynamic behaviour of reinforced concrete frames designed with direct displacement-based design*, (2005) *Journal of Earthquake Engineering*, 9 (SPEC. ISS. 2), pp. 309-330.

Pinto, P.E. (Ed.), *Seismic Design of RC Structures for Controlled Inelastic Response*, CEB Bulletin No. 236, Comite Euro-International du Beton, Lausanne, Switzerland, 1997, pp 204

Priestley, M.J.N., *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited. The 9th Mallet Milne Lecture*, IUSS Press, Pavia, 2003, pp 121

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, (2007), IUSS Press, Pavia, pp 721

Seismosoft 2013, *SeismoSpect - A computer program for managing and processing a large number of earthquake records*, available from URL: www.seismosoft.com

Shibata, Akenori, Sozen, Mete A., *Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C*, (1976) ASCE J Struct Div, 102 (1), pp. 1-18.

Sullivan T.J., Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures DBD12*, (2012), IUSS Press, Pavia, pp 105

Paulay T., Priestley M.J.N., *Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Τοιχοποιία*, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2009, σελ. 847

Zeris C., Vamvatsikos D., Giannitsas P., Alexandropoulos K., *Impact of FE Modelling in the Seismic Performance Prediction of Existing RC Buildings*, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rethimno, 13-16 June 2007

Γιαννακούρας Π., *Αντισεισμικός Σχεδιασμός Επιπέδου Πλαισίου με Εσοχή με Βάση τις Μετακινήσεις*, Διπλωματική Εργασία, Ε.Μ.Π., Αθήνα 2013, σελ. 145

Κανονισμός Επεμβάσεων 2012 – ΟΑΣΠ

Τάσιος Θ., *Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων*, Αθήνα, 2012, σελ. 312