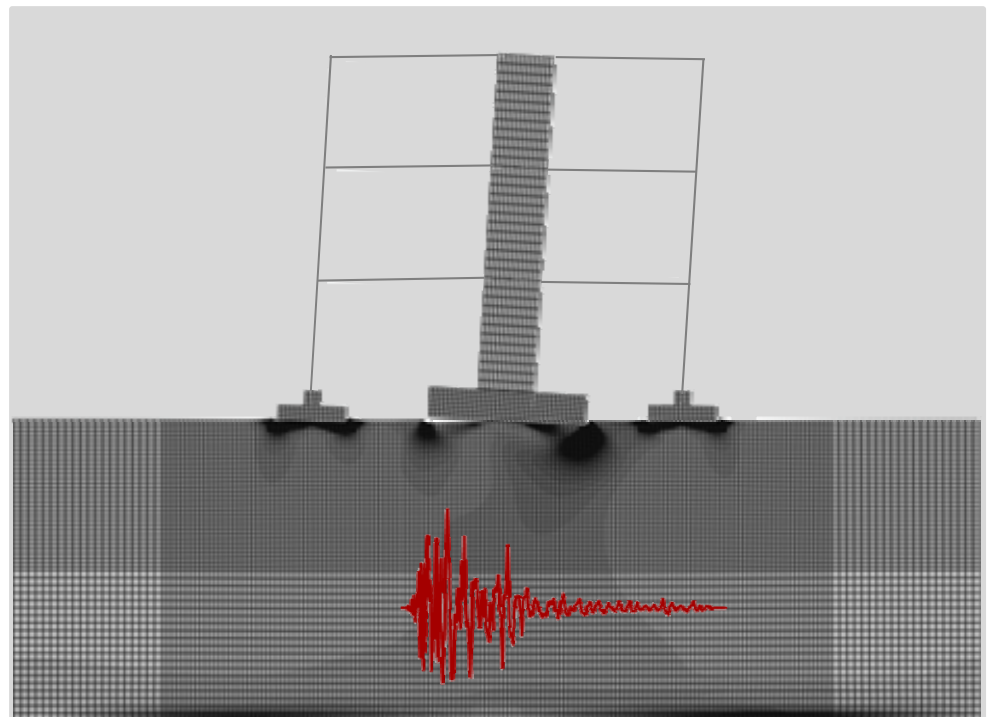




Διπλωματική Εργασία
ΑΓΓΕΛΙΚΗΣ ΡΟΝΟΤΓΙΑΝΝΗ

Επιβλέποντες:
Καθηγητής Γ. Γκαζέτας
Δρ. Ι. Αναστασόπουλος

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ 3- ΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ:
ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΜΟΝΩΣΗ ΜΕΣΩ ΛΙΚΝΙΣΜΟΥ**



**SEISMIC REHABILITATION OF AN EXISTING 3-STOREY BUILDING:
CONVENTIONAL DESIGN AND ROCKING ISOLATION SYSTEM**

Diploma Thesis by
ANGELIKI RONTOGIANNI

Supervised by
Professor G. Gazetas
Dr. I. Anastasopoulos

....

*Και τώρα τι θα γένουμε χωρίς βαρβάρους.
Οι άνθρωποι αυτοί ήσαν μια κάποια λύσις.*

Ευχαριστίες...

Στην ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας συνέβαλλαν πολλοί, στους οποίους οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ.

Πρώτα από όλους ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στον καθηγητή μου κ. Γ. Γκαζέτα που μου έδωσε την ευκαιρία να δουλέψω μαζί του. Τόσο κατά τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας μου όσο και στη διάρκεια των μαθημάτων δημιούργησε κλίμα συνεργασίας με τους φοιτητές ενώ ταυτόχρονα είχε τη διάθεση να επιλύσει την όποια απορία. Επίσης θα ήθελα να τον ευχαριστήσω για την ευκαιρία που μου έδωσε να μάθω πολλά καινούργια για μένα πράγματα με τη συμμετοχή μου στην εκδρομή στην Ιαπωνία.

Προφανώς, δεν θα μπορούσα να παραλείψω την καθοριστική συνεισφορά του λέκτορα Ι. Αναστασόπουλου για τις πολύτιμες συμβουλές του αλλά και για το χρόνο που συστηματικά αφιέρωνε για την επίλυση των όποιων προβλημάτων ανέκυπταν κατά τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας.

Σ' αυτό το σημείο πρέπει επίσης να ευχαριστήσω όλα τα μέλη του Εργαστηρίου και πιο συγκεκριμένα, τους προπτυχιακούς, μεταπτυχιακούς και διδακτορικούς φοιτητές, καθώς και τους μεταδιδάκτορες ερευνητές, οι οποίοι ήταν πάντα πρόθυμοι να βοηθήσουν στην όποια δυσκολία αντιμετώπιζα.

Επίσης θερμές ευχαριστίες οφείλω στον καθηγητή Κ. Τρέζο, οποίος ήταν πάντα πρόθυμος να με βοηθήσει όποτε χρειαζόταν.

Τέλος, δε θα μπορούσα να ξεχάσω την οικογένειά μου που τόσα χρόνια με στηρίζει στις επιλογές μου και μου δίνει τη δυνατότητα να υλοποιήσω τους εκάστοτε στόχους μου.

ΠΕΡΙΧΟΜΕΝΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	3
1.1 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΝΕΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΒΑΣΕΙ ΤΩΝ ΙΣΧΥΟΝΤΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ	3
1.1.1 Σχεδιασμός κτιρίου	3
1.1.2 Σχεδιασμός θεμελίωσης	5
1.1.2.1 Φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης	5
1.1.2.2 Διαστασιολόγηση και όπλιση της θεμελίωσης	7
1.2 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΘΕΜΕΛΙΟΥ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ	8
1.2.1 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας	10
1.3 ΝΕΑ ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	14
1.4 ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ– ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ	17
1.5 ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ	18
1.5.1 Μορφές επέμβασης	20
1.5.1.1 Προσθήκη τοιχωμάτων	22
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	
ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	25
2.1 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ	25
2.1.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κτιρίου	25
2.1.2 Φορτία ορόφων κτιρίου	26
2.2 ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟ ΤΟΥ ΤΡΙΔΣΔΙΑΣΤΑΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ	28
2.2.1 Φορτία ορόφων εξεταζόμενης διατομής του κτιρίου	28
2.2.2 Ισοδύναμη δισδιάστατη θεμελίωση	30
2.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	31
2.3.1 Βαθμονόμηση προσομοιώματος	32
2.4 ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΤΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	45

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΣΩ ΛΙΚΝΙΣΤΙΚΗΣ

ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΗΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ	49
3.1 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	50
3.1.1 Στατικώς αυξανόμενη επιβαλλόμενη μετακίνηση	50
3.1.2 Δυναμική φόρτιση	54
3.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	60
3.2.1 Στατικώς αυξανόμενη επιβαλλόμενη μετακίνηση	60
3.2.2 Δυναμική φόρτιση	62
3.3 ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	75

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΙΑΣ ΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

ΤΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ	79
4.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΙΑΣ	79
4.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΙΑΣ ΣΤΟ ΜΟΝΤΕΛΟ	82
4.3 ΣΤΑΤΙΚΩΣ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	83
4.3.1 Συμβατικά θεμελιωμένο κτίριο ($B = 1,80 \text{ m}$)	83
4.3.2 Κτίριο με υπο-διαστασιολογημένη θεμελίωση ($B = 1,00 \text{ m}$)	85
4.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	86
4.4.1 Συμβατικά θεμελιωμένο κτίριο ($B = 1,80 \text{ m}$)	86
4.4.2 Κτίριο με υπο-διαστασιολογημένη θεμελίωση ($B = 1,00 \text{ m}$)	89

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ	95
5.1 ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ	95
5.2 ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ	98
5.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ	101
5.4 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΔΙΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΥΠΟ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	103
5.4.1 Στατικώς αυξανόμενη επιβαλλόμενη μετακίνηση	103
5.4.2 Δυναμική φόρτιση	106
5.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΜΕ ΤΟΙΧΩΜΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ	117
5.6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ	121
5.6.1 Στατικώς αυξανόμενη επιβαλλόμενη μετακίνηση	121
5.6.2 Δυναμική φόρτιση	123
5.7 ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	142

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	147
6.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	147
6.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ – ΝΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	149
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	151
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	155
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β	191
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ	201

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σχεδιάζοντας ένα καινούργιο κτίριο σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, επιβάλλεται ο ικανοτικός και πλάστιμος σχεδιασμός των μελών της ανωδομής. Ωστόσο, σε ένα υπάρχον κτίριο η απαίτηση αυτή δεν ικανοποιείται καθώς δεν το υπαγόρευαν οι παλιότεροι κανονισμοί. Όσον αφορά τη θεμελίωση, τόσο οι σημερινοί όσο και οι παλιότεροι κανονισμοί, επιβάλλουν την ελαστική συμπεριφορά τους ακόμη και υπό ισχυρές σεισμικές φορτίσεις.

Σύμφωνα με τη νέα φιλοσοφία στο σχεδιασμό των θεμελιώσεων, επιτρέποντας το ανασήκωμα του θεμελίου και εκμεταλλευόμενοι την αντοχή του υπερκείμενου εδάφους, υπο-διαστασιολογούνται τα θεμέλια οδηγώντας κατά αυτόν τον τρόπο την αστοχία στη θεμελίωση και όχι στην ανωδομή. Η εφαρμογή σχεδιασμού αυτού έχει εξεταστεί τόσο σε βάθρο γεφύρας [Anastasopoulos et al. (2010a)] όσο και σε νέα κτίρια [Gelagoti et al. (2010)] με πολύ ενθαρρυντικά αποτελέσματα.

Γενικά, υπάρχουν πάρα πολλά κτίρια στην Ελλάδα που έχουν κατασκευαστεί βάσει παλιότερων κανονισμών με αποτέλεσμα να είναι αρκετά ευάλωτα στο σεισμό. Υπάρχουν διάφοροι τρόποι ενίσχυσης ενός κτιρίου, με έναν από τους πιο συχνά εφαρμόσιμους να είναι η προσθήκη διατμητικού τοιχώματος. Η όπλιση και θεμελίωσή του γίνεται βάσει των διατάξεων του κανονισμού.

Στην παρούσα εργασία ερευνάται το κατά πόσο ένας “αντί-συμβατικός” σχεδιασμός μπορεί να εφαρμοστεί ως σεισμική ενίσχυση σε ένα υπάρχον κτίριο καθώς επίσης και η δυνατότητα εφαρμογής του στη θεμελίωση διατμητικού τοιχώματος. Αναλυτικά η διάρθρωση της εργασίας έχει ως εξής:

Στο πρώτο κεφάλαιο, παρουσιάζονται αναλυτικά οι διατάξεις του κανονισμού που αφορούν την όπλιση ανωδομής και θεμελίωσης ενός νέου κτιρίου και τονίζεται ο

σημαντικός ρόλος της αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίου – ανωδομής. Επίσης, γίνεται λόγος για τον ισχύοντα αντισεισμικό σχεδιασμό βάσει σταθμών επιτελεστικότητας αλλά και για τη νέα φιλοσοφία σχεδιασμού των θεμελιώσεων. Τέλος, υπογραμμίζεται η σημασία της αποτίμησης της συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων και αναφέρονται τρόποι ενίσχυσής τους, δίνοντας έμφαση στην προσθήκη διατμητικού τοιχώματος.

Στο δεύτερο κεφάλαιο, δίνονται τα χαρακτηριστικά του μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS και συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων με στατικώς αυξανόμενη επιβαλλόμενη μετακίνηση με τα αντίστοιχα από το πείραμα που διεξήχθη στο εργαστήριο ELSA του πανεπιστημίου της Νάπολης στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος SPEAR.

Στο τρίτο κεφάλαιο, εξετάστηκε η δυνατότητα εφαρμογής του “αντι-συμβατικού” σχεδιασμού στη θεμελίωση μέσω της μείωσης του πλάτους των θεμελίων του υπάρχοντος κτιρίου ως έναν τρόπο σεισμικής ενίσχυσης του κτιρίου.

Στο τέταρτο κεφάλαιο, διερευνήθηκε η επιρροή της τοιχοποιίας στη συμπεριφορά της κατασκευής, τόσο με τα συμβατικά θεμέλια όσο και με αυτά που επιβάλλει ο “αντίστροφος ικανοτικός” σχεδιασμός.

Στο τελευταίο κεφάλαιο μελετήθηκε η σεισμική ενίσχυση του κτιρίου μέσω προσθήκης διατμητικού τοιχώματος, καθώς και η δυνατότητα μείωσης του πλάτους του θεμελίου του τοιχώματος και κατά συνέπεια τη λικνιστική απόκριση της ανωδομής, στα πλαίσια της “νέας φιλοσοφίας” που αναφέρθηκε και νωρίτερα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

1.1 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΝΕΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΒΑΣΕΙ ΤΩΝ ΙΣΧΥΟΝΤΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ

1.1.1 Σχεδιασμός κτιρίου

Έχει γίνει πλέον αποδεκτό από την κοινότητα των μηχανικών, ότι η αστοχία στην κατασκευή είναι αναπόφευκτη υπό μία σεισμική διέγερση πολύ μεγαλύτερη από αυτή του σεισμού σχεδιασμού. Επίσης προσδίδοντας στην κατασκευή μεγάλη αντοχή δε συνεπάγεται πάντα έναν πιο ασφαλή σχεδιασμό. Οι δύο αυτές αρχές οδήγησαν σε μία νέα λογική, στην οποία βασίζονται και οι ισχύοντες κανονισμοί, βάσει της οποίας σχεδιάζουμε τις κατασκευές πλάστιμα και ικανοτικά ώστε να οδηγηθούμε σε ελεγχόμενη αστοχία (*ductility and capacity design*) (ΕΚΩΣ).

Γενικά, επιδιώκεται αύξηση της πλαστιμότητας στις θέσεις όπου υπάρχει πιθανότητα εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων. Επίσης, είναι επιθυμητό τα μέλη της κατασκευής να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα, όχι μόνο στις κρίσιμες περιοχές αλλά σε όλο το μήκος τους (περιορισμός ως προς το μέγιστο ποσοστό οπλισμού).

Όσον αφορά τον ικανοτικό σχεδιασμό, δύο είναι οι βασικές επιδιώξεις. Αρχικά, σχεδιάζουμε τους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων ώστε να αποφεύγεται η δημιουργία μαλακού ορόφου αλλά και γενικότερα σε περίπτωση αστοχίας ο αδύναμος κρίκος να είναι η δοκός και όχι το υποστύλωμα (*strong column – weak beam design, ικανοτικός κόμβου*). Αυτό το πετυχαίνουμε με την υιοθέτηση του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης κόμβου α_{CD} , ο οποίος ισούται με:

$$\alpha_{CD} = \gamma_{RD} \frac{\sum M_{Rd}}{\sum M_{E,b}} \quad (1)$$

όπου:

- γ_{RD} : συντελεστής υπεραντοχής = 1,40
- $\sum M_{Rd}$: το άθροισμα των τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου, με τη φορά που ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση που προκαλεί τη ροπή $M_{E,c}$
- $\sum M_{E,b}$: το άθροισμα των ροπών των ίδιων δοκών όπως προκύπτουν από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί τη ροπή $M_{E,c}$

Έτσι η ικανοτική ροπή σχεδιασμού στο υποστύλωμα είναι:

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} * M_{E,c} \quad (2)$$

όπου $M_{E,c}$: η ροπή του υποστυλώματος υπό το σεισμικό συνδυασμό των δράσεων.

Εν γένει, σε κάθε κόμβο υπολογίζονται δύο τιμές για το συντελεστή α_{CD} , όπου κάθε μία αντιστοιχεί στην αντοχή της δοκού που ενεργοποιείται από την εκάστοτε διεύθυνση του σεισμού.

Ο δεύτερος στόχος κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό είναι τα μέλη που αναμένεται να αστοχήσουν (οι δοκοί βάσει του ικανοτικού κόμβου) να αστοχήσουν σε κάμψη και όχι σε διάτμηση. Έτσι, εισάγεται ο ικανοτικός συντελεστής μεγέθυνσης, με τον οποίο αυξάνουμε την τέμνουσα σχεδιασμού προκειμένου να έχουμε πλαστική και όχι ψαθυρή μορφή αστοχίας.

Για τα υποστυλώματα, η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού είναι:

$$V_{CD,c} = 1.4 * (M_{R,c1} + M_{R,c2}) * I_c < q * V_{E,c} \quad (3)$$

όπου:

- $M_{R,c1}$, $M_{R,c2}$: οι υπολογιστικές αντοχές σε κάμψη με αξονική δύναμη στα άκρα του υποστυλώματος, όπως ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση. Χρησιμοποιείται η μέγιστη τιμή από αυτές που προκύπτουν από τις δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης
- l_c : το ύψος του υποστυλώματος
- q : ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς
- $V_{E,c}$: η τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσεται στο υποστύλωμα υπό το σεισμικό συνδυασμό των δράσεων

Αντίστοιχα για τις δοκούς, η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού είναι:

$$V_{CD,b} = V_{o,b} + \Delta V_{CD,b} \quad (4)$$

όπου:

- $\Delta V_{CD,b} = 1.20 (M_{R,b1} + M_{R,b2}) / l_b \leq qV_{E,b} / 1.20$

και:

- $V_{o,b}$: η τέμνουσα της δοκού υπό τα φορτία του μη σεισμικού συνδυασμού
- $M_{R,b1}$, $M_{R,b2}$: οι ροπές αντοχής των άκρων της δοκού κατά τη φορά που ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση
- $qV_{E,b}$: η σεισμική τέμνουσα της δοκού
- l_b : το μήκος της δοκού

Έχοντας κάνει έναν τέτοιο σχεδιασμό όπως προβλέπεται στους ισχύοντες κανονισμούς, τα μέλη της κατασκευής σε περίπτωση αστοχίας, θα αστοχήσουν από κάμψη και όχι από τέμνουσα.

1.1.2 Σχεδιασμός θεμελίωσης

1.1.2.1 Φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης

Ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους – θεμελίου είναι καθοριστικής σημασίας για την ευστάθεια όλης της κατασκευής. Ταυτόχρονα ο ακριβής υπολογισμός της είναι πολύ δύσκολος, αν όχι ανέφικτος, καθώς πέρα από

την ανωδομή και τα φορτία που επιβάλλει στο θεμέλιο εξαρτάται και από τα χαρακτηριστικά του υποκείμενου εδάφους, τα οποία, ως γνωστόν, ενέχουν πλήθος αβεβαιοτήτων.

Η αστοχία των θεμελιώσεων μέσω της κινητοποίησης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, συνεπάγεται μία διατμητικού τύπου θραύση του. Η θραύση αυτή εκδηλώνεται είτε ως περιστροφικός μηχανισμός αστοχίας με διόγκωση του περιβάλλοντος εδάφους είτε μέσω της διείδυσης του πεδίου στο υποκείμενο έδαφος (οπότε και έχουμε υπέρβαση της διατμητικής αντοχής του εδάφους μόνο στην περίμετρο του θεμελίου).

Για τον υπολογισμό του οριακού φορτίου ενός λωριδωτού θεμελίου φορτιζόμενο από κεντρικό κατακόρυφο φορτίο σε συνεκτικό έδαφος υπό αστράγγιστες συνθήκες έχουν διατυπωθεί διάφορες σχέσεις : Terzaghi (1943), Meyerhof (1953) , Vesic (1975) και Prandl (1921).

Σύμφωνα με τον Prandl (1921), το οριακό φορτίο για ένα λωριδωτό θεμέλιο σε συνεκτικό έδαφος υπολογίζεται από τη Σχέση (5):

$$q_u = (\pi + 2) \cdot S_u , \quad \text{Prandl (1921)} \quad (5)$$

Προκειμένου να υπολογίσουμε το οριακό φορτίο στην περίπτωση ορθογωνικού ή κυκλικού θεμελίου με έκκεντρη φόρτιση, έχουν εισαχθεί κατάλληλοι συντελεστές [Terzaghi (1943) και Meyerhof (1953)]. Στις τροποποιημένες αυτές σχέσεις λόγω των ιδιοτήτων της φόρτισης, του βάθους θεμελίωσης και του σχήματος πεδίων βασίζονται και οι ισχύοντες κανονισμοί για τον έλεγχο επάρκειας των επιφανειακών θεμελιώσεων έναντι υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας.

1.1.2.2 Διαστασιολόγηση και όπλιση της θεμελίωσης

Σύμφωνα με τους κανονισμούς, η θεμελίωση ενός κτιρίου πρέπει να είναι τέτοια ώστε υπό το σεισμό σχεδιασμού να μεταφέρονται τα φορτία από την ανωδομή στο έδαφος, χωρίς να προκαλούνται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις. Η σεισμική ενέργεια αποτονώνεται μέσω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων σε προκαθορισμένες θέσεις στην ανωδομή (ικανοτικός σχεδιασμός) και όχι μέσω μεγάλων παραμορφώσεων στο έδαφος.

Έχοντας ως οδηγό τη φιλοσοφία αυτή, τα θεμέλια των κτιρίων υπερδιαστασιολογούνται έτσι ώστε η ροπή αντοχής τους, M_{ult} , να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που καταλήγουν σε αυτά, M_{RD} . Κατά αυτόν τον τρόπο η αστοχία οδηγείται στην ανωδομή απαιτώντας από τα μέλη της να διαθέτουν μεγάλα περιθώρια πλαστιμότητας. Για να επιτευχθεί αυτό, υπολογίζονται οι δράσεις σχεδιασμού του στοιχείου θεμελίωσης, βάσει της υπεραντοχής του πλάστιμου στοιχείου της ανωδομής που εδράζεται σε αυτό, σύμφωνα με τη Σχέση (6).

$$S_{Fd} = S_V + \alpha_{CD} S_E \quad (6)$$

όπου:

- S_V : η τιμή του εντατικού μεγέθους (ροπή, τέμνουσα, αξονική δύναμη) προερχόμενη από το σύνολο των μη σεισμικών δράσεων του σεισμού συνδυασμού
- S_E : η τιμή του ίδιου μεγέθους που προέρχεται από τη σεισμική δράση στην οποία αντιστοιχεί η σεισμική ροπή που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του ικανοτικού συντελεστή α_{CD} (Σχέση 2)

Για κάθε διεύθυνση σεισμού, ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης για μεμονωμένα θεμέλια υπολογίζεται από τη Σχέση (7):

$$\alpha_{CD} = 1.20 * M_R / M_E - M_V / M_E \leq q \quad (7)$$

όπου:

- M_R και M_E : η υπολογιστική αντοχή και η σεισμική ροπή αντίστοιχα, στην πλησιέστερη θέση πιθανής πλαστικής ή ενδεχόμενης πλαστικής άρθρωσης, στο στοιχείο θεμελίωσης
- M_V : η ροπή στο σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων

Ως προς τις επιφανειακές θεμελιώσεις, με τις οποίες και θα ασχοληθούμε στην παρούσα εργασία, ελέγχονται σε αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, πιθανής ολίσθησης ή ανασηκώματος καθώς και αστοχίας των δομικών του στοιχείων.

Επομένως θα πρέπει να διαθέτουν συντελεστή ασφαλείας έναντι στατικής φόρτισης μεγαλύτερο του 3 ($SF^S \geq 3$), ενώ ο σεισμικός συντελεστής ασφαλείας δεν πρέπει να είναι κάτω από 1 ($SF^E \geq 1$). Επίσης, πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο της εκκεντρότητας, το οποίο επιβάλλει εκκεντρότητα $e < B/3$, όπου B το πλάτος του θεμελίου, ώστε να μην ανασηκώνεται το θεμέλιο. Τέλος, σχετικά με τον έλεγχο σε ολίσθηση, αυτή εξαρτάται τόσο από τις δράσεις στην διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους όσο και από το είδος του εδάφους έδρασης (συνεκτικά ή κοκκώδη εδάφη).

1.2 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΘΕΜΕΛΙΟΥ - ΑΝΩΔΟΜΗΣ

Πέρα από την αλληλεπίδραση μεταξύ της ανωδομής και της θεμελίωσης μιας κατασκευής, καθοριστικής σημασίας στη συμπεριφορά της σε μια σεισμική διέγερση είναι η ύπαρξη του εδάφους. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος παραμορφώνεται υπό την επίδραση των σεισμικών κυμάτων και παρασύρει μαζί του τη θεμελίωση και την ανωδομή. Η διέγερση της ανωδομής γεννά αδρανειακές δυνάμεις οι οποίες εντείνουν τη θεμελίωση και αυτή με τη σειρά της το έδαφος ενώ ταυτόχρονα δημιουργούνται νέα κύματα από την επιφάνεια εδάφους – θεμελίου. Η ανωδομή και η θεμελίωση αντιδρούν με πρόσθετες παραμορφώσεις, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη πρόσθετων αδρανειακών δυνάμεων κοκ. ([Mylonakis, et

al 2000]). Παρατηρούμε δηλαδή, ότι δεν είναι δυνατόν να ξετάσουμε ξεχωριστά το σύστημα ανωδομή – θεμελίωση από το έδαφος.

Η αρχική θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς του συστήματος ενέχει πολλά ερωτηματικά. Τα τελευταία χρόνια, έχουν λάβει χώρα πολλοί σεισμοί με επιταχύνσεις που ξεπερνούν κατά πολύ την επιτάχυνση σχεδιασμού των κανονισμών. Συνεπώς, ένας σχεδιασμός που απαγορεύει την πλαστικοποίηση στη θεμελίωση οδηγεί σε πολύ μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας της ανωδομής. Επίσης, στην περίπτωση ενίσχυσης ενός παλιού κτιρίου με τοίχωμα το οποίο μεταβιβάζει μεγάλα φορτία στη θεμελίωση, η υπερδιαστασιολόγηση της θεμελίωσης θεωρώντας ελαστική συμπεριφορά είναι αντιοικονομική και μερικές φορές ανέφικτη τεχνολογικά.

Οι πιο πάνω παράγοντες σε συνδυασμό με τη διαπίστωση ύστερα από πρόσφατους σεισμούς ότι οι ζημιές μιας κατασκευής που σέβονταν τον περιορισμό της μη κατάρρευσης ήταν οικονομικά επιζήμιο ή και ανέφικτο να επιδιορθωθούν (ο σεισμός του Hyogo – ken – Nambu της Ιαπωνίας το 1995, οποίος επηρέασε την οικονομία τόσο της Ιαπωνίας όσο και την παγκόσμια [Antonίου, 2002]) συνέβαλλαν σε αλλαγή στον τρόπο σχεδιασμού δεχόμενοι και άλλες στάθμες πέρα από τη μη κατάρρευση. Εισάγεται, λοιπόν, μία νέα φιλοσοφία στο σχεδιασμό με στάθμες επιτελεστικότητας (*performance – based design*), η οποία βασίζεται στον έλεγχο των παραμορφώσεων, και όχι στην αντοχή των μελών (*strength – based design*). Η αλλαγή αυτή είναι καθοριστική στο σχεδιασμό συστημάτων θεμελίων – ανωδομής, όπου πλέον δεν τίθεται όριο στις δυνάμεις και τις ροπές που αναπτύσσονται, αλλά στις μετακινήσεις και τις παραμένουσες παραμορφώσεις.

Με βάση όλα τα παραπάνω κρίνεται σχεδόν μονόδρομος η θεώρηση μη γραμμικής συμπεριφοράς του συστήματος εδάφους – θεμελίου. Στη θεώρηση μη – γραμμικής συμπεριφοράς βασίζεται και ο αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας.

1.2.1 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας

Βασική ιδέα όλων των μεθόδων αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η σύγκριση μεταξύ κάποιου μεγέθους “στόχου” που επιβάλλεται από το σεισμό στην κατασκευή και της ικανότητας του κτιρίου να παραλάβει την αναπτυσσόμενη ένταση. Οι παραδοσιακές μέθοδοι σχεδιασμού έχουν υιοθετήσει ως μέγεθος για σύγκριση τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή. Ωστόσο, έχει γίνει πλέον αποδεκτό ότι η λογική των δυνάμεων δεν είναι ιδανική καθώς ο σεισμός δεν επιβάλλει στην κατασκευή δυνάμεις, αλλά μετακινήσεις στη βάση της, οι οποίες με τη σειρά τους δημιουργούν παραμορφώσεις και τελικώς εντάσεις στα μέλη της ανωδομής. Έτσι, χρησιμοποιείται πλέον η μέθοδος των μετακινήσεων με βάσει τις στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη φέροντος οργανισμού.

Ο σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας έχει να κάνει με μια γενικότερη φιλοσοφία που βασίζεται στην αρχή του καθορισμού ενός αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμη επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού. Θέτει, δηλαδή, ένα επιδιωκόμενο στόχο σεισμικής ικανότητας, εν αντιθέσει με τη μέθοδο των δυνάμεων που εξετάζει τη συμπεριφορά της κατασκευής μόνο στον ελαστική περιοχή (δηλαδή μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές).

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθοδολογίας αυτής είναι η γνώση της συμπεριφοράς της κατασκευής πέραν του ελαστικού κλάδου. Συνεπώς, η εν λόγω μεθοδολογία τυγχάνει μεγάλης εφαρμογής στη σεισμική αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών και υιοθετείται από διεθνείς κανονισμούς όπως ο ΚΑΝΕΠΕ, ο Ευρωκώδικας 8, ο FEMA – 273 [1997], ο ATC- 40 κ.ά.

Τρεις είναι οι στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό ενός δομήματος :

- Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate occupancy): το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού ή μετά από αυτόν, εκτός ενδεχομένως από δευτερευούσης σημασίας λειτουργίες. Στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, η πρώτη στάθμη ορίζεται ως *Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of damage limitation)* και αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες από τη στάθμη Άμεση χρήση. Η στάθμη αυτή συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με 50% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια (δηλαδή με περίοδο επανάληψης 72 χρόνια), σε αντίθεση με την αντίστοιχη στάθμη που ορίζει ο Ευρωκώδικας που έχει πιθανότητα υπέρβασης 20% στα 50 χρόνια (περίοδος επανάληψης 225 χρόνια).
- Προστασία ζωής (Life safety): κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά. Στον Ευρωκώδικα η αντίστοιχη στάθμη ορίζεται ως *Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (Limit state of significant damage)* με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.
- Οιονεί κατάρρευση (Structural stability): κατά το σεισμό σχεδιασμού, αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (κατά κύριο λόγο μη επισκευάσιμες) βλάβες στο φέροντα οργανισμό, ο οποίος διαθέτει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Στον Ευρωκώδικα, η συγκεκριμένη στάθμη αναφέρεται ως *Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (Limit state of near collapse)* με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

Για τον προσδιορισμό της στάθμης επιτελεστικότητας σε μια κατασκευή υπό δεδομένη περίοδο επανάληψης της σεισμικής διέγερσης, ο ακριβέστερος τρόπος

είναι με μη – γραμμική ανάλυση ιστορίας. Ωστόσο, η μέθοδος αυτή απαιτεί μεγάλο υπολογιστικό κόστος με εξειδικευμένα προγράμματα και αρκετό χρόνο αναλύσεων. Επίσης απαιτούνται επιλύσεις για ένα αρκετά μεγάλο πλήθος σεισμικών διεγέρσεων ώστε τα αποτελέσματα να μπορούν να θεωρηθούν αρκούτως αντιπροσωπευτικά. Προκειμένου, λοιπόν, να αντιμετωπισθούν οι άνωθεν δυσκολίες, έχει προταθεί η χρήση προσεγγιστικών μεθόδων (π.χ. μέθοδος των συντελεστών) ή στατικών μη – γραμμικών αναλύσεων (pushover) οι οποίες να μην είναι ευκολότερες στην εφαρμογή, η ακρίβεια όμως των αποτελεσμάτων τους είναι αμφισβητήσιμη. Τέτοιες μέθοδοι που υπάρχουν στη βιβλιογραφία είναι η N2, η ATC 40, η ιδιομορφική στατική μη – γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζόμενη στατική μη – γραμμική (adaptive pushover), κ.ά.

Κατά το σχεδιασμό με στάθμες επιτελεστικότητας επιλέγεται η κατάλληλη στάθμη ανάλογα με την ηλικία και τη σπουδαιότητά του κτιρίου, και υπολογίζεται η αναμενόμενη μετακίνηση και η απόκριση της κατασκευής στην επιλεγθείσα στάθμη. Πιο αναλυτικά, η τομή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και της σεισμικής απαίτησης σύμφωνα με το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού δίνει το σημείο επιτελεστικότητας που αντιπροσωπεύει τη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση.

Σχηματικά η φιλοσοφία του σχεδιασμού αυτού αναπαριστάται στο **Σχήμα 1.1**, όπου κάθε τετράγωνο αντιστοιχεί σε έναν στόχο σχεδιασμού, ενώ οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε δεδομένα κριτήρια σχεδιασμού. Αναλυτικά, η γραμμή 1-3 ορίζει το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2-3 σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας (Σ3 κατά ΕΑΚ), ενώ η 3-3 σε πολύ ασφαλή αλλά και αντιοικονομικό σχεδιασμό που εφαρμόζεται σε κτίρια πολύς μεγάλης σπουδαιότητας (Σ4 κατά ΕΑΚ). Στόχοι δεξιά της γραμμής 1-3 δεν αντιστοιχούν σε αποδεκτό σχεδιασμό.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3		

Σχήμα 1.1: Καθορισμός στόχων σχεδιασμού

Αντίστοιχα, ορίζονται οι ίδιες στάθμες επιτελεστικότητας για το μη φέροντα οργανισμό. Έτσι, η τελική στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου ορίζεται από το συνδυασμό μίας στάθμης επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού και μίας στάθμη των μη-φερόντων στοιχείων.

Στον **Πίνακα 1.1** παρουσιάζονται συνδυασμένοι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού για φέροντα και μη – φέροντα στοιχεία του κτιρίου. Για υφιστάμενα κτίρια συνήθους σπουδαιότητας, ο ΚΑΝΕΠΕ [2006] συνιστά την υιοθέτηση στόχου «προστασίας ζωής» ($B_i - \beta_i$). Αντίστοιχα, για κτίρια υψηλής σπουδαιότητας προτείνεται η υιοθέτηση δύο ταυτοχρόνως στόχων αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του Πίνακα 1, ίσοι ή υψηλότεροι του ($B_i - \beta_i$) μέχρι και $A_i - \alpha_i$.

		Στάθμη επιτελεσματικότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμός βλαβών (Α)	Σημαντικές βλάβες (Β)	Οιονεί κατάρρευση (Γ)
Στάθμη επιτελεσματικότητας μη-φερόντων στοιχείων	Περιορισμός βλαβών (α)	Ai – ai Συνιστάται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας σε συνδυασμό με Bi-βι	Bi - ai	Δεν συνιστάται
	Σημαντικές βλάβες (β)	Ai - βι	Bi – βι Συνιστάται για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας	Γi - βι
	Οιονεί κατάρρευση (γ)	Δεν συνιστάται	Bi - γι	Γi - γι

Πίνακας 1.1: Συνδυασμένοι στόχοι σεισμικής ικανότητας

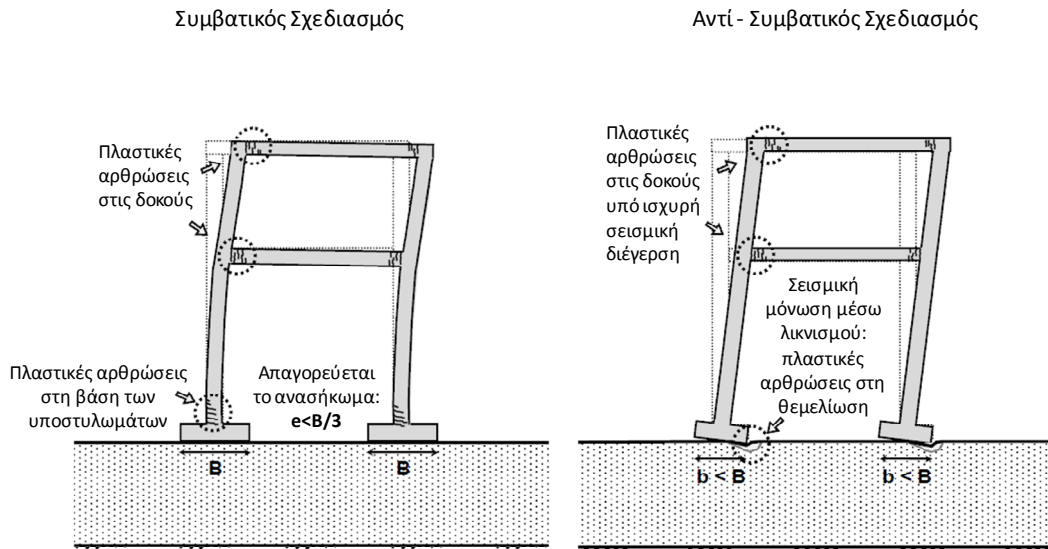
1.3 ΝΕΑ ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Όπως έχει διατυπωθεί από πολλούς ερευνητές, χάρη στον κινηματικό και ανακυκλικό χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης, τυχόν ανασήκωμα ή κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους κάτω από το θεμέλιο δεν οδηγεί απαραίτητα σε αστοχία [Pecker, 1998; Makris & Roussos, 2000; Pecker & Pender, 2000; Kutter et al., 2003; Gajan et al., 2005; Harden & Hutchinson, 2006; Paolucci et al., 2008; Kawashima et al., 2007]. Αντιθέτως μάλιστα, τέτοιοι πιθανοί μηχανισμοί μπορεί να δράσουν ευεργετικά τόσο στο σχεδιασμό νέων κτιρίων όσο και κατά την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών [Martin & Lam, 2000; Pecker, 2003; FEMA-356, 2000; Kutter et al. 2001; Gazetas et al., 2003; Gajan et al., 2005; Mergos & Kawashima, 2005; Gajan & Kutter, 2008; Gajan et al., 2008].

Προκειμένου να αναπτύσσονται τέτοιοι μηχανισμοί στη συμπεριφορά του θεμελίου, κρίνεται σχεδόν μονόδρομος η θεώρηση μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους. Όσον αφορά την ανωδομή, σχεδιάζεται με τον ίδια λογική με το συμβατικό σχεδιασμό, με μικρότερες ωστόσο απαιτήσεις πλαστιμότητας.

Βασική ιδέα της φιλοσοφίας αυτής είναι ότι οδηγείται η πλαστική άρθρωση από την ανωδομή στη διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου. Έτσι δεν υπερδιαστασιολογείται η θεμελίωση ώστε να μεταφέρει στην κατασκευή τις αδρανειακές δυνάμεις, αλλά την υπό-διαστασιολογούμε ώστε να διαρρεύσει, προσφέροντάς της ένα είδος σεισμικής μόνωσης μέσω της λικνιστικής συμπεριφοράς της ανωδομής. Περνάμε, λοιπόν, από σεισμικό συντελεστή ασφαλείας μεγαλύτερο της μονάδας που προβλέπει ο συμβατικός σχεδιασμός, σε σχεδιασμό με σεισμικό συντελεστή ακόμη και μικρότερο της μονάδας. Η απαίτηση για στατικό συντελεστή ασφαλείας μεγαλύτερο από 3 παραμένει προκειμένου να εξασφαλίσουμε τη λικνιστική αυτή συμπεριφορά της ανωδομής και να μη “βουλιάξει” στο έδαφος (αστοχία του εδάφους). Τέλος δεν είναι περιοριστικό το κριτήριο της εκκεντρότητας όπου ο συμβατικός σχεδιασμός επιβάλλει $e < B/3$.

Η εφαρμογή της νέας αυτής μεθόδου έχει διερευνηθεί τόσο στην περίπτωση βάρου γεφύρας [Anastasopoulos et al. (2010a)], όσο και σε νέα κτίρια [Gelagoti et al. (2010)] με πολύ ενθαρρυντικά αποτελέσματα κυρίως για σεισμούς που ξεπερνούν κατά πολύ το σεισμό σχεδιασμού των κανονισμών. Ενδεικτικά στο **Σχήμα 1.2** φαίνεται η εφαρμογή του νέου αντι-συμβατικού σχεδιασμού σε νέο κτίριο σε σύγκριση με το συμβατικό σχεδιασμό.



Σχήμα 1.3: (α) Πλαίσιο με συμβατική θεμελίωση, (β) Πλαίσιο με υπο-διαστασιολογημένα θεμέλια

Μειώνοντας το πλάτος του θεμελίου προκειμένου να επιτευχθεί ο νέος αυτός τρόπος σχεδιασμού, η ροπή αντοχής της θεμελίωσης, M_{ult} , καθώς και η γωνία ανατροπής, θ_u , μειώνονται. Το πόσο μικρό μπορεί να γίνει ένα θεμέλιο προκειμένου να πετύχουμε το ανασήκωμά του και τη λικνιστική συμπεριφορά της ανωδομής, καθορίζεται από τον Απομειωτικό Ικανοτικό Συντελεστή (*Capacity Reduction Factor CRF*), που ισούται με $CRP = M_{\text{θεμελίου}}^{RD} / M_{\text{υποστυλώματος}}^{RD}$ [Gelagoti et al. (2010)]. Πρέπει να είναι τέτοιο το πλάτος ώστε η ροπή αντοχής του θεμελίου να είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής του αντίστοιχου υποστυλώματος, αλλά ταυτόχρονα να έχει έναν επαρκή συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής.

Μέσω ενός τέτοιου σχεδιασμού, αλλάζει και ο τρόπος έκφρασης της πλαστιμότητας της κατασκευής. Στο συμβατικό σχεδιασμό η πλαστιμότητα εκφράζεται σε όρους καμπυλοτήτων των μελών και ορίζεται ως το πηλίκο της καμπυλότητας διαρροής, C_y , (αντιστοιχεί στην ανάπτυξη της μέγιστης ροπής και στο ξεκίνημα σχηματισμού

πλαστικών αρθρώσεων) προς τη μέγιστη καμπυλότητα τη στιγμή που “ξεκινά” η αστοχία, C_u . Απεναντίας, δεχόμενοι μια υπό-διαστασιολογημένη θεμελίωση, η πλαστιμότητα της κατασκευής καθορίζεται ουσιαστικά από τη στροφή των θεμελίων που είναι και η κρίσιμη παράμετρος αστοχίας. Εξετάζεται, λοιπόν, η πλαστιμότητα σε όρους στροφής της θεμελίωσης και ορίζεται ως το πηλίκο της γωνίας ανατροπής, θ_u , προς τη γωνία διαρροής τη στιγμή που ξεκινά το ανασήκωμα, θ_y . Η πλαστιμότητα αυτή που έχει να κάνει με το θεμέλιο, μπορεί να είναι ποιοτικά όμοια με την πλαστιμότητα σε όρους στροφής των μελών της ανωδομής (μ_ϕ) αλλά όχι και ποσοτικά.

1.4 ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Ένα αρκετά μεγάλο ποσοστό των δομημάτων στην Ελλάδα έχουν μελετηθεί και κατασκευασθεί βάσει παλιότερων κανονισμών. Για το λόγο αυτό, κυρίως τα κτίρια που έχουν μελετηθεί πριν το 1980, δεν έχουν επαρκή φέρουσα ικανότητα και πλαστιμότητα ώστε να ανταποκριθούν ικανοποιητικά σε τυχόν σεισμική διέγερση. Ορισμένες από τις βασικές αδυναμίες των δομημάτων αυτών είναι τα ματίσματα των οπλισμών των υποστυλωμάτων, η ανεπαρκής αγκύρωση των οπλισμών των δοκών στις στηρίξεις, ο μειωμένος – ή ακόμη και ανύπαρκτος σε ορισμένες περιπτώσεις- οπλισμός διάτμησης σε υποστυλώματα, δοκούς και κόμβους, καθώς επίσης και η απουσία ικανοτικού σχεδιασμού. Τέλος, η ποιότητα τόσο του σκυροδέματος όσο και του χάλυβα των οπλισμών ήταν αρκετά χαμηλότερη από τις αντίστοιχες που προβλέπονται στους σύγχρονους κανονισμούς ενώ η διάμετρος των οπλισμών ήταν μικρότερη και η επιφάνεια τους λεία.

Πιο αναλυτικά, τα κτίρια που χρονολογούνται από τη δεκαετία του 1960 μέχρι και το τέλος της δεκαετίας του 1980 (περίπου μέχρι το 1984), έχουν μελετηθεί για χαμηλό σεισμικό συντελεστή, δε διαθέτουν ικανοτικό σχεδιασμό ούτε διατάξεις που αφορούν την όπλιση των κρίσιμων περιοχών. Όσον αφορά τα κτίρια μετά το 1984 και μέχρι το 2000, έχουν σχεδιαστεί βάσει των διατάξεων του ΕΑΚ.

Καταλυτικής σημασίας λοιπόν, είναι η αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας των υφιστάμενων κτιρίων προηγούμενων δεκαετιών και η προσπάθεια αναβάθμισης τους. Τα τελευταία χρόνια έχουν γίνει αρκετές προσπάθειες που εστιάζουν στην αντισεισμική συμπεριφορά υφιστάμενων κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Αξίζει να επισημανθεί ότι η ενίσχυση των κτιρίων αυτών δεν μπορεί πάντα να είναι σύμφωνη με τους τωρινούς κανονισμούς. Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να είναι αρκετό να φέρουμε το κτίριο μετά την ενίσχυσή του σε πιο πρόσφατους κανονισμούς από αυτούς βάσει των οποίων έχει σχεδιασθεί, ίσως και παλιότερων από τους τωρινούς.

Όπως προαναφέρθηκε, ο ανασχεδιασμός υφιστάμενων κτιρίων γίνεται με την επιλογή ενός συνδυασμού σταθμών επιτελεστικότητας για τα φέροντα και μη – φέροντα στοιχεία μιας κατασκευής. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού επιλέγονται από τον κύριο του έργου, λαμβάνοντας υπόψη τους ελάχιστους ανεκτούς στόχους που ορίζονται κατά περίπτωση από τη Δημόσια Αρχή. Κατά τον καθορισμό των στόχων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη η κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου, π.χ. αν είναι κατοικίες, χώροι συγκεντρώσεως κοινού ή εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου, καθώς επίσης και τα οικονομικά όρια που τίθενται από το κοινωνικό σύνολο ή τον κύριο του έργου.

1.5 ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Η αποκατάσταση υφιστάμενων κτιρίων, περιλαμβάνει τόσο την ανακατασκευή ορισμένων στοιχείων τους όσο και την ενίσχυσή τους βελτιώνοντας έναν ή περισσότερους παράγοντες της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου όπως είναι η πλαστιμότητα, η αντοχή ή δυσκαμψία. Μέσω της αποκατάστασης μιας κατασκευής επιδιώκεται: α) η επαναφορά του κτιρίου στην αρχική του, προ του σεισμού κατάσταση (τοπικές γενικά ενισχύσεις στα μέλη της κατασκευής), β) η βελτίωση της αρχικής συμπεριφοράς του έναντι σεισμού (μέσω της γενικότερης επέμβασης στο κτίριο π.χ. με προσθήκη τοιχωμάτων), και γ) η μείωση της σεισμικής απόκρισης της

κατασκευής ώστε να είναι λιγότερο ευάλωτη στο σεισμό (με χρήση συστημάτων σεισμικής μόνωσης).

Η επιλογή της μεθόδου αποκατάστασης καθώς και το επίπεδο της επέμβασης είναι απόρροια πολλών και διαφορετικών παραγόντων. Ο οικονομικός παράγοντας επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την τελική απόφαση αφού ο ιδιοκτήτης καθορίζει τον προϋπολογισμό του έργου. Όταν, τώρα, πρόκειται για κτίρια διατηρητέα με πολιτιστικό και ιστορικό ενδιαφέρον, το κόστος πρέπει να συνδυάζεται με αισθητικούς και ψυχολογικούς παράγοντες αλλά και τους εκάστοτε περιορισμούς που θέτουν οι κανονισμοί (π.χ. απαγορεύεται οποιαδήποτε αλλαγή της πρόσοψης στα διατηρητέα κτίρια). Καθοριστικής σημασίας είναι επίσης η διάρκεια των εργασιών για κάθε τύπο επέμβασης και η όχληση των χρηστών του κτιρίου. Για παράδειγμα αν πρόκειται για κτίριο κατοικιών είναι αδύνατο να εκκενωθεί για όσο διάστημα εκτελούνται οι εργασίες αποκατάστασης. Τέλος, εξίσου σημαντικό με όσα αναφέρθηκαν είναι η χρήση του κτιρίου και η πιθανή αλλαγή της στο μέλλον, όπως για παράδειγμα είναι η προσθήκη ορόφων για τη μετατροπή ενός τριώροφου κτιρίου σε πενταόροφο.

Γενικότερα, προκειμένου να αποφασισθεί το είδος της επέμβασης σε ένα κτίριο, τα βήματα που ακολουθούνται είναι τα εξής:

- Συλλογή πληροφοριών σχετικά με την αρχική κατασκευή (οπλισμοί δομικών στοιχείων, θεμελίωση, ιδιότητες υλικών, δομικό σύστημα, κ.ά.) μέσω επιτόπου επίσκεψης
- Καθορισμός της επιθυμητής συμπεριφοράς του κτιρίου μετά την ενίσχυση (μέσω καθορισμού μιας στάθμης επιτελεστικότητας)
- Επιλογή της μεθόδου επέμβασης λαμβάνοντας υπόψη όλα τα προηγούμενα, καθώς επίσης και της διαδικασίας ανάλυσης που θα ακολουθηθεί
- Έλεγχος και επανεξέταση της επιλεγείσας μεθόδου αναφορικά με το κατά πόσο καλύπτει τους αρχικούς στόχους σχεδιασμού
- Εφαρμογή της τελικής επέμβασης στην πράξη



(α)



(β)

Σχήμα 1.4: Τοπική ενίσχυση δοκών κτιρίου με **(α)** μανδύα περίσφιγξης, και **(β)** προσθήκη ανθρακονήματος

1.5.1. Μορφές επέμβασης

Υπάρχουν δύο είδη επέμβασης σε ένα υφιστάμενο κτίριο με σκοπό την ενίσχυσή του.

Ο πρώτος τρόπος είναι *τοπικά*, με σκοπό να αυξηθεί η αντοχή συγκεκριμένων μελών ώστε να μην αστοχούν όταν το κτίριο παραμορφώνεται μέσα στα επιτρεπτά όρια. Τέτοιες μέθοδοι είναι: α) οι τσιμεντενέσεις και ρητινενέσεις στις ρωγμές που έχουν δημιουργηθεί, β) το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μόνο του ή σε συνδυασμό με κάποια άλλη μέθοδο (*gunite*), γ) ο μανδύας περίσφιγξης (*steel jacketing*), δ) η προσθήκη επικολητών ελασμάτων από χάλυβα (*steel plate adhesion*), ε) η προσθήκη καλυμμάτων σύνθετων υλικών όπως ανθρακονήματα (*FRPs*). Στο **Σχήμα 1.4** απεικονίζονται ορισμένες από αυτές.

Μία δεύτερη ομάδα επεμβάσεων είναι σε πιο γενικό επίπεδο, στα πλαίσια δηλαδή όλης της κατασκευής. Τέτοιες μέθοδοι είναι : α) μανδύες όπλισης όπου ο σπλισμός διατρέχει όλο το μήκος του κτιρίου (*RC jacketing*), β) μεταλλικοί σύνδεσμοι (*steel bracing*), γ) σεισμική μόνωση, δ) τοιχώματα, , ε) μεταλλικοί νάρθηκες (*external buttresses*). Κάποιες από τις μεθόδους αυτές δίδονται σχηματικά στο **Σχήμα 1.5**.



(α)



(β)



(γ)

Σχήμα 1.5: Επεμβάσεις μεγαλύτερης κλίμακας με (α) μανδύες όπλισης, (β) μεταλλικού σύνδεσμοι, και (γ) διατμητικά τοιχώματα

1.5.1.1. Προσθήκη τοιχωμάτων

Αποτελεί την πλέον συνηθισμένη επιλογή επέμβασης για την ενίσχυση ενός κτιρίου. Με τον όρο τοίχωμα, αναφερόμαστε σε κατακόρυφα στοιχεία με εν γένει επιμήκη διατομή (λόγο μήκους προς πλάτος, $l/b > 4$) που διαθέτουν μεγάλη δυσκαμψία σε σύγκριση με τα οριζόντια στοιχεία με τα οποία συνδέονται σε πλαισιακή λειτουργία, μειώνοντας τις οριζόντιες μετατοπίσεις των ορόφων.

Η μεγαλύτερη δυσκαμψία του τοιχώματος ως προς τα οριζόντια στοιχεία με τα οποία συνδέεται, καθιστά το τοίχωμα έναν καμπτικό πρόβολο με πλήρη ή μερική πάκτωση στη βάση, όπου και συγκεντρώνεται κατά κύριο λόγο η καμπτική καταπόνηση. Η λειτουργία αυτή του τοιχώματος και η δημιουργία της πλαστικής άρθρωσης στη βάση εξασφαλίζονται μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού έναντι τέμνουσας. Στη βάση, λοιπόν, του τοιχώματος η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού υπολογίζεται από τη Σχέση (7):

$$V_{CD,w0} = \alpha_{CD} V_{E,w0} \quad (7)$$

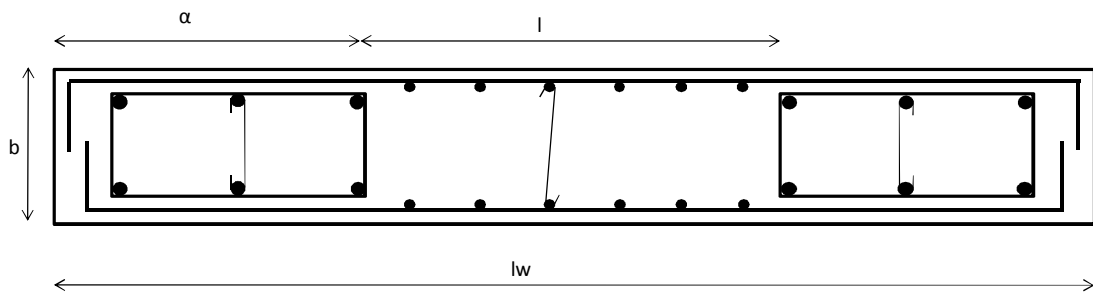
όπου:

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} M_{R,w0} / M_{E,0} \leq \eta$$

και:

- γ_{Rd} : ο συντελεστής υπεραντοχής (για τους συνήθεις χάλυβες που χρησιμοποιούμε σήμερα = 1,30)
- $V_{E,w0}$ και $M_{E,0}$: οι μέγιστες ροπές και τέμνουσες, αντίστοιχα, που αναπτύσσονται στη βάση του τοιχώματος λόγω της σεισμικής δράσης
- $M_{R,w0}$: η ροπή αντοχής σε κάμψη με αξονική δύναμη της διατομής στη βάση του τοιχώματος

Η όπλιση του τοιχώματος που προστίθεται σε ένα υπάρχον κτίριο είναι η ίδια με αυτήν που ορίζεται από τους κανονισμούς για νέες κατασκευές. Μία τυπική διατομή ενός τοιχώματος παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.6.



Σχήμα 1.6: Τυπική διάταξη οριζόντιου και κατακόρυφου οπλισμού τοιχώματος

Οι ακραίες περιοχές των κρίσιμων περιοχών του τοιχώματος σε ορισμένο μήκος από το άκρο (στο Σχήμα 1.6 σε απόσταση α), διαμορφώνονται και οπλίζονται ως περισφιγμένα υποστυλώματα. Αντίθετα, η περιοχή μεταξύ των δύο ακραίων “κρυφών” υποστυλωμάτων οπλίζεται βάσει συγκεκριμένων διατάξεων που αφορούν τον ελάχιστο και το μέγιστο οπλισμό, όπως επίσης και τις μεταξύ τους αποστάσεις. Τέλος ο σχεδιασμός της θεμελίωσης τους γίνεται όπως και των μεμονωμένων θεμελίων των υποστυλωμάτων.

Κατά το σχεδιασμό και την κατασκευή των τοιχωμάτων ιδιαίτερη προσοχή απαιτεί η χωροθέτηση τους στο κτίριο τόσο καθ ύψος όσο και στην κάτοψη του κτιρίου καθώς και η σύνδεσή τους με το σκελετό της κατασκευής. Ακόμη η τοποθέτηση του τοιχώματος πρέπει να γίνει με τέτοιο τρόπο ώστε να εξισορροπηθούν οι όποιες ασυμμετρίες στην κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας στην κάτοψη του κτιρίου. Η μεταφορά των δυνάμεων από τα διάφορα διαφράγματα και τους κόμβους στο τοίχωμα όπως επίσης και η μεταφορά των δυνάμεων από το τοίχωμα στο έδαφος μέσω της θεμελίωσης είναι καθοριστικής σημασίας για τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την τοποθέτηση του τοιχώματος. Τέλος, απαιτείται προσοχή στις ποιότητες των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν για το νέο στοιχείο του κτιρίου, ώστε να μην υπάρξει πρόβλημα λόγω των μειωμένων ή φτωχότερης ποιότητας υλικών που έχουν χρησιμοποιηθεί στο υπάρχον κτίριο και έχουν προσδιοριστεί από επιτόπου μετρήσεις ή μετρήσεις στο εργαστήριο.

Βάσει των κανονισμών, όπως και στα θεμέλια των υποστυλωμάτων έτσι και για το θεμέλιο τοιχώματος επιβάλλεται ελαστική συμπεριφορά της θεμελίωσης. Το ανασήκωμα ή η ολίσθηση απαγορεύονται και η μη εκδήλωσή τους εξασφαλίζεται μέσω του σχεδιασμού. Κατ' αυτόν τον τρόπο η αντοχή της θεμελίωσης είναι κατά πολύ μεγαλύτερη από αυτή του τοιχώματος.

Σχετικά με τη θεμελίωση του κτιρίου, όπως συμβαίνει με οποιαδήποτε μορφή ενίσχυσης έτσι και στην περίπτωση προσθήκης τοιχώματος, η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της ανωδομής οδηγεί σε αυξημένη τέμνουσα δύναμη που μεταφέρεται από στο έδαφος μέσω της θεμελίωσης. Έτσι η ροπή που καταπονεί τη θεμελίωση είναι εξίσου αυξημένη λόγω της τέμνουσας δύναμης. Οι αυξημένες ροπές έχουν ως αποτέλεσμα τα στοιχεία περιμετρικά του τοιχώματος να δέχονται μεγαλύτερες αξονικές δυνάμεις υπό τη σεισμική φόρτιση. Ως εκ τούτου, όπως προβλέπει ο ικανοτικός σχεδιασμός της θεμελίωσης, είναι απαραίτητη η ενίσχυση και της θεμελίωσης του κτιρίου είτε με την προσθήκη πασσάλων, είτε με ένταξη των μεμονωμένων θεμελίων σε πεδιλοδοκούς, είτε μέσω απευθείας ενίσχυσης του θεμελίου.

Στην περίπτωση κτιρίου με πιλοτή, όπως αυτό που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, η προσθήκη τοιχώματος είναι μία αποδεκτή λύση αφού η όποια ενίσχυση πρέπει να αποσκοπεί στην ομοιόμορφη αύξηση της δυσκαμψίας καθ ύψος του κτιρίου. Η απλή πλήρωση του ισογείου δεν είναι αποτελεσματική καθώς θα μεταφέρει την αστοχία από την πιλοτή στους πιο πάνω ορόφους.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

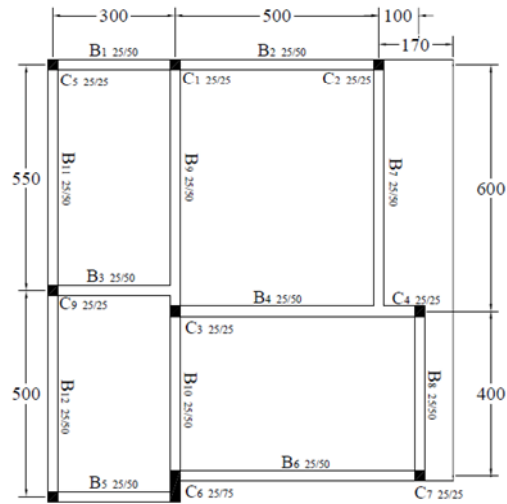
ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε ένα τριώροφο κτίριο το οποίο είναι αντιπροσωπευτικό των κατασκευών στη νότια Ευρώπη τη δεκαετία του '70, βάσει των τότε ισχυόντων κανονισμών για κτίριο ωπλισμένου σκυροδέματος. Συνεπώς πρόκειται για ένα κτίριο χωρίς αντισεισμικό κανονισμό, με ανεπαρκή οπλισμό στους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων και με απουσία οπλισμού περίσφιγξης. Το κτίριο αποτέλεσε αντικείμενο μελέτης της Διδακτορικής διατριβής του Marco Di Ludonico στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος SPEAR. Τα πειράματα έλαβαν χώρα στο εργαστήριο ELSA του πανεπιστημίου της Νάπολης (UNIVERSITA DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II, POLO DELLE SCIENZE E DELLE TECNOLOGIE), όπου επιπρόσθετα εκτελέστηκαν τρισδιάστατες αναλύσεις με χρήση κώδικα πεπερασμένων στοιχείων.

2.1 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

2.1.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κτιρίου

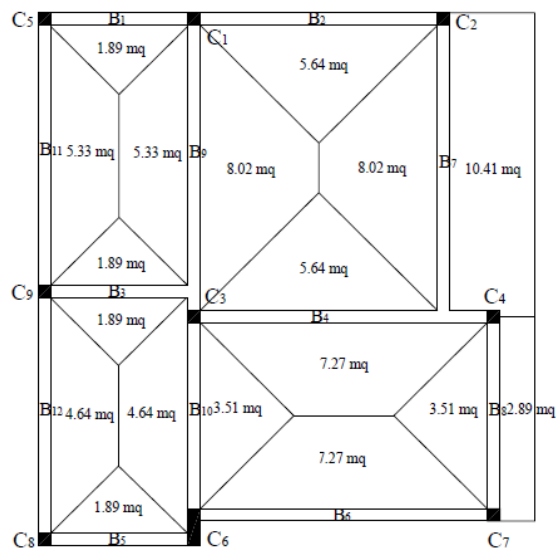
Πρόκειται για ένα κτίριο συνολικού ύψους 9 m, με καθαρό ύψος ορόφου 2,5 m. Το συνολικό ύψος κάθε ορόφου είναι 3 m ενώ το καθαρό ύψος των υποστυλωμάτων μεταξύ των δοκών είναι 2,5 m. Η κάτοψη του κτιρίου είναι μη συμμετρική, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.1**.



Σχήμα 2.1: Κάτοψη κτιρίου

2.1.2 Φορτία ορόφων κτιρίου

Τα μόνιμα φορτία περιλαμβάνουν αυτά των ορόφων, το ίδιο βάρος των δοκών καθώς επίσης και το ίδιο βάρος των πλακών. Θεωρήθηκε ότι τα φορτία των πλακών κατανέμονται στις δοκούς βάσει των τραπεζοειδών επιφανειών επιρροής που απεικονίζονται στο Σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.2: Διανομή των φορτίων των πλακών στις δοκούς

Στους Πίνακες 2.1 και 2.2. συνοψίζονται οι τιμές των φορτίων κάθε δοκού σε καθεμιά από τις 3 στάθμες.

1ος - 2ος όροφος	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΟ ΕΠΙΡΡΟΗΣ	ΙΒ ΠΛΑΚΩΝ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΦΟΡΤΙΟ ΔΟΚΟΥ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΑ ΜΕΤΡΟ ΔΟΚΟΥ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΟΚΟΥ
	[m]	[m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]
B1	3	1.89	2.36	0.32	3.125	5.8	17.4
B2	5	5.64	4.23	0.56	3.125	7.92	39.6
B3	3	3.78	4.73	0.63	3.125	8.48	25.44
B4	6	12.91	8.07	1.08	3.125	12.27	73.62
B5	3	1.89	2.36	0.32	3.125	5.8	17.4
B6	6	7.27	4.54	0.61	3.125	8.27	49.62
B7	6	18.43	11.52	1.54	3.125	16.18	97.08
B8	4	6.4	6	0.8	3.125	9.93	39.72
B9	6	13.35	8.34	1.11	3.125	12.58	75.48
B10	4.25	8.15	7.19	0.96	3.125	11.28	47.94
B11	5.5	5.33	3.63	0.48	3.125	7.24	39.82
B12	5	4.64	3.48	0.46	3.125	7.07	35.35
ΣΥΝΟΛΟ		89.68					558.47

Πίνακας 2.1: Φορτία δοκών 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου λόγω των ίδιου βάρους των πλακών καθώς και των μόνιμων φορτίων που δρουν σε αυτές

3ος όροφος	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΟ ΕΠΙΡΡΟΗΣ	ΙΒ ΠΛΑΚΩΝ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΦΟΡΤΙΟ ΔΟΚΟΥ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΑ ΜΕΤΡΟ ΔΟΚΟΥ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΟΚΟΥ
	[m]	[m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]
B1	3	1.89	2.36	0	3,125	5.49	16.47
B2	5	5.64	4.23	0	3,125	7.36	36.8
B3	3	3.78	4.73	0	3,125	7.85	23.55
B4	6	12.91	8.07	0	3,125	11.19	67.14
B5	3	1.89	2.36	0	3,125	5.49	16.47
B6	6	7.27	4.54	0	3,125	7.67	46.02
B7	6	18.43	11.52	0	3,125	14.64	87.84
B8	4	6.4	6	0	3,125	9.13	36.52
B9	6	13.35	8.34	0	3,125	11.47	68.82
B10	4.25	8.15	7.19	0	3,125	10.32	43.86
B11	5.5	5.33	3.63	0	3,125	6.76	37.18
B12	5	4.64	3.48	0	3,125	6.61	33.05
ΣΥΝΟΛΟ		89.68					513.72

Πίνακας 2.2: Φορτία δοκών 3ου ορόφου λόγω του ίδιου βάρους των πλακών (φορτία επικάλυψης και άλλα μόνιμα φορτία δεν έχουμε καθώς είναι ο τελευταίος όροφος)

Το κινητό φορτίο που δρα στην κατασκευή είναι ίσο με 2 kN/m^2 , ενώ η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες (οιονεί μόνιμες) μεταβλητές δράσεις λήφθηκε ίση με 0,3 (κατασκευαστικές οδηγίες ORDINAZA 3431).

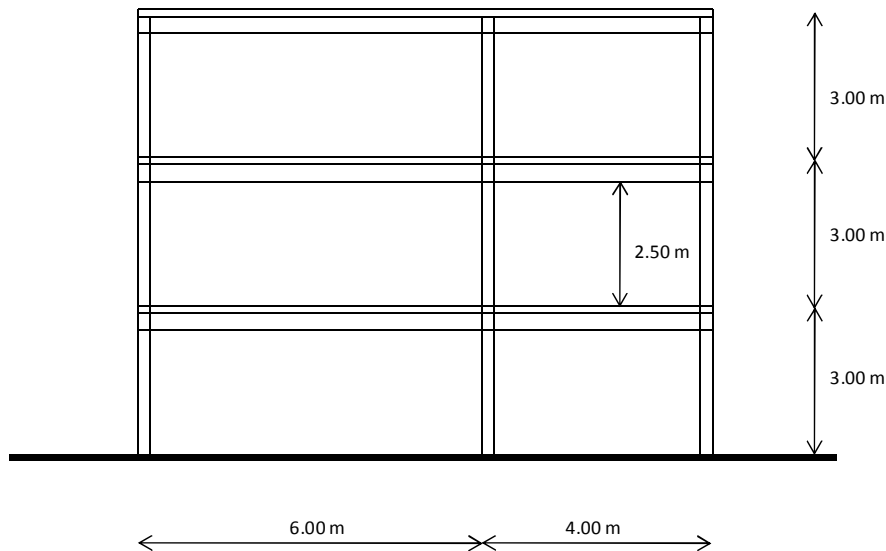
Λαμβάνοντας υπόψη και το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων οι μάζες των ορόφων, θεωρώντας ότι είναι συγκεντρωμένες στο κέντρο μάζας κάθε ορόφου, προέκυψαν **65,86 tn** για τον πρώτο και το δεύτερο όροφο και **63,28 tn** για τον τρίτο.

2.2 ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟ ΤΟΥ ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

2.2.1 Φορτία ορόφων εξεταζόμενης διατομής του κτιρίου

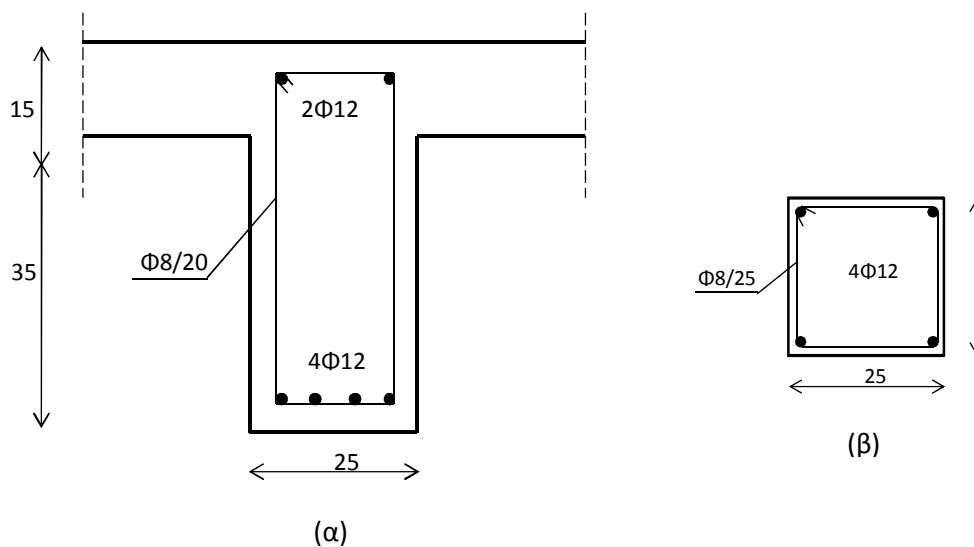
Παρόλο τον τρισδιάστατο χαρακτήρα του προβλήματος, στη διπλωματική αυτή εργασία εκτελέστηκαν δισδιάστατες αναλύσεις. Η επιθυμητή ισοδυναμία των δύο συστημάτων εξασφαλίστηκε με την υιοθέτηση κατάλληλων συντελεστών. Επίσης πρόκειται για ένα αρκετά συμμετρικό κτίριο ως προς τις διαστάσεις και τη δυσκαμψία στις δύο διευθύνσεις. Έτσι, εξετάστηκε μία τυπική “φέτα” του συστήματος εδάφους - ανωδομής, όχι ακραία, λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμικότητα των υλικών. Το εμβαδό που αναλογεί στην εξεταζόμενη διατομή είναι ίσο με το $1/3$ του συνολικού εμβαδού της κάτοψης του κτιρίου.

Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.3**, το εξεταζόμενο ισοδύναμο σύστημα αποτελείται από δύο άνισα 6 και 4 μέτρων το καθένα. Και τα τρία υποστυλώματα του μοντέλου είναι τετραγωνικά διαστάσεων $25 \times 25 \text{ (cm}^2\text{)}$, θεώρηση που δεν απέχει πολύ από την πραγματικότητα όπου μόνο ένα υποστυλώμα είναι ορθογωνικό με τη μεγάλη του διάσταση κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Όσον αφορά τη θεμελίωση, αυτή αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα διαστάσεων $1,80 \times 1,80 \text{ (m}^2\text{)}$.



Σχήμα 2.3: Εξεταζόμενη διατομή του κτιρίου

Οι οπλισμοί τόσο των υποστυλωμάτων όσο και των δοκών φαίνονται στο **Σχήμα 2.4**. Όπως συνηθιζόταν την εποχή εκείνη, έχουν χρησιμοποιηθεί λείες ράβδοι χάλυβα με όριο διαρροής $f_y = 320$ MPa, ενώ το χρησιμοποιηθέν σκυρόδεμα είχε αντοχή $f_c = 25$ MPa. Πιο αναλυτικά, στα υποστυλώματα έχει τοποθετηθεί διαμήκης οπλισμός αποτελούμενος από 4 σίδερα διαμέτρου 12 mm, ένα σε κάθε γωνία. Οι εγκάρσιοι οπλισμοί αποτελούνται από σίδερα διαμέτρου 8 mm ανά 25 mm. Στις δοκούς, έχουν τοποθετηθεί διαμήκεις ράβδοι διαμέτρου 12 mm σύμφωνα με τη διάταξη του **Σχήματος 2.4**, οι οποίες λυγίζουν σε 45° κοντά στη σύνδεση δοκού – υποστυλώματος. Εγκάρσια έχουν τοποθετηθεί συνδετήρες διαμέτρου 8 mm ανά 20 mm. Οι εγκάρσιοι οπλισμοί σε δοκούς και υποστυλώματα αναλαμβάνουν την τέμνουσα δύναμη αλλά ταυτόχρονα συμβάλλουν άτυπα στην περίσφιξη. Η περίσφιξη αυτή δεν είναι ιδιαίτερως αποδοτική μιας και την περίοδο που σχεδιάστηκε το κτίριο οι κανονισμοί δεν την επέβαλλαν.



Σχήμα 2.4: Τυπική όπλιση (α) δοκού, και (β) υποστυλώματος

Ανάγοντας τα φορτία στην υπό εξέταση διατομή του κτιρίου, οι μάζες που αντιστοιχούν σε κάθε όροφο μειώνονται στο 1/3 της αρχικής τους τιμής. Συνεπώς, στον πρώτο και το δεύτερο όροφο η μάζα είναι 21,95tn αντίστοιχα, ενώ στον τρίτο είναι 21,09tn. Έτσι, το συνολικό φορτίο στην κατασκευή είναι $2 \cdot 21,95 \cdot 9,81 + 21,09 \cdot 9,81 = 637,55 \text{ kN}$.

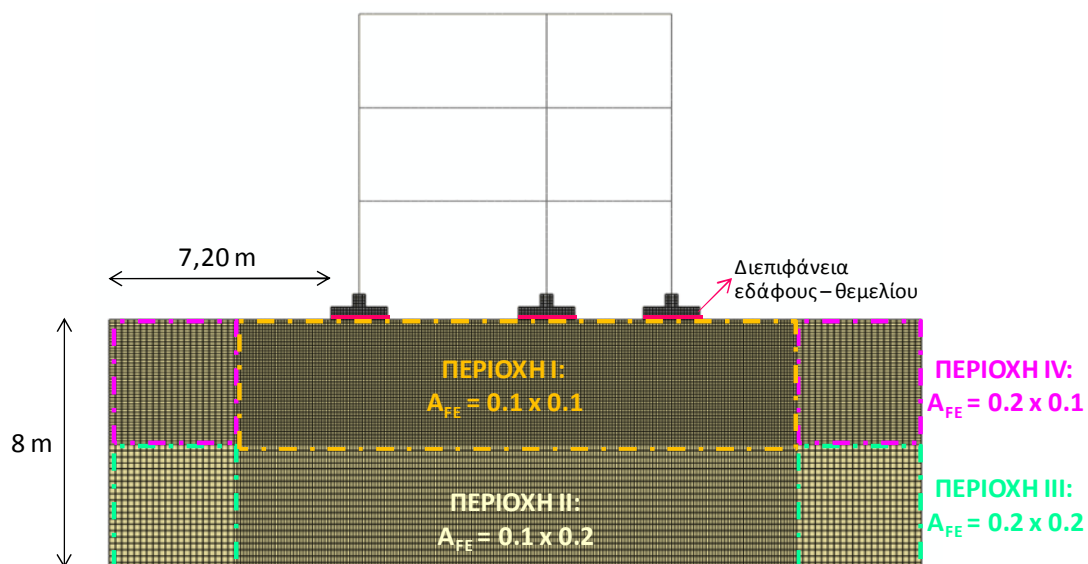
2.2.2 Ισοδύναμη δισδιάστατη θεμελίωση

Όλες οι αναλύσεις διεξήχθησαν υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, υιοθετώντας μία “φέτα” του εδάφους και της κατασκευής. Ενώ το πραγματικό πρόβλημα είναι καθαρά τρισδιάστατο, στην παρούσα εργασία εξετάσαμε ένα ισοδύναμο δισδιάστατο πρόβλημα λαμβάνοντας υπόψη το συντελεστή σχήματος κατά Meyerhof 1967 για τετραγωνικά θεμέλια ο οποίος ισούται με 1,2.

2.3 ΠΡΟΣΟΜΙΩΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Προκειμένου να προσδιοριστεί η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου που περιγράφηκε πιο πάνω, διεξήχθησαν διδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιώντας τον κώδικα ABAQUS.

Ως προς τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του προσομοιώματος, οι διαστάσεις της ανωδομής είναι όπως φαίνονται στο **Σχήμα 2.3** ενώ το πάχος και το μήκος της εδαφικής στρώσης, επιλέχθηκε με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζει η ύπαρξη συνόρων τα αποτελέσματα. Το βάθος του εδάφους είναι περίπου ίσο με $8B = 7,2 \approx 8\text{m}$, ενώ δεξιά και αριστερά των θεμελίων η ελεύθερη απόσταση είναι πάλι $8B = 7,2\text{m}$. Οι διαστάσεις των στοιχείων του κανάβου του εδάφους χωρίζονται σε 4 περιοχές ανάλογα με τις διαστάσεις των πεπερασμένων στοιχείων, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.5**. Ακριβώς κάτω από τα θεμέλια ο κανάβος είναι αρκετά πυκνός ώστε να έχουμε ακρίβεια στα αποτελέσματα.



Σχήμα 2.5: Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων

Ως προς τον τύπο των πεπερασμένων στοιχείων, οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με δισδιάστατα μη γραμμικά στοιχεία δοκού ενώ τα θεμέλια του κτιρίου και το έδαφος με συνεχή τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (CPE4). Προκειμένου να ληφθεί υπόψη στο μοντέλο η διαφραγματική λειτουργία των πλακών, χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία που επιβάλλουν κινηματικούς περιορισμούς (TRUSS elements). Τέλος, χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας μεταξύ θεμελίων - εδάφους που επιτρέπουν την ολίσθηση βάσει του νόμου τριβής Coulomb, καθώς και την αποκόλληση και το ανασήκωμα του θεμελίου από το έδαφος μέσω της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής τους.

2.3.1 Βαθμονόμηση προσομοιώματος

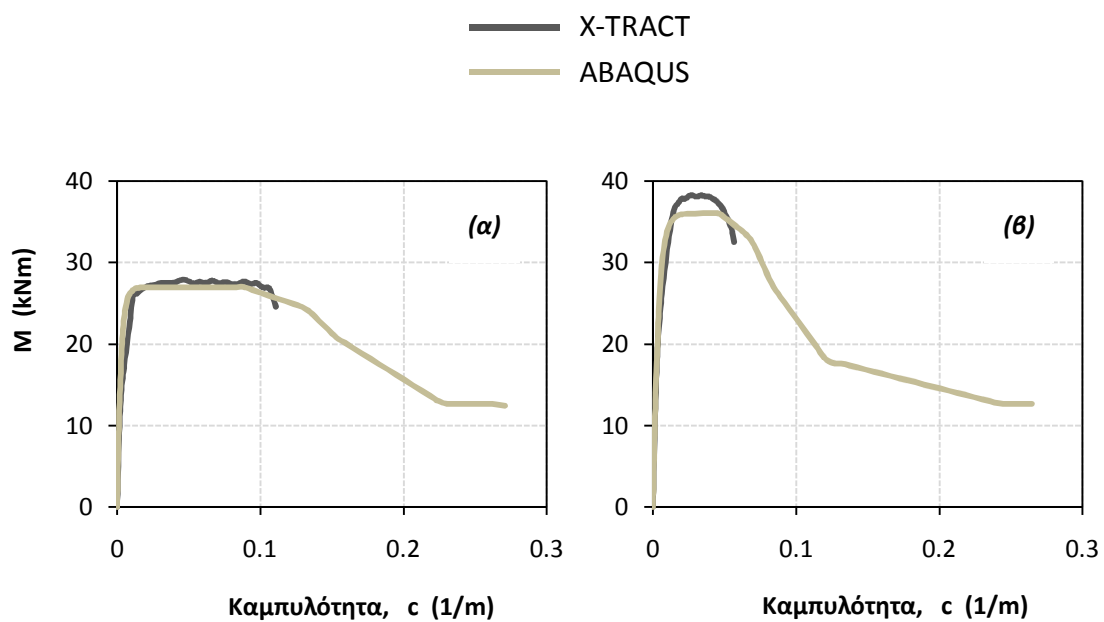
Υποστυλώματα

Από τους οπλισμούς των υποστυλωμάτων εξήχθησαν τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων με τη βοήθεια του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων X-TRACT, λαμβάνοντας υπόψη την αξονική δύναμη του καθενός. Στη συνέχεια μέσω κατάλληλων παραμέτρων εισήχθη η καμπύλη αυτή στον κώδικα ABAQUS. Θεωρήθηκε ότι η αξονική δύναμη κάθε υποστυλώματος είναι ανάλογη με την επιφάνεια επιρροής του. Έτσι, το πλάτος επιρροής του αριστερού υποστυλώματος είναι ίσο με το μισό του ανοίγματος, δηλαδή 3m, για το μεσαίο υποστυλώμα είναι 3m και 2m από τα φατώματα εκατέρωθεν του αντίστοιχα, ενώ για το δεξί είναι 2m. Επομένως, σε κάθε ένα υποστυλώμα από αριστερά προς τα δεξιά, το ποσοστό της επιφάνειας επιρροής που του αντιστοιχεί είναι 3/10, 5/10 και 2/10 του συνολικού πλάτους των 10m, αντίστοιχα.

Τελικώς, οι αξονικές δυνάμεις σε κάθε υποστυλώμα είναι:

- αριστερό υποστυλώμα : $637,55 * 3 / 10 = 191,27 \text{ kN}$
- κεντρικό » : $637,55 * 5 / 10 = 320,00 \text{ kN}$
- δεξί » : $637,55 * 2 / 10 = 127,51 \text{ kN}$

Επιλέχθηκε να βαθμονομηθούν τα δύο ακραία υποστυλώματα θεωρώντας ότι καταπονούνται από το ίδιο αξονικό φορτίο των 160 kN. Το μεσαίο υποστυλώμα βαθμονομήθηκε με αξονικό φορτίο 320 kN. Η καμπύλη ροπών καμπυλοτήτων όπως προέκυψε από το X-TRACT βάσει των σπλισμών των υποστυλωμάτων καθώς και η αντίστοιχη που εισήχθηκε στο ABAQUS μέσω κατάλληλης υπορουτίνας παρουσιάζονται συγκριτικά στο **Σχήμα 2.6** για τις δύο περιπτώσεις φόρτισης. Η συγκεκριμένη υπορουτίνα υπολογίζει τη ροπή αντοχής βάσει της τιμής του αξονικού φορτίου θεωρώντας τη διατομή ως ομοιογενή και χαλύβδινη.



Σχήμα 2.6: Καμπύλες ροπής – καμπυλότητας των υποστυλωμάτων όπως προέκυψαν από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων X-TRACT βάσει της όπλισής τους σε σύγκριση με τα αποτελέσματα από τον κώδικα ABAQUS βασισμένα στη βαθμονόμηση που κάναμε **(α)** για τα δύο ακραία υποστυλώματα με αξονικό φορτίο 160 kN, και **(β)** για το μεσαίο με αξονικό φορτίο 320 kN.

Στη συνέχεια των αναλύσεων εξετάστηκε η επιρροή της τοιχοποιίας στη συμπεριφορά του κτιρίου (Κεφάλαιο 4), όπου και πάλι ακολουθήθηκε η ίδια βαθμονόμηση για τα υποστυλώματα.

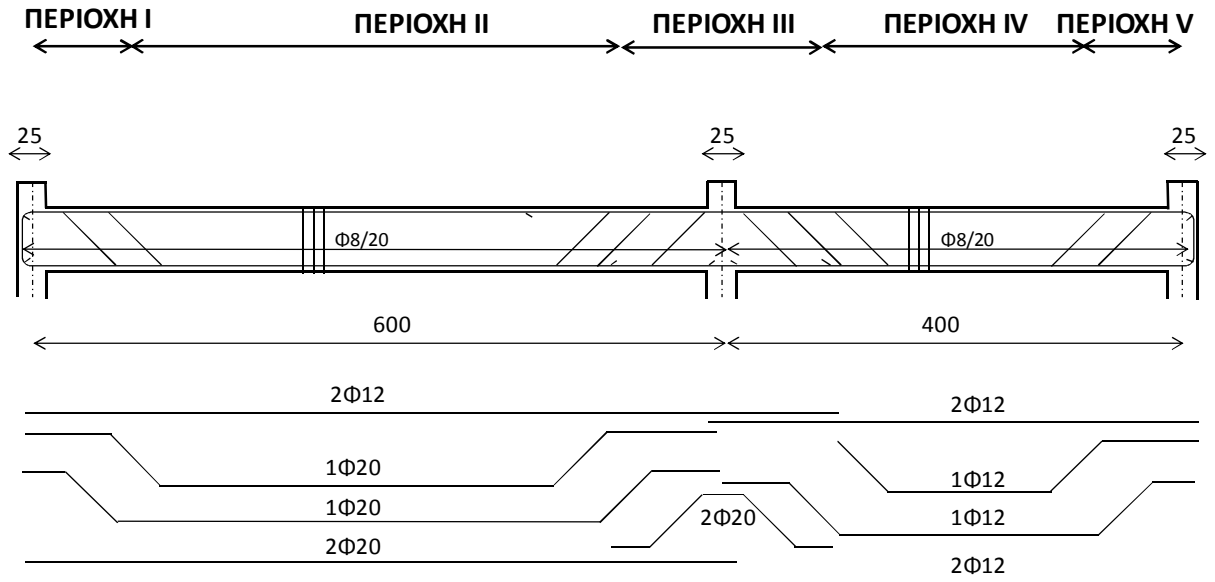
Τέλος, στο τελευταίο μέρος των αναλύσεων, οπότε και εξετάστηκε η συμπεριφορά του κτιρίου ύστερα από την τοποθέτηση διατμητικού τοιχώματος για ενίσχυση, (Κεφάλαιο 5) προστέθηκε στην κατασκευή βάρος, οφειλόμενο κυρίως στο θεμέλιο του τοιχώματος, το οποί προκάλεσε πρόσθετες καθιζήσεις και κατά συνέπεια ανακατανομή της έντασης των υποστυλωμάτων. Προκειμένου να προσομοιωθεί η νέα καταπόνηση και συμπεριφορά της κατασκευής, κάθε υποστύλωμα βαθμονομήθηκε ξεχωριστά λαμβάνοντας υπόψη την καθ' ύψος αλλαγή της ροπής αντοχής εξαιτίας της διαφοροποίησης των αξονικών δυνάμεων. Για το αξονικό φορτίο στη στάθμη κάθε ορόφου (υπό τα στατικά φορτία), υπολογίστηκε για κάθε ένα από τα τρία υποστυλώματα το διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας, βάσει του κώδικα X-TRACT και στη συνέχεια εισήχθηκε η συμπεριφορά αυτή στον κώδικα ABAQUS μέσω της ίδιας υπορουτίνας με προηγουμένως. Ο σπλισμός των υποστυλωμάτων δε μεταβάλλεται από όροφο σε όροφο, αλλά παραμένει σταθερός καθ' ύψος όλων των υποστυλωμάτων. Σύμφωνα με αυτή την αντιμετώπιση, προκύπτουν 9 διαφορετικές βαθμονομήσεις (3 για κάθε υποστύλωμα) με τις μέγιστες ροπές αντοχής να έχουν ως εξής:

- ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ: Ισόγειο $M_{RD} \approx 32 \text{ kNm}$
 1^{ος} όροφος $M_{RD} \approx 27 \text{ kNm}$
 2^{ος} όροφος $M_{RD} \approx 22 \text{ kNm}$
- ΜΕΣΑΙΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ: Ισόγειο $M_{RD} \approx 44 \text{ kNm}$
 1^{ος} όροφος $M_{RD} \approx 36 \text{ kNm}$
 2^{ος} όροφος $M_{RD} \approx 27 \text{ kNm}$
- ΔΕΞΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ: Ισόγειο $M_{RD} \approx 26 \text{ kNm}$
 1^{ος} όροφος $M_{RD} \approx 23 \text{ kNm}$
 2^{ος} όροφος $M_{RD} \approx 19 \text{ kNm}$

Αναλυτικά τα διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων επισυνάπτονται στο Παράρτημα Α.

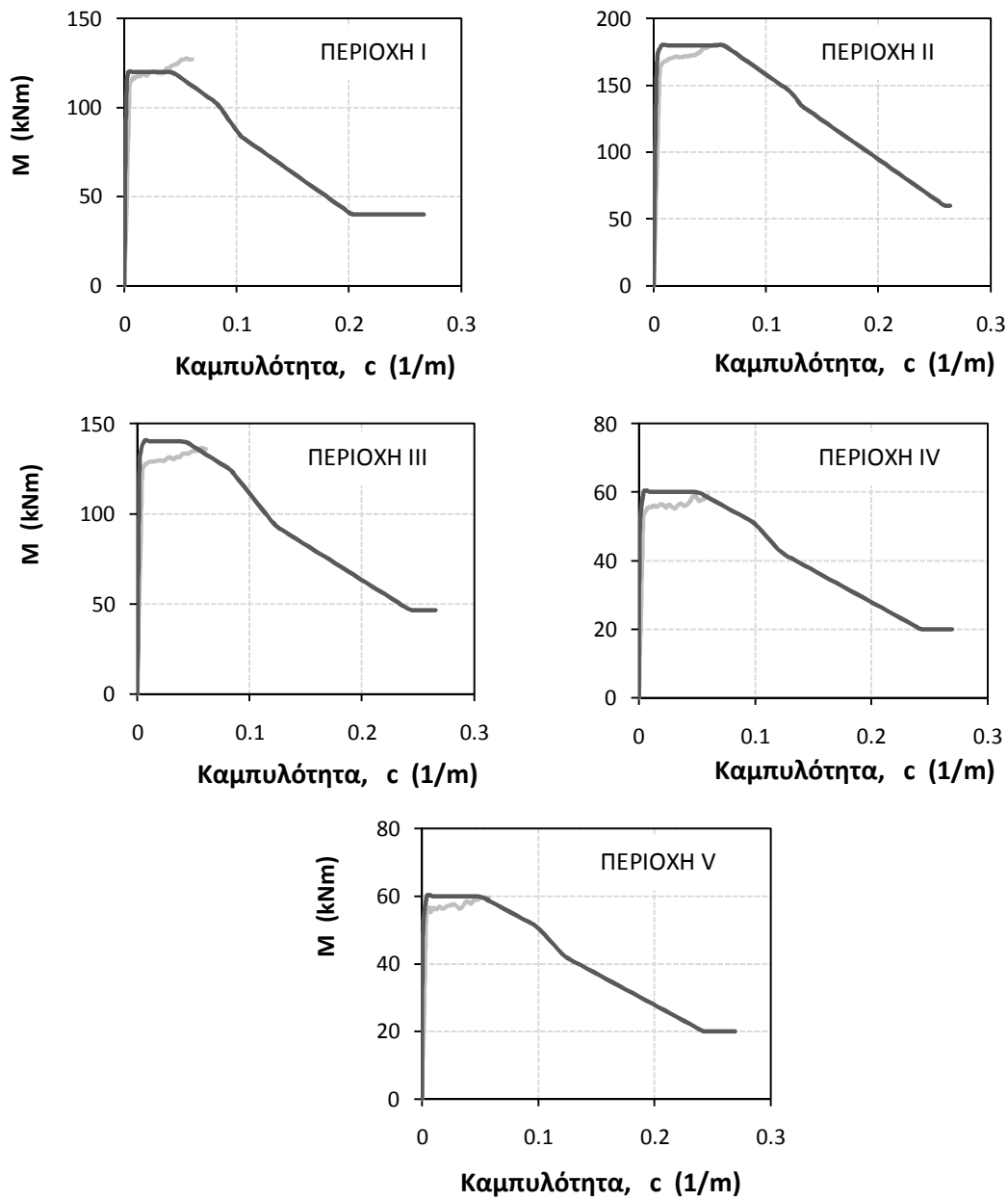
Δοκοί

Στις αναλύσεις που διεξήχθησαν, τα φορτία που αναλαμβάνει κάθε δοκός λήφθηκαν υπόψη μέσω της πυκνότητας τους. Έτσι η πυκνότητα δε λήφθηκε 25 kN/m^3 (δηλαδή αυτή του σκυροδέματος), αλλά 17 kN/m^3 . Ως προς τη βαθμονόμηση των δοκών, αυτή έγινε με βάση τον οπλισμό τους με αποτέλεσμα να θεωρηθούν 3 διαφορετικές διατομές κατά μήκος των δοκών κάθε ορόφου εξαιτίας της διαφορετικής όπλισης, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.8**.



Σχήμα 2.8: Περιοχές όπλισης δοκών

Η αντοχή κάθε περιοχής σε όρους ροπών καμπυλοτήτων υπολογίστηκε με το XTRACT και παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.9** σε σύγκριση με την αντίστοιχη καμπύλη από το ABAQUS.



Σχήμα 2.9: Διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων για τις πέντε διαφορετικές περιοχές όπλισης των δοκών βάσει του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων X-TRACT και του κώδικα ABAQUS.

Έδαφος

Για να προσομοιώσουμε τη μη γραμμική ελαστοπλαστική συμπεριφορά της αργίλου υπό αστράγγιστες συνθήκες, χρησιμοποιήθηκε ένα καταστατικό προσομοίωμα με κριτήριο αστοχίας Von Mises και με κινηματικό νόμο κράτυνσης. Σύμφωνα με αυτό το κριτήριο αστοχίας, το οποίο και είναι διαθέσιμο στον κώδικα ABAQUS, η εξέλιξη των τάσεων ακολουθεί τη σχέση:

$$\sigma = \sigma_0 + \alpha$$

όπου σ_0 είναι η τάση που αντιστοιχεί σε μηδενική παραμόρφωση και θεωρείται σταθερή ($\sigma_0 = \sigma|_0$). Η παράμετρος α προσδιορίζει την κινηματική εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στο πεδίο των τάσεων και ορίζεται ως συνιστώσα κινηματικής κράτυνσης. Η επιφάνεια διαρροής, ανεξαρτήτως της εκάστοτε τάσεως σ , μπορεί να περιγραφεί από μία συνάρτηση F της μορφής:

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma_0$$

Η εξέλιξη των τάσεων αποτελείται πρώτον από μία ιστροπική συνιστώσα κράτυνσης που εκφράζει τη μεταβολή της ισοδύναμης τάσης προσδιορίζοντας το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής σ_0 , ως συνάρτηση της πλαστικής παραμόρφωσης, και δεύτερον από μία μη γραμμική κινηματική συνιστώσα που περιγράφει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στο πεδίο των τάσεων, όπως ορίζεται μέσω της παραμέτρου α . Ο τελευταίος αυτός κινηματικός νόμος, περιέχει έναν καθαρά κινηματικό όρο (γραμμικός νόμος κράτυνσης Ziegler,) ενώ η μη γραμμικότητα εισάγεται μέσω ενός όρου χαλάρωσης.

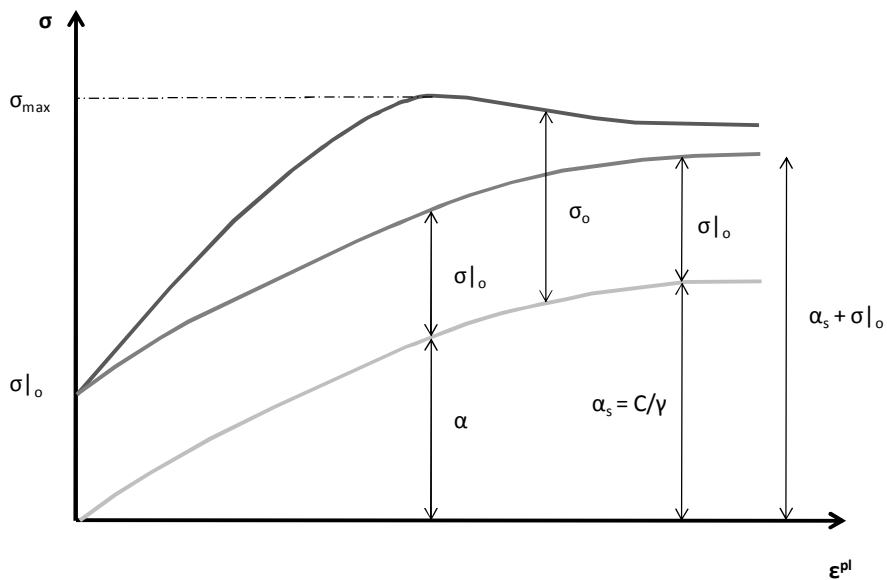
Η εξέλιξη της κινηματικής συνιστώσας της τάσης διαρροής περιγράφεται από τη σχέση:

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{\sigma_0} (\sigma - \alpha)^{\dot{\epsilon}^{pl}} - \gamma \alpha \dot{\epsilon}^{pl}$$

όπου $\dot{\varepsilon}^{pl}$: είναι ο ρυθμός πλαστικής παραμόρφωσης, C είναι ο αρχικός συντελεστής κινηματικής κράτυνσης ($C = \frac{\sigma_y}{\varepsilon_y} = E$), ενώ ο συντελεστής γ προσδιορίζει το ρυθμό μείωσης της κινηματικής κράτυνσης με την αύξηση της πλαστικής παραμόρφωσης.

Στο **Σχήμα 2.10**, παρουσιάζεται η εξέλιξη των δύο συνιστωσών της κράτυνσης για πολυαξονική φόρτιση. Σύμφωνα με τον κινηματικό νόμο, η παράμετρος α πρέπει να

βρίσκεται εντός κυλίνδρου ακτίνας $\sqrt{\frac{2}{3}} \frac{C}{\gamma}$



Σχήμα 2.10: Μονοδιάστατη απεικόνιση του μη γραμμικού προσομοιώματος κινηματικής κράτυνσης με κριτήριο αστοχίας Von Mises όπως χρησιμοποιείται από τον κώδικα ABAQUS

Εφόσον η επιφάνεια διαρροής έχει περιορισμένο εύρος, ένα τυχαίο σημείο του τασικού πεδίου πρέπει να βρίσκεται εντός κυλίνδρου ακτίνας $\sqrt{\frac{2}{3}}\sigma_y$, όπου η τάση σ_y είναι η μέγιστη τάση στον κορεσμό. Σε μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις, η τάση σ τείνει στην τιμή σ_y , ενώ η παράμετρος α παίρνει την τιμή $\alpha_s = \frac{C}{\gamma}$ και συνεπώς η παράμετρος α τείνει να πάρει την τιμή 0.

Για αργίλους υπό αστράγγιστες συνθήκες, η μέγιστη τάση διαρροής είναι $\sigma_y = \sqrt{3}S_u$.

Βάσει του νόμου Von Mises που περιγράψαμε όμως, η τάση διαρροής είναι

$$\sigma_y = \frac{C}{\gamma} + \sigma_0$$

Συνεπώς, η παραμόρφωση στη διαρροή είναι :

$$\sigma_y = \sqrt{3}S_u \Rightarrow \frac{C}{\gamma} + \sigma_0 = \sqrt{3}S_u \Rightarrow \gamma = \frac{C}{\sqrt{3}S_u - \sigma_0}$$

Η παράμετρος C εκφράζει την αρχική ελαστική δυσκαμψία (για μικρές παραμορφώσεις) και μπορεί να προσδιοριστεί με τη βοήθεια της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων V_s ή μέσω εμπειρικών σχέσεων. Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος, χρησιμοποιήθηκαν δημοσιευμένες καμπύλες $G-\gamma$ της βιβλιογραφίας, ακολουθώντας τη διαδικασία που περιγράφεται από τους Gerolymos et al. [2005].

Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους είναι ίση με $S_u = 50\text{kPa}$ ενώ το μέτρο ελαστικότητάς του είναι $E = 90\text{MPa}$.

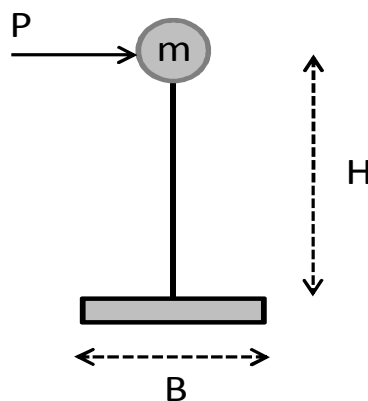
Θεμελίωση

Τα θεμέλια έχουν ελαστική συμπεριφορά διότι είναι άκαμπτα στοιχεία με πολύ μεγάλη αντοχή. Συνεπώς, σε περίπτωση αστοχίας στη θεμελίωση θα έχουμε βλάβες στο υποσύλωμα και όχι στο πέδιλο.

Για $S_u = 50 \text{ kPa}$, διαστάσεις θεμελίου $B = L = 1,80 \text{ m}$ και συντελεστή σχήματος 1,2, το οριακό φορτίο κατά Prandl, 1921 είναι :

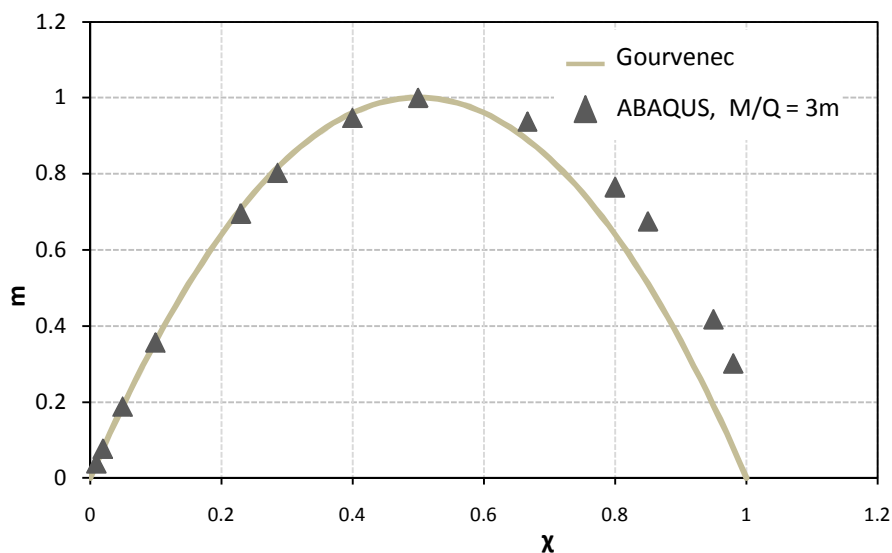
$$P_u = (\pi + 2) * S_u * B * L \approx 1000 \text{ kN}$$

Ωστόσο, στην περίπτωση του υποστυλώματος, το θεμέλιο καταπονείται από συνδυασμό κατακόρυφου φορτίου (το βάρος της μάζας m), τέμνουσας δύναμης και ροπής. Επίσης, η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων συνεχώς αλλάζει στο κτίριο. Για να λάβουμε υπόψη τους πιο πάνω παράγοντες εκτελέστηκε μία σειρά αναλύσεων στατικώς αυξανόμενης μετακίνησης προκειμένου να προσδιοριστεί η αντοχή του συστήματος εδάφους – θεμελίου σε όρους $M - \theta$. Τα συστήματα που εξετάσαμε ήταν μονοβάθμιοι ταλαντωτές με μία συγκεντρωμένη μάζα m σε ύψος $H = 3\text{m}$, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.11**. Το ύψος H προέκυψε από το λόγο ροπής προς τέμνουσας θεωρώντας ότι μετά την πλαστικοποίηση του υποστυλώματος στον 1^ο όροφο, αυτό συμπεριφέρεται ως πρόβολος.



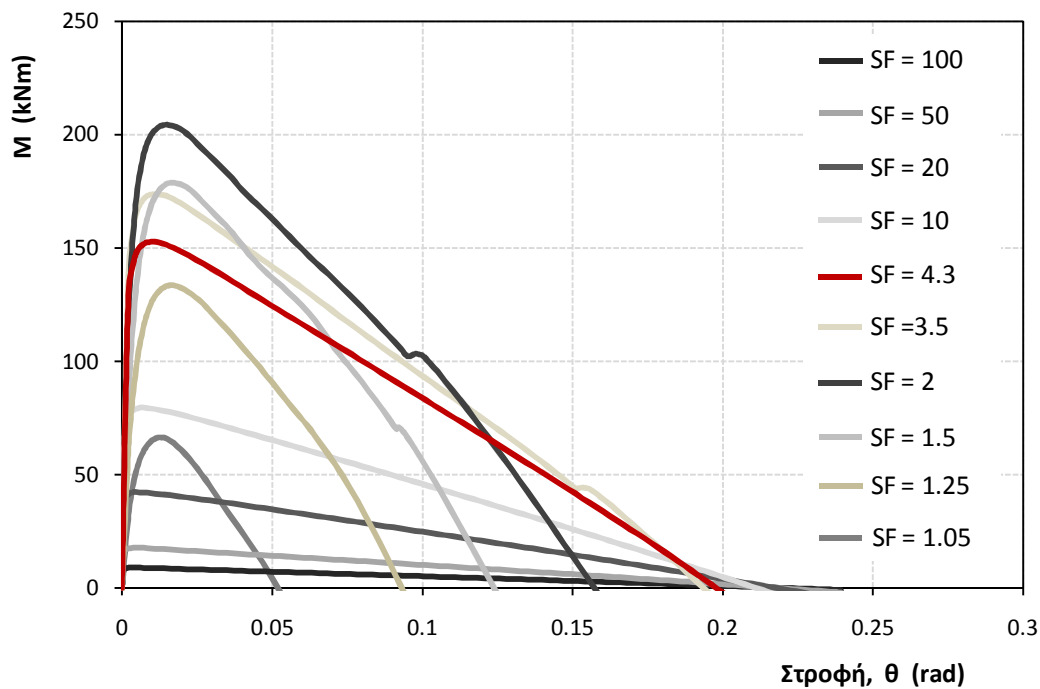
Σχήμα 2.11: Ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής

Η τιμή της μάζας m κυμαίνεται από 1,1 tn έως 101 tn ώστε να εξετάσουμε όλες τις πιθανές τιμές του αξονικού φορτίου. Αλλάζοντας τη μάζα, αλλάζει και ο συντελεστής ασφαλείας SF , αφού το πλάτος B του θεμελίου παραμένει σταθερό. Στο **Σχήμα 2.12** συγκρίνεται η καμπύλη $m - \chi$, όπως προέκυψε από τις αναλύσεις σε σύγκριση με τη θεωρητική καμπύλη Gourvenec, όπου m είναι ο λόγος της μέγιστης ροπής στη βάση κάθε μονοβάθμιου συστήματος προς τη μέγιστη ροπή για συντελεστή ασφαλείας $SF = 2,5$, και χ είναι ο αντίστροφος του συντελεστή ασφαλείας ($\chi = 1/SF$). Να σημειωθεί ότι τα φαινόμενα $P - \delta$ δε λήφθηκαν υπόψη στις αναλύσεις ώστε τα αποτελέσματα να μπορούν να συγκριθούν με τα αντίστοιχα θεωρητικά.



Σχήμα 2.12: Συγκριτικά αποτελέσματα σε όρους ανοιγμένης ροπής και αντίστροφου συντελεστή ασφαλείας για πλάτος θεμελίου $B = 1.80$ m και ύψος ταλαντωτή $H = 3,8$ m, αγνοώντας φαινόμενα δευτέρας τάξης ($P - \delta$).

Τα ίδια αποτελέσματα σε όρους ροπής στρόφης του θεμελίου παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.13** . Στα αποτελέσματα αυτά έχουν ληφθεί υπόψη τα φαινόμενα P – δ.



Σχήμα 2.13: Διάγραμμα ροπών – στροφών θεμελίου για ένα εύρος συντελεστών ασφαλείας μεταξύ $SF = 100$ και $SF = 1,05$, και για ύψος $H = 3,8m$, έχοντας λάβει υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξης (P – δ). Με κόκκινο απεικονίζεται ο συντελεστής ασφαλείας του θεμελίου με το μεγαλύτερο αξονικό φορτίο στο εξεταζόμενο κτίριο (θεμελίωση μεσαίου υποστυλώματος).

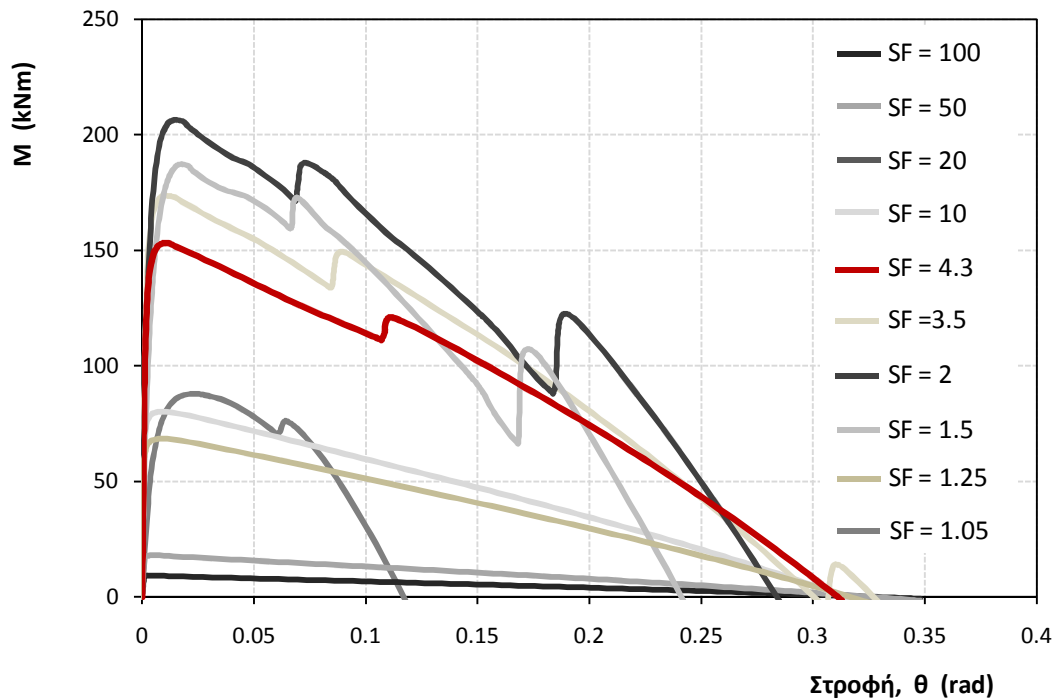
Ο συντελεστής ασφαλείας των μονοβάθμιων αυτών συστημάτων είναι:

$$SF = \frac{P_{ult}}{P}$$

όπου $P_{ult} = 1000 \text{ kN}$

Οι ακραίες τιμές του αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων υπό τα στατικά φορτία είναι 130 kN και 320kN ενώ οι μάζες των ισοδύναμων μονοβάθμιων συστημάτων που τους αναλογούν είναι 13 tn και 33 tn αντίστοιχα. Οι συντελεστές ασφαλείας λοιπόν είναι 7,7 και 3,125. Από το διάγραμμα του **Σχήματος 2.13** μπορούμε να βρούμε τη ροπή αντοχής κάθε θεμελίου, ανάλογα με το αξονικό φορτίο που δέχεται. Σε κάθε περίπτωση, η μεγάλη τιμή της ροπής αντοχής σε συνδυασμό με τη μεγάλη δυσκαμψία των στοιχείων της θεμελίωσης δικαιολογούν τη θεώρησή τους ως ελαστικά.

Πραγματοποιήθηκαν οι ίδιες αναλύσεις θεωρώντας ότι το ύψος του μονοβάθμιου ταλαντωτή ισούται με το μισό του ύψους του ορόφου, το οποίο αντιπροσωπεύει το αμφίπακτο υποστύλωμα πριν τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης. Στην περίπτωση αυτή, με το αξονικό φορτίο του υποστυλώματος $N = 230 \text{ kN}$, οδηγούμαστε σε συντελεστή ασφαλείας $SF = 3,6$. Όπως είναι αναμενόμενο η ροπή αντοχής των δύο συστημάτων είναι η ίδια. Αντιθέτως, για το σύστημα αυτό, με συντελεστή ασφαλείας $SF = 4,5$ η ροπή αντοχής είναι μικρότερη ($M \approx 135 \text{ kNm}$). Τα αποτελέσματα σε όρους $M - \theta$ συνοψίζονται στο **Σχήμα 2.14**.

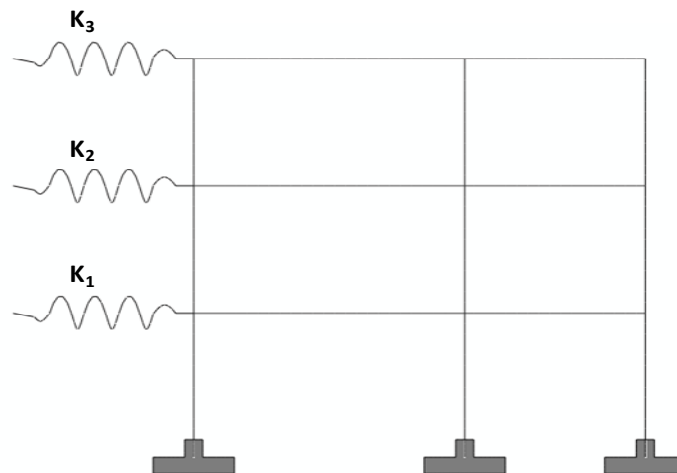


Σχήμα 2.14: Διάγραμμα ροπών – στροφών θεμελίου για ένα εύρος συντελεστών ασφαλείας μεταξύ $SF = 100$ και $SF = 1.05$, και για ύψος $H = 2,3m$, έχοντας λάβει υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξης ($P - \delta$). Με κόκκινο απεικονίζεται ο συντελεστής ασφαλείας του θεμελίου με το μεγαλύτερο αξονικό φορτίο στο εξεταζόμενο κτίριο (θεμελίωση μεσαίου υποστυλώματος).

Αξίζει να σημειώσουμε ότι για συντελεστές ασφαλείας μεγαλύτερους του 3, η συμπεριφορά των συστημάτων τείνει σε αυτή του άκαμπτου σώματος με γωνίας ανατροπής θ_{cr} . Αντίθετα, όταν ο συντελεστής ασφαλείας του συστήματος πέσει κάτω από 3, ο μηχανισμός αστοχίας αλλάζει αφού πλέον δεν αστοχεί το θεμέλιο (ανασήκωμα) αλλά εξαντλείται η φέρουσα ικανότητα του εδάφους.

2.4 ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΤΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

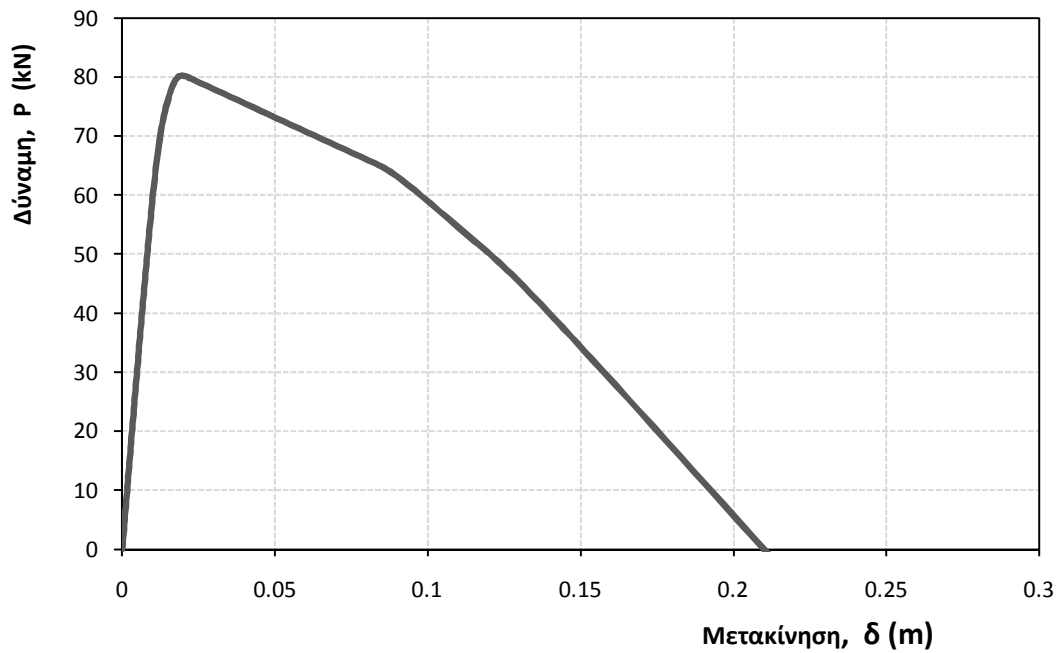
Προκειμένου να εξετάσουμε τη συμπεριφορά του κτιρίου ανεξάρτητα από το έδαφος, εκτελέστηκαν δισδιάστατες αναλύσεις μονοτονικά αυξανόμενου οριζόντιου φορτίου μέσω επιβαλλόμενης μετακίνησης (pushover). Για να επιτευχθεί τριγωνική κατανομή της επιβαλλόμενης μετακίνησης καθ' ύψος της ανωδομής, κάθε διάφραγμα του κτιρίου συνδέθηκε με ένα οριζόντιο ελατήριο. Στη συνέχεια ενώθηκαν τα τρία ελατήρια με έναν κοινό κόμβο, όπου και ασκήθηκε το οριζόντιο φορτίο. Οι δυσκαμψίες των ελατηρίων είναι: $K_1 = 100 \text{ kN/m}$, $K_2 = 200 \text{ kN/m}$, $K_3 = 300 \text{ kN/m}$, με τη διάταξη του **Σχήματος 2.15**.



Σχήμα 2.15: Οριζόντια ελατήρια αυξανόμενης δυσκαμψίας στις στάθμες των ορόφων για την επιβολή τριγωνικής κατανομής μετακίνησης: $K_1 = 100 \text{ kN/m}$, $K_2 = 200 \text{ kN/m}$, $K_3 = 300 \text{ kN/m}$.

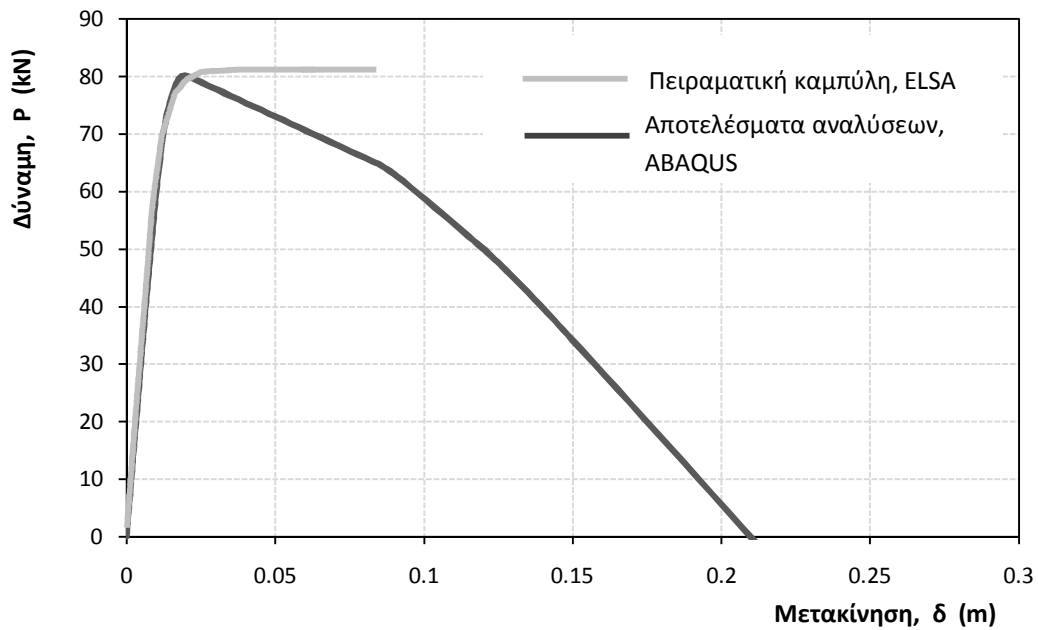
Μέσω της βαθμονόμησης αυτής των ελατηρίων η μετακίνηση που επιβάλλεται στο κτίριο έχει τριγωνική κατανομή (3 : 2 : 1) αυξανόμενη προς την κορυφή του κτιρίου. Στο **Σχήμα 2.16** συνοψίζεται η συμπεριφορά του κτιρίου σε όρους επιβαλλόμενης

δύναμης – μετακίνησης, λαμβάνοντας υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξης (φαινόμενα $P - \delta$) και θεωρώντας πάκτωση στη βάση των θεμελίων.



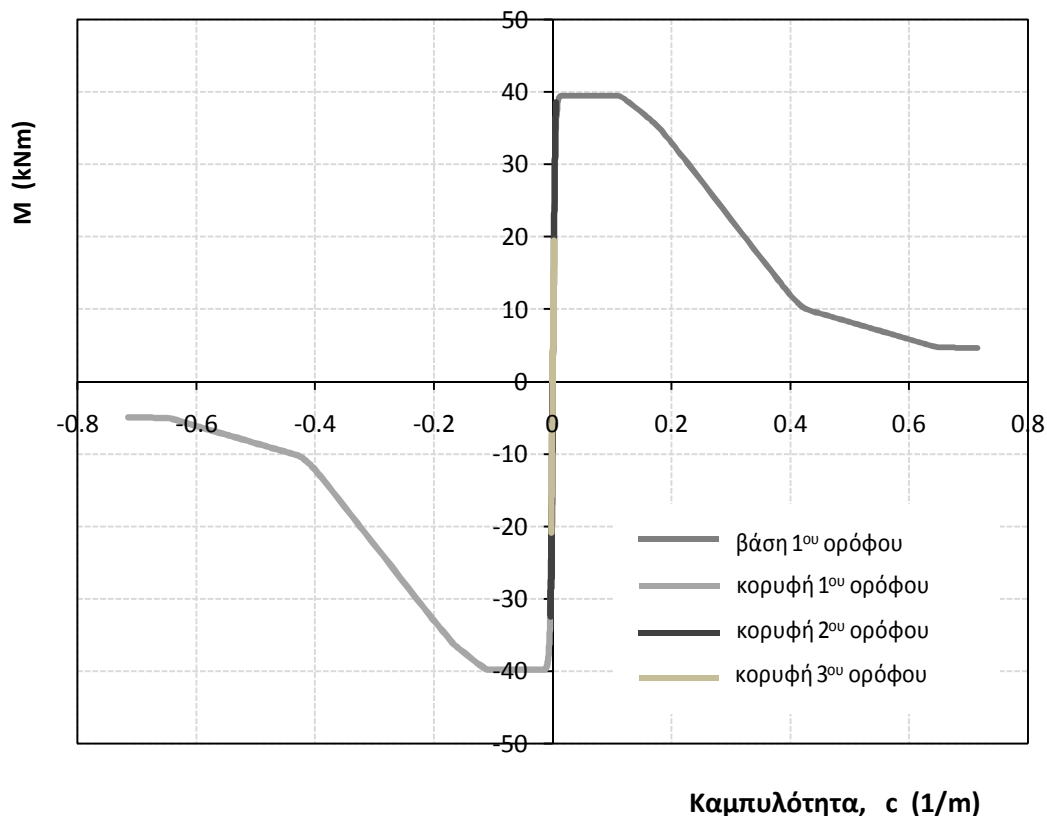
Σχήμα 2.16: Αντοχή του κτιρίου σε όρους δύναμης μετακίνησης θεωρώντας πάκτωση στη βάση των θεμελίων

Συγκρίνοντας την αντίστοιχη καμπύλη δύναμης μετατόπισης που προέκυψε από τα πειράματα που εκτελέστηκαν, όπως παρατηρούμε στο **Σχήμα 2.17**, η σύγκριση είναι ικανοποιητική τόσο σε όρους μέγιστης δύναμης όσο και σε όρους μετατοπίσεων. Αξίζει να σημειωθεί ότι στα πειραματικά αποτελέσματα που έγιναν στο εργαστήριο ELSA, δε συμπεριλαμβάνεται ο φθιτός κλάδος.



Σχήμα 2.17: Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων σε όρους δύναμης – μετακίνησης και των αντίστοιχων που προέκυψαν από την ανάλυση με τον κώδικα ABAQUS.

Συμπεραίνουμε λοιπόν, ότι η βαθμονόμηση των δοκών και των υποστυλωμάτων είναι ακριβής και το προσομοίωμα δουλεύει σωστά βάσει των πειραματικών αποτελεσμάτων. Η αντοχή του κτιρίου σε όρους δύναμης είναι $P = 80$ kN, ενώ η μέγιστη μετακίνηση στην οποία μπορεί να φθάσει είναι $\delta \approx 0,23$ m.



Σχήμα 2.18: Διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων καθ' ύψος του μεσαίου υποστυλώματος: πλαστικοποίηση στη βάση και την κορυφή του υποστυλώματος του ισογείου, και ελαστική συμπεριφορά στους πιο πάνω ορόφους.

Εξετάζοντας περαιτέρω τη συμπεριφορά των υποστυλωμάτων μέσα από τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων, μπορούμε να αντιληφθούμε το μηχανισμό αστοχίας. Όπως ενδεικτικά παρατηρούμε από το διάγραμμα $M - k$ για το μεσαίο υποστύλωμα στο **Σχήμα 2.18**, δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στην κορυφή και τη βάση του υποστυλώματος του ισογείου ενώ στο δεύτερο και τρίτο όροφο τα υποστυλώματα συμπεριφέρονται ελαστικά. Έχουμε δηλαδή έναν μηχανισμό αστοχίας του ισογείου, ο οποίος είναι αρκετά συνηθισμένος –αν όχι κανόνας- για κτήρια με πιλοτή. Στο δεύτερο όροφο το υποστύλωμα έχει φθάσει στη ροπή αντοχής του, ωστόσο δεν εξαντλεί την πλαστιμότητα του, οπότε και παραμένει στον ελαστικό κλάδο. Τέλος, το υποστύλωμα του τρίτου ορόφου παραμένει αρκετά μακριά από τη ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων. Την ίδια εικόνα παρουσιάζουν και τα δύο ακραία υποστυλώματα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΣΩ ΛΙΚΝΙΣΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΗΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

Κατά τη διάρκεια ενός πολύ ισχυρού σεισμού που υπερβαίνει κατά πολύ το σεισμό σχεδιασμού των κανονισμών (Ευρωκώδικας 8) τα μέλη της κατασκευής θα έχουν μη γραμμική συμπεριφορά, αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας καθώς και δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων σε ορισμένα από αυτά. Σχεδιάζουμε λοιπόν τις κατασκευές πλάστιμα και ικανοτικά με σκοπό όχι να αποφύγουμε τις όποιες ζημιές αλλά να τις ελέγξουμε: καμπτική αστοχία και όχι διατμητική, αστοχία των δοκών και όχι των υποστυλωμάτων στους κόμβους των πλαισίων, ενώ όσον αφορά τη θεμελίωση, επιδιώκεται η αστοχία των υποστυλωμάτων και όχι του συστήματος εδάφους – θεμελίου. Δεχόμενοι ελαστική συμπεριφορά στη θεμελίωση επιτρέπεται μόνο ένα πολύ μικρό ανασήκωμα του θεμελίου και περιορισμένη πλαστικοποίηση του υπερκείμενου εδάφους, οδηγώντας τελικά την όποια δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στα μέλη της ανωδομής.

Εκμεταλλευόμενοι τον ανακυκλικό χαρακτήρα της σεισμικής διέγερσης αλλά και την αντοχή του εδάφους θεμελίωσης, οδηγούμαστε σε έναν νέο σχεδιασμό όπου υπό ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις που οδηγούν σε υπέρβαση της αντοχής του θεμελίου, αυτό διαρρέει μέσω κινητοποίησης μηχανισμών αστοχίας του εδάφους και ανασηκώματος του θεμελίου, μειώνοντας κατά αυτόν τον τρόπο την αδρανειακή καταπόνηση της ανωδομής. Οδηγούμε την πλαστική άρθρωση στη θεμελίωση, μειώνοντας τις απαιτήσεις πλαστιμότητας στην ανωδομή. Ο σχεδιασμός αυτός πραγματοποιείται μέσω μείωσης του πλάτους του θεμελίου.

Όπως απέδειξαν οι Gelagoti et al. (2010), ένας τέτοιος σχεδιασμός της θεμελίωσης προσφέρει στο κτίριο ένα είδος σεισμικής μόνωσης μέσω της λικνιστικής συμπεριφοράς της ανωδομής. Στην παρούσα εργασία μελετάται το κατά πόσο ένας

τέτοιος σχεδιασμός μέσω της απομείωσης των θεμελίων μπορεί να αποτελέσει μία μορφή ενίσχυσης μιας κατασκευής που έχει μελετηθεί με παλιότερους κανονισμούς, οπότε και απουσιάζει ο ικανοτικός και πλάστιμος σχεδιασμός.

Για το λόγο αυτό μελετήθηκαν δύο διαφορετικά πλάτη πεδίων: η συμβατική θεμελίωση με πλάτος πεδίων $B = 1,80$ m και μία αντι-συμβατική θεμελίωση όπου το πλάτος των πεδίων μειώθηκε σε $B = 1,00$ m. Ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση για το μεγάλο ($B = 1,80$ m) και το μικρό θεμέλιο ($B = 1,00$ m) ήταν 4,3 και 1,5 αντίστοιχα.

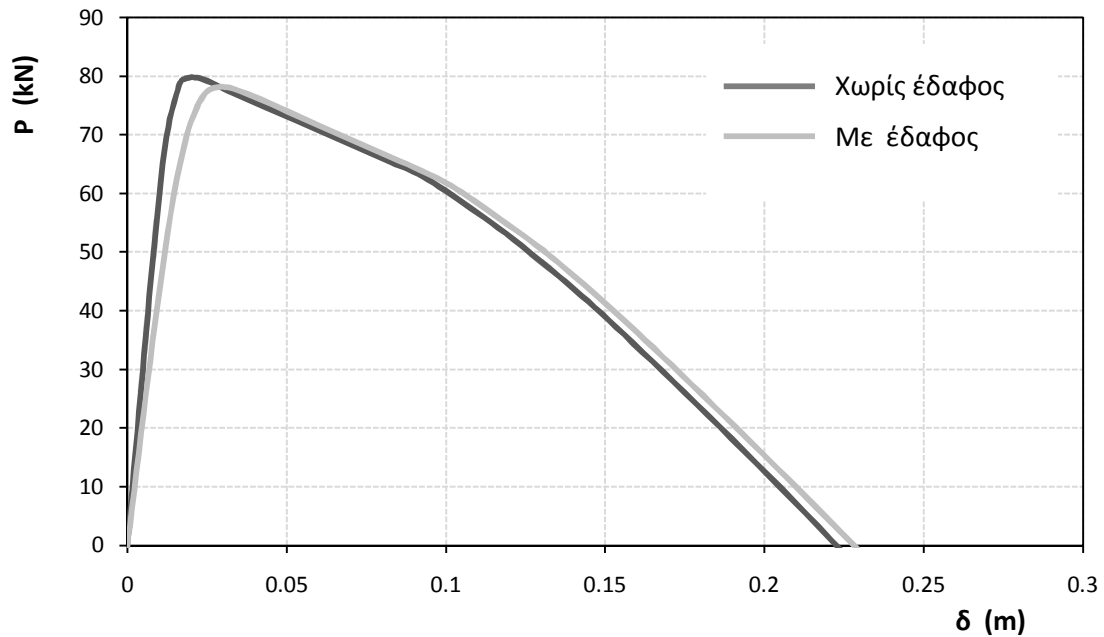
Η συμπεριφορά του κτιρίου με τις δύο αυτές διαφορετικές θεμελιώσεις μελετήθηκε μέσω στατικών αναλύσεων επιβαλλόμενης μετακίνησης τριγωνικής κατανομής, αλλά και δυναμικών αναλύσεων. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκαν επιταχυνσιογραφήματα πραγματικών καταγραφών τόσο από τον ελλαδικό όσο και τον παγκόσμιο χώρο. Να σημειώσουμε ότι λόγω της ηλικίας του κτιρίου, οι σεισμοί που επιβάλλαμε ήταν μέτριας έντασης καθώς είναι αδύνατο να αντέξει το συγκεκριμένο κτίριο πολύ ισχυρούς σεισμούς.

3.1 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.1.1 Στατικώς αυξανόμενη επιβαλλόμενη μετακίνηση

Στο προηγούμενο κεφάλαιο (Κεφάλαιο 2) μελετήθηκε η συμπεριφορά του κτιρίου αγνοώντας την ύπαρξη του εδάφους και θεωρώντας τα θεμέλια πακτωμένα. Στην πραγματικότητα, όμως, το έδαφος υπάρχει κάνοντας το σύστημα πιο εύκαμπτο και επηρεάζοντας την ένταση των μελών της ανωδομής.

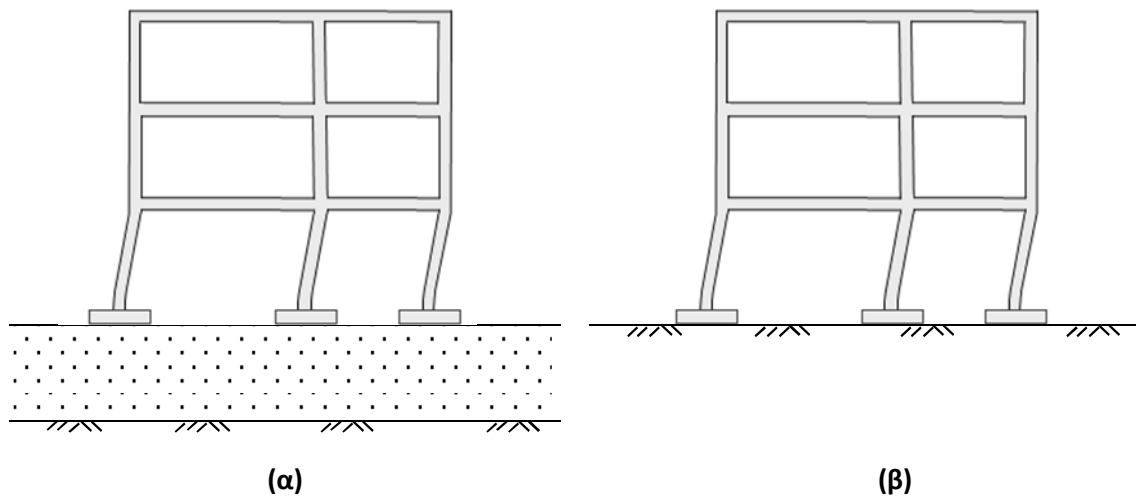
Στο **Σχήμα 3.1** συγκρίνονται οι καμπύλες δύναμης - μετακίνησης με και χωρίς το έδαφος.



Σχήμα 3.1: Σύγκριση καμπύλης δύναμης – μετατόπισης με και χωρίς την παρουσία του εδάφους για πλάτος θεμελίου $B = 1,80 \text{ m}$.

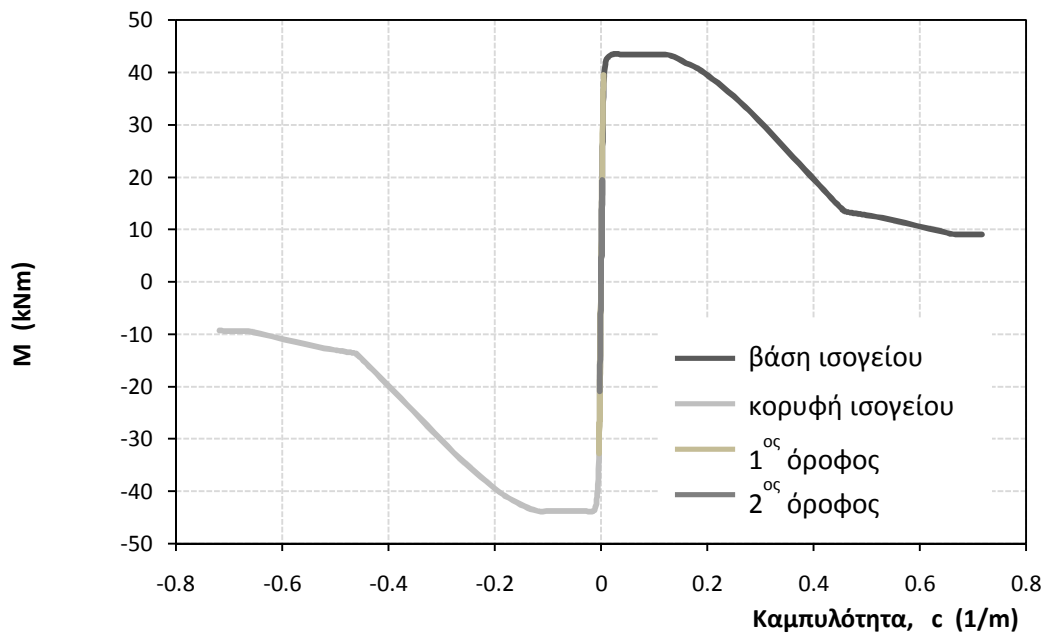
Όπως βλέπουμε από το διάγραμμα του **Σχήματος 3.1**, η μέγιστη δύναμη και των δύο συστημάτων είναι η ίδια (η απόκλιση είναι αμελητέα). Λαμβάνοντας υπόψη το σχεδιασμό της θεμελίωσης, η οποία έχει υπερ-διαστασιοποιηθεί βάσει των τότε και τωρινών κανονισμών ώστε να συμπεριφέρεται ελαστικά, η αστοχία της κατασκευής είναι αποτέλεσμα της εξάντλησης της αντοχής των μελών της ανωδομής. Συνεπώς, η ύπαρξη ή μη του εδάφους δεν επηρεάζει την αντοχή του κτιρίου, η οποία και παραμένει στα 80 kN. Δεδομένης της συνολικής μάζας του κτιρίου η οποία ισούται με $M = 70 \text{ tn}$, η "αντοχή" της κατασκευής σε όρους επιταχύνσεως είναι $\alpha = 0,12g$. Αξίζει να επισημανθεί ότι η ύπαρξη του εδάφους καθιστά το σύστημα πιο εύκαμπτο μεταβάλλοντας την ιδιοπερίοδό του από $T_{\text{παρακτωμένου}} = 0,67 \text{ sec}$ σε $T_{\text{εδάφους}} = 0,73 \text{ sec}$.

Παρατηρώντας το παραμορφωμένο μοντέλο του **Σχήματος 3.2**, μπορούμε να προσδιορίσουμε τη μορφή αστοχίας της κατασκευής, η οποία είναι ίδια τόσο με όσο και χωρίς το έδαφος. Η αστοχία επέρχεται μέσω της πλαστικοποίησης των υποστυλωμάτων του ισογείου στην κορυφή και τη βάση τους, ενώ από εκεί και πάνω τα υποστυλώματα συμπεριφέρονται ελαστικά.



Σχήμα 3.2: Ελαστική γραμμή του κτιρίου υποβαλλόμενο σε οριζόντια στατικώς αυξανόμενη μετακίνηση (α) λαμβάνοντας υπόψη το υπερκείμενο έδαφος, και (β) με την παραδοχή πακτωμένης βάσης του κτιρίου.

Η συμπεριφορά αυτή είναι πιο σαφής αν μελετήσουμε το διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων του **Σχήματος 3.3** το οποίο αναφέρεται ενδεικτικά στο μεσαίο υποστυλώμα λαμβάνοντας υπόψη και το έδαφος.



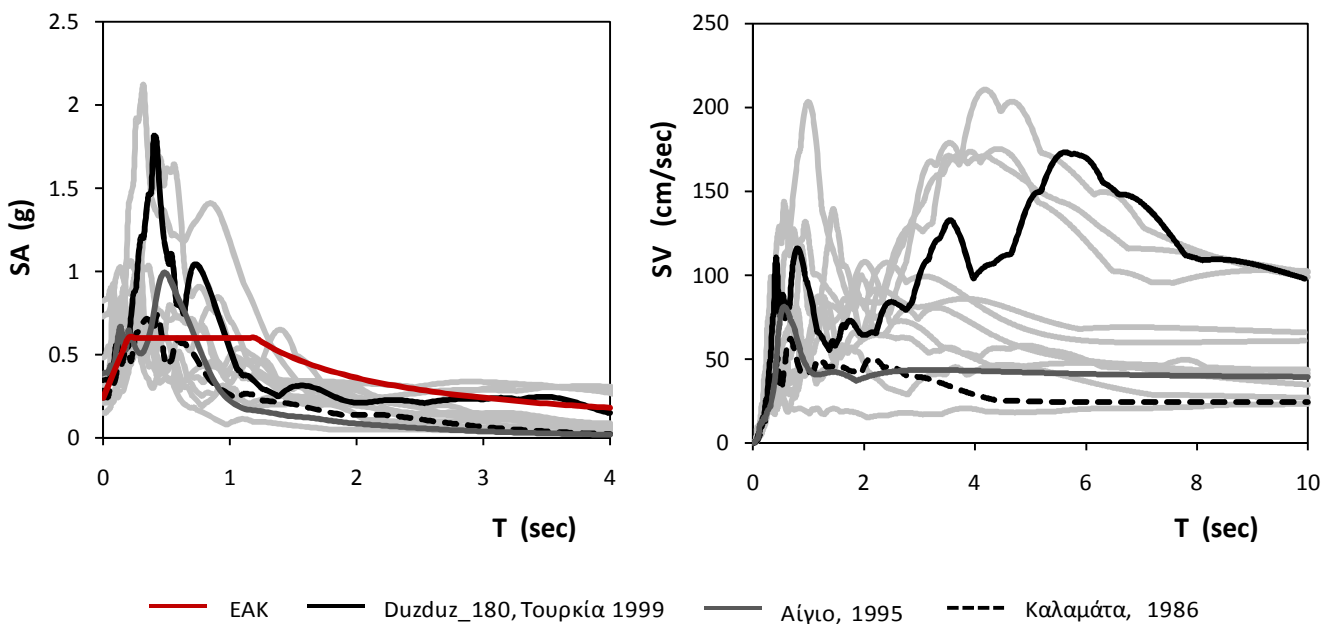
Σχήμα 3.3: Συμπεριφορά του μεσαίου υποστυλώματος υπό στατική φόρτιση (*pushover*) σε όρους ροπών – καμπυλοτήτων: εξαντλείται η αντοχή των υποστυλωμάτων στη στάθμη του ισογείου

Να σημειωθεί ότι και στην περίπτωση του πακτωμένου κτιρίου που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 1 ο μηχανισμός αστοχίας ήταν ακριβώς ο ίδιος (δημιουργία μαλακού ορόφου).

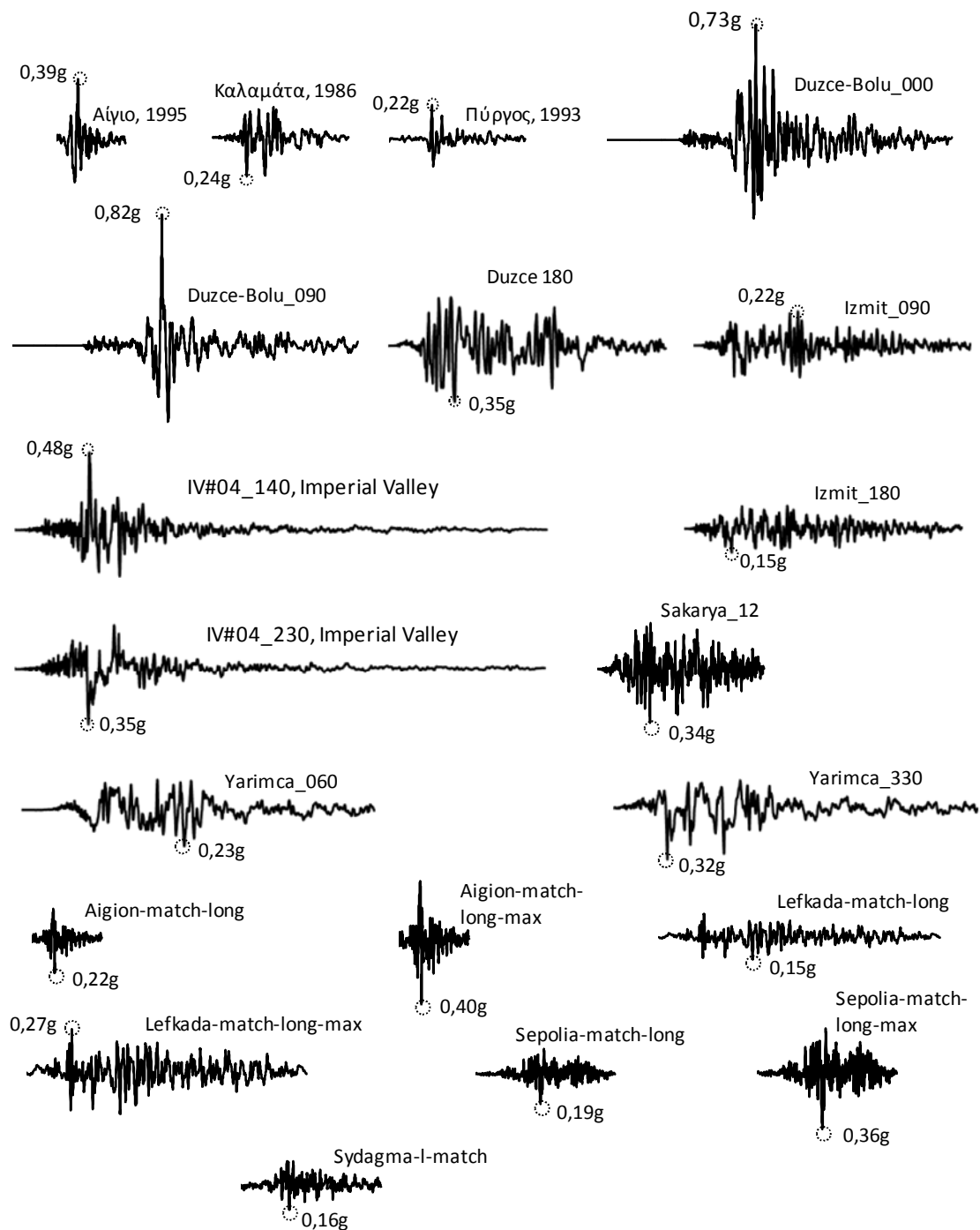
Τέλος, ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι αξονικές των υποστυλωμάτων υπό τα στατικά φορτία. Χωρίς το έδαφος, η κατανομή των δυνάμεων στα τρία υποστυλώματα ξεκινώντας από το αριστερό είναι $N_1 = 210 \text{ kN}$, $N_2 = 330 \text{ kN}$ και $N_3 = 148 \text{ kN}$. Η παρουσία του εδάφους, επιφέρει μία ανακατανομή της έντασης στα υποστυλώματα εξαιτίας της μικρής καθίζησης και στροφής των θεμελίων, οπότε οι τελικές τιμές των αξονικών φορτίων κατ' αντιστοιχία με πριν είναι: $N_1 = 243 \text{ kN}$, $N_2 = 248 \text{ kN}$ και $N_3 = 200 \text{ kN}$.

3.1.2 Δυναμική φόρτιση

Προκειμένου να εξεταστεί η σεισμική απόκριση του κτιρίου, χρησιμοποιήθηκε ένα πλήθος ελληνικών και ξένων καταγραφών. Η επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων έγινε κατά τέτοιο τρόπο ώστε να είναι πιο “κοντά” στη χρονολογία που κατασκευάστηκε το κτίριο. Ένα τέτοιο κτίριο δεν αναμένεται να αντέχει σε πολύ ισχυρούς σεισμούς (π.χ. Takatori), οι οποίοι είναι αρκετά μεταγενέστεροι από τη χρονολογία μελέτης και κατασκευής του κτιρίου. Εξετάσθηκαν, λοιπόν, καταγραφές πιο μέτριας έντασης. Στα **Σχήμα 3.4** και **3.5** απεικονίζονται τόσο τα φάσματα των χρησιμοποιηθέντων καταγραφών όσο και τα επιταχυνσιογραφήματα.



Σχήμα 3.4: Ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων (SA) και ταχυτήτων (SV), για τις 20 χρησιμοποιηθείσες σεισμικές καταγραφές. Με κόκκινο χρώμα απεικονίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά ΕΑΚ, για έδαφος κατηγορίας Δ, συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_I = 1,00$, σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A = 0,24g$, συντελεστή φασματικής ενίσχυσης $\theta_0 = 2,5$ και ποσοστό απόσβεσης $\zeta = 2\%$.



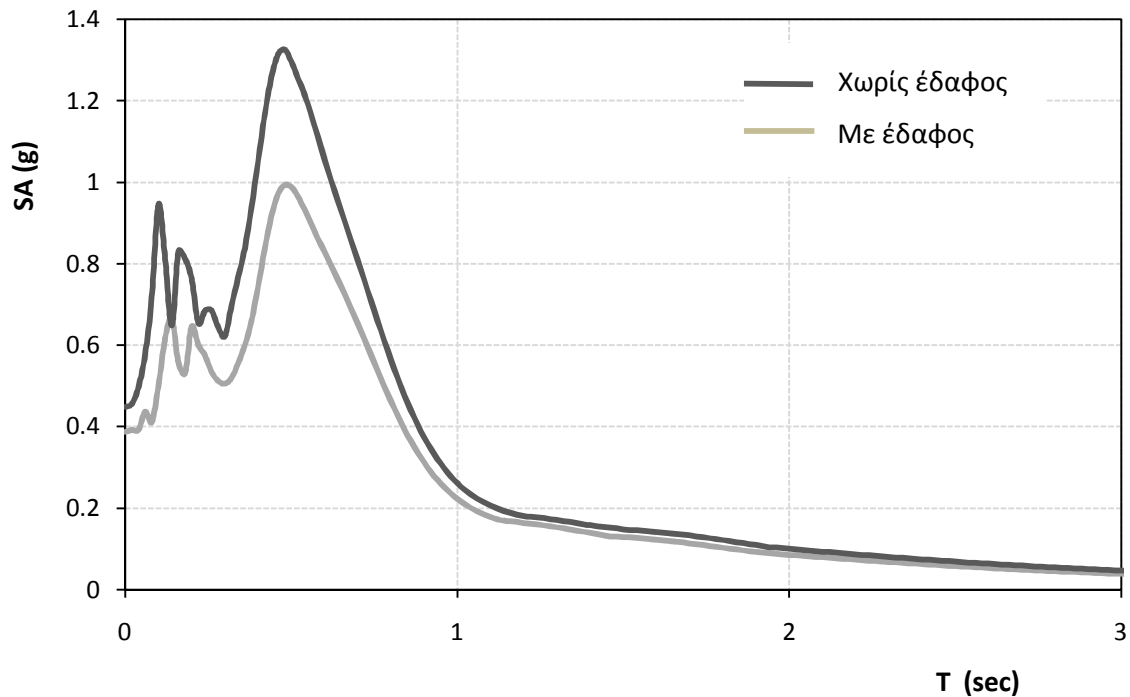
Σχήμα 3.5: Επιβαλλόμενες χρονιοίστοριες καταγραφών από σεισμούς τόσο του ελλαδικού όσο και του παγκόσμιου χώρου, που περιλαμβάνουν ένα ευρύ φάσμα μέγιστων επιταχύνσεων, αριθμού κύκλου και κατευθυντικότητας της διέγερσης.

Για την περίπτωση του συμβατικά θεμελιωμένου κτιρίου, προκειμένου να εξεταστεί η επίδραση του εδάφους κατά τη δυναμική φόρτιση, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από μία ελληνική καταγραφή, αυτή του Αιγίου στο σεισμό του 1995. Χαρακτηριστικό της σεισμικής αυτής διέγερσης είναι η ύπαρξη παλμού μεγάλης επιτάχυνσης (φθάνει τα 0,54g στη μία κατεύθυνση και τα 0,49g στην άλλη) και μακράς περιόδου (0,5 έως 0,6 sec), χαρακτηριστικό της ύπαρξης κατευθυντικότητας στη διέγερση. Επίσης, κατά το σεισμό αυτό είχαν καταγραφεί καταρρεύσεις κτιρίων τα οποία είχαν αρκετά κοινά χαρακτηριστικά με αυτό που μελετάται στην παρούσα εργασία, μιας και ήταν κατασκευασμένα βάσει παλιού αντισεισμικού σχεδιασμού (αντισεισμικός ΕΑΚ 1959).

Σε περίπτωση σεισμού το έδαφος επηρεάζει την κατασκευή με δύο τρόπους: πρώτον, όπως και στην περίπτωση της στατικής φόρτισης, μειώνει τη δυσκαμψία του συστήματος, το οποίο μπορεί να είναι ευεργετικό ή μη για την κατασκευή ανάλογα με το φάσμα της σεισμικής διέγερσης και την αρχική ιδιοπερίοδο του συστήματος. Ο δεύτερος τρόπος με τον οποίο το έδαφος επιδρά στην κατασκευή, έχει να κάνει με την τροποποίηση της σεισμικής διέγερσης που επιβάλλεται τελικώς στη θεμελίωση. Το εδαφικό στρώμα επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό τη διέγερση, λειτουργώντας ως κυματικό "φίλτρο" και ενισχύοντας εκείνες τις αρμονικές συνιστώσες του προσπίπτοντος κυματισμού των οποίων η συχνότητα είναι κοντά στην ιδιοσυχνότητά του. Συνέπεια του φιλτραρίσματος αυτού είναι η εδαφική ενίσχυση της διέγερσης καθώς διαδίδεται από τα κατώτερα στρώματα στα ανώτερα, η οποία μπορεί να είναι είτε ενισχυτική είτε απομειωτική. Από πλήθος παρατηρήσεων έχει προκύψει ότι συνήθως ενισχύονται οι χαμηλόσυχνες αρμονικές που επαναλαμβάνονται για αρκετούς κύκλους, ενώ αντιθέτως οι υψίσυχνες συνιστώσες αποδυναμώνονται καθώς διέρχονται μέσα από μαλακούς και βαθείς εδαφικούς σχηματισμούς.

Προκειμένου να εξεταστεί η συμβολή του εδάφους και ως προς τις δύο διαφορετικές αυτές συνιστώσες, επιβλήθηκε το επιταχυνσιογράφημα του Αιγίου αρχικά στη βάση της εδαφικής στρώσης. Στη συνέχεια επιβλήθηκε στη βάση του

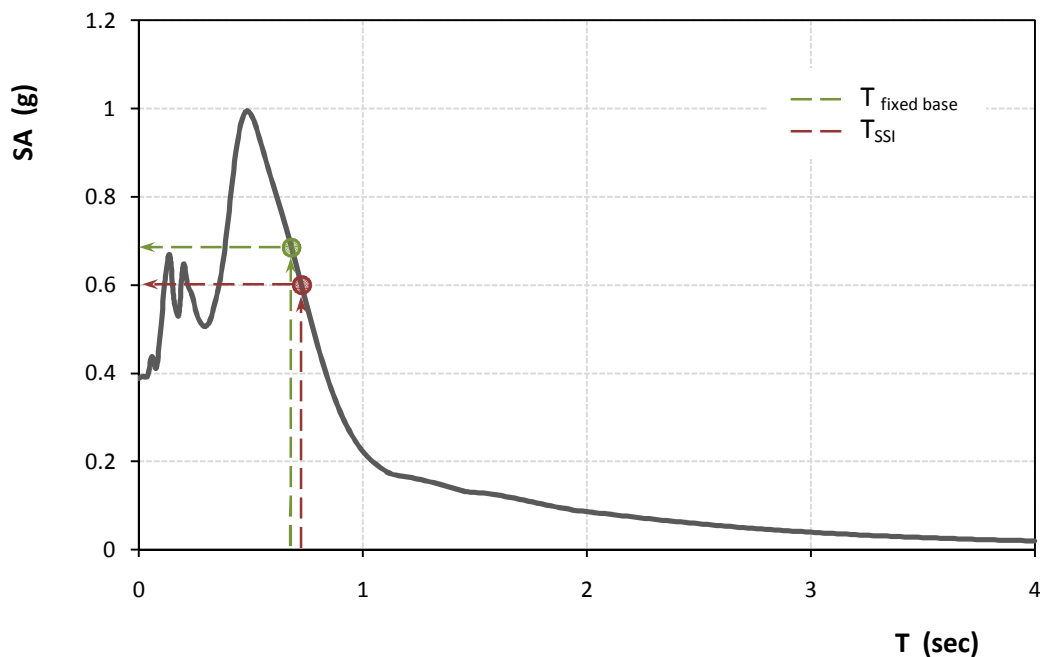
πακτωμένου μοντέλου η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στο ελεύθερο πεδίο όπως προέκυψε από την προηγούμενη ανάλυση.



Σχήμα 3.6: Ο ρόλος του εδάφους και η τροποποίηση της διέγερσης είναι εμφανής. Το παράδειγμα είναι από το σεισμό του Αιγίου οπότε και το έδαφος δρα ενισχυτικά αυξάνοντας τις επιταχύνσεις,

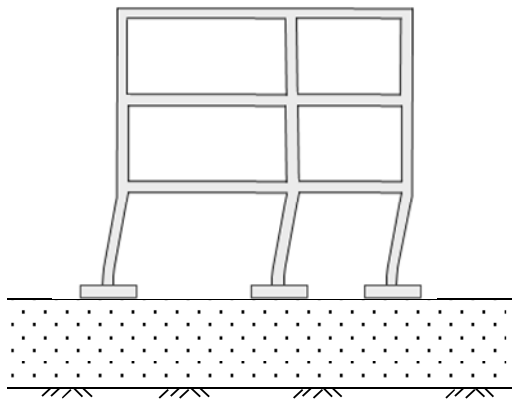
Παρατηρώντας το **Σχήμα 3.6**, μπορεί εύκολα να γίνει αντιληπτή η τροποποίηση της σεισμικής διέγερσης από το έδαφος μέσω της σύγκρισης των φασμάτων των επιταχύνσεων στη βάση του μοντέλου και στην επιφάνεια στο ελεύθερο πεδίο. Στην περίπτωση αυτή, το έδαφος ενίσχυσε τη διέγερση σε όλο το εύρος των ιδιοπεριόδων, με τη μέγιστη φασματική επιτάχυνση να σημειώνει αύξηση από 1g σε 1,35g.

Όσον αφορά την ανωδομή, το έδαφος δρα γενικά ανακουφιστικά. Παρατηρώντας το φάσμα του σεισμού το Αιγίου του **Σχήματος 3.7**, η αυξημένη ιδιοπερίοδος του κτιρίου με το έδαφος (ως πιο εύκαμπτο σύστημα) αντιστοιχεί σε περιοχή του φάσματος με μικρότερες επιταχύνσεις, και συνεπώς σε μειωμένη καταπόνηση της ανωδομής.

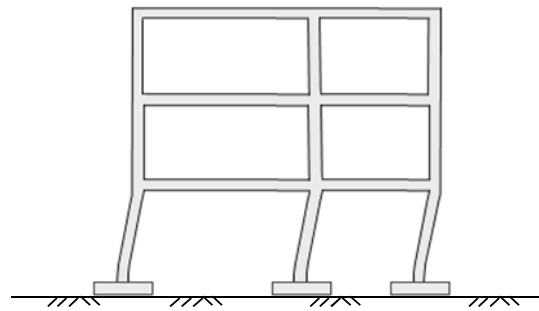


Σχήμα 3.7: Ελαστικό φάσμα από το σεισμό του Αιγίου. Το έδαφος κάνει το σύστημα πιο εύκαμπτο, άρα με μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο από το πακτωμένο με αποτέλεσμα να οδηγείται σε περιοχή του φάσματος της συγκεκριμένης διέγερσης με μικρότερες επιταχύνσεις.

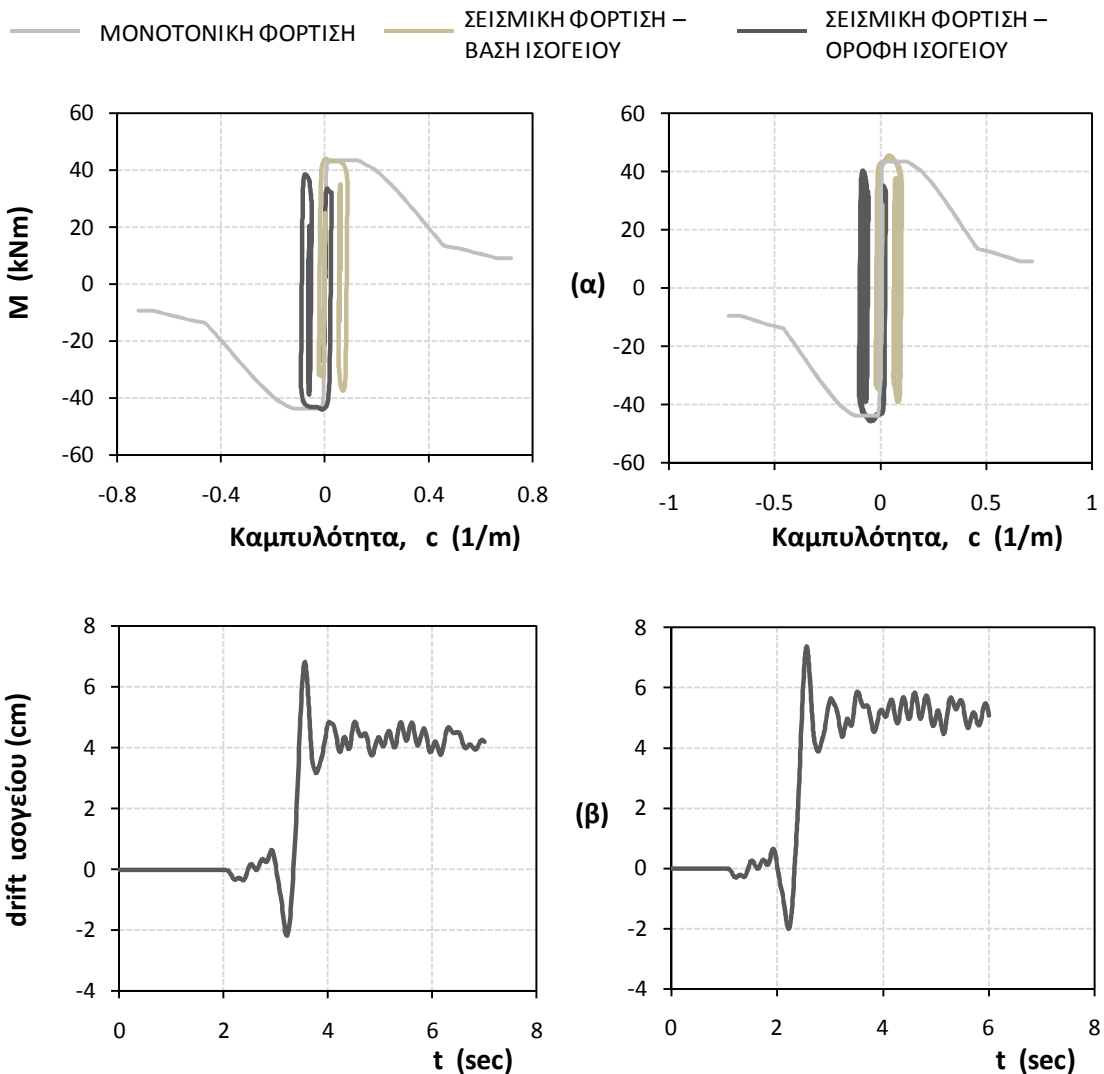
Στο **Σχήμα 3.8** συγκρίνονται τα αποτελέσματα με και χωρίς το έδαφος θεμελίωσης σε όρους ροπών – καμπυλοτήτων για το αριστερά υποστύλωμα, αλλά και σε οριζόντιας σχετικής μετακίνησης της κορυφής του ισογείου ως προς τη βάση του.



Αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής,
SSI



Θεώρηση πακτωμένης βάσης



Σχήμα 3.8: Η παρουσία του εδάφους αυξάνει την ένταση στην ανωδομή τόσο (α) σε όρους ροπών – καμπυλοτήτων, όσο και (β) σε όρους οριζόντιας σχετικής μετακίνησης της οροφής του ισόγειου.

Όπως φαίνεται και στα διαγράμματα του **Σχήματος 3.8**, και στις δύο περιπτώσεις η ροπή του υποστυλώματος φθάνει τη ροπή αντοχής του τόσο στην κορυφή όσο και στη βάση του ισογείου. Παρόλα αυτά, η παρουσία του εδάφους “ανακουφίζει” την ανωδομή με αποτέλεσμα λιγότερο έντονες πλαστικοποιήσεις και μειωμένες τιμές της σχετικής μετακίνησης (drift).

Σχετικά με την ανωδομή, η συμβολή του εδάφους σε αυτή δεν είναι πάντα ευεργετική καθώς εξαρτάται τόσο από την ιδιοπερίοδο τις κατασκευής με και χωρίς το έδαφος, όσο και από το φάσμα της επιβαλλόμενης διέγερσης.

Για την περίπτωση του συστήματος με αντι-συμβατική θεμελίωση, δεν έχει νόημα να μελετήσουμε τη συμπεριφορά του χωρίς το έδαφος, δεδομένου ότι ένας τέτοιος σχεδιασμός βασίζεται στην εκμετάλλευση της αντοχής του υπερκείμενου εδάφους και στην πλαστικοποίησή του, προσφέροντας έτσι στην κατασκευή ένας είδος σεισμικής μόνωσης μέσω λικνισμού.

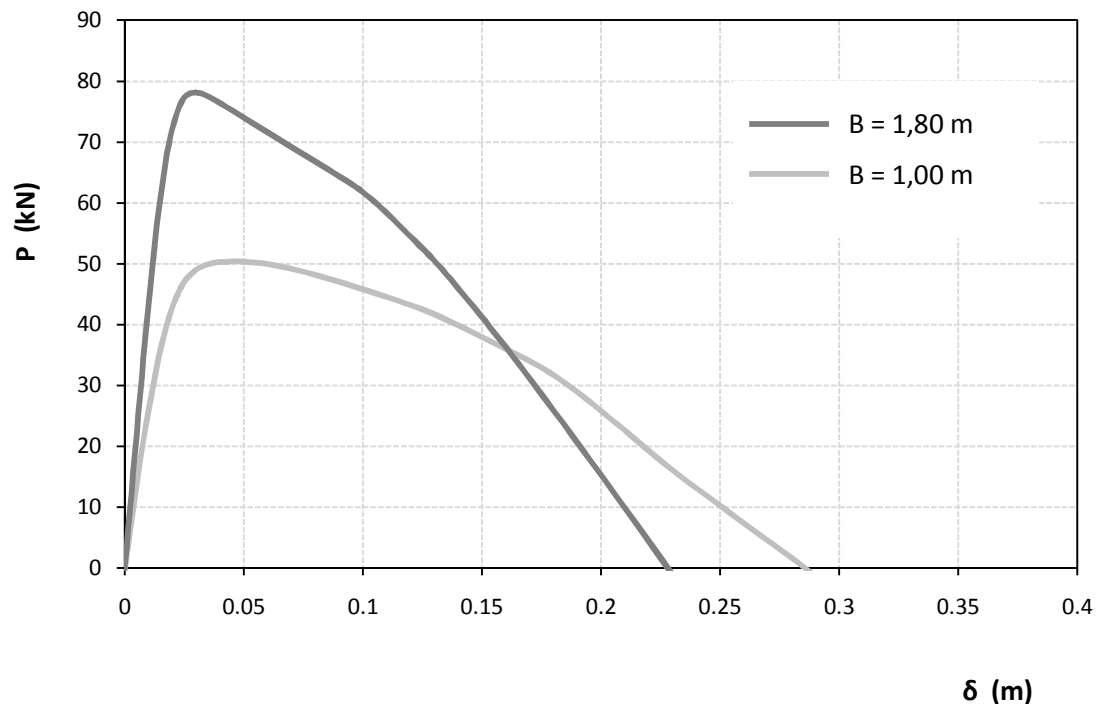
3.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

3.2.1 Στατικώς αυξανόμενη επιβαλλόμενη μετακίνηση

Μία πρώτη εκτίμηση της συμπεριφοράς των δύο συστημάτων είναι δυνατή μέσω στατικώς αυξανόμενης επιβαλλόμενης μετακίνησης (pushover), λαμβάνοντας φυσικά υπόψη και το έδαφος θεμελίωσης καθώς και τα φαινόμενα δευτέρας τάξης (P-δ effects). Εξάλλου, η φιλοσοφία της υπο-διαστασιολογημένης θεμελίωσης βασίζεται στην εκμετάλλευση της αντοχής του υπερκείμενου εδάφους καθώς και στην επαναφορά του ταλαντούμενου συστήματος στην αρχική θέση με τη βοήθεια του βάρους του.

Και στις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης, η αστοχία επέρχεται μέσω της πλαστικοποίησης των υποστυλωμάτων του ισογείου στην κορυφή και τη βάση τους (δημιουργία μαλακού ορόφου) με τα υποστυλώματα των πιο πάνω ορόφων να παραμένουν στην ελαστική τους περιοχή.

Η εκ πρώτης όψεως ίδια συμπεριφορά είναι παραπλανητική κάτι που φαίνεται παρατηρώντας τα διαγράμματα δύναμης μετατόπισης των δύο κτιρίων.



Σχήμα 3.9: Στατική φόρτιση (pushover): το συμβατικό κτίριο ($B = 1,80$ m) παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή και δυσκαμψία, μικρότερη ωστόσο μέγιστη μετακίνηση σε σχέση με το κτίριο με την υπο- διαστασιολογημένη θεμελίωση ($B = 1,00$ m).

Όπως απεικονίζεται και στο **Σχήμα 3.9**, η αντοχή των δύο συστημάτων - σε όρους δύναμης - διαφέρει αρκετά, με το συμβατικά θεμελιωμένο κτίριο να προσφέρει μεγαλύτερη “αντίσταση” περίπου κατά 30 kN. Η εξάντληση της αντοχής του

μεσαίου υποστυλώματος στη βάση του, έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της αντίστασης του κτιρίου.

Επίσης, η δυσκαμψία του κτιρίου με τα μεγάλα θεμέλια είναι μεγαλύτερη. Εκμεταλλευόμενοι την ενδοσιμότητα του εδάφους, το “αντισυμβατικό” κτίριο καθίσταται πιο εύκαμπτο με τη διαφορά αυτή να φαίνεται τόσο στην αρχική κλίση των δύο καμπυλών όσο και στην τιμή της μέγιστης μετακίνησης των δύο συστημάτων. Έτσι, η εικόνα στις μέγιστες μετακινήσεις αντιστρέφεται, με τα μικρότερα θεμέλια να δίνουν μεν μικρότερη αντοχή στην κατασκευή, φθάνοντας δε σε μεγαλύτερη μετακίνηση (περίπου 60 cm).

3.2.2 Δυναμική φόρτιση

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκαν δύο διαφορετικά συστήματα θεμελίωσης του κτιρίου μέσω στατικής επιβαλλόμενης μετακίνησης (pushover), τριγωνικής κατανομής αλλά και δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.

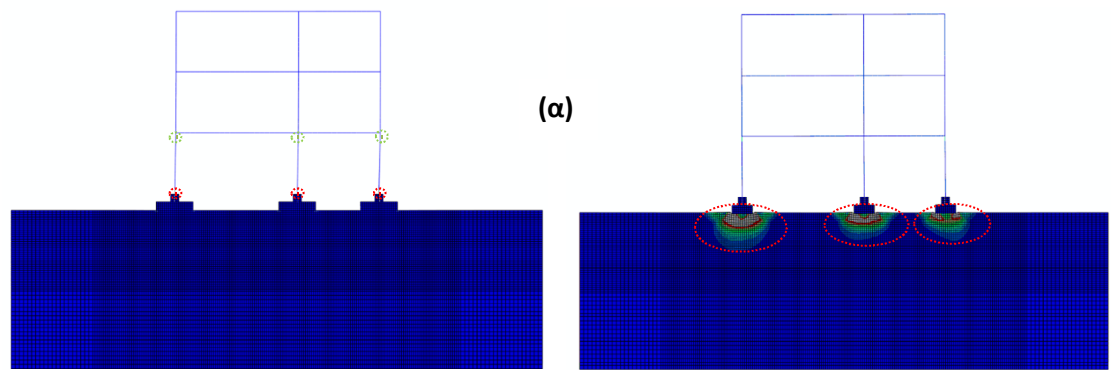
Στη συνέχεια παρουσιάζονται συγκριτικά τα αποτελέσματα των δύο συστημάτων για 3 χαρακτηριστικές καταγραφές: από το σεισμό της Καλαμάτας, το φάσμα του οποίου βρίσκεται πολύ κοντά στο φάσμα σχεδιασμού, του Αιγίου από το σεισμό του 1995, το φάσμα του οποίου ξεπερνά το φάσμα σχεδιασμού των κανονισμών, και τέλος από το σεισμό της Τουρκίας το 1999 στην πόλη Duzce (duzce-duzce_180) οπότε το κτίριο κατέρρευσε τόσο με το συμβατικό θεμέλιο όσο και με το μη συμβατικό.

Για κάθε σεισμική διέγερση, οι δύο εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού συγκρίνονται σε όρους α) ροπών – καμπυλοτήτων στα υποστυλώματα που εκφράζει την πλαστιμότητα της κατασκευής, β) ροπής – στροφής της θεμελίωσης, ως μέτρο της πλαστιμότητας της θεμελίωσης, γ) καθίζησης – στροφής του θεμελίου, και δ) χρονοϊστορίας μετακίνησης του ισογείου (drift), δ.

Καλαμάτα 1986: πολύ κοντά στο φάσμα σχεδιασμού

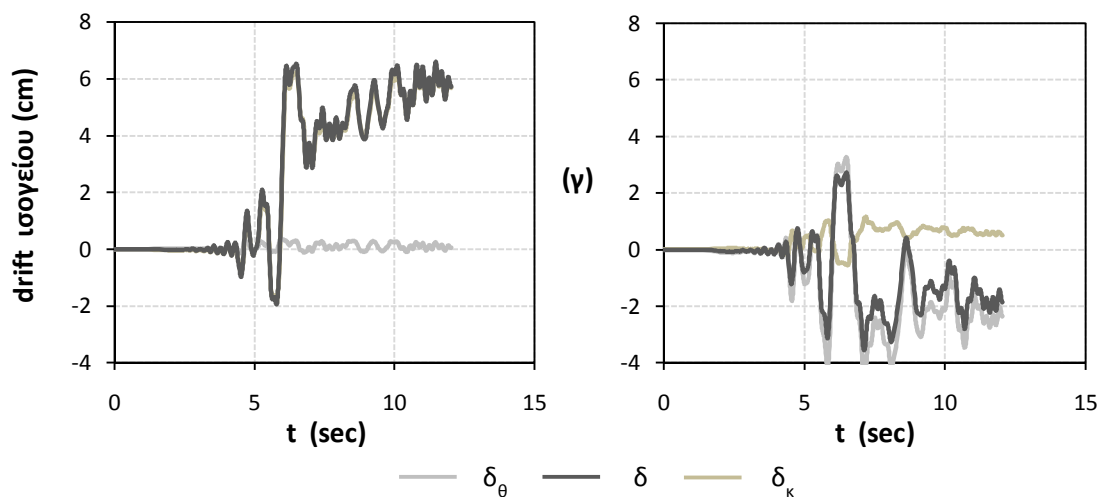
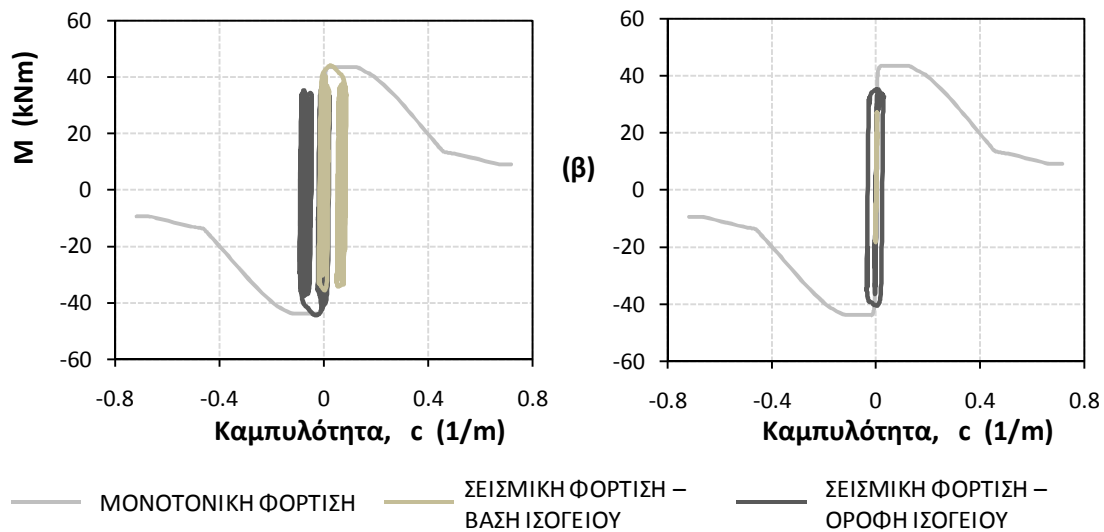
Ο σεισμός της Καλαμάτας αν και μικρού σχετικά μεγέθους ($M_s \approx 6$), προκάλεσε αρκετές ζημιές στα κτίρια τόσο μέσα στην πόλη όσο και σε γειτονικά χωριά, αποτέλεσμα του ελλιπούς αντισεισμικού σχεδιασμού. Οι διαφορές των τοπικών εδαφικών συνθηκών, του προσανατολισμού και της θέσης του ρήγματος, αλλά και η κατευθυντικότητα της διέγερσης είχαν ως αποτέλεσμα την ανομοιομορφία στην κατανομή των βλαβών.

Τα αποτελέσματα τόσο στην ανωδομή όσο και στη θεμελίωση δίδονται στα **Σχήματα 3.10** και **3.11**. Τα δύο συστήματα παρουσιάζουν αρκετές διαφορές στην απόκρισή τους υπό μία ήπια σχετικά διέγερση, όπως αυτή της Καλαμάτας.

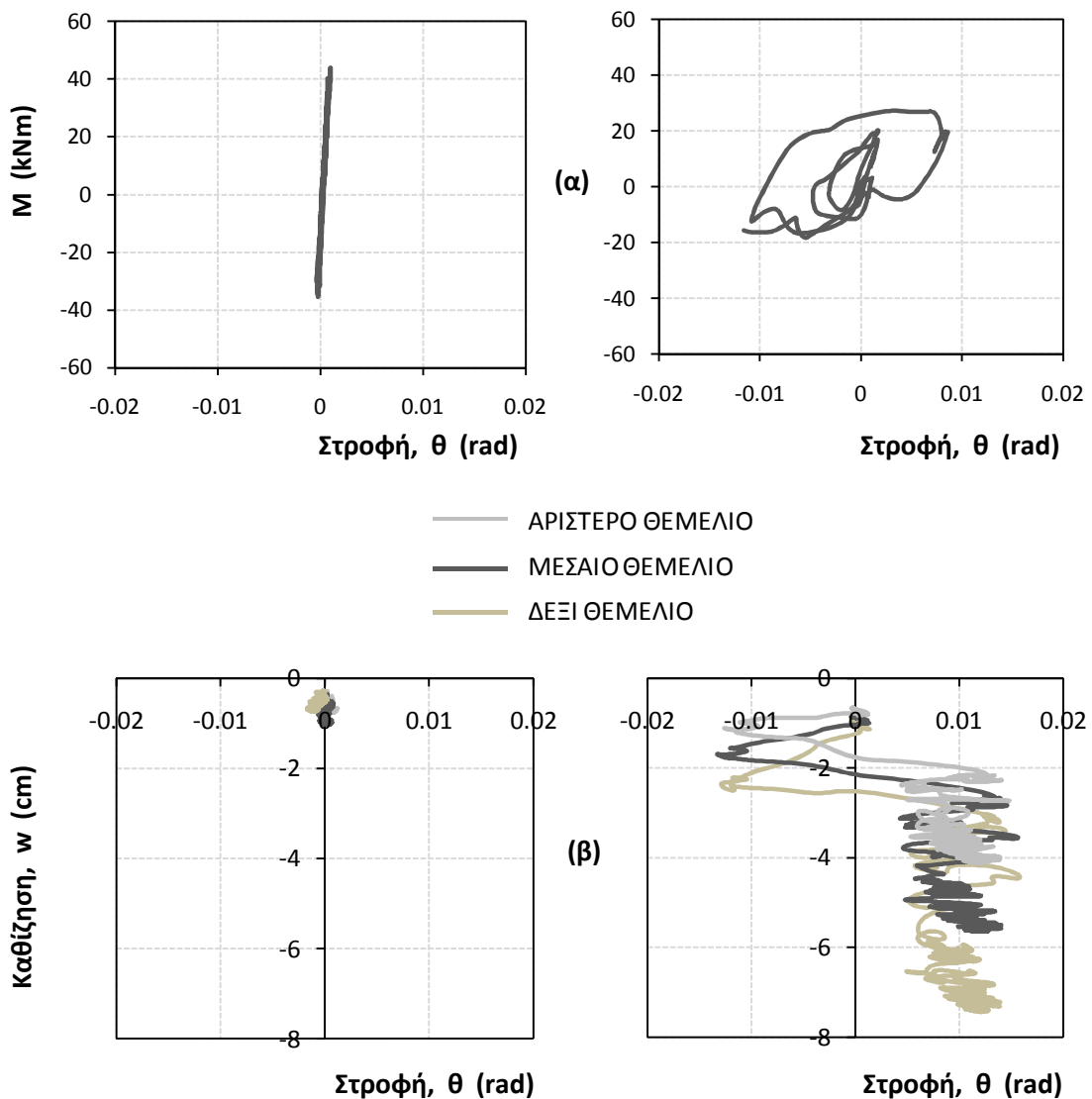


Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 1,80m$

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$



Σχήμα 3.10: Συμπεριφορά των δύο συστημάτων ($B= 1,80 m$ και $B = 1,00 m$) υποβαλλόμενα σε ήπια σεισμική διέγερση (Καλαμάτα, 1986) (α) Παραμορφωμένος κানাθος πεπερασμένων στοιχείων, (β) διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων αριστερού υποστυλώματος, (γ) χρονοϊστορία σχετικής μετακίνησης του ισογείου ως προς τη βάση



Σχήμα 3.11: Συμπεριφορά της θεμελίωσης των δύο εξεταζόμενων συστημάτων υπό την ήπια σεισμική διέγερση της Καλαμάτας, σε όρους (α) ροπής – στροφής του θεμελίου, και (β) καθίζησης – στροφής για κάθε ένα από τα τρία θεμέλια.

Ξεκινώντας από τα στοιχεία της ανωδομής, στο συμβατικά θεμελιωμένο κτίριο εξαντλείται η αντοχή των υποστυλωμάτων στην κορυφή και τη βάση του ισογείου. Έχουμε δηλαδή δημιουργία μαλακού ορόφου και αστοχία του ισογείου. Το εκ

πρώτης άποψης παράδοξο της αστοχίας των υποστυλωμάτων και όχι των δοκών, γίνεται εύκολα αντιληπτό υπενθυμίζοντας ότι πρόκειται για ένα παλιό κτίριο που έχει σχεδιασθεί χωρίς ικανοτικό σχεδιασμό. Στο σεισμικά μονωμένο κτίριο μέσω λικνιστικής συμπεριφοράς, ($B = 1,00 \text{ m}$), η εικόνα είναι εντελώς διαφορετική. Δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις μόνο στην κορυφή του ισογείου ενώ στη βάση τους τα υποστυλώματα παραμένουν στην ελαστική περιοχή φθάνοντας τελικά σε μικρότερη ροπή από τη ροπή αντοχής τους. Η εικόνα αυτή οφείλεται στον “ανακουφιστικό” ρόλο της υπο-διαστασιολογημένης θεμελίωσης η διαρροή της οποίας, μέσω πλαστικοποίησης του υπερκείμενου εδάφους και ανασηκώματος του θεμελίου, προστατεύει το συνδεόμενο υποστύλωμα. Ωστόσο, παρατηρούμε ότι στην κορυφή του ισογείου, το υποστύλωμα φθάνει την αντοχή του και πλαστικοποιείται. Μπορεί ,δηλαδή, μειώνοντας το πλάτος των θεμελίων να αποτρέψαμε την αστοχία στη βάση, ωστόσο ο μηχανισμός αστοχίας της ανωδομής παρέμεινε ο ίδιος: δημιουργία μαλακού ορόφου στο ισόγειο.

Όσον αφορά τη σχετική οριζόντια μετακίνηση του ισογείου ως προς το έδαφος, δ , αυτή απαρτίζεται από δύο επιμέρους συνιστώσες. Η πρώτη συνιστώσα, δ_k , οφείλεται στην κάμψη του υποστυλώματος και ουσιαστικά εκφράζει την καταπόνηση των επιμέρους μελών της ανωδομής ενώ η δεύτερη, δ_θ , οφείλεται στη στροφή της θεμελίωσης, θ . Έτσι σε ύψος h από τη στάθμη θεμελίωσης, η οριζόντια μετακίνηση λόγω στροφής θα είναι $\delta_\theta = \theta \cdot h$. Ενδεικτική, λοιπόν, της συνολικής έντασης της ανωδομής είναι η παραμένουσα σχετική μετακίνηση, δ . Όπως παρατηρούμε από το **Σχήμα 3.10γ**, στην περίπτωση του συμβατικά θεμελιωμένου κτιρίου, η σχετική μετακίνηση (drift) του ισογείου λόγω στροφής του θεμελίου είναι σχεδόν μηδενική, συνέπεια του σχεδιασμού που δεν επιτρέπει το ανασήκωμα του θεμελίου. Επομένως, η συνολική σχετική μετακίνηση είναι αποτέλεσμα της κάμψης του υποστυλώματος (οι χρονοϊστορίες των δ και δ_k σχεδόν ταυτίζονται). Αντιθέτως, στην περίπτωση του μικρού θεμελίου, η λικνιστική απόκριση της ανωδομής εξαιτίας της επιτρεπόμενης στροφής και ανασηκώματος του θεμελίου, έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της σχετικής μετακίνησης λόγω στροφής, δ_θ . Παρόλα αυτά και πάλι η

μετακίνηση λόγω κάμψης (δ_k) είναι αυτή που δεσπόζει. Σε επίπεδο συνολικής σχετικής μετακίνησης, δ , αυτή είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση του συμβατικού κτιρίου. Χαρακτηριστικά, για το ισόγειο η παραμένουσα ανηγμένη ως προς το ύψος του ορόφου σχετική μετακίνηση της οροφής του ισογείου ως προς τη βάση του (drift ratio) για το συμβατικό κτίριο είναι 1,91%, ενώ για το “αντισυμβατικό” κτίριο είναι 0,62%.

Να σημειωθεί ότι η τιμή της συνολικής μετακίνησης στην περίπτωση του κτιρίου με τα υπο-διαστασιολογημένα θεμέλια, δεν είναι πάντα μικρότερη αλλά καθορίζεται από τη σχετική τιμή και κατεύθυνση των επιμέρους μετακινήσεων δ_k και δ_θ . Αντιθέτως, η σχέση μεταξύ των επιμέρους συνιστωσών και της συνολικής μετακίνησης για κάθε εναλλακτικό τρόπο θεμελίωσης είναι ποιοτικά ίδια σε όλες τις περιπτώσεις μιας και βασίζεται στη διαφορετική συμπεριφορά του κάθε θεμελίου.

Σε όρους ροπής – στροφής στη βάση του θεμελίου, (**Σχήμα 3.11**) , για πλάτος θεμελίου $B = 1,80$ m, το θεμέλιο συμπεριφέρεται ελαστικά με πολύ μικρή στροφή – σχεδόν ανύπαρκτη- και μέγιστη ροπή πολύ μικρότερη από την αντοχή του, αφού η αστοχία του συνδεόμενου υποστυλώματος “προστατεύει” το θεμέλιο, όπως επιβάλλει ο κανονισμός. Αντιθέτως, όπως αναμενόταν για $B = 1,00$ m, το θεμέλιο στρέφεται και ανασηκώνεται ελαφρώς, συμπεριφορά που αντικατοπτρίζεται και στο διάγραμμα ροπής - στροφής του μέσω της έντονης πλαστικοποίησης του υπερκείμενου εδάφους.

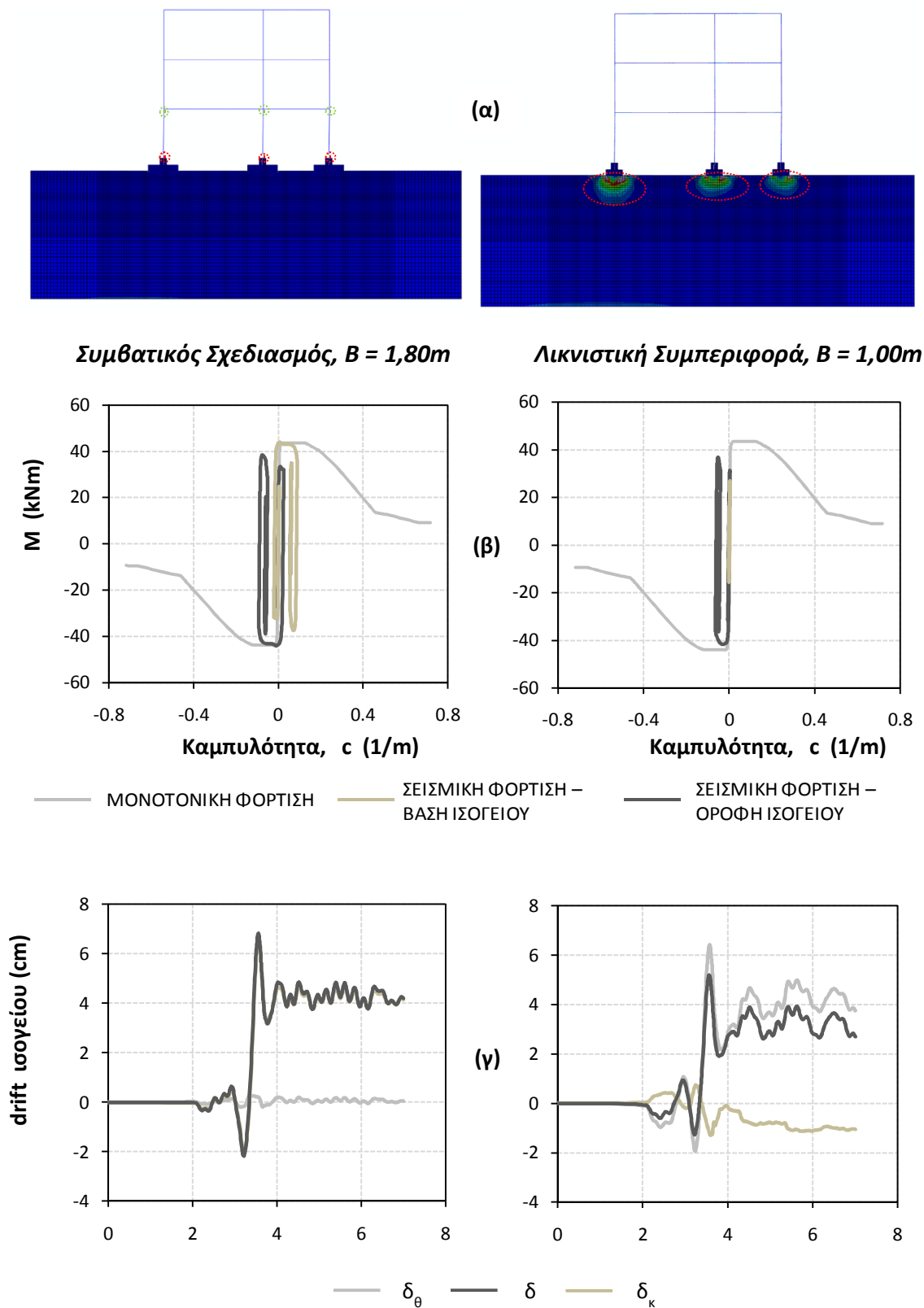
Σε όρους καθίζησης στροφής (**Σχήμα 3.11β**), παρατηρούμε ότι το κάθε θεμέλιο συμπεριφέρεται διαφορετικά, ωστόσο σε κάθε περίπτωση η συμβατική θεμελίωση δίνει πολύ μικρότερες καθιζήσεις και στροφές και στα τρία θεμέλια. Βέβαια, και στα δύο συστήματα παρατηρούμε ότι οι καθιζήσεις είναι μεγαλύτερες από τα 0,5 cm, που είναι μία αποδεκτή τιμή ενώ οι στροφές είναι σαφώς μικρότερες από τη γωνία ανατροπής του θεμελίου.

Αίγιο, 1995: ξεπερνώντας το φάσμα σχεδιασμού

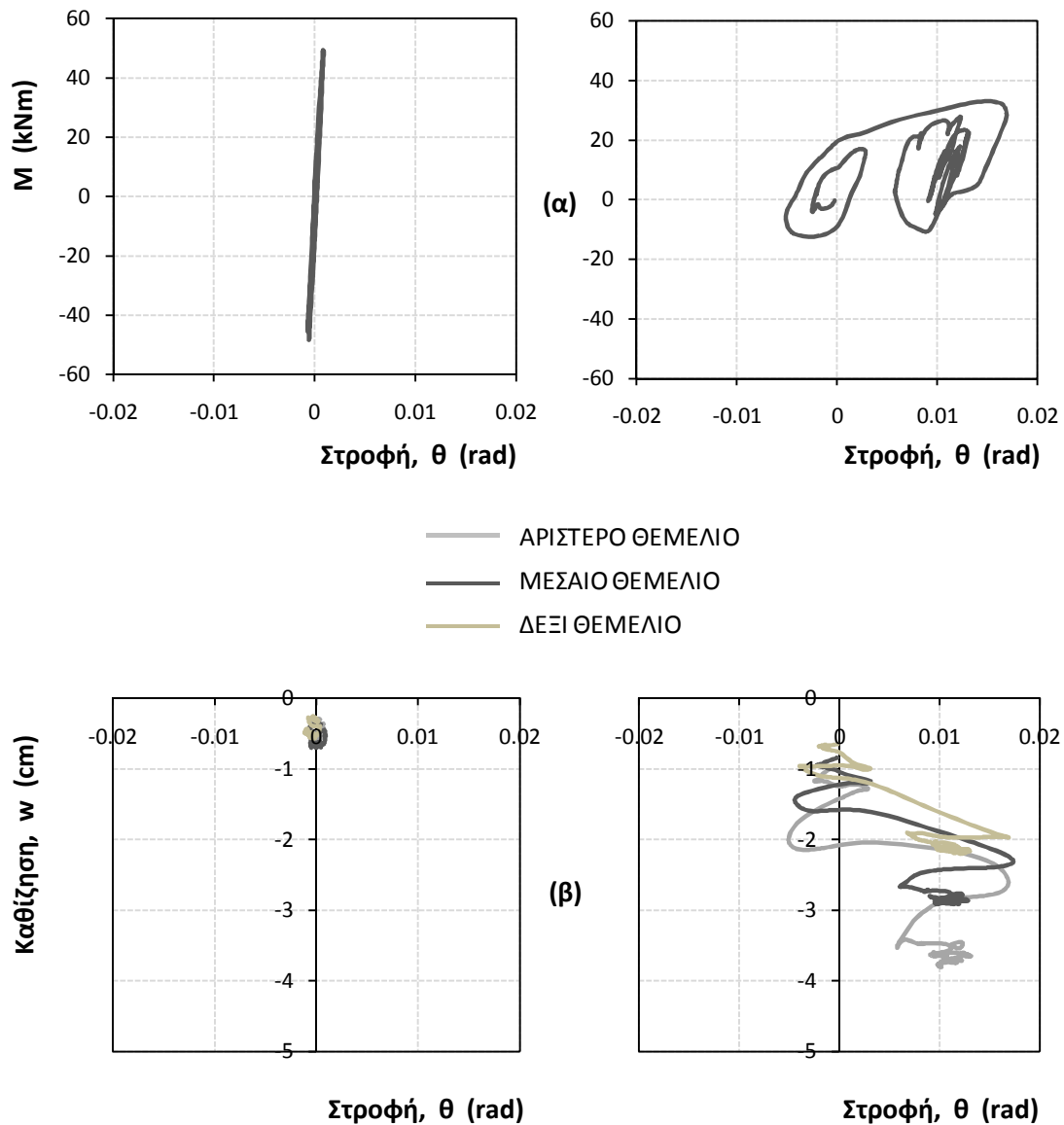
Ο σεισμός του Αιγίου είχε ένταση $M_s = 6,2$ και προκλήθηκε από κανονική διάρρηξη. Χαρακτηριστικό της διέγερσης αυτής είναι η κατευθυντικότητα που γίνεται εύκολα αντιληπτή από το μακροπερίοδο παλμό μεγάλης επιτάχυνσης των επιταχυνσιογραφημάτων. Αυτό εξηγεί τις εκτεταμένες ζημιές και θεαματικές αστοχίες που προκλήθηκαν σε κτίρια με εύκαμπτη πιλοτή, δομήματα αρκετά ευάλωτα σε τέτοιου είδους διεγέρσεις.

Γενικά, παρατηρώντας τα **Σχήματα 3.12** και **3.13** η συμπεριφορά τόσο της ανωδομής όσο και της θεμελίωσης είναι ποιοτικά όμοια με πριν. Ποσοτικά υπάρχουν διαφορές οι οποίες οφείλονται στα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης διέγερσης. Και πάλι όμως δεν έχουμε κατάρρευση σε κανένα από τα δύο συστήματα.

Πιο αναλυτικά, η συμπεριφορά του υποστυλώματος είναι ακριβώς ίδια: δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στην κορυφή και τη βάση του ισογείου για το “μεγάλο” θεμέλιο, ενώ για το “μικρό” θεμέλιο η πλαστική άρθρωση εντοπίζεται μόνο στην κορυφή του ισογείου.



Σχήμα 3.12: Συμπεριφορά των δύο συστημάτων ($B= 1,80 m$ και $B = 1,00 m$) υποβαλλόμενα σε μέτριας έντασης σεισμική διέγερση (Αίγιο, 1995) (α) Παραμορφωμένος κάναβος πεπερασμένων στοιχείων, (β) διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων αριστερού υποστυλώματος, (γ) χρονοϊστορία σχετικής μετακίνησης του ισογείου ως προς τη βάση.



Σχήμα 3.13: Συγκριτικά αποτελέσματα της θεμελίωσης των δύο εξεταζόμενων συστημάτων υπό τη σεισμική διέγερση του Αιγίου, σε όρους (α) ροπής – στροφής του θεμελίου, και (β) καθίζησης – στροφής για κάθε ένα από τα τρία θεμέλια.

Όπως δίδεται στο **Σχήμα 3.12γ**, η παραμένουσα σχετική μετακίνηση του ισογείου είναι μεγαλύτερη στο συμβατικό θεμέλιο, όπου και πάλι δεσπόζει η μετακίνηση λόγω κάμψης, σε σχέση με το αντίστοιχο, πλάτους $B = 1,00$ m, όπου υπάρχει και η συνιστώσα της στροφής που δεν είναι αμελητέα. Συγκριτικά με τα ίδια αποτελέσματα από το σεισμό της Καλαμάτας, οι παραμένουσες μετακινήσεις

των δύο συστημάτων είναι μικρότερες λόγω του μικρότερου αριθμού των κύκλων της διέγερσης του Αιγίου.

Και στη θεμελίωση, δεν εντοπίζονται ποιοτικές διαφορές. Όπως σκιαγραφείται στο **Σχήμα 3.13α**, για πλάτος θεμελίου $B = 1,80$ m αυτό συμπεριφέρεται αμιγώς ελαστικά σε αντίθεση με το θεμέλιο πλάτους $B = 1,00$ m, όπου έχουμε πλαστικοποίηση του εδάφους και ανασήκωμα. Συγκριτικά με την προηγούμενη διέγερση, (Καλαμάτα, 1986), το υπο – διαστασιολογημένο θεμέλιο φαίνεται να συσσωρεύει στροφές προς τη μία μεριά, φθάνοντας τελικά σε μεγαλύτερη στροφή. Ομοίως, και η μέγιστη τιμή της ροπής είναι ελαφρώς μεγαλύτερη. Τέλος, το διάγραμμα ροπής – στροφής του θεμελίου (**Σχήμα 3.13β**) για το σεισμό της Καλαμάτας είναι πιο συμμετρικό συγκριτικά με αυτό του Αιγίου. Οι διαφορές αυτές, οφείλονται στα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης διέγερσης, τόσο ως προς την απόλυτη τιμή της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης (το Αίγιο έχει μεγαλύτερες επιταχύνσεις) όσο και ως προς τη διαδοχή των παλμών (η ιδιοπερίοδος και τα χαρακτηριστικά του ταλαντούμενου συστήματος παραμένουν τα ίδια).

Σε όρους καθίζησης στροφής, η καταγραφή του Αιγίου προκαλεί μικρότερες καθιζήσεις και στροφές συγκριτικά με αυτή της Καλαμάτας, γεγονός αναμενόμενο εξαιτίας των λιγότερων κύκλων του πρώτου.

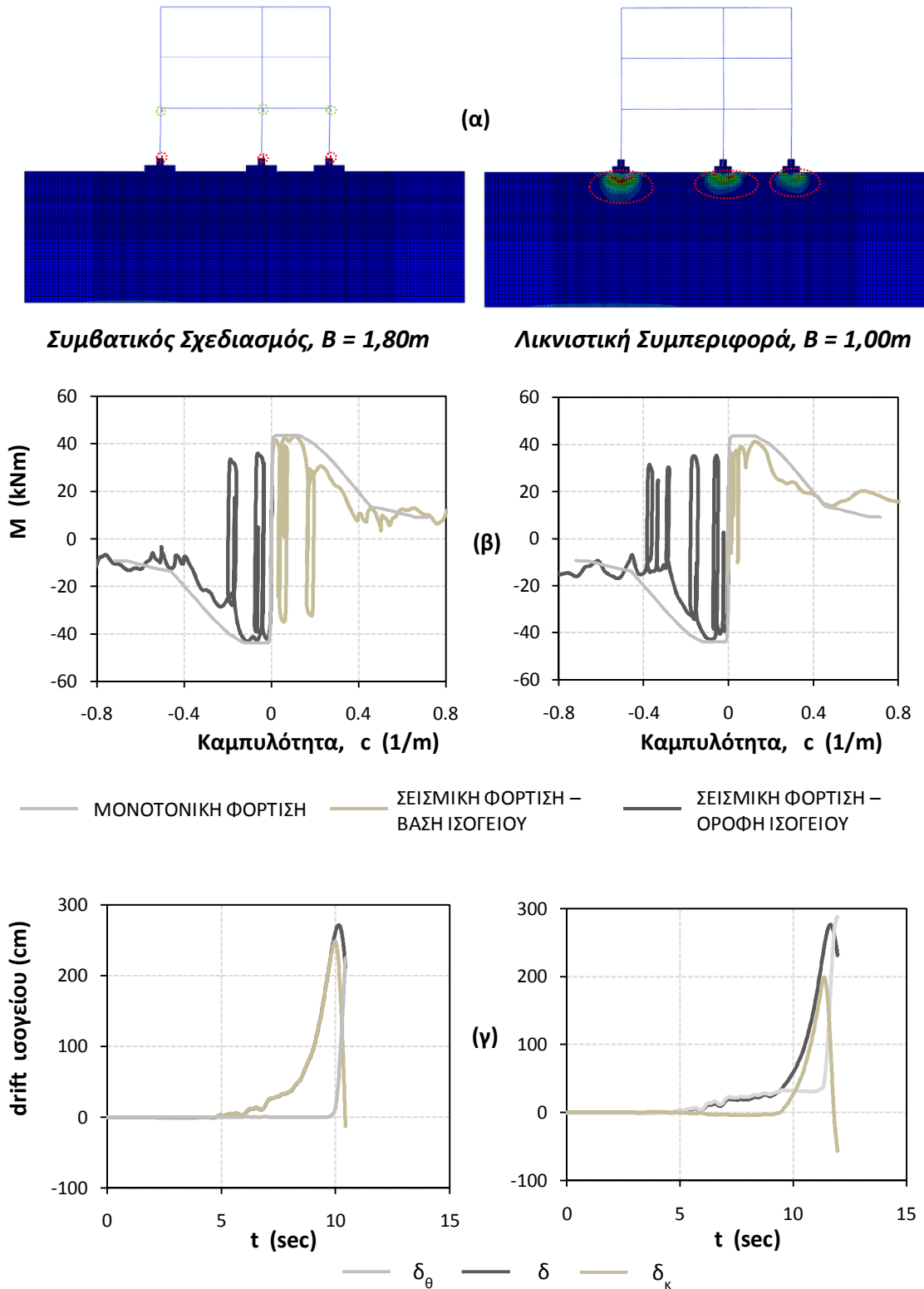
Duzce, 1999 (duzduz_180): πολύ πάνω από το φάσμα σχεδιασμού

Σε μία αρκετά σειсмоγενή χώρα όπως η Τουρκία, έλαβε χώρα το 1999 στην επαρχία Duzce, σεισμός έντασης $M_w = 7,2$, προκαλώντας ζημιές σε κτίρια αλλά και απώλειες ανθρώπινων ζώων. Το φάσμα της επιτάχυνσης του σεισμού αυτού, ξεπερνά το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ, όπως παρουσιάσθηκε στο **Σχήμα 3.4**.

Από την ισχυρή αυτή σεισμική διέγερση κατέρρευσαν και τα δύο εξεταζόμενα συστήματα με τα αποτελέσματα των αναλύσεων να συνοψίζονται στα **Σχήματα 3.14** (συμπεριφορά ανωδομής) και **3.15** (συμπεριφορά θεμελίωσης) που ακολουθούν.

Για το θεμέλιο πλάτους $B = 1,80$ m, αρχικά εξαντλείται η πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων στη βάση του ισογείου και ακολουθούν οι κόμβοι πάνω και κάτω από τη στάθμη του πρώτου ορόφου. Τέλος, δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις και στους υπόλοιπους ορόφους.

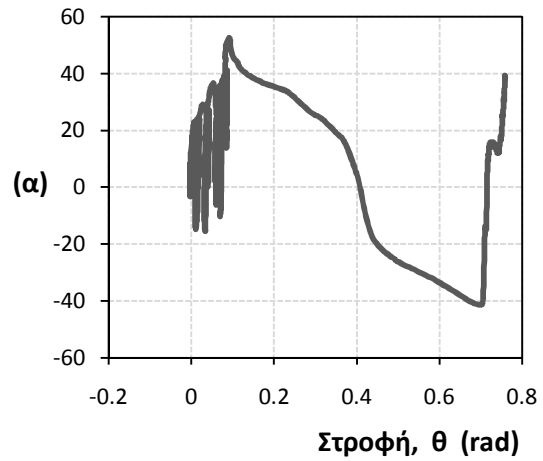
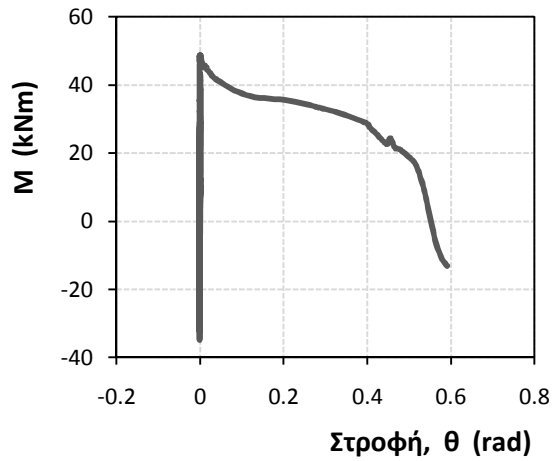
Στο κτίριο με τα “μικρά” θεμέλια, πρώτα πλαστικοποιούνται τα υποστυλώματα στην κορυφή του ισογείου και όχι στη βάση, αφού τα “προστατεύει” το ανασήκωμα του θεμελίου. Εν συνεχεία, δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις τόσο στη βάση του ισογείου όσο και στους πιο πάνω ορόφους. Ο τρόπος αστοχίας δηλαδή παραμένει ο ίδιος: δημιουργία μαλακού ορόφου στο ισογείο.



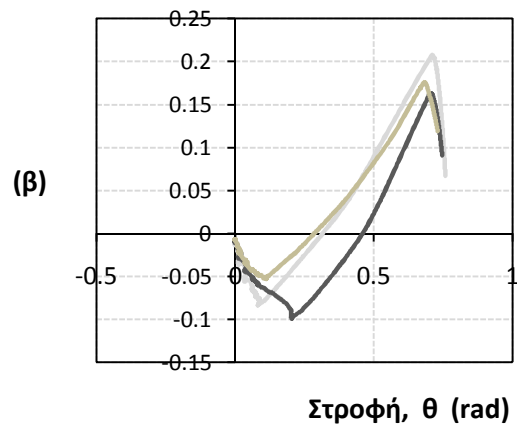
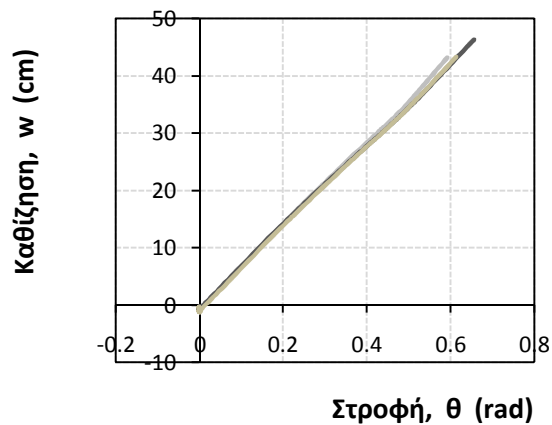
Σχήμα 3.14: Συμπεριφορά των δύο συστημάτων ($B= 1,80 m$ και $B = 1,00 m$) υποβαλλόμενα σε σεισμική διέγερση που ξεπερνά το φάσμα σχεδιασμού (Duzce, 1999): (α) Παραμορφωμένος κάναβος πεπερασμένων στοιχείων, (β) διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων αριστερού υποστύλωματος, (γ) χρονιοϊστορία σχετικής μετακίνησης του ισογείου ως προς τη βάση.

Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 1,80m$

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$



— ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΘΕΜΕΛΙΟ
 — ΜΕΣΑΙΟ ΘΕΜΕΛΙΟ
 — ΔΕΞΙ ΘΕΜΕΛΙΟ



Σχήμα 3.15: Τα δύο συστήματα καταρρέουν υπό μία σεισμική διέγερση που ξεπερνά αρκετά το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ (Duzce, 1999). Συγκριτικά αποτελέσματα της θεμελίωσης σε όρους (α) ροπής – στροφής του θεμελίου, και (β) καθίζησης – στροφής για κάθε ένα από τα τρία θεμέλια.

3.3 ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στα **Σχήματα 3.16** και **3.17**, συνοψίζονται τα αποτελέσματα για τα δύο συστήματα θεμελίωσης και για τις 20 επιβαλλόμενες διεγέρσεις. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται σε όρους ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων για το ακραίο υποστύλωμα ($\mu_{\text{demand}} / \mu_{\text{capacity}}$), συνολικής ανηγμένης – ως προς το ύψος του ορόφου- σχετικής μετακίνησης για το ισόγειο (total drift ratio, δ/h), ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ισογείου λόγω κάμψης των υποστυλωμάτων (δ_k/h) και καθίζησης των θεμελίων, συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ψευδο – ταχύτητας (maxPSV) κάθε σεισμικής διέγερσης. Επιλέχθηκε το μέγεθος maxPSV και όχι η μέγιστη φασματική επιτάχυνση (PSA) ή η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους (PGA) ως πιο αντιπροσωπευτικό για ανελαστικά προβλήματα όπως το εξεταζόμενο.

Σε όρους δ_k/h , σύμφωνα με τον Priestley et al (2007) διακρίνονται οι εξής οριακές καταστάσεις, κατ' αντιστοιχία με τις στάθμες επιτελεστικότητας των κανονισμών:

- Serviceability Limit State για τιμές του λόγου δ_k/h μικρότερες του 1%, οπότε η κατασκευή μπορεί να χρησιμοποιηθεί άμεσα μετά το σεισμό.
- Damage Control Limit State για τιμές του λόγου δ_k/h μεταξύ 1 και 2% ($1\% < \delta_k/h < 2\%$), όπου οι βλάβες που έχει υποστεί το κτίριο είναι επισκευάσιμες.
- Survival Limit State όπου οι τιμές του λόγου δ_k/h υπερβαίνουν το 2%, ενώ το κτίριο μπορεί οριακά να μην έχει καταρρεύσει ωστόσο τα δομικά του στοιχεία έχουν υποστεί σοβαρές ζημιές.

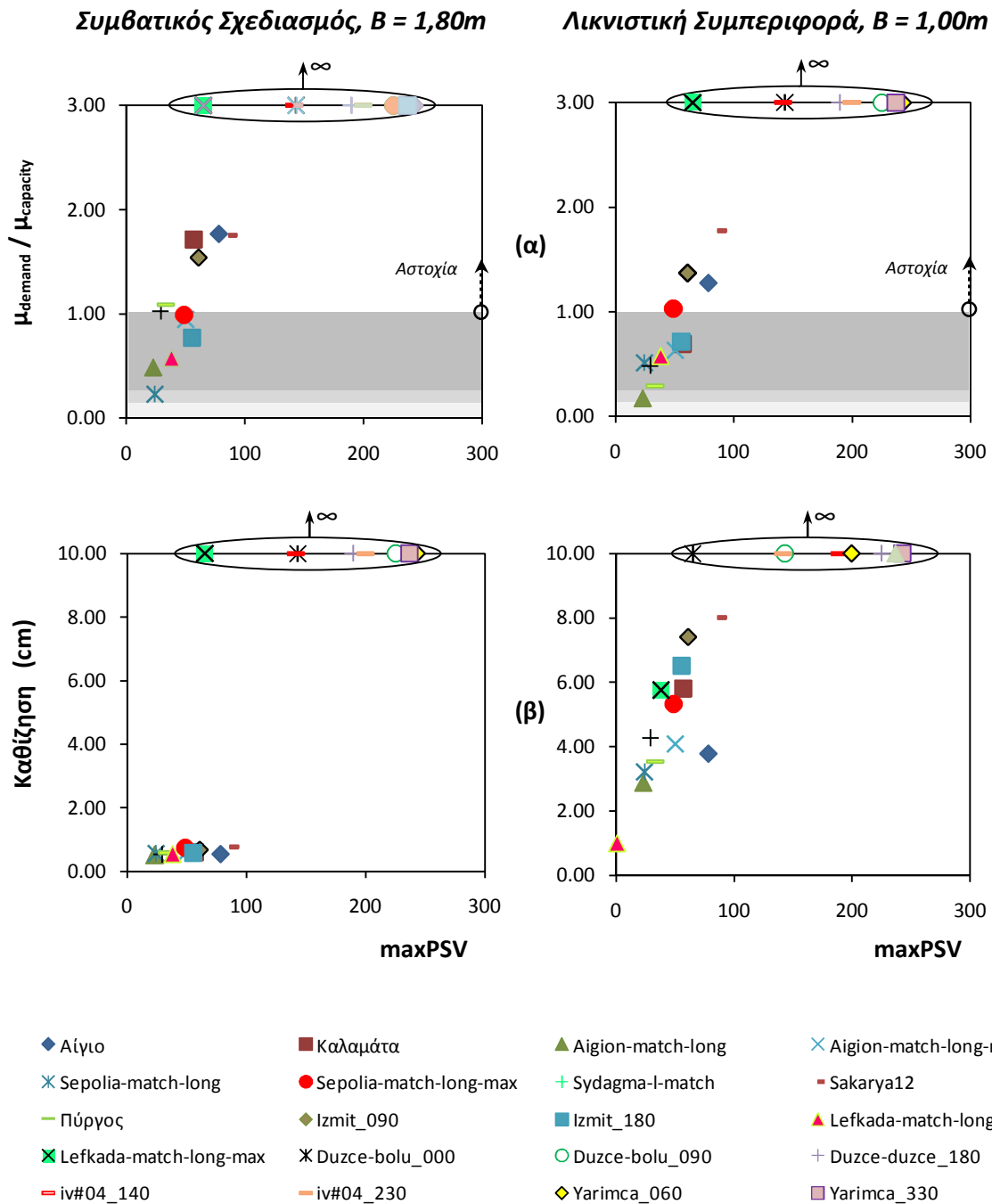
Όπως συμπεραίνουν από το **Σχήμα 3.16**, ο λόγος απαιτούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας μειώνεται με τη μείωση του πλάτους των θεμελίων από $B = 1,80$ m σε $B = 1,00$ m, για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις ανεξαρτήτως του που βρίσκεται το φάσμα της διέγερσης ως προς το φάσμα του ΕΑΚ. Η ίδια εικόνα παρατηρείται και στην ανηγμένη σχετική μετακίνηση του ισογείου (drift ratio) αλλά και στην ανηγμένη σχετική μετακίνηση λόγω κάμψης (flexural drift ratio). Η εκμετάλλευση της αντοχής του εδάφους θεμελίωσης μέσω του ανασηκώματος και της στροφής

των υπο – διαστασιολογημένων θεμελίων, έχουν ως αποτέλεσμα τη λικνιστική συμπεριφορά της ανωδομής και τελικώς μικρότερη καταπόνηση – άρα και οριζόντια μετακίνηση – λόγω κάμψης. Αυτό είναι ακόμα πιο σαφές μέσω των χρονοϊστοριών της σχετικής μετακίνησης που παρουσιάσθηκαν παραπάνω για τις 3 ενδεικτικές διεγέρσεις. Όπως ήδη αναφέρθηκε, στην περίπτωση του συμβατικού κτιρίου η συνολική οριζόντια μετακίνηση είναι αποτέλεσμα κάμψης των υποστυλωμάτων, εν αντιθέσει με τα “μικρά” θεμέλια όπου η συνιστώσα της στροφής δεν είναι αμελητέα, μειώνοντας έτσι και τη μετακίνηση λόγω κάμψης.

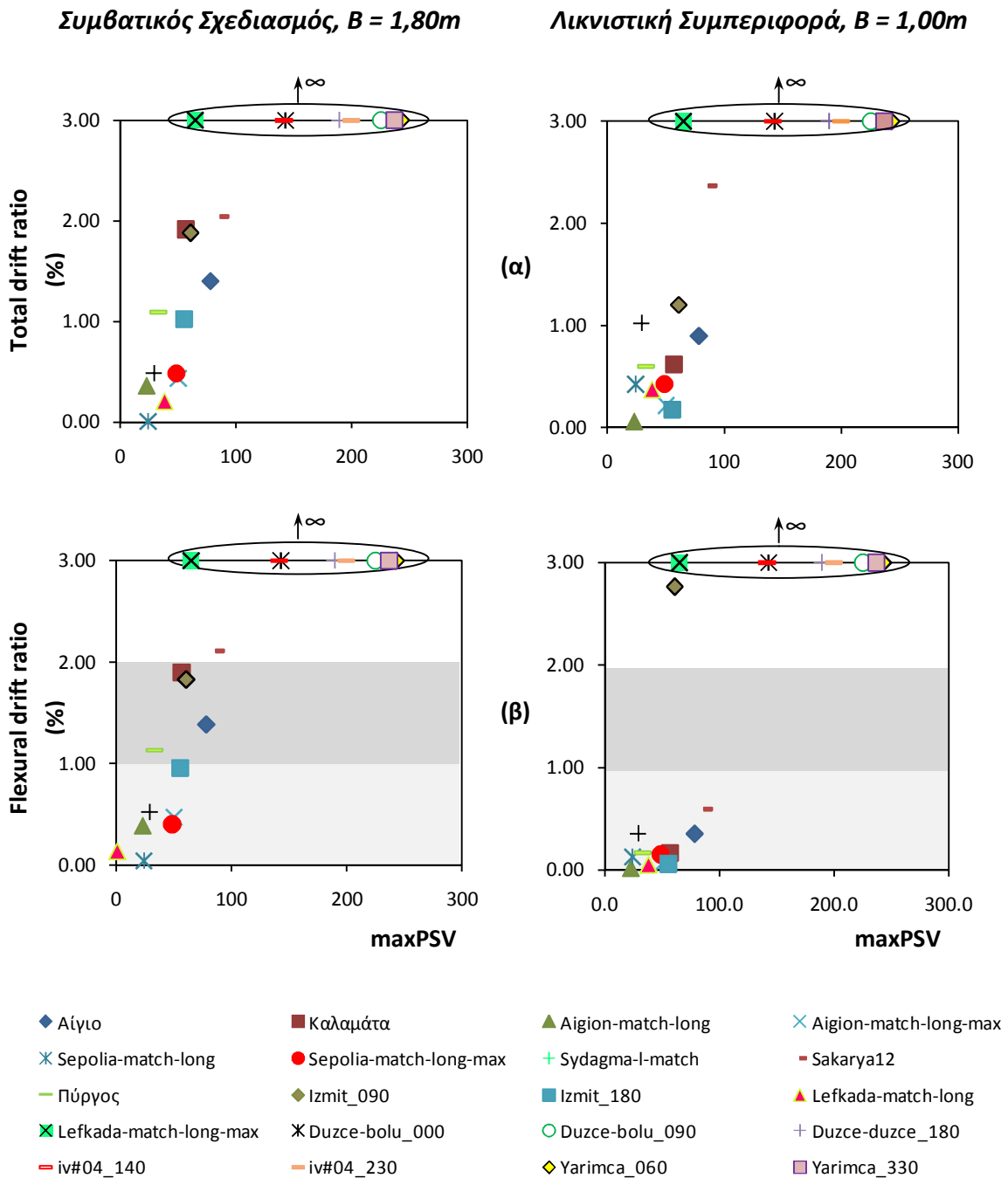
Τέλος, εξετάζοντας τις καθιζήσεις, είναι σαφώς μεγαλύτερες στην περίπτωση του συστήματος με θεμέλια $B = 1,00$ m, με τη μέγιστη να φθάνει και τα 7 cm, ενώ με τα “μεγάλα” θεμέλια” δεν ξεπερνά τα 0,8 cm. Οι διαφορές αυτές οφείλονται στον κατά πολύ μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας υπό τα στατικά φορτία της συμβατικής θεμελίωσης.

Συμπερασματικά, μειώνοντας τα θεμέλια του κτιρίου από $B = 1,80$ m σε $B = 1,00$ m, η συμπεριφορά της κατασκευής βελτιώθηκε. Από άποψη λειτουργικότητας δηλαδή, τα “μικρά” θεμέλια βοηθούν την κατασκευή δίνοντας μικρότερες σχετικές μετακινήσεις (drift). Ταυτόχρονα, μειώνεται η ένταση των μελών της ανωδομής, η οποία συμπεριφέρεται λικνιστικά εξαιτίας του ανασηκώματος του θεμελίου (rocking) και της πλαστικοποίησης του εδάφους κάτω από τα θεμέλια. Εν τούτοις, για σεισμικές διεγέρσεις που ξεπερνούν κατά πολύ το σεισμό σχεδιασμού, και τα δύο συστήματα καταρρέουν. Επομένως, η λικνιστική απόκριση της ανωδομής μέσω της μείωσης των θεμελίων δεν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής σεισμική ενίσχυση για ένα υφιστάμενο κτίριο.

Στο Παράρτημα Β παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και των 24 σεισμικών διεγέρσεων που επιβλήθηκαν στο μοντέλο.



Σχήμα 3.16: Συνοπτικά αποτελέσματα για τα δύο συστήματα (Συμβατικός Σχεδιασμός $B = 1,80 m$, και Κτίριο με Λικνιστική Συμπεριφορά $B = 1,00 m$) για τις σεισμικές διεγέρσεις που δεν κατέρρευσαν εκφρασμένα ως προς τη μέγιστη φασματική ψευδοταχύτητα σε όρους : (α) ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας, και (β) καθίζησης του αριστερού θεμελίου. Τα κυκλωμένα σημεία αντιστοιχούν σε μεγάλες τιμές που δεν απεικονίζονται για λόγους ευκρίνειας.



Σχήμα 3.17: Αποτελέσματα για τα δύο συστήματα (Συμβατικός Σχεδιασμός $B = 1,80 m$, και Κτίριο με Λικνιστική Συμπεριφορά $B = 1,00 m$) για τις σεισμικές διεγέρσεις που δεν κατέρρευσαν εκφρασμένα ως προς τη μέγιστη φασματική ψευδοταχύτητα σε όρους : (α) συνολικής σχετικής οριζόντιας μετακίνησης του ισογείου , και (β) σχετικής οριζόντιας μετακίνησης του ισογείου λόγω κάμψης του αριστερά υποστυλώματος. Τα κυκλωμένα σημεία αντιστοιχούν σε μεγαλύτερες του 3 τιμές.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΙΑΣ ΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Στις μέχρι τώρα αναλύσεις που διεξήχθησαν τόσο στο συμβατικό κτίριο όσο και στο κτίριο με υπο-διαστασιολογημένη θεμελίωση, η ύπαρξη της τοιχοποιίας λήφθηκε υπόψη μόνο μέσω της μάζας της, αγνοώντας τη δυσκαμψία αυτής. Όπως είναι σύνηθες σε παλιά κτίρια που έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί τις δεκαετίες '70 – '80, το ισόγειο του κτιρίου έχει διαμόρφωση “πυλωτή”. Για το λόγο αυτό, προκειμένου να εξετάσουμε το κατά πόσο η δυσκαμψία της τοιχοποιίας επηρεάζει τα αποτελέσματα, εκτελέσαμε αναλύσεις στατικής αυξανόμενης επιβαλλόμενης μετακίνησης αλλά και εν χρόνω δυναμικές αναλύσεις έχοντας τοποθετήσει τους εξωτερικούς τοίχους μόνο στους πάνω ορόφους.

4.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΙΑΣ

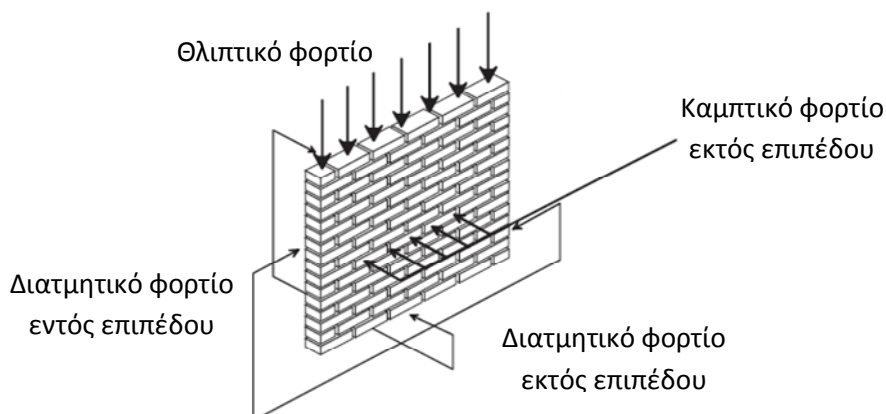
Η πλειονότητα των κτιρίων ωπλισμένου σκυροδέματος (Ω.Σ.) στη χώρα μας διαθέτει εξωτερικούς τοίχους πληρώσεως οι οποίοι κατασκευάζονται από κοίλη οπτοπλινθοδομή και έχουν πάχος 90 mm. Σε ορισμένες περιπτώσεις όμως δεν είναι κοίλες, αλλά τοποθετείται ενδιάμεσα καθ ύψος της κατασκευής διάζωμα ωπλισμένου σκυροδέματος. Σκοπός της πλήρωσης αυτής είναι η μείωση της τρωτότητας της τοιχοποιίας υπό σεισμική διέγερση. Ωστόσο, αυτό μπορεί να έχει αρνητικές συνέπειες στα υποστυλώματα των δύο άκρων της τοιχοποιίας.

Γενικά, κατά τη μελέτη κατασκευών Ω.Σ., οι τοίχοι πλήρωσης θεωρούνται μη φέροντα στοιχεία. Μία τέτοια αντιμετώπιση κάθε άλλο παρά σωστή είναι καθώς η μάζα και η δυσκαμψία τους επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Επίσης, τυχόν αποδιοργάνωση των τοίχων κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης μπορεί να προκαλέσει τραυματισμό ή και απώλειες ανθρώπινων ζωών. Για όλους τους προαναφερθέντες λόγους, είναι πολύ σημαντικό να προσδιορίσουμε τη συμπεριφορά και τα χαρακτηριστικά των τοίχων πλήρωσης.

Στην Ελλάδα, κυρίως τη δεκαετία του '70 – χρονική περίοδο που κατατάσσεται και το εξεταζόμενο κτίριο - οι τοίχοι πλήρωσης κατασκευάζονταν από κοίλη οπτοπλινθοδομή, ενώ ενδιάμεσα τοποθετούνταν μόνωση ή συρόμενες πόρτες και παράθυρα.

Γενικά, η τοιχοποιία είναι ένα ανισότροπο υλικό. Για το λόγο αυτό δεν είναι δυνατό να προσδιοριστεί η συμπεριφορά της υπό διαξονική ένταση, επιβάλλοντας φορτία μόνο στη μία διεύθυνση, κάτι που ισχύει στα ισότροπα υλικά όπως το σκυρόδεμα ή ο χάλυβας. Έτσι, πολύ σημαντικό ρόλο για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών της παίζουν το είδος και η κατεύθυνση της φόρτισης.

Τα φορτία που μπορούν να εντείνουν την τοιχοποιία βρίσκονται τόσο εντός όσο και εκτός του επιπέδου της, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.1**.



Σχήμα 4.1: Πιθανοί τρόποι φόρτισης των τοίχων πλήρωσης τόσο εντός όσο και εκτός του επιπέδου τους

Παρόλο που ορισμένες φορές η εκτός επιπέδου αστοχία μπορεί να κυριαρχεί, έχει αποδειχθεί μέσω παρατήρησης από παλιότερους σεισμούς ότι η εντός επιπέδου αντίσταση είναι αυτή που τελικά κυριαρχεί και παίζει καθοριστικό ρόλο στην αποφυγή κατάρρευσης της κατασκευής.

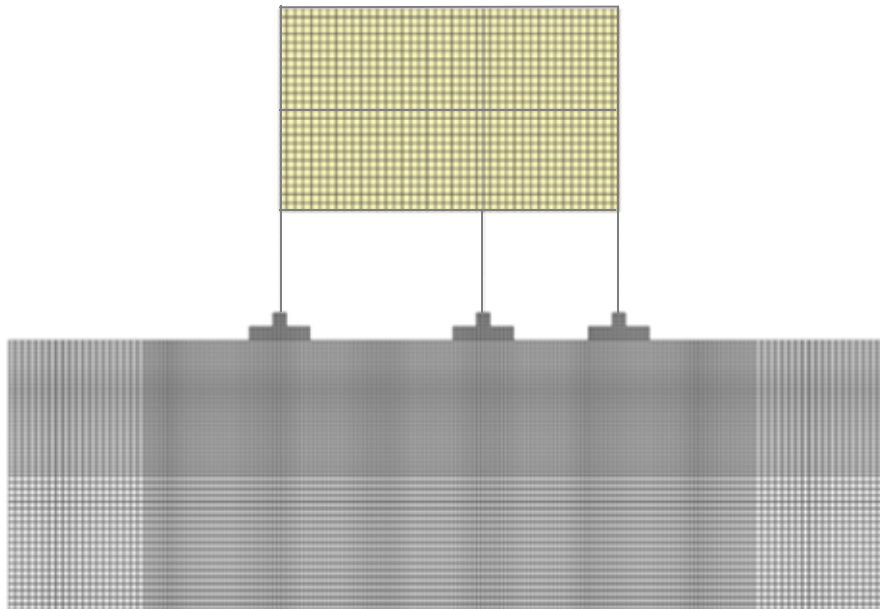
Όσον αφορά τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή των τοίχων πληρώσεως, η συμβολή τους είναι καθοριστικής σημασίας για τη συμπεριφορά όλου του στοιχείου. Οι διαστάσεις και η ποιότητα των οπτόπλινθων που θα χρησιμοποιηθούν, το είδος του συνδετικού κονιάματος και του σκυροδέματος αλλά και ο οπλισμός που μπορεί να υπάρχει, είναι σημαντικά στοιχεία που μεταβάλλοντάς τα αλλάζει η συμπεριφορά της τοιχοποιίας. Η δυσκαμψία της καθορίζει τη συμπεριφορά όλης της κατασκευής όταν αυτή επιβάλλεται σε δυναμική φόρτιση, ενώ ταυτόχρονα κατανέμει την ένταση στα διάφορα μέλη της. Ωστόσο, εξαιτίας των ρωγμών που δημιουργούνται η δυσκαμψία συνεχώς αλλάζει και σε καμία περίπτωση δεν μπορεί να θεωρηθεί σταθερή. Εξίσου καθοριστικός παράγοντας στην εκτίμηση της δυσκαμψίας των τοίχων πληρώσεως είναι η ύπαρξη και το είδος των ανοιγμάτων.

Τέλος, ιδιαίτερη προσοχή απαιτεί η “προένταση” των τοίχων, η οποία οφείλεται στα μόνιμα (κατακόρυφα) φορτία του κτιρίου που δρουν εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας και τα οποία είναι θλιπτικά, αλλά και το είδος της στήριξης στα άκρα του (συμπεριφορά προβόλου ή αμφίπακτου στοιχείου).

Για την περιγραφή της συμπεριφοράς ενός τοίχου πληρώσεως υπό διαξονική ένταση έχουν αναπτυχθεί διάφορα μοντέλα, καθ ένα από τα οποία βασίζεται σε διαφορετικές παραδοχές (*Turnšek and Čačonič's model*, *Mann and Müller model*, *Ganz and Thürlimann model*). Το μοντέλο που προτείνεται στον Ευρωκώδικα 6 είναι ουσιαστικά μία επέκταση του νόμου αστοχίας Coulomb όπου λαμβάνεται υπόψη η τάση στο κρίσιμο τμήμα του τοίχου στο οποίο εμφανίζονται οι περισσότερες ρωγμές και όχι η προένταση λόγω των κατακόρυφων μόνιμων φορτίων .

4.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ ΣΤΟ ΜΟΝΤΕΛΟ

Για την προσομοίωση των τοίχων πλήρωσης στο μοντέλο, χρησιμοποιήθηκαν συνεχή τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (CPE4), όπως αυτά του εδάφους και των θεμελίων. Οι διαστάσεις των πεπερασμένων στοιχείων είναι 0,243 x 0,25 (m) ενώ το πάχος των τοίχων λήφθηκε ίσο με 0,12 m. Θεωρήθηκε ότι οι τοίχοι πλήρωσης ήταν συνεχείς και δεν διακόπτονταν από παράθυρα ή θύρες. Το μοντέλο του κτιρίου έχοντας ενσωματώσει και την τοιχοποιία απεικονίζεται στο **Σχήμα 4.2**.



Σχήμα 4.2: Η τοιχοποιία ενσωματώθηκε στο μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων ως συνεχή τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (CPE4). Το ισόγειο του κτιρίου διαμορφώθηκε ως πιλοτή.

Σύμφωνα με το καταστατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε, αυτό θεωρεί κριτήριο αστοχίας Mohr Coulomb με τις εξής παραμέτρους:

- Μέτρο ελαστικότητας, $E = 2000 \text{ MPa}$
- λόγος Poisson, $\nu = 0,2$
- γωνία τριβής, $\phi = 26,2^\circ$
- συνοχή, $c = 310 \text{ kPa}$

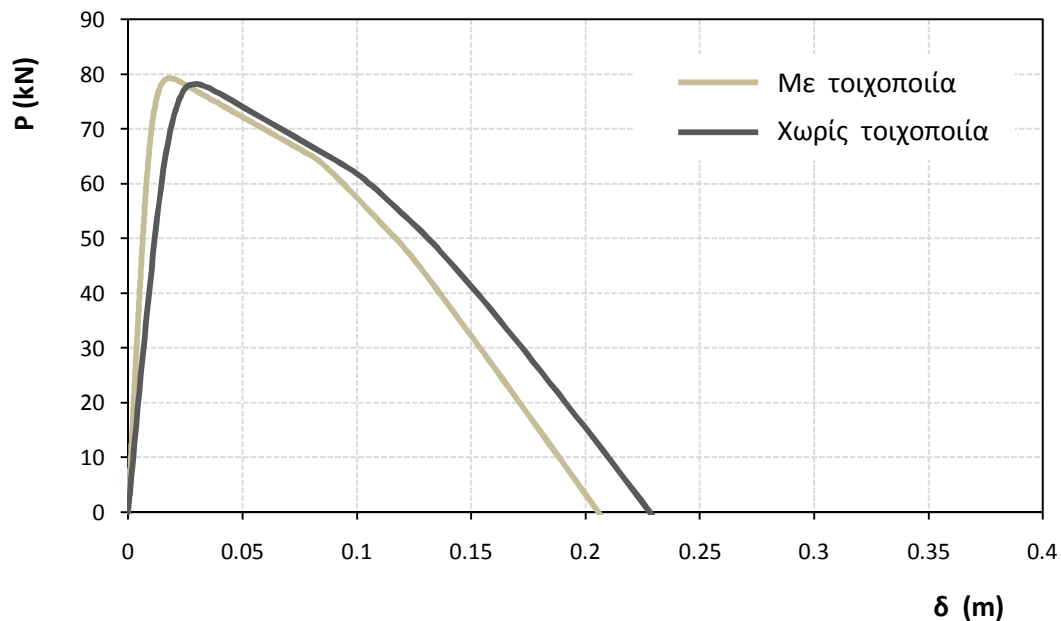
Μέσω αυτού του προσομοιώματος προσδίδουμε και τη σωστή δυσκαμψία στο μοντέλο, η οποία επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό τη συμπεριφορά και την ένταση της κατασκευής υπό δυναμική φόρτιση.

Σχετικά με την πυκνότητα των τοίχων, αυτή είναι πολύ μικρή διότι η μάζα τους έχει ληφθεί υπόψη στα στατικά φορτία του κτιρίου επί των δοκών. Συνεπώς, δίνοντας την πραγματική τιμή στην πυκνότητα θα υπολογίζαμε τη μάζα δύο φορές, και τότε θα αυξάνονταν πολύ τα αξονικά φορτία των υποστυλωμάτων υπό στατική φόρτιση ενώ παράλληλα η ταλαντούμενη μάζα υπό δυναμική φόρτιση θα ήταν μεγαλύτερη από την κανονική.

4.3 ΣΤΑΤΙΚΩΣ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ

4.3.1 Συμβατικά θεμελιωμένο κτίριο ($B = 1,80 \text{ m}$)

Στο **Σχήμα 4.3** συγκρίνεται η καμπύλη δύναμης μετακίνησης για το κτίριο που είναι θεμελιωμένο βάσει των ισχυόντων κανονισμών ($B = 1,80 \text{ m}$) χωρίς τους τοίχους πληρώσεως με την αντίστοιχη του ίδιου κτιρίου έχοντας λάβει υπόψη και την τοιχοποιία.



Σχήμα 4.3: Συγκριτική παρουσίαση της καμπύλης δύναμης μετατόπισης για το συμβατικό κτίριο ($B = 1,80 \text{ m}$) με και χωρίς τους τοίχους πληρώσεως.

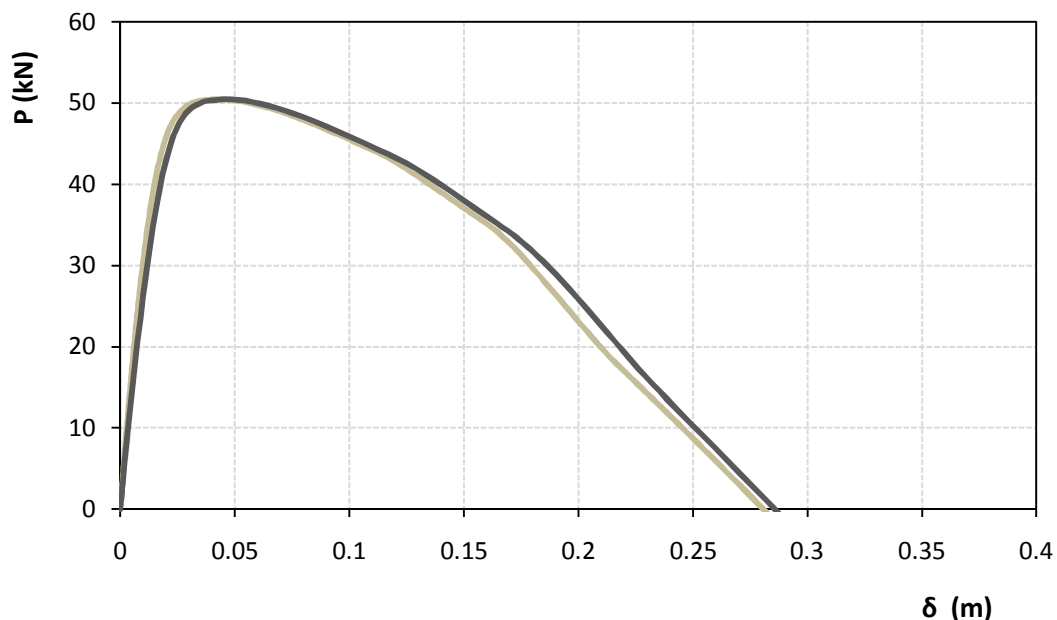
Τόσο σε όρους μέγιστης δύναμης όσο και σε όρους μέγιστης μετακίνησης, η συμπεριφορά είναι σχεδόν η ίδια. Υπάρχει μία πολύ μικρή διαφορά στη δυσκαμψία, η οποία είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση του κτιρίου με τους τοίχους πληρώσεως όπως είναι άλλωστε αναμενόμενο. Η διαφορά στη δυσκαμψία γίνεται εύκολα αντιληπτή υπολογίζοντας την αρχική ιδιοπερίοδο του κτιρίου. Από $T \approx 0,78 \text{ sec}$ στην περίπτωση που δε λαμβάνεται υπόψη η τοιχοποιία, μειώνεται σε $T \approx 0,59 \text{ sec}$. Αξίζει τέλος να σημειωθεί ότι η μάζα του συστήματος παρέμεινε η ίδια.

Ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι τιμές των αξονικών δυνάμεων στα τρία υποστυλώματα υπό τα στατικά φορτία. Στο αριστερό και στο δεξί ακραίο υποστυλώμα η αξονική αυξήθηκε κατά 7 και 10 kN αντίστοιχα, εν αντιθέσει με το μεσαίο όπου παρατηρείται μείωση ίση με 17 kN. Η μεταβολή αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι χωρίς την τοιχοποιία, είναι δυνατή μία κάμψη της δοκού στο ισόγειο η οποία έχει ως αποτέλεσμα τη μεγαλύτερη καταπόνηση του μεσαίου υποστυλώματος. Με την τοποθέτηση των τοίχων, η κάμψη αυτή δεν μπορεί να

πραγματοποιηθεί και συνεπώς τα ακραία υποστυλώματα είναι αναγκασμένα να παραλάβουν μεγαλύτερο φορτίο από πριν.

4.3.2 Κτίριο με υπο-διαστασιολογημένη θεμελίωση ($B = 1,00 \text{ m}$)

Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 4.4**, η μέγιστη δύναμη που φθάνει το κτίριο είναι ίδια τόσο με όσο και χωρίς τους τοίχους πληρώσεως, κάτι που παρατηρήθηκε και στην περίπτωση του συμβατικά θεμελιωμένου κτιρίου.



Σχήμα 4.4: Συγκριτική παρουσίαση της καμπύλης δύναμης μετατόπισης για το κτίριο με υπο-διαστασιολογημένη θεμελίωση ($B = 1,00 \text{ m}$) με και χωρίς τους τοίχους πληρώσεως.

Η αύξηση της δυσκαμψίας λόγω της τοιχοποιίας, η οποία είναι εμφανής μέσω της σύγκρισης των αρχικών κλάδων των δύο καμπυλών του **Σχήματος 4.4**, έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της τελικής μετακίνησης που φθάνει το σύστημα. Και πάλι η αρχική ιδιοπερίοδος μεταβλήθηκε από $T = 0,97 \text{ sec}$ σε $T = 0,87 \text{ sec}$.

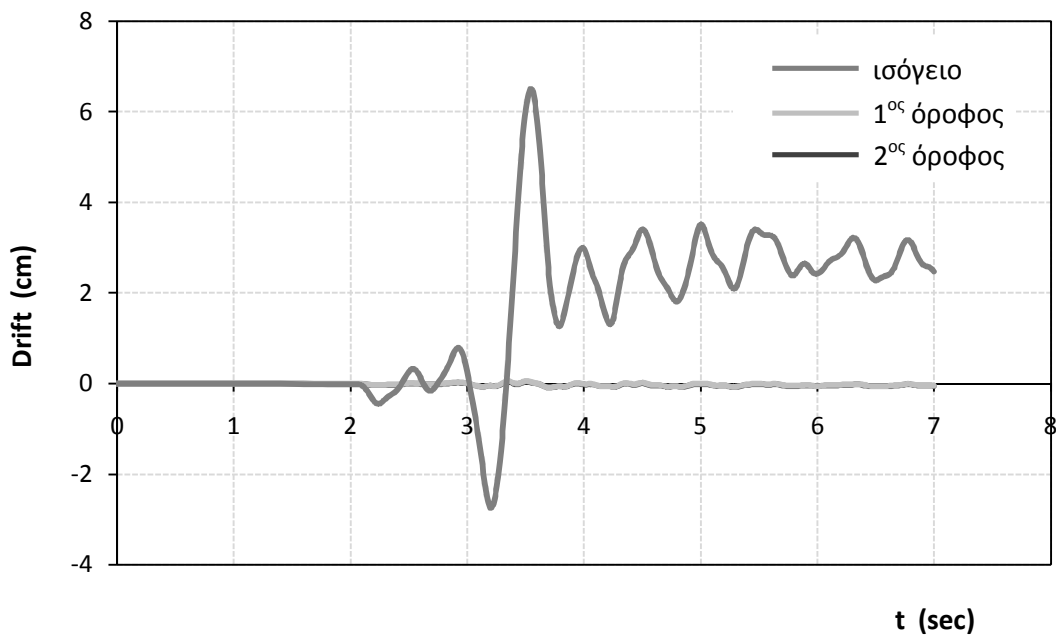
Οι αξονικές δυνάμεις των τριών υποστυλωμάτων με και χωρίς τους τοίχους πληρώσεως είναι σχεδόν ίδιες. Απεναντίας, όπως δείχθηκε πιο πάνω, στην περίπτωση του κτιρίου με τα “μεγάλα” θεμέλια, υπάρχουν διαφορές. Η εξήγηση κρύβεται στη διαφορετική απόκριση των δύο συστημάτων, όπου για τα “μικρά” θεμέλια η καταπόνηση της ανωδομής είναι μικρότερη λόγω της στροφής του θεμελίου και ειδικότερα της συνεισφοράς της αντοχής του υπερκείμενου εδάφους.

4.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Για να εξετάσουμε τον τρόπο με τον οποίο η ύπαρξη των τοίχων πληρώσεως επηρεάζει τη συμπεριφορά της κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση, επιβάλλαμε στο μοντέλο τη σεισμική διέγερση από την καταγραφή του Αιγίου. Προφανώς, τα αποτελέσματα που δίνονται στη συνέχεια αναφέρονται στη συγκεκριμένη διέγερση και κάθε άλλο παρά ως γενικά συμπεράσματα μπορούν να θεωρηθούν, αφού εξαρτώνται από το είδος της διέγερσης.

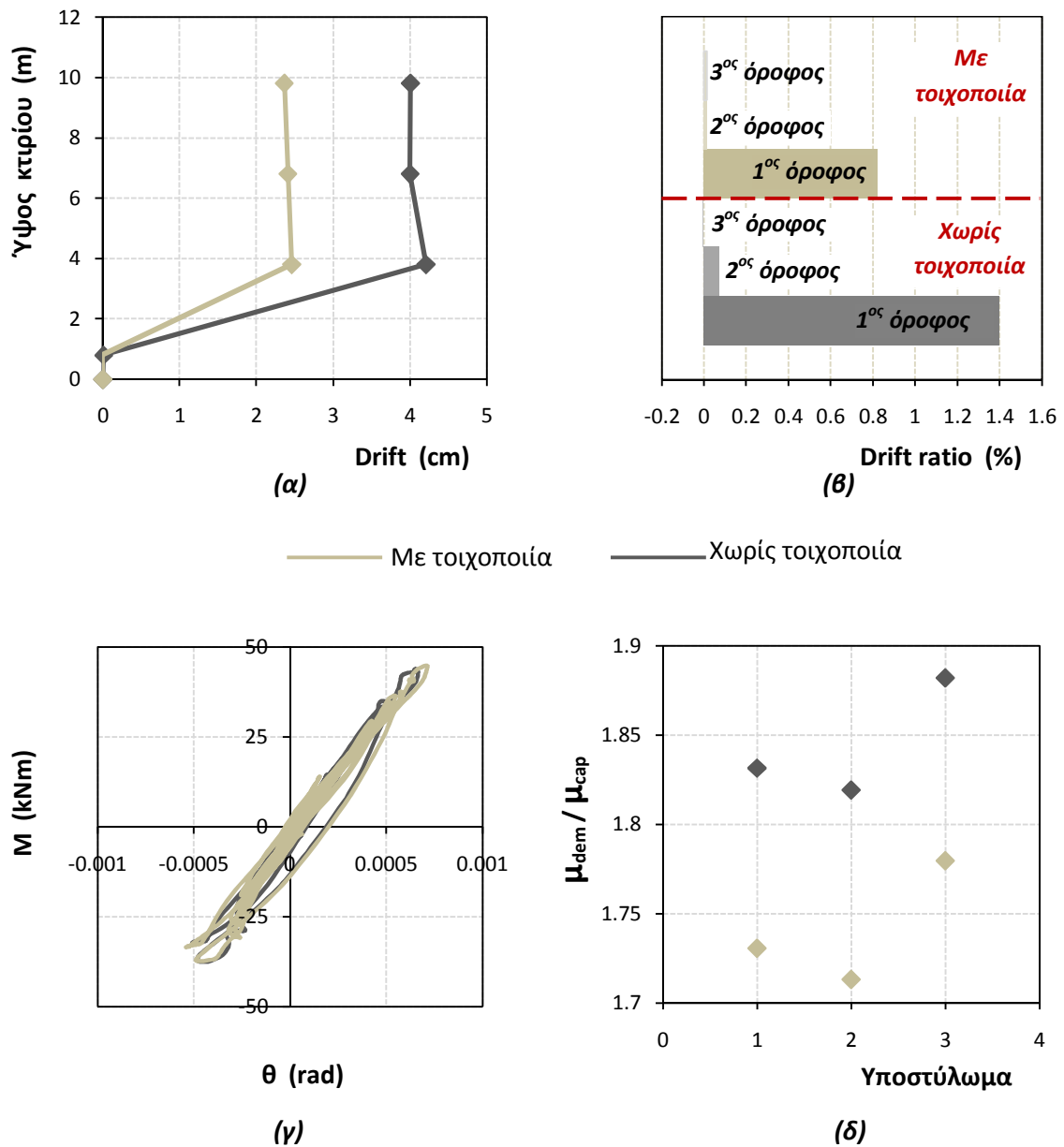
4.4.1 Συμβατικά θεμελιωμένο κτίριο ($B = 1,80\text{ m}$)

Τοποθετώντας την τοιχοποιία στους πάνω ορόφους, αυτοί συμπεριφέρονται ως στερεό σώμα με σχεδόν μηδενική σχετική οριζόντια μετακίνηση εξαιτίας της κάμψης των υποστυλωμάτων τους. Όλη η μετακίνησή τους οφείλεται στη μετακίνηση του ισογείου, όπως χαρακτηριστικά δίδεται στο διάγραμμα της χρονοϊστορίας των μετακινήσεων κάθε ορόφου του **Σχήματος 4.5**.



Σχήμα 4.5: Χρονοϊστορία της εξέλιξης της σχετικής οριζόντιας μετακίνησης στη στάθμη κάθε ορόφου καθ' ύψος του ακραίου αριστερά υποστυλώματος υπό τη σεισμική διέγερση του Αιγίου για το συμβατικό κτίριο.

Στο **Σχήμα 4.6** συγκρίνονται τα αποτελέσματα με τα αντίστοιχα των αναλύσεων χωρίς τους τοίχους πληρώσεως στο μοντέλο, σε όρους σχετικής μετακίνησης (*drift* και *drift ratio* %), καθιζήσεων, στροφών και καμπυλοτήτων στο τέλος της σεισμικής διέγερσης.



Σχήμα 4.6: Συμπεριφορά του συμβατικού κτιρίου με και χωρίς τους τοίχους πληρώσεως σε όρους (α) σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της στάθμης κάθε ορόφου καθ' ύψος του ακραίου αριστερού υποστυλώματος ως προς τη βάση του αριστερού θεμελίου, (β) ανηγμένης ως προς το ύψος του κάθε ορόφου οριζόντια μετακίνησης κάθε στάθμης καθ' ύψος του αριστερού υποστυλώματος, (γ) ροπής – στροφής του αριστερού θεμελίου, και (δ) ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας σε κάθε υποστύλωμα

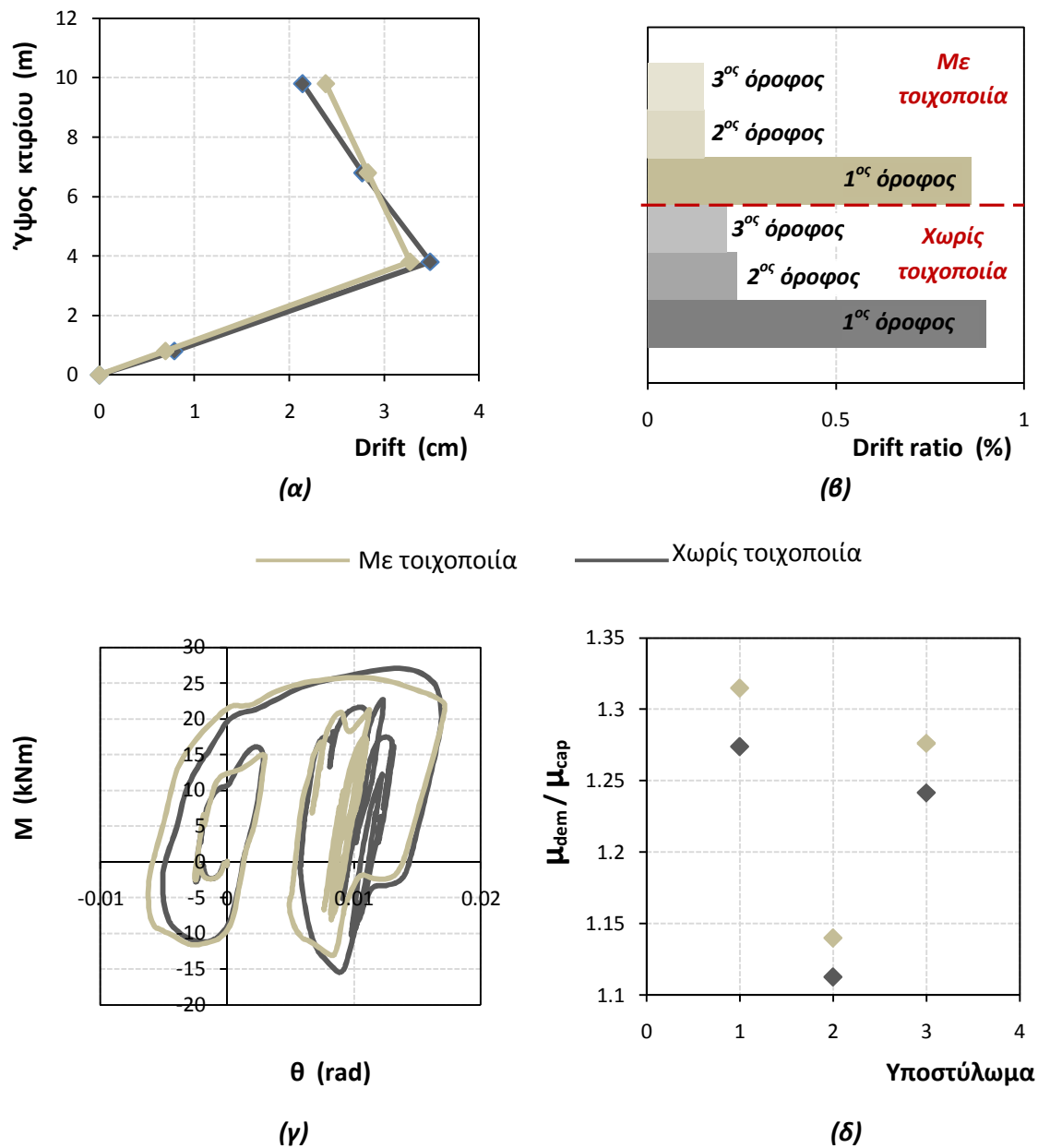
Τόσο σε όρους σχετικής μετακίνησης κάθε ορόφου (*drift*, **Σχήμα 4.6α**) όσο και σε όρους ανηγμένης ως προς το ύψος του κάθε ορόφου μετακίνησης (*drift ratio %*, **Σχήμα 4.6β**) είναι φανερό ότι η συμπεριφορά της κατασκευής βελτιώθηκε. Ειδικότερα στους πάνω ορόφους των οποίων η δυσκαμψία αυξήθηκε σημαντικά, οι μετακινήσεις είναι αισθητά μικρότερες. Και στο ισόγειο υπάρχει βελτίωση χωρίς ωστόσο να αποφεύγετε ο σχηματισμός μαλακού ορόφου. Ίδια εικόνα παρατηρείται και στο λόγο ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας των τριών υποστυλωμάτων, όπου και σημειώθηκε μείωση της τάξης του 6% (**Σχήμα 4.6δ**).

Η συμπεριφορά των θεμελίων είναι σχεδόν ίδια με πριν, χωρίς ουσιαστικές διαφορές. Τόσο οι ροπές στο θεμέλιο όσο και οι στροφές - οι οποίες είναι πολύ μικρές, όπως επιβάλλει ο ελαστικός σχεδιασμός της θεμελίωσης βάσει των ισχυόντων κανονισμών - δε μεταβάλλονται.

4.4.2 Κτίριο με υπο-διαστασιολογημένη θεμελίωση ($B = 1,00\text{ m}$)

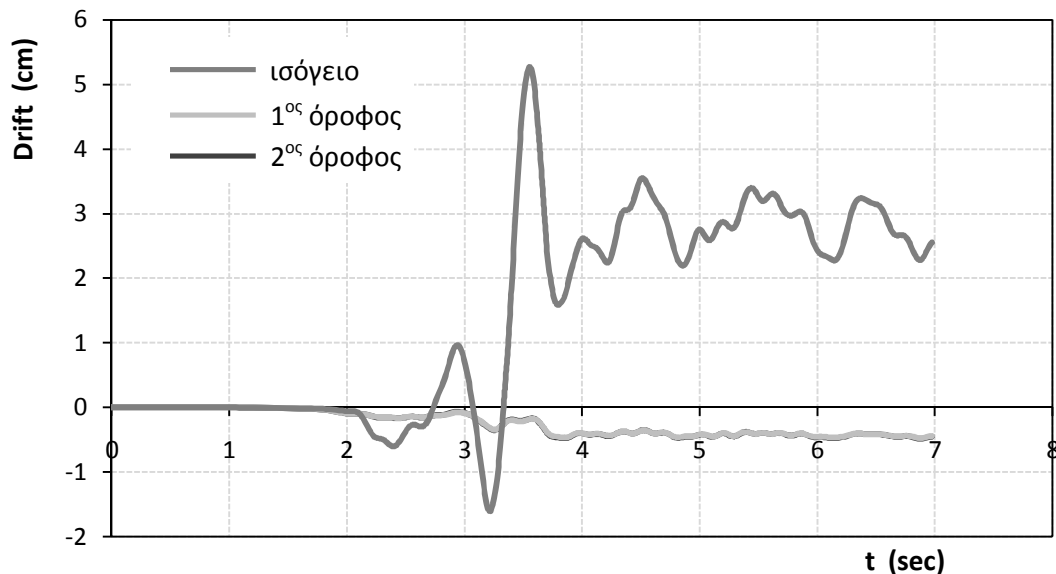
Στο μη συμβατικό κτίριο, η τοιχοποιία επιδρά διαφορετικά στη συμπεριφορά της κατασκευής. Καθοριστικό ρόλο στο κατά πόσο η τοιχοποιία επηρεάζει τα τελικά αποτελέσματα, παίζει ο τρόπος απόκρισης και αστοχίας κάθε συστήματος. Στην περίπτωση του κτιρίου με τα “μικρά” θεμέλια, η αστοχία καθορίζεται ουσιαστικά από το έδαφος και λιγότερο από την ανωδομή. Συνεπώς η επίδραση των τοίχων θα είναι μικρότερη.

Όπως παρατηρείται στο **Σχήμα 4.7**, λόγω της ισχυροποίησης των πάνω ορόφων, η ένταση συγκεντρώνεται και πάλι στο ισόγειο δίνοντας σχεδόν την ίδια μετακίνηση στην κορυφή του ισογείου. Αντιθέτως η ανηγμένη μετακίνηση στους πάνω ορόφους (*drift ratio*), στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, είναι μικρότερη (**Σχήμα 4.7β**) ενώ ταυτόχρονα γίνεται και πιο ομοιόμορφη. Ουσιαστικά, όπως και στο συμβατικά θεμελιωμένο κτίριο, το ισόγειο συγκεντρώνει την ένταση, αστοχούν τα υποστυλώματα και μετακινείται οριζόντια συμπαρασύροντας και τους πάνω ορόφους ως στερεό σώμα.



Σχήμα 4.7: Συμπεριφορά του “αντι – συμβατικού” κτιρίου με και χωρίς τους τοίχους πληρώσεως σε όρους (α) σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της στάθμης κάθε ορόφου καθ’ ύψος του ακραίου αριστερού υποστυλώματος ως προς τη βάση του αριστερού θεμελίου, (β) ανηγμένης ως προς το ύψος του κάθε ορόφου οριζόντια μετακίνησης κάθε στάθμης καθ’ ύψος του αριστερού υποστυλώματος, (γ) ροπής – στροφής του αριστερού θεμελίου, και (δ) ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας σε κάθε υποστύλωμα

Η εικόνα αυτή είναι ίδια καθ' όλη τη διάρκεια της διέγερσης όπως χαρακτηριστικά σκιαγραφείται μέσω του διαγράμματος της χρονοϊστορίας των σχετικών μετακινήσεων στο **Σχήμα 4.8**.



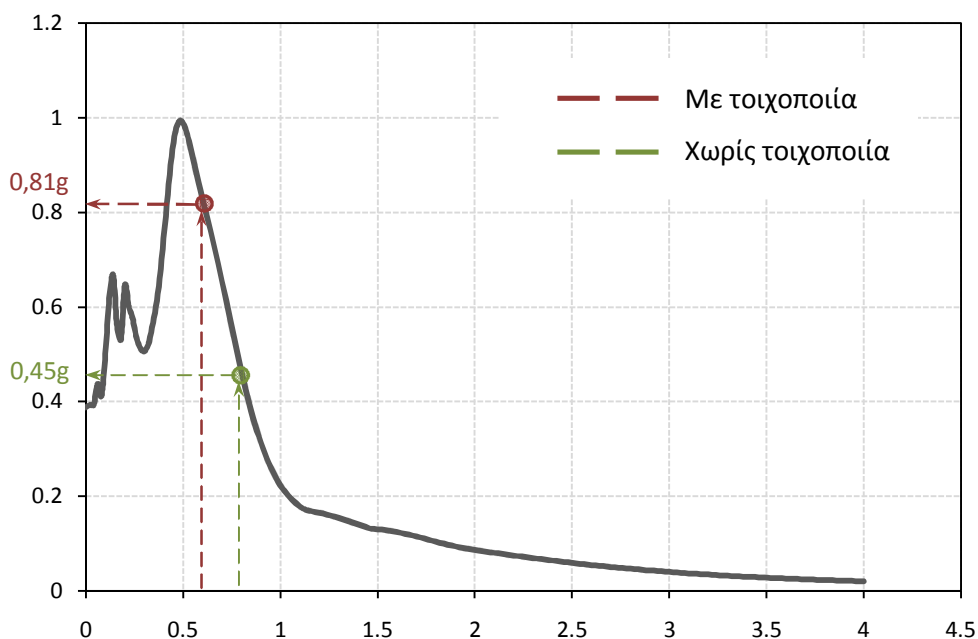
Σχήμα 4.8: Χρονοϊστορία της εξέλιξης της σχετικής οριζόντιας μετακίνησης στη στάθμη κάθε ορόφου καθ' ύψος του ακραίου αριστερά υποστυλώματος υπό τη σεισμική διέγερση του Αιγίου για κτίρια με το "αντί - συμβατικό" κτίριο.

Η συμπεριφορά αυτή δικαιολογείται απόλυτα και από την αύξηση περίπου κατά 3% στο λόγο ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας στα υποστυλώματα του κτιρίου ύστερα από την τοποθέτηση της τοιχοποιίας (**Σχήμα 4.7δ**).

Για το θεμέλιο η κατάσταση παραμένει σχεδόν ίδια με τις στροφές, οι οποίες κατά το σχεδιασμό αυτό επιτρέπονται, να σημειώνουν μικρή αύξηση, οφειλόμενη στην

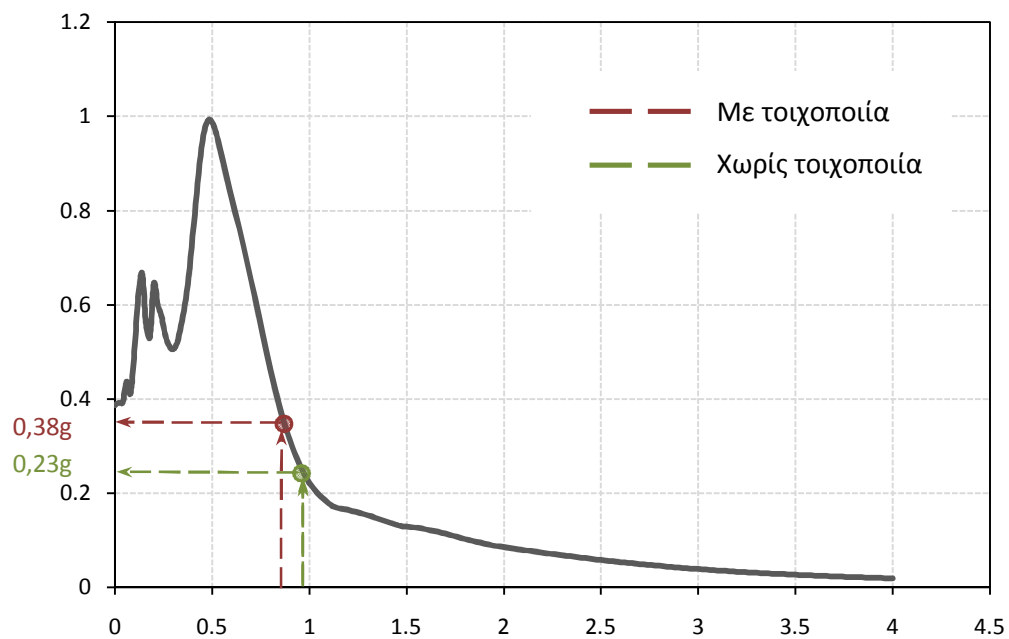
αυξημένη ένταση στο ισόγειο εξαιτίας της σημαντικής διαφοράς δυσκαμψίας με τους πάνω ορόφους.

Γενικά, μία άμεση σύγκριση της επίδρασης της τοιχοποιίας στα δύο συστήματα δεν είναι εφικτή λόγω της διαφορετικής αρχικής ιδιοπεριόδου τους. Βρίσκονται δηλαδή σε διαφορετική περιοχή του φάσματος του σεισμού με αποτέλεσμα να δέχονται και διαφορετικές επιταχύνσεις τόσο πριν όσο και μετά την τοποθέτηση των τοίχων. Έτσι, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.9** για το θεμέλιο πλάτους $B = 1,80 \text{ m}$, η μείωση της ιδιοπεριόδου του συστήματος από $T_{\text{χωρίς τοιχοποιία}} \approx 0,78 \text{ sec}$ σε $T_{\text{με τοιχοποιία}} \approx 0,59 \text{ sec}$ είχε ως αποτέλεσμα τη μετακίνηση πάνω στο φάσμα από $SA_{\text{χωρίς τοιχοποιία}} = 0,45\text{g}$ σε $SA_{\text{με τοιχοποιία}} = 0,82\text{g}$.



Σχήμα 4.9: Η τοποθέτηση των τοίχων πλήρωσεως στην κατασκευή με τα συμβατικά θεμέλια, επέφερε μείωση της ιδιοπεριόδου αυτής, εξαιτίας της αύξησης της δυσκαμψίας. Η μεταβολή αυτή της ιδιοπεριόδου είχε ως αποτέλεσμα τη μετακίνηση πάνω στο φάσμα των επιταχύνσεων του σεισμού του Αιγίου σε μεγαλύτερη επιτάχυνση, SA.

Αντίστοιχα, σύμφωνα με το **Σχήμα 4.10** για το “μικρό” θεμέλιο η μείωση της ιδιοπεριόδου από $T_{\text{χωρίς τοιχοποιία}} \approx 0,97 \text{ sec}$ σε $T_{\text{με τοιχοποιία}} \approx 0,87 \text{ sec}$ συνοδεύεται από μία αύξηση της τιμής της επιτάχυνσης κατά 0,15g.



Σχήμα 4.10: Η τοποθέτηση των τοίχων πληρώσεως στην κατασκευή με τα θεμέλια πλάτους $B = 1,00 \text{ m}$, επέφερε μείωση της ιδιοπεριόδου αυτής, εξαιτίας της αύξησης της δυσκαμψίας. Η μεταβολή αυτή της ιδιοπεριόδου είχε ως αποτέλεσμα τη μετακίνηση πάνω στο φάσμα των επιταχύνσεων του σεισμού του Αιγίου σε μεγαλύτερη επιτάχυνση, SA.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ

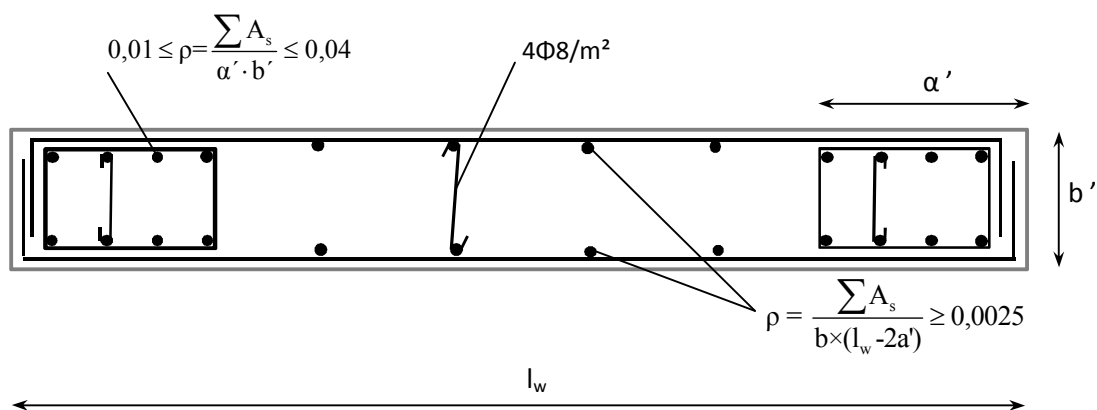
Η μείωση του πλάτους των θεμελίων του κτιρίου δεν έφερε ουσιαστικά αποτελέσματα στη βελτίωση της συμπεριφοράς του υπό σεισμική διέγερση. Για το λόγο αυτό κρίθηκε αναγκαία η τοποθέτηση διατμητικού τοιχώματος. Η ενίσχυση του κτιρίου εξετάστηκε και στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος SPEAR στα πειράματα που διεξήχθησαν στο Πανεπιστήμιο της Νάπολης, όπου μελετήθηκε το παρόν κτίριο. Ωστόσο οι επιλεχθείσες λύσεις ενίσχυσής του ήταν με χρήση πολυμερών (FRPs) καθώς και με τη χρήση μανδυών περίσφιγξης στα υποστυλώματα.

Στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα δυναμικών εν χρόνω αναλύσεων αλλά και στατικών αναλύσεων μέσω επιβαλλόμενης μετακίνησης στο ενισχυμένο πλέον κτίριο με διατμητικό τοίχωμα. Επίσης, εξετάζεται και η εφαρμογή της νέας φιλοσοφίας στο σχεδιασμό της θεμελίωσης μέσω της υποδιαστασιολόγησης του θεμελίου του τοιχώματος.

5.1 ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ

Το τοίχωμα είναι ένα στοιχείο με πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία σε σχέση με τα υπόλοιπα στοιχεία της ανωδομής με τα οποία συνδέεται (δοκοί, υποστυλώματα). Αυτό έχει ως συνέπεια τη λειτουργία του ως καμπτικός πρόβολος με την ένταση να συγκεντρώνεται στη βάση του. Γενικά, η διαμόρφωση και όπλιση του τοιχώματος έγινε βάσει των διατάξεων του κανονισμού (ΕΚΩΣ).

Πιο συγκεκριμένα, το τοίχωμα στην όπισθί του αντιμετωπίζεται ως δύο επιμέρους στοιχεία: δύο «κρυφά» υποστυλώματα στα άκρα του, και τον κορμό ανάμεσά τους. Όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 5.1**, η διαμόρφωση των υποστυλωμάτων γίνεται σε απόσταση ίση με a' από το άκρο του τοιχώματος, ενώ στην άλλη διεύθυνση εκτείνεται σε όλο το πάχος αυτού. Να σημειωθεί ότι κατά τη σεισμική διέγερση δεχόμαστε ότι λειτουργούν μόνο τα δύο ακραία υποστυλώματα και όχι ο κορμός. Στο **Σχήμα 5.1** παρουσιάζονται και οι ελάχιστοι και μέγιστοι οπλισμοί που προβλέπονται από τον ΕΑΚ.



Σχήμα 5.1: Κατασκευαστική διάταξη κατακόρυφου και οπλισμού τοιχώματος σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ), εντός του κρίσιμου ύψους, H_{cr} .

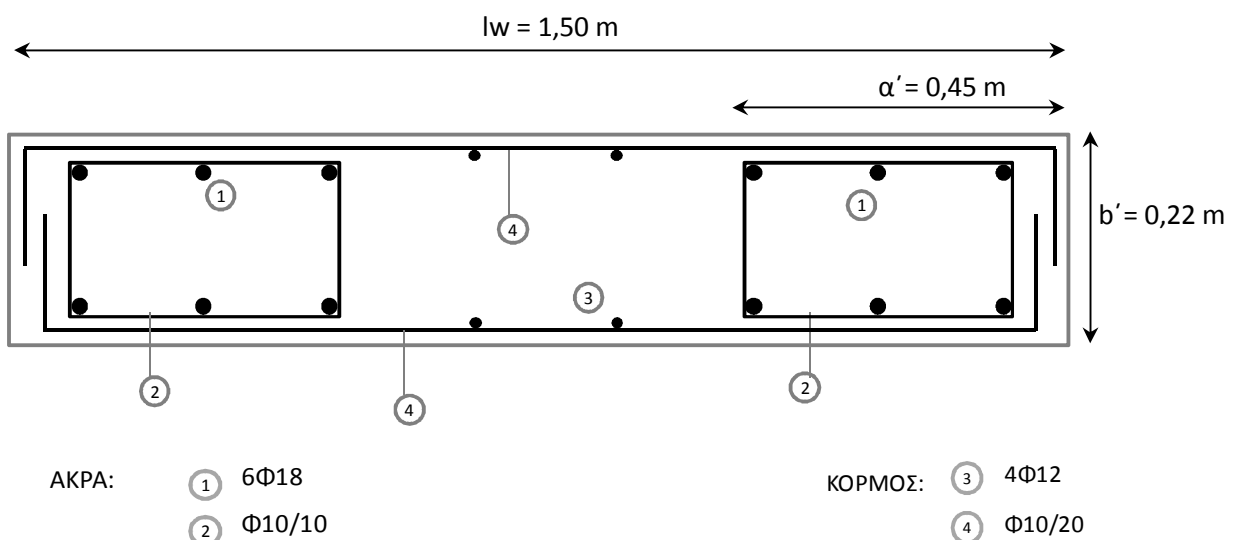
Καθ' ύψος του τοιχώματος, σε απόσταση H_{cr} από τη βάση του θεωρείται κρίσιμη περιοχή και έχει συγκεκριμένες απαιτήσεις όπλισης (**Σχήμα 5.1**). Το ύψος αυτό ισούται με το μέγιστο των l_w και $H_w / 6$, όπου l_w είναι το μήκος του τοιχώματος και H_w το ύψος του (ΕΚΩΣ).

Η επιτάχυνση στόχος που τέθηκε για το νέο, «ενισχυμένο» κτίριο είναι $0,24g$, ενώ ο συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με $3,5$. Συνεπώς η επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με:

$$\Phi_d(t) = \gamma_I \frac{A \cdot n \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} = 0,20g$$

Το εξεταζόμενο τοίχωμα θεωρήθηκε ότι έχει αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας και οπλίστηκε τόσο εντός όσο και εκτός κρίσιμων περιοχών. Το μήκος του τοιχώματος είναι $l_w = 1,5$ m ενώ το πάχος του είναι $b_w = 0,3$ m. Το συνολικό του ύψος είναι $H_w = 9,00$ m διατρέχοντας όλο το κτίριο. Οι διαστάσεις των κρυφών υποστυλωμάτων βάσει των κανονισμών προέκυψαν $\alpha' = 0,45$ m και $b' = 0,22$ m.

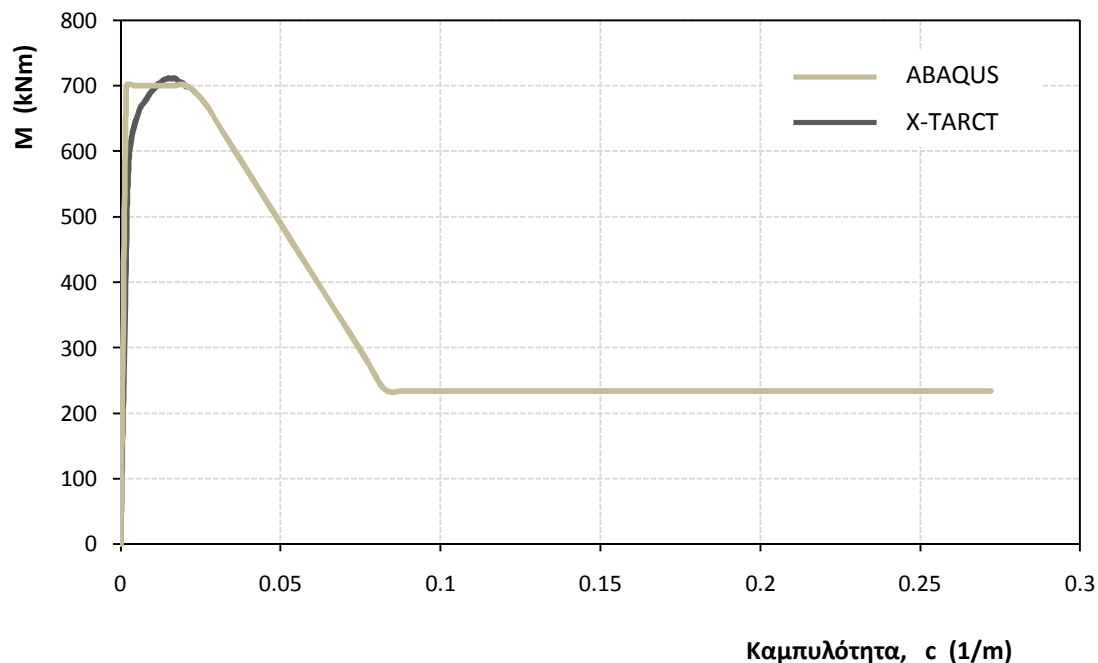
Στα δύο ακραία υποστύλωματα τοποθετήθηκαν κατακόρυφες 6 λείες ράβδοι χάλυβα διαμέτρου $\Phi 18$ (6 $\Phi 18$ ανά υποστύλωμα). Για την παραλαβή της τέμνουσας και την περίσφιξη τοποθετήθηκε οριζόντιος οπλισμός $\Phi 10/10$. Στον κορμό του τοιχώματος, εκτός κρίσιμων περιοχών τοποθετήθηκε κατακόρυφος οπλισμός 3 $\Phi 12$ ενώ ο οριζόντιος διαμορφώνεται από $\Phi 8/30$. Εντός κρίσιμων περιοχών, ο απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός είναι 4 $\Phi 12$ ενώ ο οριζόντιος $\Phi 10/20$. Επίσης εντός του κορμού τοποθετείται εγκάρσιος οπλισμός (τσέρκια) 4 $\Phi 8$ ανά τετραγωνικό μέτρο κατόψεως. Σχηματικά η όπλιση κάθε περιοχής συνοψίζεται στο **Σχήμα 5.2**.



Σχήμα 5.2: Ο οπλισμός του τοιχώματος που τοποθετήθηκε στο κτίριο υπολογίστηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚΩΣ. Οι αντοχές σκυροδέματος και χάλυβα είναι C20/25 και S500.

5.2 ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ

Προκειμένου να εξαχθεί η καμπύλη ροπής – καμπυλότητας για το τοίχωμα χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων X-TRACT. Βάσει της καμπύλης αυτής, βαθμονομήθηκε το τοίχωμα ώστε να επιτευχθεί η επιθυμητή συμπεριφορά στις αναλύσεις με τον κώδικα ABAQUS. Στο **Σχήμα 5.3** συγκρίνεται η καμπύλη που προέκυψε από το X-TRACT και η αντίστοιχη από το ABAQUS.



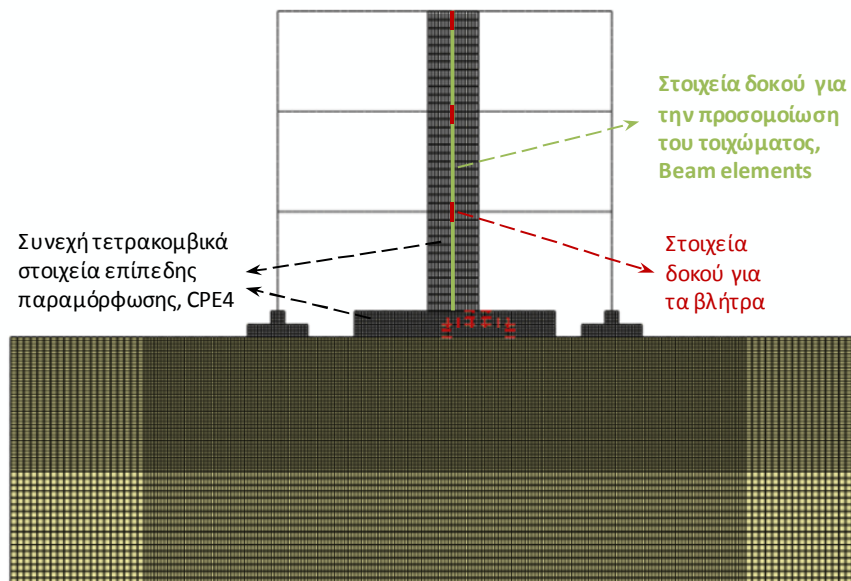
Σχήμα 5.3: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας για το τοίχωμα όπως προέκυψε βάσει του οπλισμού του από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων X-TRACT συγκριτικά με την καμπύλη που εισήχθηκε στον κώδικα ABAQUS για τη σωστή προσομοίωση της συμπεριφοράς του.

Για τη εισαγωγή της κατάλληλης συμπεριφοράς σε όρους ροπής – καμπυλότητας στο ABAQUS, χρησιμοποιήθηκε η ίδια υπορουτίνα με αυτή που έχει χρησιμοποιηθεί για τα υποστυλώματα και τις δικούς η οποία λαμβάνει υπόψη της την αλλαγή της ροπής αντοχής εξαιτίας της μεταβολής του επιβαλλόμενου αξονικού φορτίου.

Η προσομοίωση του τοιχώματος στον κώδικα ABAQUS έγινε με δισδιάστατα μη γραμμικά στοιχεία δοκού τα οποία έχουν μεταβλητή αντοχή σε όρους ροπής ανάλογα με το αξονικό φορτίο που τα καταπονεί μέσω της υπορουτίνας. Επίσης, για την προσομοίωση των διαστάσεων του τοιχώματος αλλά και της σύνδεσής του με το υπάρχον κτίριο, χρησιμοποιήθηκαν συνεχή τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (CPE4). Τα στοιχεία αυτά έχουν πολύ μικρή πυκνότητα, δεδομένου ότι η μάζα του τοιχώματος έχει δοθεί στο στοιχείο δοκού, πολύ μικρό μέτρο ελαστικότητας και λόγο Poisson ίσο με 0,2.

Η σύνδεση του τοιχώματος με το υπάρχον κτίριο γίνεται με χρήση κατάλληλων βλήτρων. Επίσης, βλήτρα χρησιμοποιήθηκαν για τη σύνδεση του παλιού θεμελίου του μεσαίου υποστυλώματος με το θεμέλιο του τοιχώματος. Στις αναλύσεις για την προσομοίωσή τους χρησιμοποιήθηκαν δισδιάστατα μη γραμμικά στοιχεία δοκού με μεγάλο μέτρο ελαστικότητας ώστε να εξασφαλιστεί η μη αστοχίας τους. Η παραδοχή αυτή είναι απολύτως λογική και κοντά στον πραγματικό σχεδιασμό όπου και μελετώνται οι ασκούμενες επί των βλήτρων δυνάμεις ώστε να μην ξεπεραστεί η αντοχή τους.

Τέλος προκειμένου η ανάλυση να είναι όσο το δυνατό πιο κοντά στην πραγματικότητα, τα φορτία της κατασκευής επιβλήθηκαν σε έξι στάδια. Το πρώτο στάδιο περιλαμβάνει τα γεωστατικά φορτία. Στη συνέχεια αφαιρέθηκαν τα βλήτρα και έπειτα εφαρμόστηκαν τα κατακόρυφα φορτία στο αρχικό κτίριο και όχι στο τοίχωμα, αφού το τοίχωμα στην πράξη δεν υπάρχει όταν κατασκευάζεται το κτίριο. Στα δύο στάδια που ακολουθούν, προστίθεται το βάρος του τοιχώματος και τα βλήτρα. Από τη στιγμή που θα κατασκευαστεί το τοίχωμα και μετά, συμπεριφέρεται ως ενιαίο σώμα με το προϋπάρχον κτίριο. Τέλος, στο τελευταίο βήμα επιβάλλεται η φόρτιση σε όλη την κατασκευή, στατική ή δυναμική. Το προσομοίωμα της κατασκευής απεικονίζεται στο **Σχήμα 5.4**.

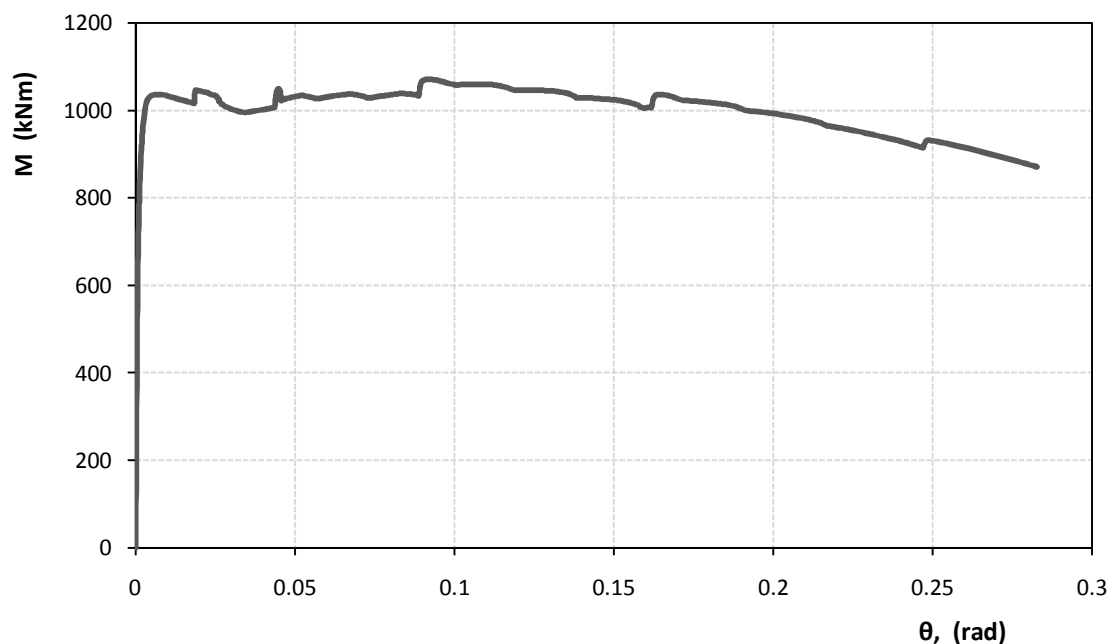


Σχήμα 5.4: Το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για το έδαφος παρέμεινε το ίδιο, ενώ προστέθηκαν συνεχή τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης CPE4 για τα θεμέλια και το πάχος του τοιχώματος και στοιχεία δοκού (beam elements) για τα βλήτρα και το τοίχωμα.

Με την τοποθέτηση του τοιχώματος, εξαιτίας του πρόσθετου βάρους κυρίως του θεμελίου του, οι καθιζήσεις είναι μεγαλύτερες από πριν με αποτέλεσμα να υπάρχει ανακατανομή των αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα. Ως συνέπεια αυτού, υιοθετήθηκε διαφορετική βαθμονόμηση των υποστυλωμάτων ανάλογα με την αξονική στη βάση κάθε ορόφου. Τα διαγράμματα ροπών - καμπυλοτήτων στα υποστυλώματα κάθε ορόφου επισυνάπτονται στο Παράρτημα Α.

5.3 ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ

Το θεμέλιο του τοιχώματος σχεδιάστηκε βάσει των σχετικών διατάξεων των κανονισμών. Προκειμένου να μην εμφανίζεται ανασήκωμα ή ολίσθηση του θεμελίου (έλεγχος $B/3$), οι διαστάσεις του προέκυψαν $6,00 \text{ m} \times 1,80 \text{ m} \times 1,00 \text{ m}$. Θεωρώντας το τοίχωμα ένα άκαμπτο σώμα και λαμβάνοντας υπόψη την αξονική δύναμη του μεσαίου υποστυλώματος μέσω μίας μάζας που του αντιστοιχεί, και επιβάλλοντας οριζόντια στατικώς αυξανόμενη μετακίνηση (pushover), εξήχθη η καμπύλη ροπής – στροφής του **Σχήματος 5.5** στη βάση του θεμελίου.

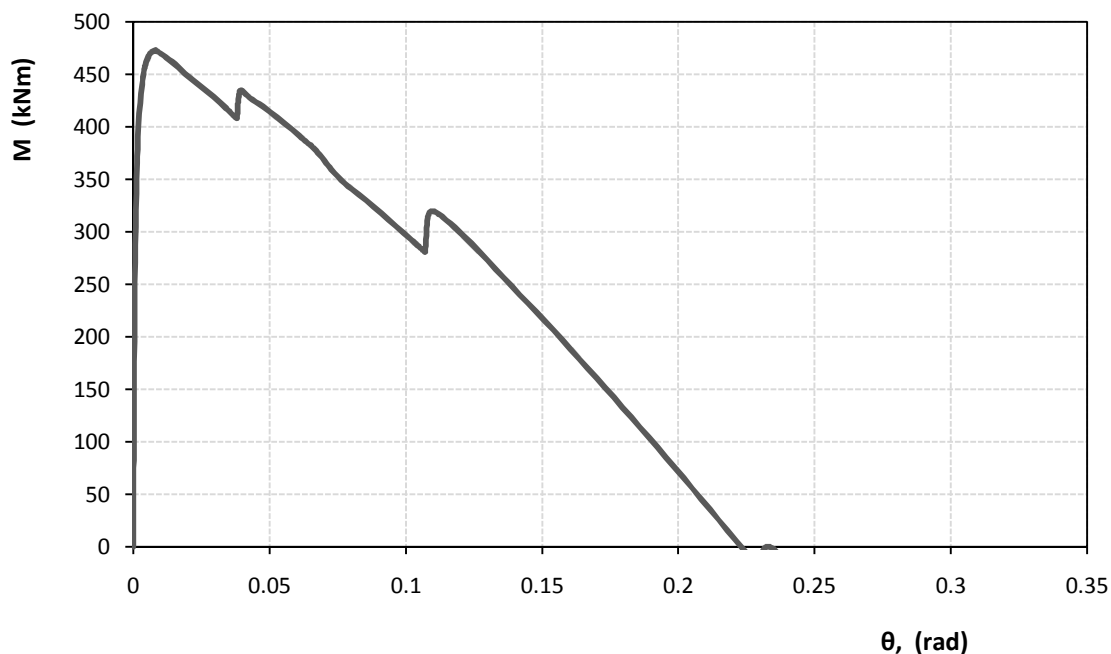


Σχήμα 5.5 : Διάγραμμα ροπής – στροφής στο θεμέλιο του τοιχώματος για πλάτος θεμελίου $B = 6,00 \text{ m}$.

Η μάζα, στην οποία και επιβλήθηκε η μετακίνηση, τοποθετήθηκε στο ύψος που αντιστοιχεί στο κέντρο βάρους της φόρτισης. Όπως προκύπτει και από το διάγραμμα, η ροπή αντοχής του θεμελίου είναι $M \approx 1070 \text{ kNm}$, κατά πολύ μεγαλύτερη δηλαδή από τη ροπή αντοχής του τοιχώματος η οποία ισούται με $M \approx$

710 kNm. Ο συντελεστής ασφαλείας του θεμελίου σε κατακόρυφη φόρτιση είναι $SF_V \approx 4,8$.

Στη συνέχεια, εξετάστηκε η δυνατότητα εφαρμογής της νέας φιλοσοφίας στο σχεδιασμό των θεμελιώσεων η οποία δέχεται ανασήκωμα του θεμελίου και ενεργοποίηση των μηχανισμών αστοχίας του υπερκείμενου εδάφους. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε ένα θεμέλιο πλάτους $B = 4,20$ m αντί για $B = 6,00$ m. Η επιλογή του πλάτους έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε η αντοχή σε ροπή του θεμελίου να είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχή του τοιχώματος, ενώ παράλληλα ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση παραμένει μεγαλύτερος του 3 ($SF_V \approx 3,5$). Με αυτό το σχεδιασμό η ροπή αντοχής του θεμελίου είναι $M \approx 450$ kNm, δηλαδή μικρότερη από αυτή του τοιχώματος, οπότε και αστοχεί πρώτο. Το διάγραμμα ροπής – στροφής του «μικρού» αυτού θεμελίου δίνεται στο **Σχήμα 5.6**.



Σχήμα 5.6: Διάγραμμα ροπής – στροφής στη βάση του θεμελίου του τοιχώματος με πλάτος $B = 4,20$ m.

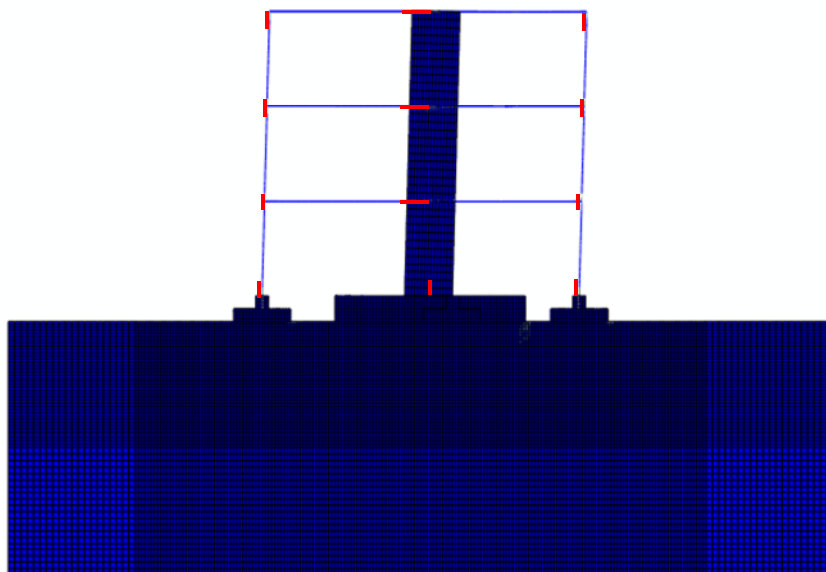
Και στα δύο προσομοιώματα, για το θεμέλιο του τοιχώματος χρησιμοποιήθηκαν συνεχή τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (CPE4).

5.4 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΥΠΟ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

5.4.2 Στατικώς αυξανόμενη επιβαλλόμενη μετακίνηση

Στο πρώτο μέρος των αναλύσεων όπου εξετάστηκε η αλληλεπίδραση του εδάφους με την ενισχυμένη πλέον κατασκευή με το συμβατικό διατμητικό τοίχωμα, πραγματοποιήθηκαν δισδιάστατες αναλύσεις στατικής φόρτισης μέσω επιβαλλόμενης μετακίνησης. Στην περίπτωση αυτή, η μετακίνηση επιβάλλεται στην κορυφή του κτιρίου και δεν έχει τριγωνική κατανομή. Ωστόσο τα αποτελέσματα τόσο σε όρους δύναμης όσο και σε όρους μετακίνησης έχουν αναχθεί στο κέντρο βάρους της ισοδύναμης τριγωνικής κατανομής επιβαλλόμενης μετακίνησης.

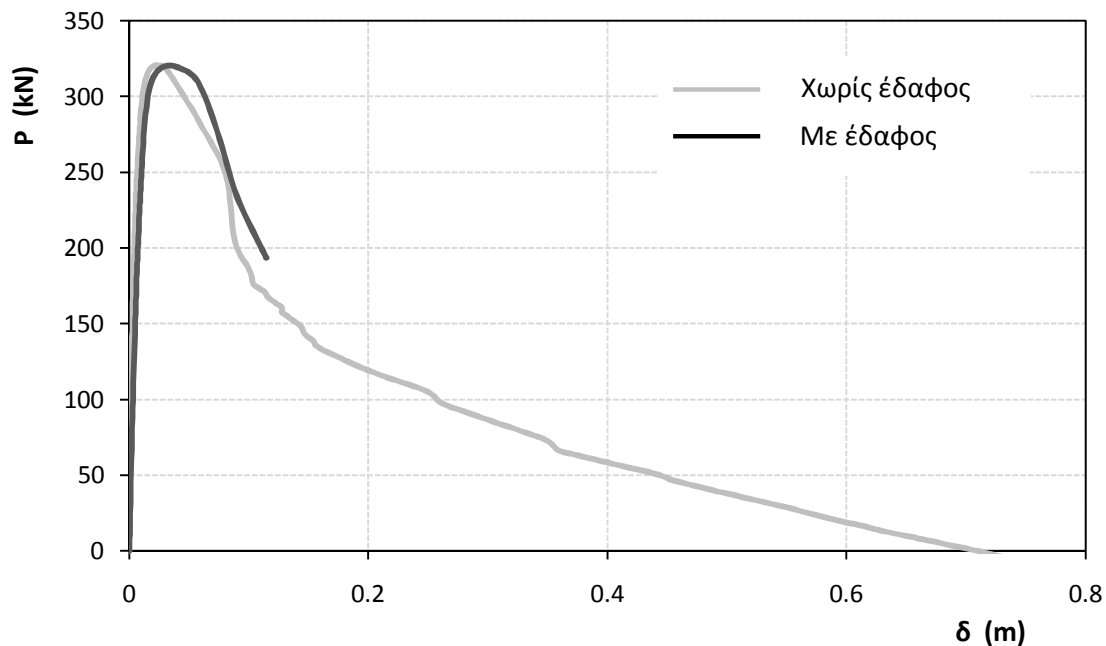
Για το συμβατικά θεμελιωμένο τοίχωμα με πλάτος θεμελίου $B = 6,00 \text{ m}$ ο παραμορφωμένος κάναβος παρουσιάζεται στο **Σχήμα 5.7**.



Σχήμα 5.7: Παραμορφωμένος κάναβος του κτιρίου υποβαλλόμενο σε στατικώς αυξανόμενη μετακίνηση: πλαστικοποιήσεις σε δοκούς και υποστυλώματα.

Σχετικά με τη μορφή αστοχίας της κατασκευής, η κατανομή της έντασης είναι εντελώς διαφορετική από πριν όπου και δεν υπήρχε το τοίχωμα. Σε όλους του κόμβους σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος, το υποστύλωμα διαθέτοντας μικρότερη αντοχή σε όρους ροπών – καμπυλοτήτων είναι ο αδύναμος κρίκος και αστοχεί πρώτο. Επίσης πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται και στη βάση των υποστυλωμάτων. Όσον αφορά το τοίχωμα, αυτό πλαστικοποιείται μόνο στη βάση του – όπως αναφέρθηκε πιο πάνω λειτουργεί ως καμπτικός πρόβολος - ενώ η αστοχία εντοπίζεται στις δοκούς, στη σύνδεσή του με το τοίχωμα. Πλέον οι δοκοί έχουν τη μικρότερη αντοχή από τα συνδεόμενα μέλη (δοκοί – τοίχωμα). Το εκ πρώτης όψεως παράδοξο είναι η αστοχία των δοκών στο μέσο του δεξιού ανοίγματος. Η εξήγηση είναι απλή: η δοκός στα άκρα της συνδέεται από τη μία με ακραίο υποστύλωμα και από την άλλη με το τοίχωμα. Το υποστύλωμα έχει μικρότερη αντοχή από τη δοκό, συνεπώς φθάνει πρώτο στην αστοχία. Από την άλλη εκτός από το τοίχωμα υπάρχει δίπλα και το μεσαίο υποστύλωμα. Έτσι, ενώ η δοκός πάει να αστοχήσει στη σύνδεση με το τοίχωμα εξαιτίας της ύπαρξης του μεσαίου υποστυλώματος η αστοχία εκδηλώνεται στα συνδεόμενα υποστυλώματα. Συνεχίζοντας όμως την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στο κτίριο, και αφού τα άκρα της δοκού δεν είναι πλέον πακτωμένα, η αστοχία εκδηλώνεται στο μέσον της.

Η καμπύλη δύναμης - μετακίνησης της κατασκευής για επιβολή στατικώς αυξανόμενης μετακίνησης με θεώρηση πακτωμένης βάσης αλλά και λαμβάνοντας υπόψη την ενδοσιμότητα του εδάφους συγκρίνονται στο **Σχήμα 5.8**.



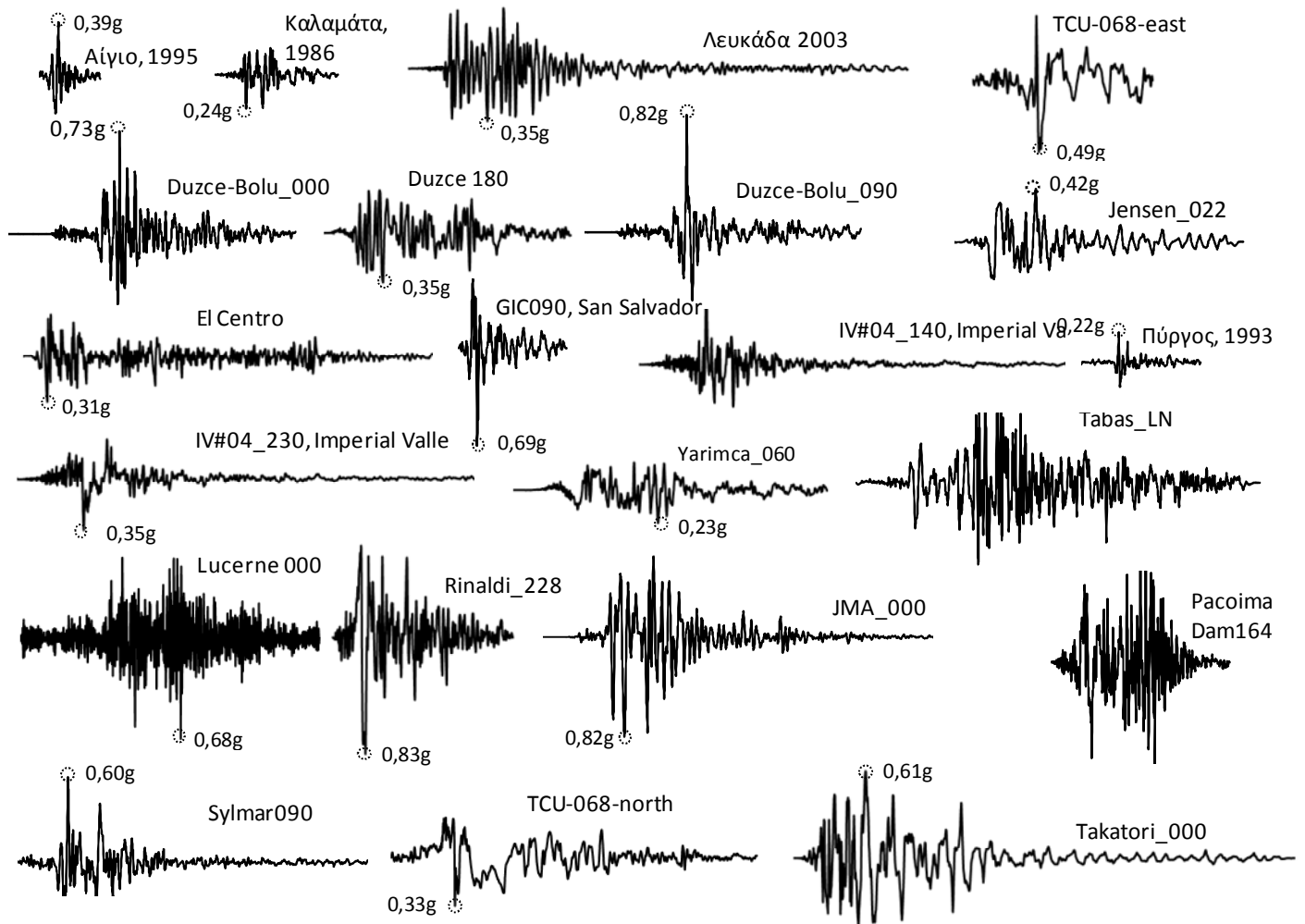
Σχήμα 5.8: Σύγκριση απόκρισης του κτιρίου με και χωρίς το έδαφος σε όρους δύναμης – μετακίνησης υπό στατικές αυξανόμενης επιβαλλόμενης μετακίνησης (pushover).

Όπως αναφέρθηκε και στην περίπτωση του μη ενισχυμένου κτιρίου στο Κεφάλαιο 3, η ύπαρξη του εδάφους θεμελίωσης κάνει το σύστημα πιο εύκαμπτο μέσω της ενδοσιμότητάς του. Η μεταβολή αυτή της ιδιοπεριόδου της κατασκευής από $T_{\text{χωρίς έδαφος}} = 0,30 \text{ sec}$ σε $T_{\text{με έδαφος}} = 0,37 \text{ sec}$ δεν άλλαξε τη μέγιστη δύναμη που έφτασε το κτίριο. Όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 5.8**, ο αρχικός κλάδος της καμπύλης δύναμης – μετακίνησης έχει μικρότερη κλίση στην περίπτωση που συνυπολογίζεται η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής εξαιτίας της μείωσης της δυσκαμψίας του συστήματος. Συνέπεια αυτού είναι η «μετατόπιση» του μεγίστου της καμπύλης P – δ με το έδαφος προς τα δεξιά του διαγράμματος, δηλαδή σε λίγο μεγαλύτερη μετακίνηση. Λαμβάνοντας υπόψη την αύξηση της συνολικής μάζας του ταλαντούμενου συστήματος εξαιτίας της προσθήκης του τοιχώματος από $M = 70 \text{ tn}$ σε $M' \approx 77 \text{ tn}$, η μέγιστη επιτάχυνση για το νέο συστήματα είναι $\alpha = P / M' =$

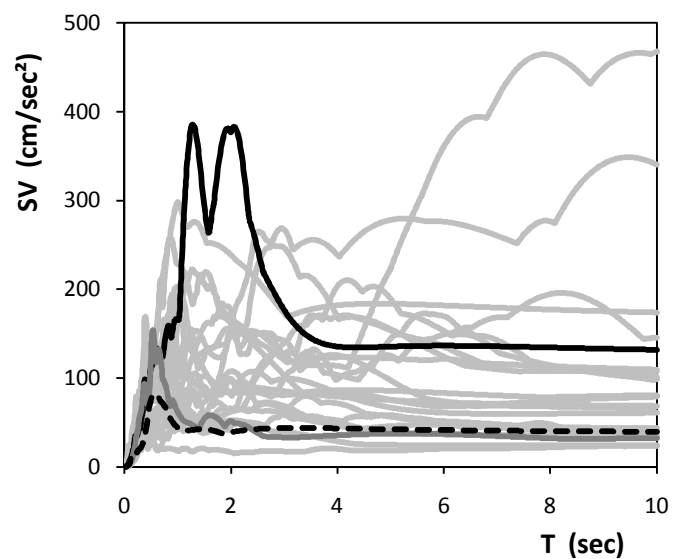
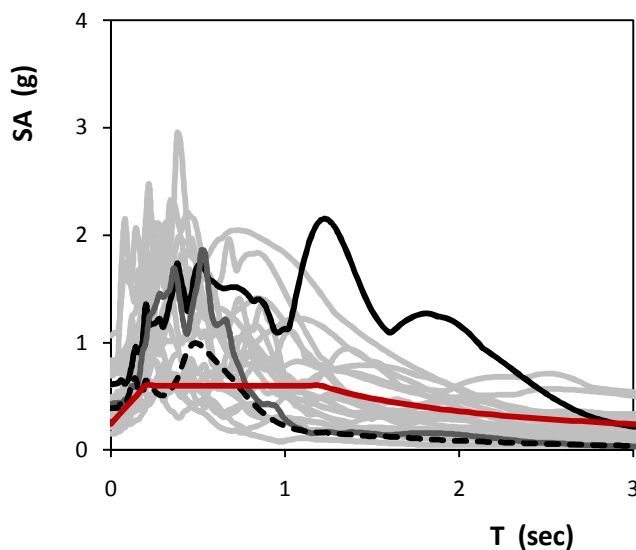
= $320 / 77 \approx 0,42g$, πολύ μεγαλύτερη από την επιτάχυνση «στόχος» που είχε τεθεί κατά το σχεδιασμό του τοιχώματος (0,20g).

5.4.2 Δυναμική φόρτιση

Στο μοντέλο της κατασκευής επιβλήθηκαν συνολικά 24 χρονοϊστορίες επιταχύνσεων από σεισμούς του ελλαδικού αλλά και του παγκόσμιου χώρου. Οι διεγέρσεις επιλέχθηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε τα αποτελέσματα να είναι όσο το δυνατό πιο αντιπροσωπευτικά. Έτσι εξετάστηκαν σεισμοί που δεν ξεπερνούν ή βρίσκονται πολύ κοντά στο φάσμα σχεδιασμού αλλά και άλλοι που το ξεπερνούν κατά πολύ. Στο **Σχήμα 5.9** δίνονται τα επιταχυνσιογραφήματα των επιβαλλόμενων διεγέρσεων και τα ελαστικά φάσματά τους σε όρους επιτάχυνσης (SA) αλλά και ταχύτητας (SV).

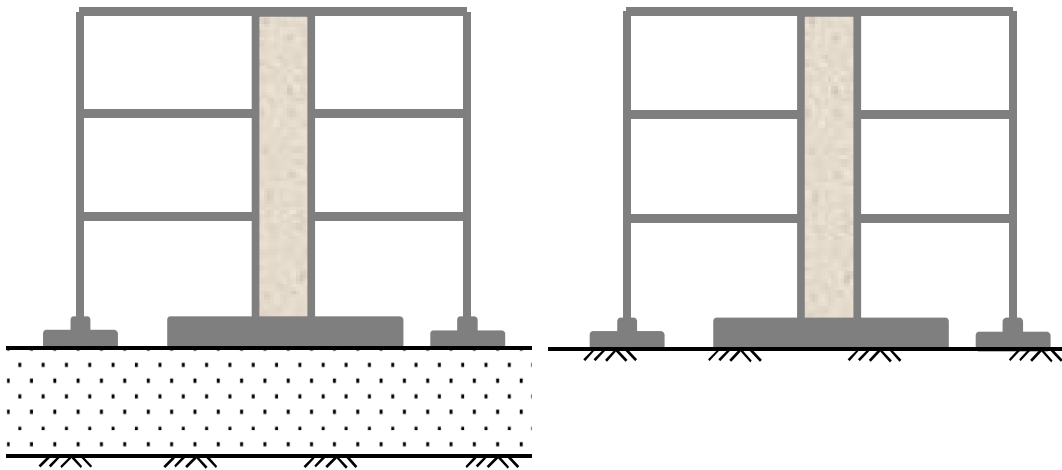


— EAK - - - Αίγιο, 1995 — Λευκάδα, 2003 — Takatori, 1995



Σχήμα 5.9: Επιταχυνσιογραφήματα και ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων (SA) και ταχυτήτων (SV), για τις 24 χρησιμοποιηθείσες σεισμικές καταγραφές. Με κόκκινο χρώμα απεικονίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά EAK, για έδαφος κατηγορίας Δ, συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_I = 1,00$, σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A = 0,24g$, συντελεστή φασματικής ενίσχυσης $\beta_0 = 2,5$ και ποσοστό απόσβεσης $\zeta = 2\%$.

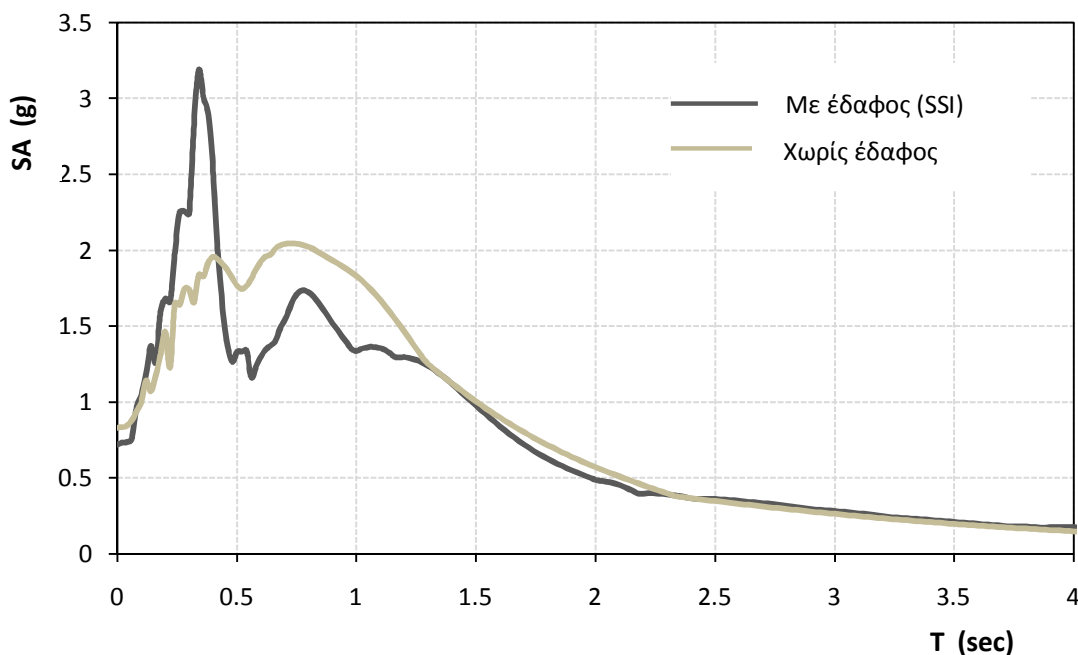
Προκειμένου να εξετάσουμε τον τρόπο που το έδαφος επηρεάζει τα αποτελέσματα των αναλύσεων, διεξήχθησαν οι ίδιες αναλύσεις θεωρώντας πάκτωση στη βάση του κτιρίου. Σκαριφήματα των δύο μοντέλων που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.10**.



Σχήμα 5.10: Σκαριφήματα του ενισχυμένου κτιρίου με και χωρίς το τοίχωμα

Γενικά, όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 3, η αλληλεπίδραση της κατασκευής με το έδαφος απαρτίζεται από δύο συνιστώσες: από τη μια το έδαφος τροποποιεί την επιβαλλόμενη στην κατασκευή διέγερση είτε ενισχύοντας την είτε αποσβένοντάς την, και από την άλλη εξαιτίας της ενδοσιμότητάς του καθιστά το σύστημα πιο εύκαμπτο αυξάνοντας την ιδιοπερίοδο του με συνέπεια να βρίσκεται πλέον η κατασκευή σε άλλη περιοχή του φάσματος. Μπορεί μία αύξηση της ιδιοπεριόδου (δηλαδή ένα πιο εύκαμπτο σύστημα) να «μετατοπίσει» το σύστημα σε περιοχές μεγαλύτερης φασματικής επιτάχυνσης ή και μικρότερης.

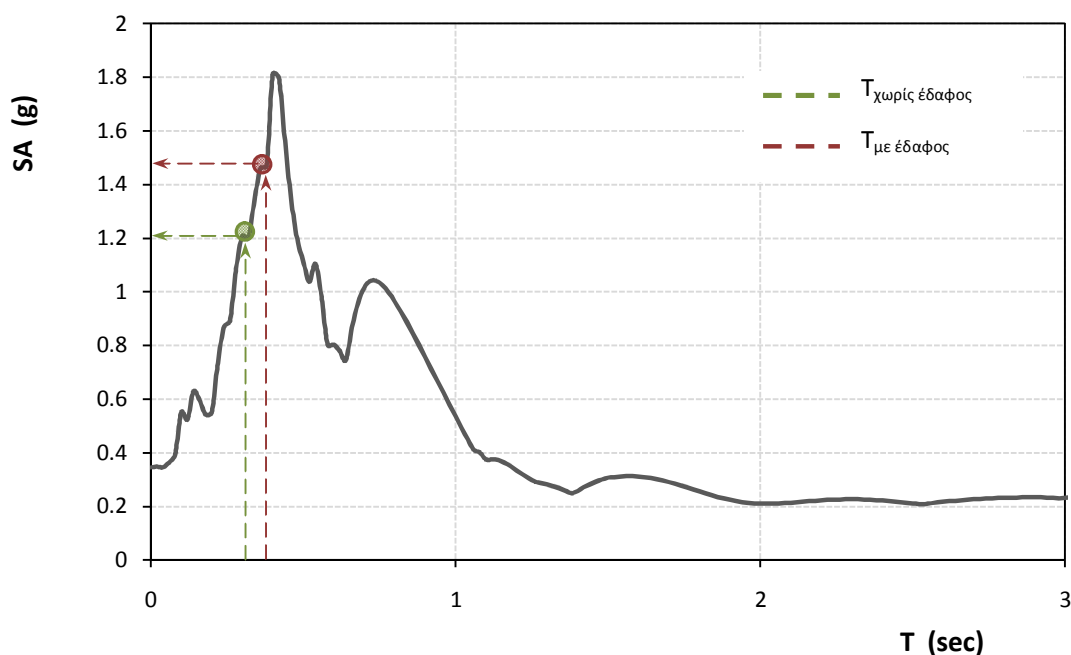
Στο **Σχήμα 5.11** παρουσιάζεται η μεταβολή που προκαλεί το έδαφος στη διέγερση. Πρόκειται για τη διέγερση Rinaldi_228, από το σεισμό του Northridge το 1994. Το έδαφος ενισχύει την επιτάχυνση σε ένα εύρος περιόδων από 0,5 sec έως 2,5sec, ενώ αντίθετα αποσβαίνει την επιτάχυνση στις άλλες περιόδους. Έτσι για κάποιες τιμές τις ιδιοπεριόδου το φάσμα της διέγερσης λαμβάνοντας υπόψη και τη συμβολή του εδάφους βρίσκεται πάνω από το αντίστοιχο χωρίς το έδαφος, ενώ υπάρχουν και περιοχές του φάσματος που η εικόνα αντιστρέφεται.



Σχήμα 5.11: Τροποποίηση του φάσματος της διέγερσης Rinaldi_228 από το έδαφος ενισχυτικά ή μη ανάλογα με την ιδιοπερίοδο.

Όσον αφορά την επίδραση της ενδοσιμότητας του εδάφους γίνεται εύκολα αντιληπτή εξετάζοντας δύο διαφορετικά φάσματα: από τις καταγραφές El Centro_180 και Duzduz-180.

Στο **Σχήμα 5.12** και **5.15** παρουσιάζονται τα φάσματα των δύο καταγραφών τα οποία ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ. Η διαφορετικότητά τους ως προς τις ιδιοπεριόδους των δύο εξεταζόμενων συστημάτων έγκειται στη μορφή τους και επομένως στην περιοχή των επιταχύνσεων που κάθε σύστημα «συναντά» το εκάστοτε φάσμα.

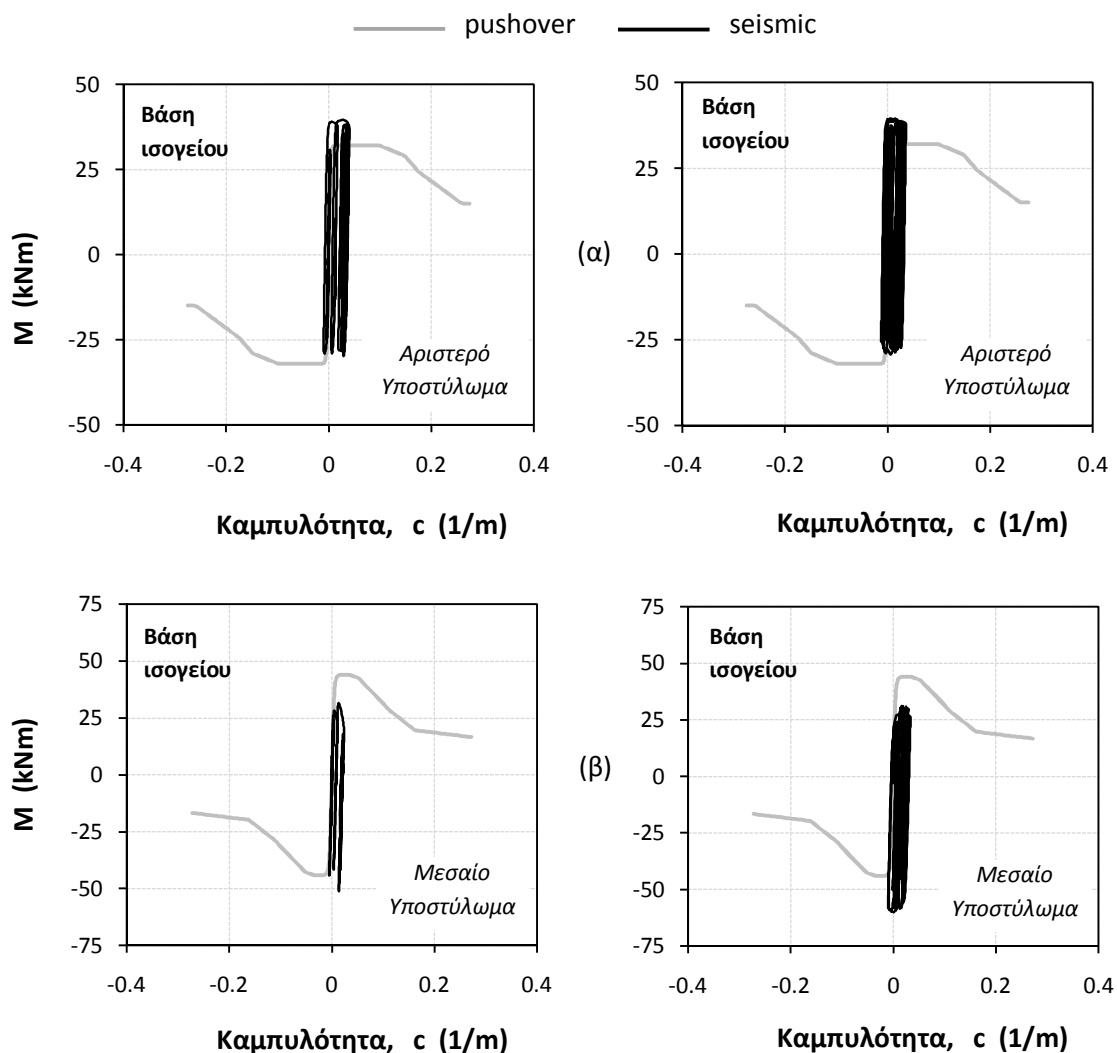


Σχήμα 5.12: Ελαστικό φάσμα της διέγερσης Duzduz_180: το έδαφος αυξάνει την ιδιοπερίοδο της κατασκευής οδηγώντας σε μεγαλύτερες επιταχύνσεις.

Για την καταγραφή Duzduz-180, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση της κατασκευής με το έδαφος το σύστημα οδηγείται σε περιοχή μεγαλύτερων επιταχύνσεων και συνεπώς αυξημένης έντασης στην ανωδομή. Για μεταβολή της ιδιοπεριόδου από $T_{\text{χωρίς έδαφος}} = 0,30 \text{ sec}$ σε $T_{\text{με έδαφος}} = 0,37 \text{ sec}$, η αντίστοιχη μεταβολή στις επιταχύνσεις είναι από $SA_{\text{χωρίς έδαφος}} \approx 1,2g$ σε $SA_{\text{με έδαφος}} \approx 1,5g$. Στα **Σχήματα 5.13** και **5.14**, συγκρίνονται τα αποτελέσματα από τις αναλύσεις με και χωρίς το έδαφος για την καταγραφή Duzduz-180 όπου αποδεικνύεται ο “επιβαρυντικός” ρόλος του εδάφους για την ένταση στην κατασκευή.

Αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής,
(SSI)

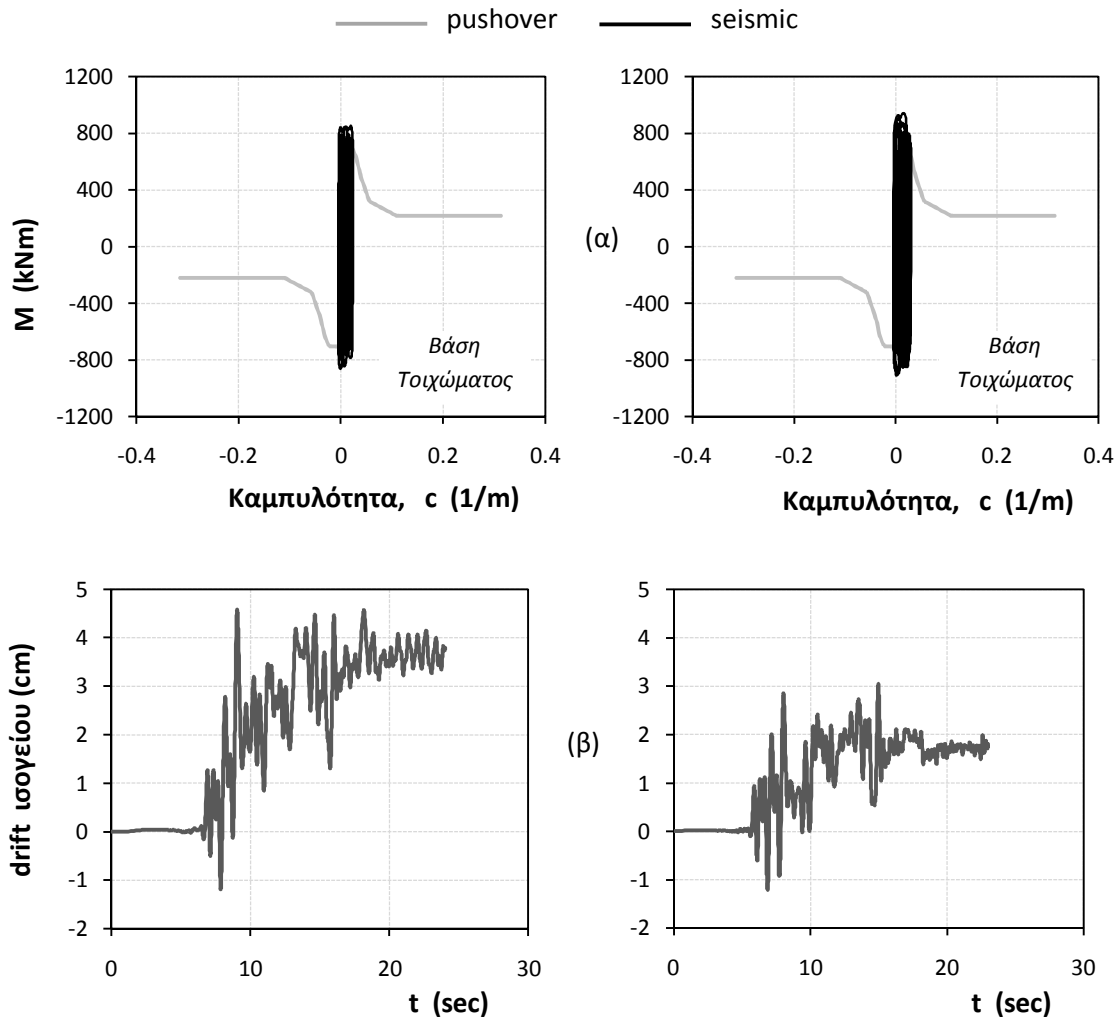
Θεώρηση πακτωμένης βάσης



Σχήμα 5.13: Απόκριση της κατασκευής με ενδόσιμο έδαφος και θεώρηση πακτωμένης βάσης, σε όρους ροπών – καμπυλοτήτων (α) του ακραίου αριστερά υποστυλώματος, και (β) του μεσαίου, υπό στη σεισμική διέγερση Duzdiz_180.

Αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής,
(SSI)

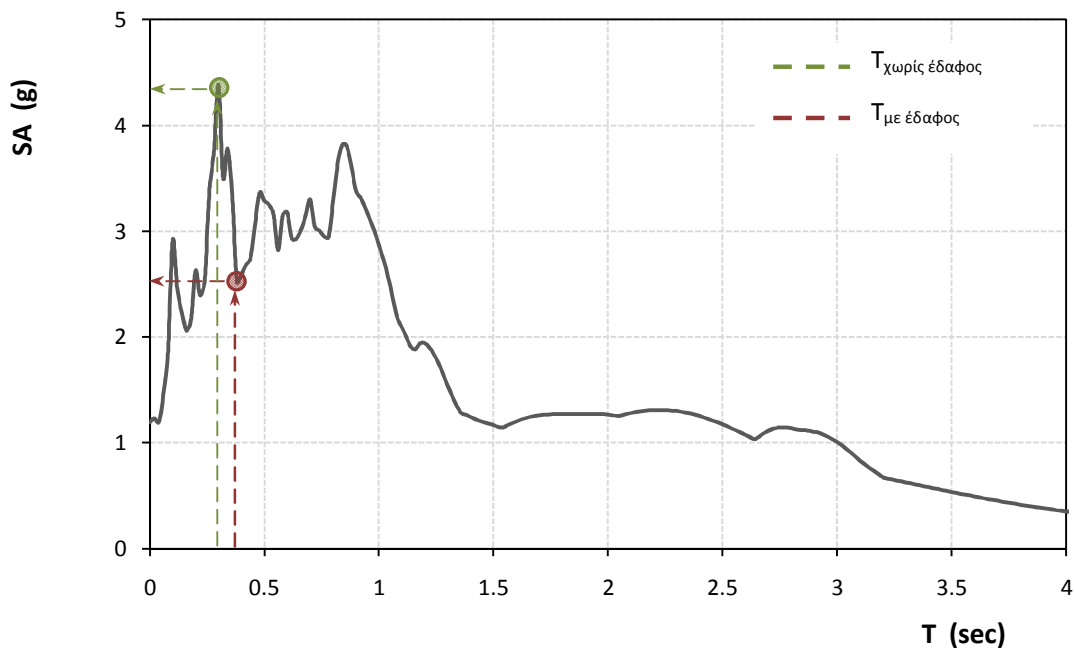
Θεώρηση πακτωμένης βάσης



Σχήμα 5.14: Αποτελέσματα (α) ροπής – καμπυλότητας στη βάση του τοιχώματος, και (β) χρονοϊστορίας της οριζόντιας σχετικής μετακίνησης της κορυφής του ισογείου ως προς τη βάση του, για το σύστημα με και χωρίς το έδαφος, υπό τη διέγερση Duzduz_180.

Παρατηρώντας τα διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων των δύο υποστυλωμάτων και του τοιχώματος, οι διαφορές στα δύο συστήματα είναι πολύ μικρές. Και στις δύο περιπτώσεις τα μέλη της ανωδομής εξαντλούν την αντοχή τους σε ροπή όχι όμως σε πλαστιμότητα. Όσον αφορά τις μετακινήσεις (drift) στην ανωδομή, σε όλους τους ορόφους η μετακίνηση λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση της κατασκευής με το έδαφος είναι μεγαλύτερη. Ενδεικτικά, στο ισόγειο με θεώρηση πακτωμένης βάσης η παραμένουσα μετακίνηση είναι $\delta_{\text{ισογείου}} = 1,8 \text{ cm}$ έναντι $\delta'_{\text{ισογείου}} = 3,8 \text{ cm}$ στην περίπτωση που συμμετέχει και το έδαφος. Γενικά οι διαφορές δεν είναι έντονες καθώς το πρόβλημα είναι εντόνως μη γραμμικό και εξαιτίας των πλαστικοποιήσεων που λαμβάνουν χώρα κατά τη σεισμική φόρτιση η ιδιοπερίοδος της κατασκευής – είτε με είτε χωρίς το έδαφος- είναι πολύ ευαίσθητη.

Το φάσμα του El Centro (**Σχήμα 5.15**), παρουσιάζει μεγάλες φασματικές επιταχύνσεις σε μικρές τιμές της ιδιοπεριόδου (λιγότερο από $T = 0,25 \text{ sec}$) καθιστώντας τις δύσκαμπτες κατασκευές πιο ευάλωτες σε μια τέτοια διέγερση. Όπως είναι λοιπόν αναμενόμενο, στην περίπτωση αυτή η αύξηση της δυσκαμψίας λόγω της παρουσίας του εδάφους, επιφέρει μικρότερη ένταση στην ανωδομή, λόγω της μετατόπισης της ιδιοπεριόδου της κατασκευής σε περιοχή μικρότερων επιταχύνσεων (από $SA_{\text{χωρίς έδαφος}} \approx 1,85 \text{ g}$ σε $SA_{\text{με έδαφος}} \approx 1,25 \text{ g}$).



Σχήμα 5.15: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων (SA) της διέγερσης El Centro: η ενδοσιμότητα του εδάφους ανακουφίζει την κατασκευή, οδηγώντας την σε μικρότερη φασματική επιτάχυνση.

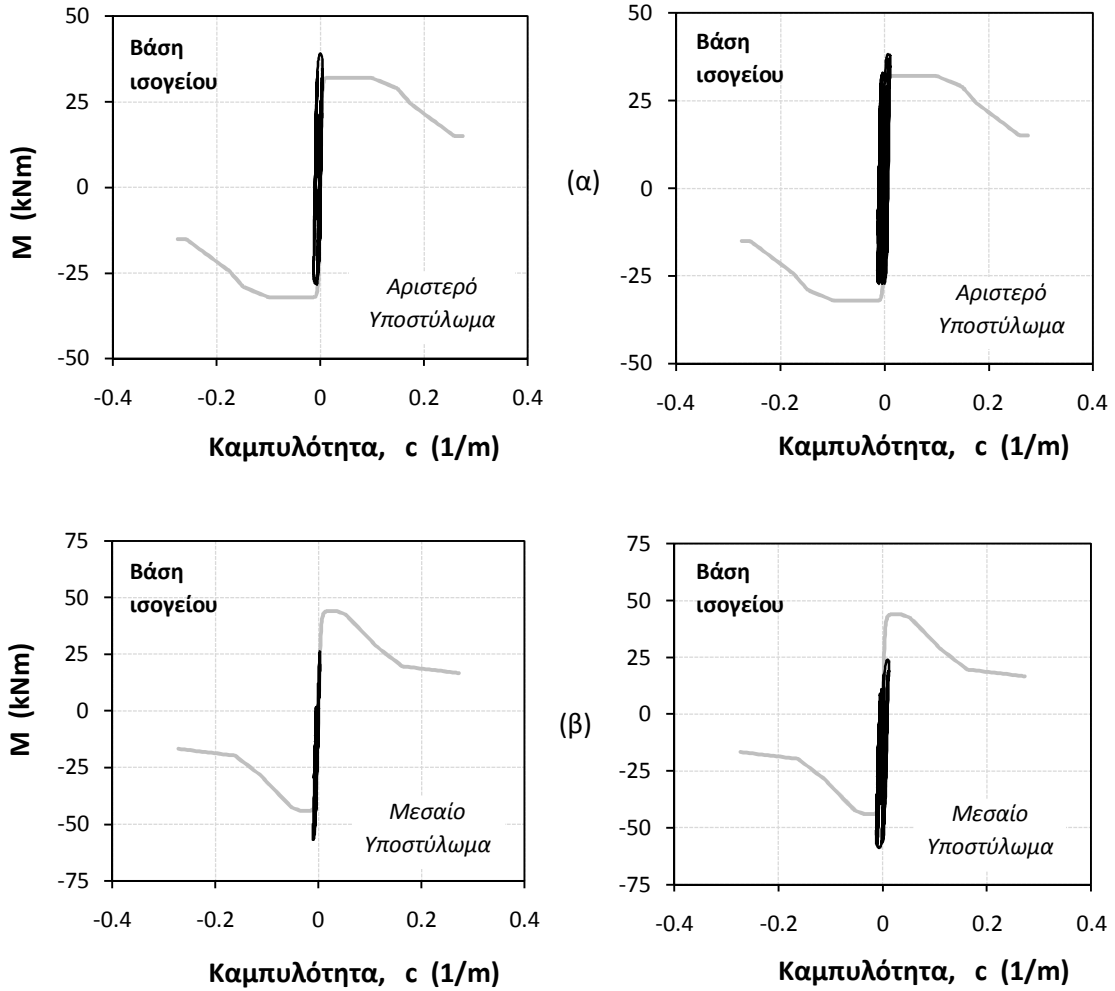
Η συμπεριφορά της ανωδομής σε όρους ροπής – καμπυλότητας καθώς και οριζόντιας σχετικής παραμένουσας μετακίνησης των ορόφων συγκρίνονται για τα δύο συστήματα στα **Σχήματα 5.16** και **5.17**.

Και στις δύο περιπτώσεις τα στοιχεία της ανωδομής εξαντλούν την αντοχή τους σε ροπή, όχι όμως και σε πλαστιμότητα. Λαμβάνοντας υπόψη και το έδαφος, οι πλαστικοποιήσεις τόσο στα υποστυλώματα όσο και στο τοίχωμα είναι λιγότερο έντονες. Πιο εμφανής είναι η διαφορά των δύο συστημάτων στις μετακινήσεις, όπου με θεώρηση πάκτωσης στη βάση του η οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή του ισογείου είναι μεγαλύτερη κατά 0,40 cm, χωρίς όμως και πάλι να απέχουν σημαντικά τα δύο συστήματα.

Αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής,
(SSI)

Θεώρηση πακτωμένης βάσης

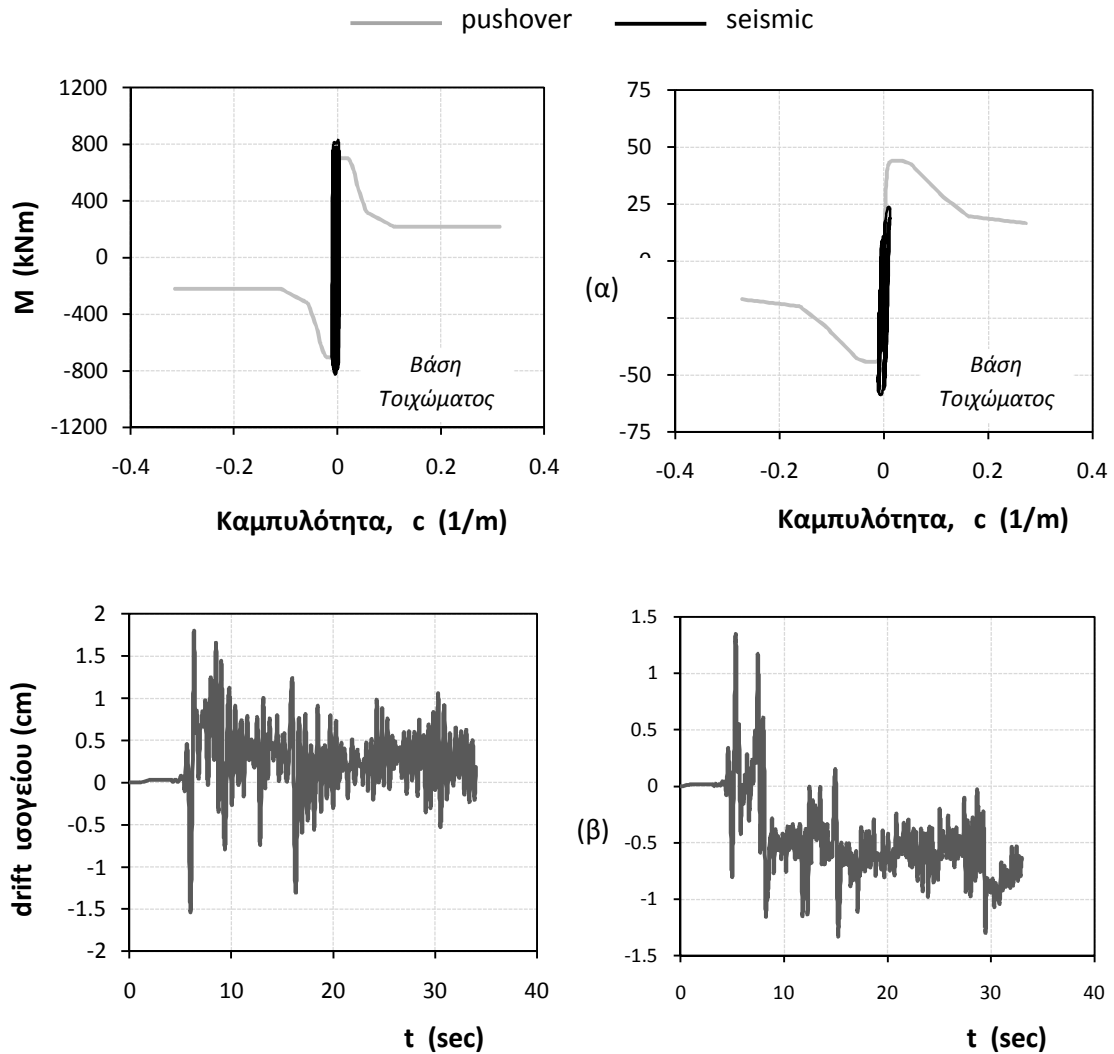
— pushover — seismic



Σχήμα 5.16: Συγκριτικά αποτελέσματα για (α) το αριστερό υποσύλωμα, και (β) το μεσαίο υποσύλωμα υπό τη διέγερση El Centro με και χωρίς το έδαφος θεμελίωσης.

Αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής,
(SSI)

Θεώρηση πακτωμένης βάσης



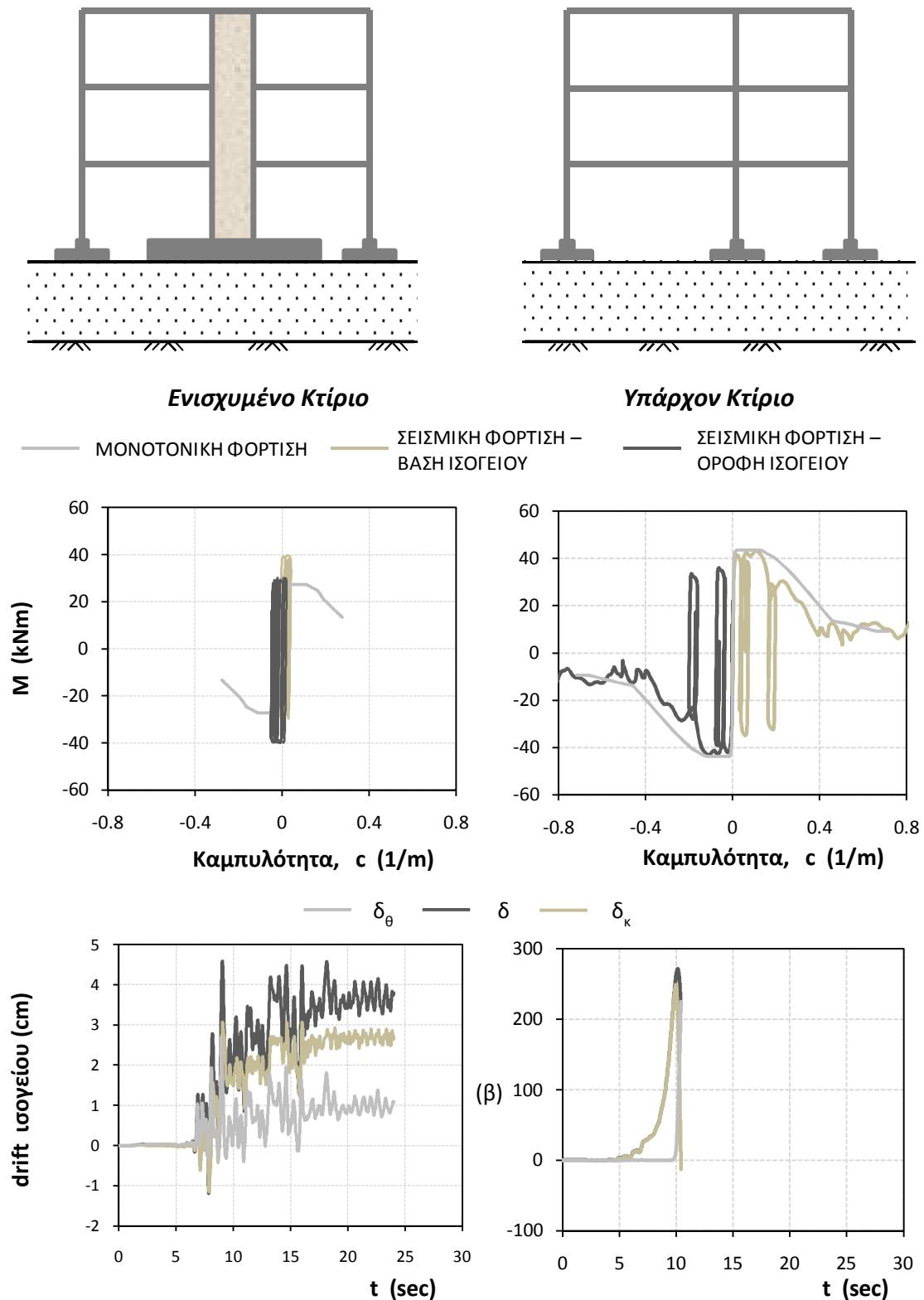
Σχήμα 5.17: Σύγκριση της απόκρισης των δύο διαφορετικών θεωρήσεων (με και χωρίς το έδαφος) σε όρους (α) ροπής – καμπυλότητας στη βάση του τοιχώματος, και (β) παραμένουσας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής του ισογείου ως προς τη βάση του, υπό τη διέγερση El Centro.

Γίνεται, λοιπόν, εύκολα αντιληπτή η δυσκολία στον εκ των προτέρων καθορισμό του φάσματος της διέγερσης άρα και της ιδιοπεριόδου της κατασκευής και τελικώς της επιτάχυνσης που θα δεχτεί εξαιτίας του τυχηματικού χαρακτήρα της φόρτισης. Επίσης η ιδιοπερίοδος της κατασκευής συνεχώς αλλάζει, εξαιτίας των πλαστικοποιήσεων των υλικών, με αποτέλεσμα να μην μπορεί να είναι γνωστή η εξέλιξή της στη διάρκεια της φόρτισης. Τέλος, το έδαφος είναι ένα υλικό του οποίου οι ιδιότητες δεν μπορούν αν καθοριστούν με ακρίβεια, και συνεπώς δεν είναι εφικτή η γνώση της ιδιοπεριόδου του και επομένως το πώς θα τροποποιήσει το φάσμα της διέγερσης (ενισχύοντας ή αποσβένοντάς την). Εξαιτίας όλων αυτών των τυχηματικών συνιστωσών εδάφους, κατασκευής και διέγερσης δεν μπορεί να προσδιοριστεί η απόκριση της κατασκευής σε κάθε διέγερση με ακρίβεια.

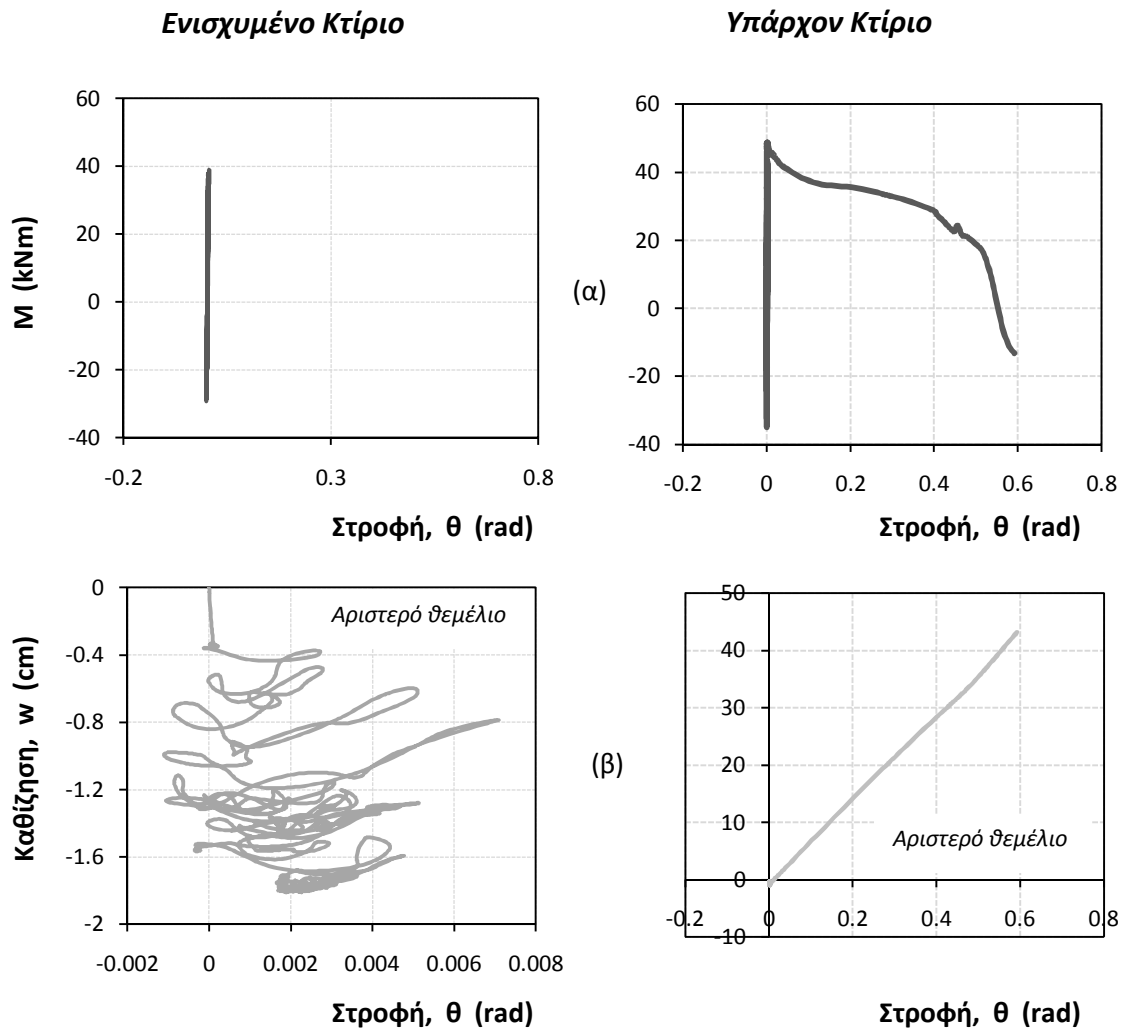
5.5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΜΕ ΤΟΙΧΩΜΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ

Όπως αναλυτικά παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3, το υπάρχον κτίριο δεν μπορεί να ανταπεξέλθει σε ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις. Ενώ για σεισμούς κοντά στο φάσμα σχεδιασμού η συμπεριφορά του μπορεί να θεωρηθεί –κατά περίπτωση- αποδεκτή, όταν υποβληθεί σε ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις καταρρέει. Χαρακτηριστικό τέτοιο παράδειγμα είναι η καταγραφή Duzduz_180 από το σεισμό στην επαρχία Duzce της Τουρκίας το 1999 όπου το κτίριο εξάντλησε πλήρως την αντοχή του.

Με την τοποθέτηση του τοιχώματος, το κτίριο συμπεριφέρεται πολύ καλύτερα αποφεύγοντας την κατάρρευση. Αναλυτικά τα δύο συστήματα συγκρίνονται στο **Σχήμα 5.18** ως προς την ανωδομή και στο **Σχήμα 5.18** ως προς τη θεμελίωση.



Σχήμα 5.18: Εμφανής η διαφορά στην απόκριση του κτιρίου με την τοποθέτηση του τοιχώματος, (α) σε όρους ροπής - καμπυλότητας στο αριστερό υποσύστημα, και (β) drift ισογείου, υπό τη διέγερση Duzdüz_180.



Σχήμα 5.19: Συγκριτικά διαγράμματα (α) ροπής στροφής, και (β) καθίζησης στροφής στο ακραίο αριστερά θεμέλιο, για το ενισχυμένο και το υπάρχον κτίριο υπό τη διέγερση *Duzduz_180*.

Σε όρους ροπών στο ακραίο αριστερά υποστώλωμα, στο ενισχυμένο κτίριο εξαντλείται η αντοχής του τόσο στην κορυφή όσο και στη βάση του ισογείου. Η ίδια εικόνα παρατηρείται και στο αρχικό κτίριο. Να σημειωθεί ότι, σαν απόλυτα νούμερα η αντοχή του υποστυλώματος δεν είναι ίδια στις δύο περιπτώσεις μιας και η ανακατανομή των αξονικών δυνάμεων που προκάλεσε η τοποθέτηση του τοιχώματος εξαιτίας της πρόσθετης καθίζησης (κυρίως από το βάρος του θεμελίου), άλλαξε τη ροπή αντοχής του υποστυλώματος. Η βελτίωση της συμπεριφοράς του κτιρίου με την τοποθέτηση του τοιχώματος είναι πιο σαφής μέσω των καμπυλοτήτων, όπου στο μεν υπάρχον κτίριο εξαντλείται ενώ στο ενισχυμένο μόλις που μπαίνει στην πλαστική περιοχή. Σε σχετικές μετακινήσεις της κορυφής του ισογείου ως προς τη βάση του, και στις δύο περιπτώσεις δεσπάζει η κάμψη, όμως σε απόλυτο μέγεθος το παλιό κτίριο καταρρέει (driftισογείου ≈ 250 cm) ενώ η τοποθέτηση του τοιχώματος μειώνει τη μετακίνηση μόλις στα 4 cm.

Και στη θεμελίωση οι διαφορές είναι εξίσου έντονες με το υπάρχον κτίριο να φθάνει σε στροφή $\theta_{\text{Υπάρχοντος}} \approx 0,6$ rad και ροπή $M_{\text{Υπάρχοντος}} \approx 50$ kNm, σε αντίθεση με το κτίριο με το τοίχωμα όπου η μέγιστη ροπή είναι $M_{\text{Ενισχυμένου}} \approx 40$ kNm ενώ η στροφή μόλις $\theta_{\text{Ενισχυμένου}} \approx 0,007$ rad. Τέλος, οι καθιζήσεις στο νέο κτίριο δεν ξεπερνούν τα 1,8 cm.

Όπως ήταν αναμενόμενο, η τοποθέτηση του τοιχώματος βελτίωσε σημαντικά τη συμπεριφορά της κατασκευής. Το τοίχωμα πλέον αναλαμβάνει την ένταση με αποτέλεσμα τη μείωση της καταπόνησης των μελών της ανωδομής, με τη σημαντική διαφορά να έγκειται στη μη κατάρρευση του κτιρίου.

5.6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ

5.6.1 Στατικώς αυξανόμενη επιβαλλόμενη μετακίνηση

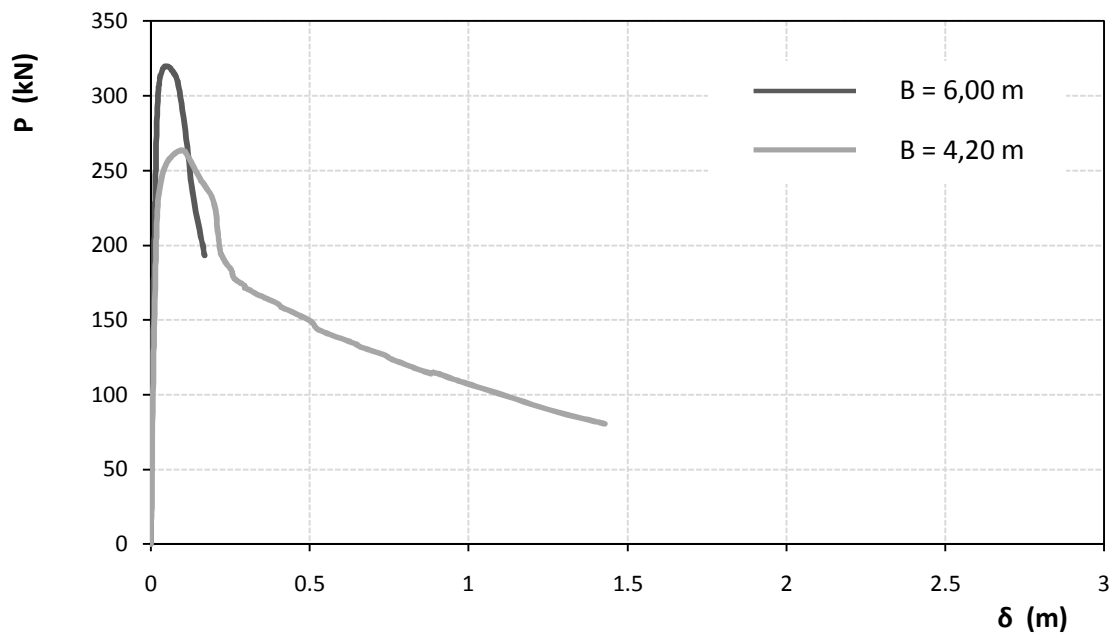
Μία πρώτη σύγκριση της συμπεριφοράς των δύο συστημάτων επιδιώχθηκε μέσω αναλύσεων στατικώς αυξανόμενης επιβαλλόμενης μετακίνησης (pushover) στην κορυφή του κτιρίου. Στη συνέχεια τα αποτελέσματα δύναμης και μετακίνησης ανάχθηκαν στο κέντρο βάρους της φόρτισης, ως και να ήταν τριγωνική η κατανομή της επιβαλλόμενης μετακίνησης.

Ο τρόπος αστοχίας των δύο συστημάτων είναι παρόμοιος. Και στις δύο περιπτώσεις, τα υποστυλώματα εξαντλούν την αντοχή τους (σε όρους ροπής κάμψης) και την πλαστιμότητά τους. Η ίδια εικόνα παρατηρείται καθ' όλο το ύψος των υποστυλωμάτων.

Όσον αφορά τις δοκούς, ως πιο «αδύναμες» αστοχούν και στα δύο συστήματα στη σύνδεσή τους με το τοίχωμα, ενώ η αστοχία που επισημάνθηκε και νωρίτερα στο μέσο του δεξιού ανοίγματος εντοπίζεται και στην περίπτωση του «μικρού» θεμελίου στο τοίχωμα.

Η βασική διαφορά έγκειται στη συμπεριφορά της θεμελίωσης. Στην περίπτωση του συμβατικά θεμελιωμένου τοιχώματος, το ανασήκωμα του θεμελίου είναι πολύ μικρό και φυσικά εντός των προβλεπόμενων ορίων του κανονισμού, ενώ το υπερκείμενο έδαφος συμπεριφέρεται ελαστικά. Αντιθέτως, στην περίπτωση του υπο-διαστασιολογημένου θεμελίου του τοιχώματος, το ανασήκωμα είναι πολύ έντονο, με αποτέλεσμα την πλαστικοποίηση του εδάφους. Το τοίχωμα συμπαρασύρει μαζί του στη λικνιστική αυτή απόκριση όλο το κτίριο, με αποτέλεσμα να ανασηκώνονται και τα υπόλοιπα θεμέλια του κτιρίου. Η πλαστικοποίηση του εδάφους κάτω από τα ακραία θεμέλια του κτιρίου δεν είναι τόσο έντονη όσο κάτω από το κεντρικό θεμέλιο του τοιχώματος. Γενικά, μία αδρή εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής είναι η θεώρηση ότι το τοίχωμα αναλαμβάνει όλη την ένταση και επιβάλλει στα υπόλοιπα μέλη της ανωδομής τη δική του συμπεριφορά.

Στο **Σχήμα 5.20** που ακολουθεί συγκρίνονται οι καμπύλες αντίστασης της κατασκευής με το συμβατικό και μη, θεμέλιο του τοιχώματος.



Σχήμα 5.20: Καμπύλη δύναμης – μετακίνησης της κατασκευής για τους δύο εναλλακτικούς τρόπους θεμελίωσης: το συμβατικό θεμέλιο πλάτους $B = 6,00$ m και το υπο – διαστασιολογημένο με πλάτος $B = 4,20$ m.

Όπως και στο απλό κτίριο χωρίς το τοίχωμα, η μείωση του πλάτους του θεμελίου και η συνεπαγόμενη λικνιστική συμπεριφορά της ανωδομής έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της μέγιστης δύναμης αντίστασης της κατασκευής, περίπου κατά 57 kN. Ωστόσο, σε όρους μετακίνησης η εικόνα είναι αντίθετη, με το αντι-συμβατικά θεμελιωμένο τοίχωμα να φθάνει σε μεγαλύτερη μέγιστη μετακίνηση. Παράλληλα, η ενδοσιμότητα του εδάφους την οποία και «εκμεταλλεύεται» το «μικρό» θεμέλιο, αυξάνει την ιδιοπερίοδο της κατασκευής κάνοντάς την πιο εύκαμπτη. Η μεταβολή αυτή από $T_{B=6,00\text{ m}} = 0,37$ sec σε $T_{B=4,20\text{ m}} = 0,43$ sec, αποτυπώνεται και στο

διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης (**Σχήμα 5.20**), και συγκεκριμένα στη μειωμένη κλίση της καμπύλης για πλάτος θεμελίου $B = 4,20$ m.

5.6.2 Δυναμική φόρτιση

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της σεισμικής αναβάθμισης του κτιρίου με την τοποθέτηση του τοιχώματος, πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. Επιβλήθηκαν στην κατασκευή 24 σεισμικές διεγέρσεις, κάποιες από τις οποίες ήταν κοινές με αυτές που επιβλήθηκαν στο μη ενισχυμένο κτίριο για λόγους σύγκρισης της συμπεριφοράς των δύο συστημάτων.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αναλυτικά για 3 σεισμικές διεγέρσεις. Επιλέχθηκε η καταγραφή του Αιγίου από το σεισμό του 1995 η οποία είναι κοντά στο φάσμα σχεδιασμού των σημερινών κανονισμών με $PGA \approx 0,39g$ και $PGV \approx 38,2$ cm/sec², η καταγραφή της Λευκάδας 2003, η οποία είναι πάνω από το ελαστικό φάσμα του κανονισμού και έχει μέγιστη φασματική ψευδο-ταχύτητα ίση με $PGA \approx 0,43g$ και $PGV \approx 35$ cm/sec², καθώς και η καταγραφή Takatori η οποία ξεπερνά κατά πολύ το φάσμα σχεδιασμού για μεγάλο εύρος ιδιοπεριόδων, με $PGA \approx 0,61g$ και $PGV \approx 125,36$ cm/sec².

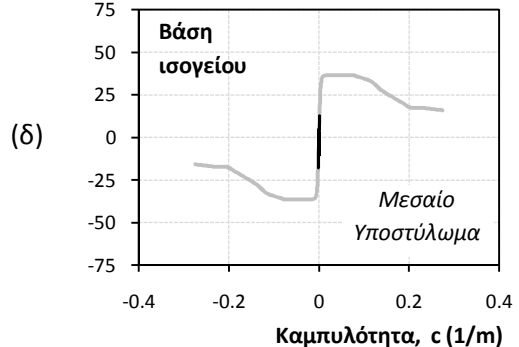
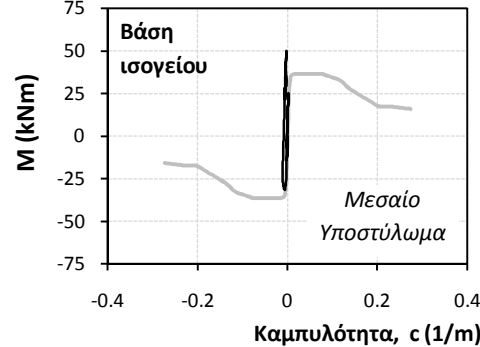
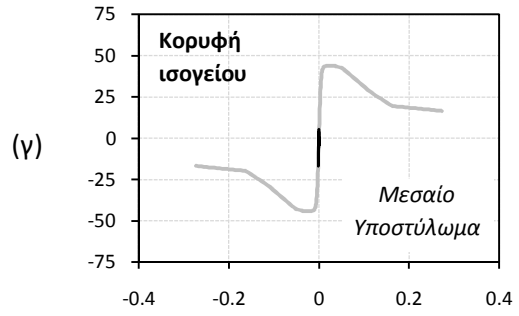
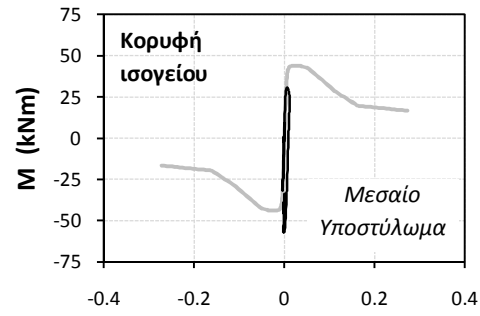
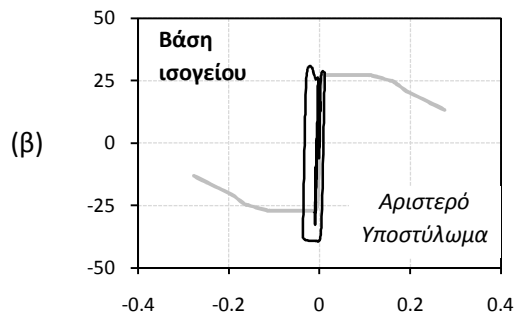
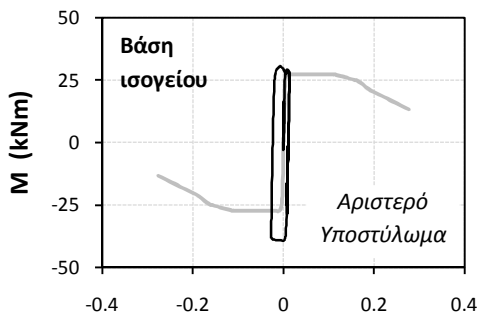
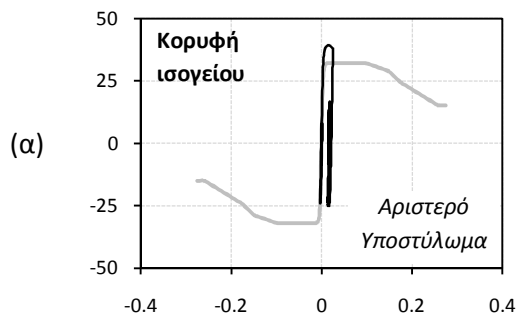
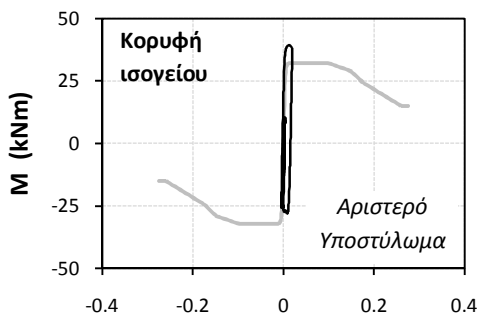
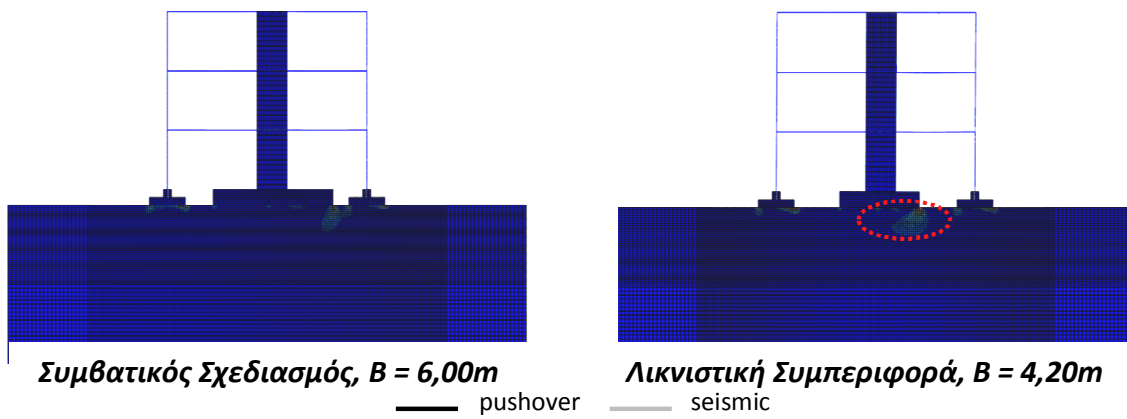
Για κάθε μία διέγερση, οι δύο εναλλακτικοί τρόποι θεμελίωσης του τοιχώματος συγκρίνονται σε όρους α) ροπών – καμπυλοτήτων στο ακραίο αριστερά και το μεσαίο υποστύλωμα, στη βάση του τοιχώματος και στη δοκό του ισογείου στη σύνδεση με το τοίχωμα, β) ροπής – στροφής των θεμελίων του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχώματος, γ) καθίζησης – στροφής των ίδιων θεμελίων, και δ) χρονοϊστορίας μετακίνησης κάθε ορόφου.

Αίγιο, 1995

Ο σεισμός του Αιγίου το 1995 είχε ένταση $M_s = 6,2$ και προήλθε από κανονική διάρρηξη. Το χαρακτηριστικό της συγκεκριμένης διέγερσης, όπως αναφέρθηκε και νωρίτερα, είναι η έντονη κατευθυντικότητα η οποία είναι εμφανής από την ύπαρξη ενός παλμού μεγάλης επιτάχυνσης και μακράς περιόδου.

Στα **Σχήματα 5.21** έως **5.23** που ακολουθούν, συγκρίνεται η συμπεριφορά των δύο συστημάτων τόσο ως προς την ανωδομή όσο και ως προς τη θεμελίωση, όπου η κατασκευή με το συμβατικό θεμέλιο του τοιχώματος δείχνει να συμπεριφέρεται καλύτερα.

Παρατηρώντας αρχικά το αριστερό υποστύλωμα, τόσο στην κορυφή όσο και στη βάση του εξαντλεί την αντοχή του. Σε όρους καμπυλοτήτων οι πλαστικοποιήσεις είναι πιο έντονες στην περίπτωση του τοιχώματος με το “μικρό” θεμέλιο, χωρίς βέβαια να εξαντλείται η πλαστιμότητά του. Στο μεσαίο υποστύλωμα οι διαφορές είναι πιο έντονες, με το συμβατικό σύστημα να οδηγεί το υποστύλωμα στην αντοχή του και σε πιο έντονες καμπυλότητες συγκριτικά με το αντι-συμβατικά θεμελιωμένο τοίχωμα όπου παραμένει στην ελαστική περιοχή μακριά από την αντοχή του. Συνεπώς, η λικνιστική απόκριση του τοιχώματος μέσω της υπο-διαστασιοποιημένης θεμελίωσής του, προστατεύει το μεσαίο υποστύλωμα το οποίο έχει κοινή θεμελίωση με το τοίχωμα. Το ανασήκωμα λοιπόν του κοινού τους θεμελίου ανακουφίζει την ανωδομή (το μεσαίο υποστύλωμα στη δεδομένη περίπτωση) μεταφέροντας την ένταση στη θεμελίωση.



Σχήμα 5.21: Συγκριτικά διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων των δύο συστημάτων (α) για το αριστερό υποσύλωμα στη βάση του ισογείου, και (β) στην κορυφή του, (γ) για τη βάση του μεσαίου υποστυλώματος, και (δ) την κορυφή του, υπό τη σεισμική διέγερση του Αιγίου.

Η λικνιστική απόκριση που επιβάλλει στην ανωδομή το μειωμένο πλάτους του θεμελίου του τοιχώματος, μειώνει την ένταση και στο τοίχωμα πέραν του μεσαίου υποστυλώματος. Και στις δύο περιπτώσεις, το τοίχωμα φθάνει την αντοχή του, ωστόσο για πλάτος θεμελίου $B = 6,00$ m, οι πλαστικοποιήσεις είναι πιο έντονες συγκριτικά με το θεμέλιο πλάτους $B = 4,20$ m όπου και συμπεριφέρεται ελαστικά.

Εξαιτίας της μικρότερης αντοχής της δοκού σε σχέση με το τοίχωμα, τόσο στο συμβατικό όσο και στο κτίριο με υπο-διαστασιολογημένη τη θεμελίωση του τοιχώματος, στη σύνδεση με το τοίχωμα στο αριστερό άνοιγμα εξαντλεί την αντοχή της. Παράλληλα, σχεδόν εξαντλείται και η πλαστιμότητά της και στα δύο συστήματα.

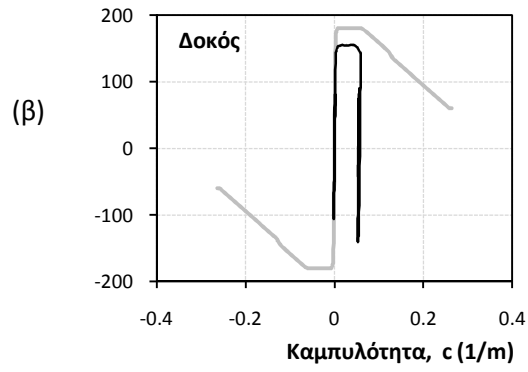
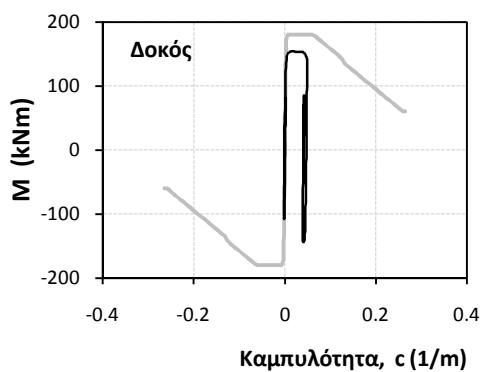
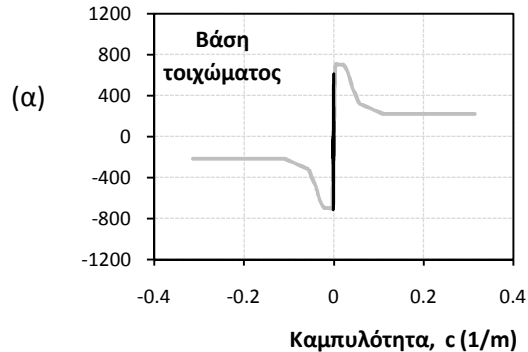
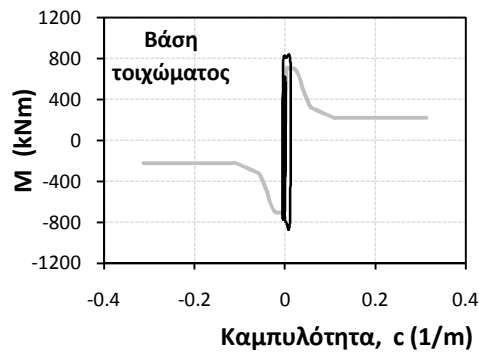
Εξετάζοντας τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, το συμβατικό θεμέλιο συμπεριφέρεται καλύτερα με σχεδόν μηδενική παραμένουσα μετακίνηση σε όλους τους ορόφους (μόλις 0,1 cm στον τελευταίο όροφο του κτιρίου και 0,03 cm στο ισόγειο). Εν αντιθέσει, στο κτίριο με το “μικρό” θεμέλιο στο τοίχωμα, η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση που φθάνει τα 1,5 cm και εντοπίζεται στην κορυφή του ισογείου. Ωστόσο, ακόμη και η μετακίνηση των 1,5 cm είναι πολύ μικρή ώστε να θεωρηθεί απαγορευτική σε μια κατασκευή η εφαρμογή της αντισυμβατικής θεμελίωσης.

Ως προς τις επιμέρους συνιστώσες της μετακίνησης, όπως δείχνεται στο **Σχήμα 5.22γ** για πλάτος θεμελίου τοιχώματος $B = 6,00$ m η τελική παραμένουσα μετακίνηση λόγω κάμψης είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη λόγω στροφής ($\delta_k \approx 0,15$ cm ενώ $\delta_\theta \approx 0,11$ cm). Για $B = 4,20$ m, η παραμένουσα μετακίνηση λόγω κάμψης στην κορυφή του ισογείου είναι σχεδόν διπλάσια από τη συνιστώσα της στροφής ($\delta_k \approx 1,1$ cm ενώ $\delta_\theta \approx 0,45$ cm). Τα αντίστοιχα ποσοστά των μετακινήσεων ανηγμένα ως προς το ύψος του ορόφου είναι για το συμβατικό σύστημα $\delta_k \approx 0,05\%$ και $\delta_\theta \approx 0,03\%$, ενώ για το μη – συμβατικό $\delta_k \approx 0,36\%$ και $\delta_\theta \approx 0,15\%$.

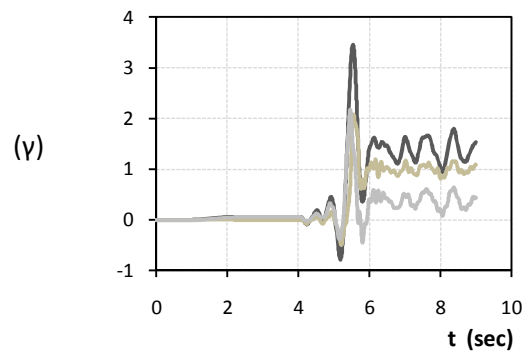
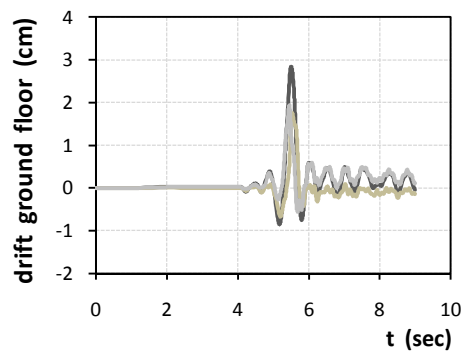
Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 1,80m$

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$

— pushover — seismic



— δ_θ — δ — δ_κ

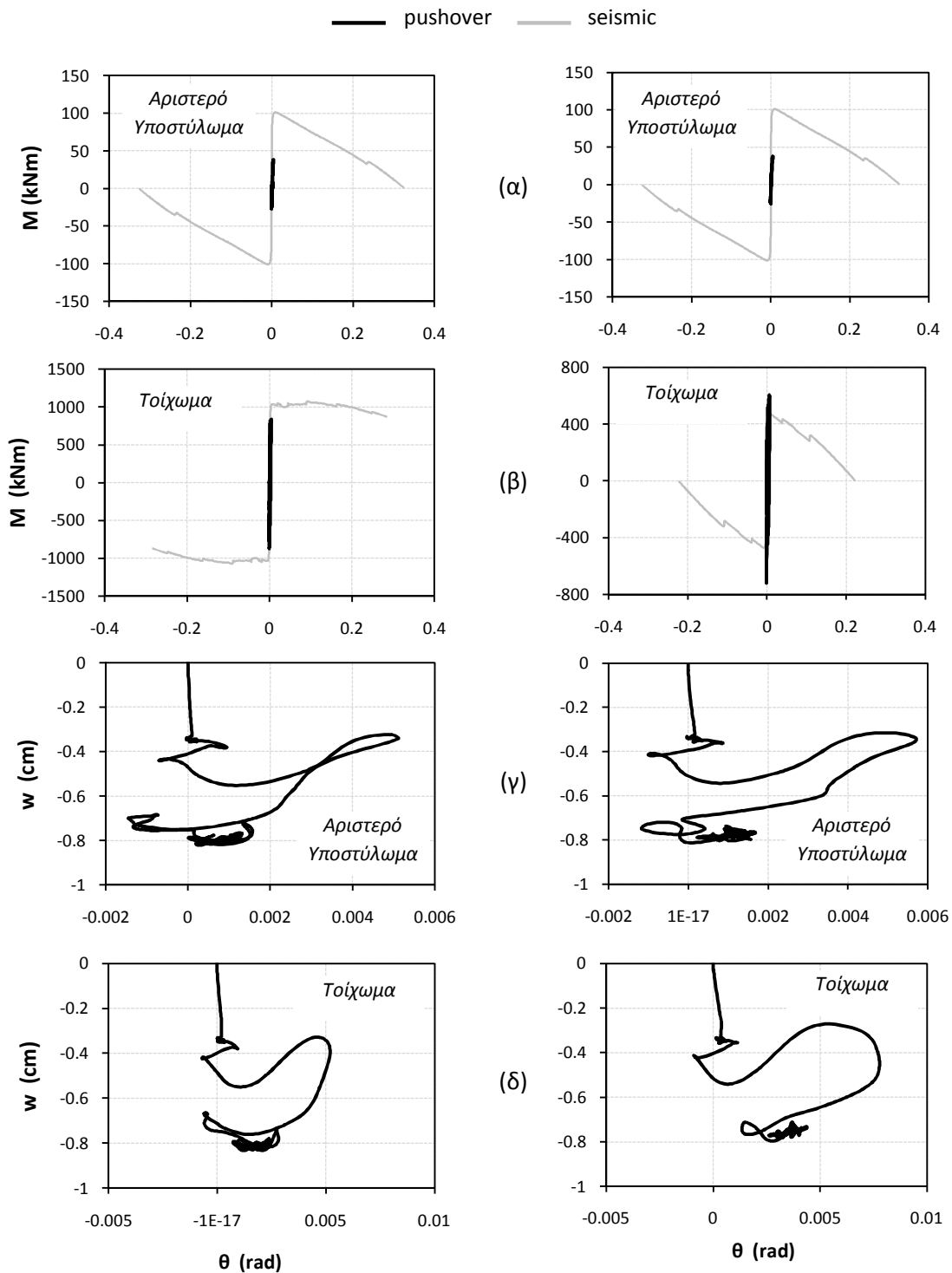


Σχήμα 5.22: Συγκριτικά αποτελέσματα για τη συμβατική και υποδιαστασιοποιημένη θεμελίωση του τοιχώματος σε όρους (α) ροπής – καμπυλότητας στη βάση του τοιχώματος, (β) ροπής - καμπυλότητας στη σύνδεση δικού – τοιχώματος στην κορυφή του ισογείου στο αριστερό άνοιγμα, και (γ) χρονοϊστορίας οριζόντιας σχετικής μετακίνησης της κορυφής του ισογείου με τις επιμέρους συνιστώσες που την απαρτίζουν υπό τη σεισμική διέγερση του Αιγίου.

Συγκρίνοντας τα διαγράμματα ροπής – στροφής των δύο θεμελίων του **Σχήματος 5.23α** και **5.23β**, στο συμβατικό σύστημα τόσο η θεμελίωση του ακραίου υποστυλώματος όσο και του τοιχώματος συμπεριφέρεται ελαστικά, όπως ήταν αναμενόμενο βάσει του σχεδιασμού. Πιο συγκεκριμένα, στο υποστύλωμα η ροπή είναι αρκετά μικρότερη από τη ροπή αντοχής του θεμελίου ενώ η στροφή δεν ξεπερνά τα 0,005 rad. Στο τοίχωμα, η ροπή είναι πιο κοντά στη ροπή αντοχής της συμβατικής θεμελίωσης ($M_{\text{συμβατικού}} \approx 1100 \text{ kNm}$) ενώ και πάλι σε στροφή βρίσκεται κάτω από τα 0,005 rad. Στην περίπτωση που στο κτίριο τοποθετηθεί το μικρό θεμέλιο στο τοίχωμα, το ακραίο υποστύλωμα δεν επηρεάζεται, φθάνοντας και πάλι μόλις στα 48 kNm ενώ η αντοχή του είναι 100 kNm. Όσον αφορά το τοίχωμα, στον αντι-συμβατικό σχεδιασμό, η ροπή αντοχής της θεμελίωσης μειώνεται από $M_{\text{συμβατικού}} \approx 1070 \text{ kNm}$ σε $M_{\text{Υπο-διαστασολογημένου}} \approx 475 \text{ kNm}$ ώστε να περιοριστεί η όποια αστοχία στη θεμελίωση. Όντως, στη διέγερση του Αιγίου εξαντλείται η αντοχή του θεμελίου μειώνοντας την ένταση στο μεσαίο υποστύλωμα και το τοίχωμα όπως δείχθηκε προηγουμένως. Επίσης, η στροφή αυξήθηκε στα 0,008 rad από 0,005 rad που ήταν στο συμβατικό σύστημα. Όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 5.23γ** και **5.23δ**, οι καθιζήσεις είναι ίδιες και στα δύο συστήματα.

Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 1,80m$

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$



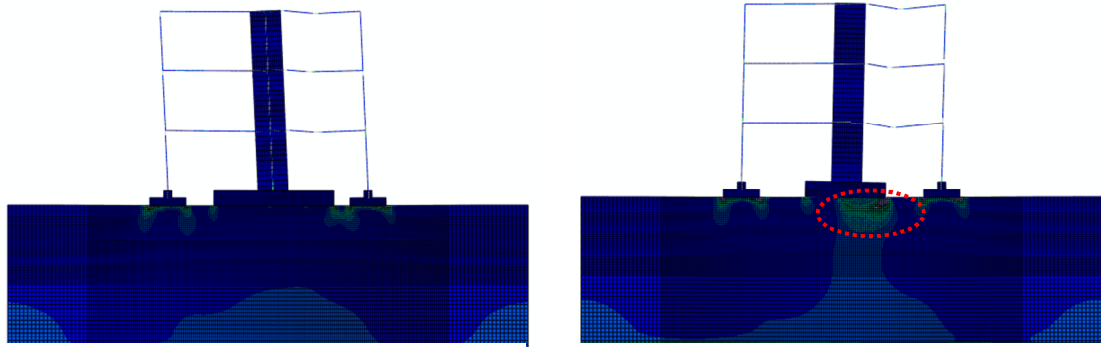
Σχήμα 5.23: Αποτελέσματα (α) ροπής – στροφής στη βάση του θεμελίου του υποστυλώματος, (β) ροπής – στροφής στη βάση του τοιχώματος, (γ) καθίζησης – στροφής στη το θεμέλιο του αριστερά υποστυλώματος, και (δ) καθίζησης – στροφής του θεμελίου του τοιχώματος, για το συμβατικό και μη θεμέλιο στο τοίχωμα υποβάλλοντας στην κατασκευή τη σεισμική διέγερση του Αιγίου.

Λευκάδα 2003

Ο σεισμός της Λευκάδας το 2003 είχε μέγεθος M_w 6,4. Το φάσμα της διέγερσης βρίσκεται αρκετά πάνω από το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ με $\max PSV \approx 154$ cm/sec. Κύριο χαρακτηριστικό της είναι ο μεγάλος αριθμός των κύκλων εξαιτίας των οποίων δημιουργήθηκαν υπερπιέσεις πόρων σε ορισμένες περιοχές αναλόγως του υπεδάφους προκαλώντας τοπικές αστοχίες.

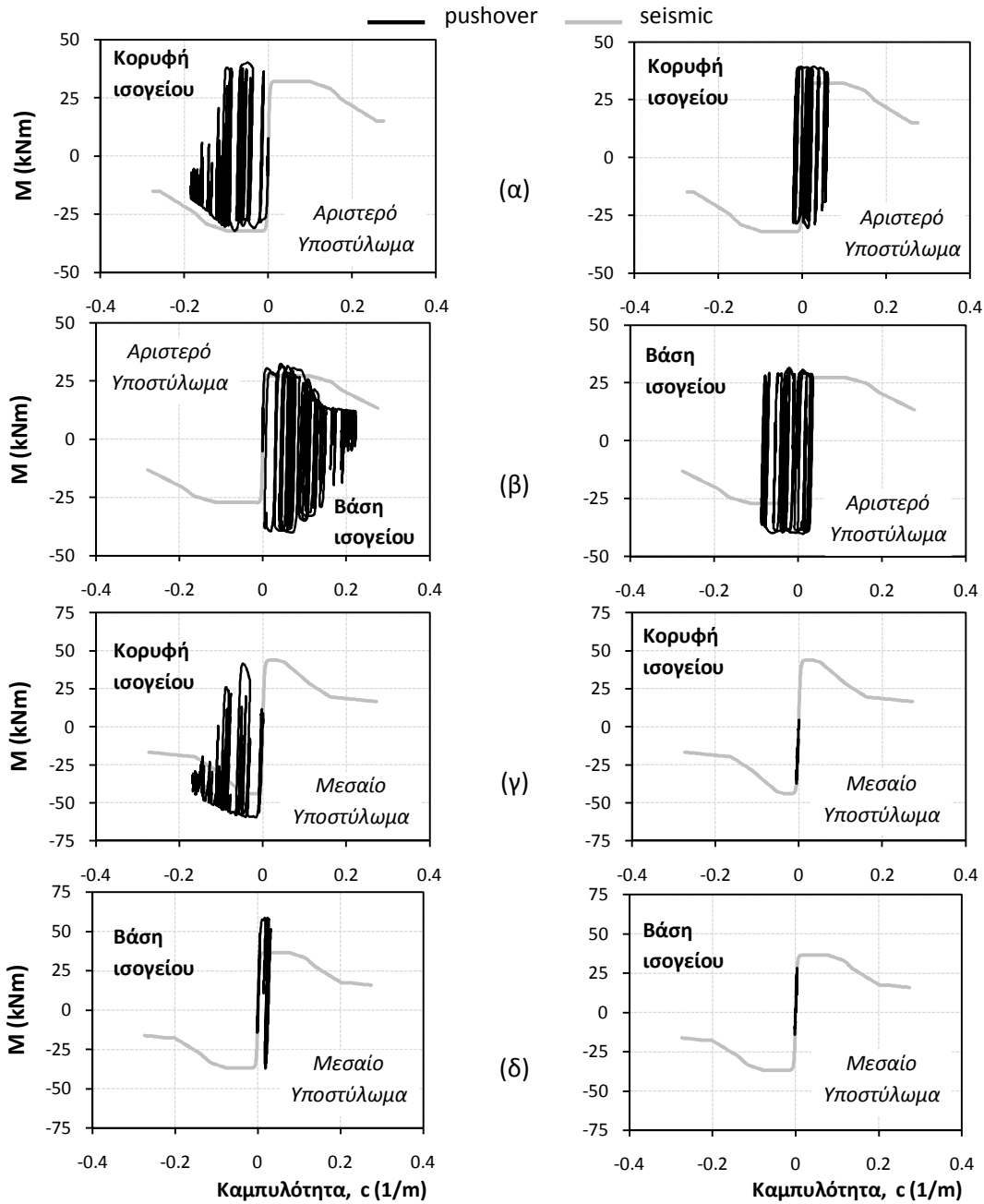
Στα **Σχήματα 5.24** έως **5.26** που ακολουθούν συγκρίνεται η συμπεριφορά των δύο συστημάτων τόσο ως προς την ανωδομή όσο και ως προς τη θεμελίωση.

Όσο αναφορά την ανωδομή, στο συμβατικό σύστημα τόσο το αριστερό όσο και το μεσαίο υποστύλωμα εξαντλούν την αντοχή τους. Πιο συγκεκριμένα, το αριστερό υποστύλωμα στην κορυφή και στη βάση του ισογείου φθάνει τη ροπή αντοχής του πέφτοντας τελικά στην παραμένουσα αντοχή του, ενώ παράλληλα εξαντλεί και στην πλαστιμότητά του. Το ίδιο συμβαίνει και στη βάση του μεσαίου υποστυλώματος με μόνη διαφορά την τελική ροπή η οποία είναι κατάτι μεγαλύτερη από την παραμένουσα. Στην κορυφή του ισογείου και πάλι φθάνει την αντοχή του χωρίς ωστόσο να έχει έντονες πλαστικοποιήσεις (η καμπυλότητά του φθάνει μόλις $c = 0.03$ 1/m). Επομένως η καταπόνηση των μελών της ανωδομής είναι σημαντικά μεγαλύτερη απ' ό τι στη διέγερση του Αιγίου όπου τα υποστυλώματα συμπεριφέρονταν – κατά προσέγγιση- ελαστικά. Μειώνοντας το πλάτος του θεμελίου του τοιχώματος σε $B = 4,20$ m, το ακραίο υποστύλωμα (στην κορυφή και τη βάση του) εμφανίζει κάποιες πλαστικοποιήσεις εξαντλώντας την αντοχή του, φθάνει όμως σε πολύ μικρότερη καμπυλότητα. Με τη μείωση του πλάτους του θεμελίου σημαντική βελτίωση παρατηρείται στο μεσαίο υποστύλωμα το ποίο πλέον, χάρη στο ανασήκωμα και τη στροφή του θεμελίου παραμένει στην ελαστική περιοχή. Όπως και στη διέγερση του Αιγίου, ο αντι-συμβατικός σχεδιασμός της θεμελίωσης “ανακουφίζει” το μεσαίο υποστύλωμα μέσω της λικνιστικής απόκρισης που επιβάλλει, κάτι που δεν ισχύει το ίδιο με το ακραίο αριστερά το οποίο στη μία περίπτωση συμπεριφέρεται καλύτερα (Λευκάδα) ενώ στην άλλη όχι.



Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00\text{m}$

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20\text{m}$



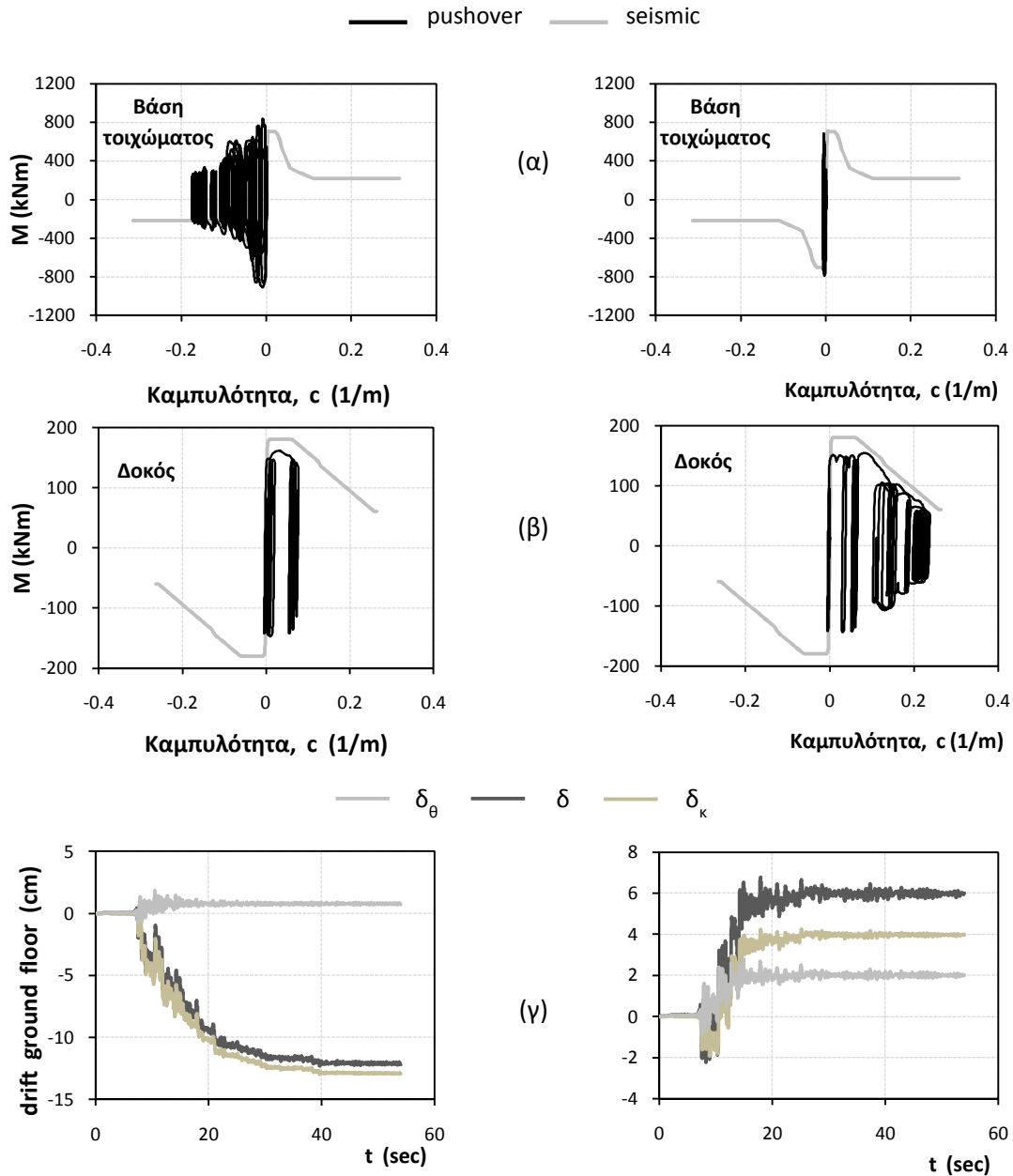
Σχήμα 5.24: Διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων των δύο συστημάτων (α) για τη βάση ισογείου του αριστερού υποστυλώματος και (β) την κορυφή του ισογείου, (γ)τη βάση του μεσαίου υποστυλώματος, και (δ) την κορυφή του ισογείου, υπό το διέγερση της Λευκάδας.

Στο τοίχωμα η διαφορά των δύο συστημάτων είναι ξεκάθαρη, με σαφή υπεροχή του μικρού θεμελίου, οπότε και το τοίχωμα φθάνει την αντοχή του χωρίς μεγάλες τιμές στην καμπυλότητα (έως 0,006 1/m), με σχεδόν ελαστική συμπεριφορά. Αντίθετα, για πλάτος θεμελίου $B = 6,00$ m, το τοίχωμα έχει αστοχήσει, φθάνοντας στην παραμένουσα αντοχή του. Επομένως η λικνιστική απόκριση που επιβάλλει το “μικρό” θεμέλιο είναι ευεργετική και για το τοίχωμα τόσο στη διέγερση του Αιγίου όσο και στις Λευκάδας.

Σύμφωνα με τις χρονοϊστορίες της σχετικής οριζόντιας μετακίνησης κάθε ορόφου που δίνονται στο **Σχήμα 5.25**, υπερτερεί και πάλι ο αντι-συμβατικός σχεδιασμός με μέγιστη τιμή τα 6,00 cm στο ισόγειο, εν αντιθέσει με το συμβατικό που δίνει 12,00 cm. Η παραμένουσα μετακίνηση των 6,00 cm δεν είναι αμελητέα, αλλά το σημαντικό είναι η μείωσή της στο μισό. Με τη συνολική μετακίνηση στο συμβατικό σύστημα να αποτελεί το $\delta \approx 4,1\%$ του ύψους του ορόφου, οι επιμέρους συνιστώσες συμμετέχουν ως $\delta_{\theta} \approx 0,24\%$ και $\delta_{\kappa} \approx 4,3\%$. Στην περίπτωση του “μικρού” θεμελίου, η παραμένουσα μετακίνηση του ισογείου αποτελεί το $\delta \approx 2\%$ του ύψους του ορόφου το οποίο διαχωρίζεται σε κάμψη και στροφή ως εξής: $\delta_{\theta} \approx 0,67\%$ και $\delta_{\kappa} \approx 1,33\%$. Γενικά, στην περίπτωση της Λευκάδας, η μείωση του πλάτους του θεμελίου μείωσε τις παραμένουσες μετακινήσεις, σε αντίθεση με το Αίγιο όπου σχεδιάζοντας το θεμέλιο του τοιχώματος μικρότερο από αυτό που προβλέπει ο κανονισμός οι μετακινήσεις αυξάνονταν.

Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00\text{m}$

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20\text{m}$



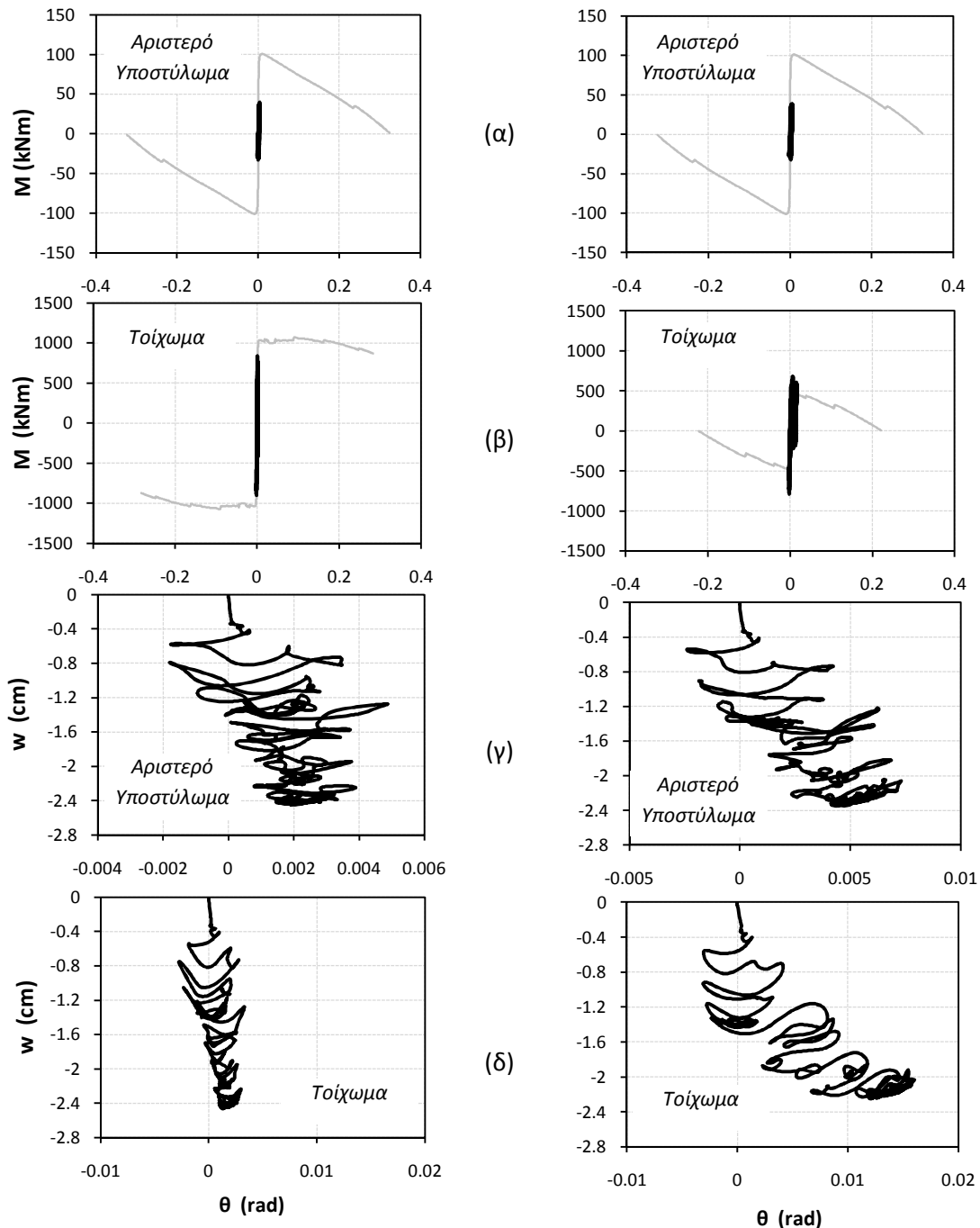
Σχήμα 5.25: Αποτελέσματα (α) ροπής – στροφής στη βάση του θεμελίου του υποστυλώματος, (β) ροπής – στροφής στη βάση του τοιχώματος, (γ) καθίζησης – στροφής στη το θεμέλιο του αριστερά υποστυλώματος, και (δ) καθίζησης – στροφής του θεμελίου του τοιχώματος, για το συμβατικό και μη θεμέλιο στο τοίχωμα υποβάλλοντας στην κατασκευή τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας.

Σε όρους ροπής – στροφής στη θεμελίωση, το αριστερό υποστύλωμα συμπεριφέρεται και στα δύο συστήματα ελαστικά καταπονούμενο από ροπή πολύ μικρότερη από τη ροπή αντοχής του (**Σχήμα 5.26**). Η θεμελίωση του τοιχώματος, στο συμβατικό σχεδιασμό, αποκρίνεται ελαστικά μη φθάνοντας τη ροπή αντοχής του. Στην περίπτωση του υπο-διαστασιολογημένου θεμελίου, εξαντλείται η αντοχή της θεμελίωσης με έντονη πλαστικοποίηση του υπερκείμενου εδάφους (παραμορφωμένος κάναβος **Σχήμα 5.24**) ενώ ταυτόχρονα φθάνει σε στροφή $\theta \approx 0,016$ rad. Σχετικά με τις καθιζήσεις, για το υποστύλωμα είναι και στις δύο περιπτώσεις ίδιες (περίπου 2,4 cm), ενώ στο τοίχωμα από 2,5 cm στο συμβατικό μειώνεται σε 2,2 cm με τη μείωση του πλάτους του θεμελίου. Σε γενικές γραμμές, στη θεμελίωση παρατηρείται η ίδια συμπεριφορά με τη διέγερση του Αιγίου.

Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 1,80m$

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$

— pushover — seismic



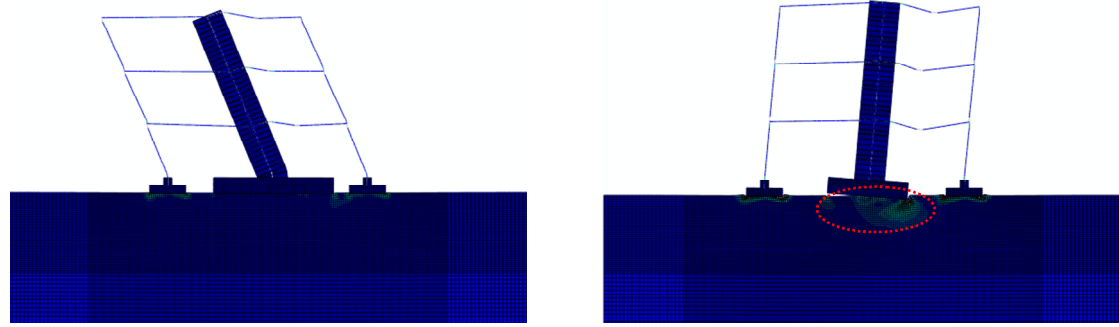
Σχήμα 5.26: Αποτελέσματα (α) ροπής – στροφής στη βάση του θεμελίου του υποστυλώματος, (β) ροπής – στροφής στη βάση του τοιχώματος, (γ) καθίζησης – στροφής στη το θεμέλιο του αριστερά υποστυλώματος, και (δ) καθίζησης – στροφής του θεμελίου του τοιχώματος, για το συμβατικό και μη θεμέλιο στο τοίχωμα υποβάλλοντας στην κατασκευή τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας.

Takatori, 1995: πολύ πάνω από το φάσμα σχεδιασμού

Ο σεισμός του Κόμπε το 1995, έφερε σημαντικές αλλαγές στον αντισεισμικό σχεδιασμό σε παγκόσμιο επίπεδο. Πιο συγκεκριμένα η καταγραφή Takatori είχε μέγεθος Ms 7,2 και προκάλεσε σημαντικές ζημιές και απώλειες ανθρώπινων ζωών. Ο καταστρεπτικός χαρακτήρας του οφείλεται τόσο στην έντασή του, όπου αξίζει να σημειωθεί ότι το φάσμα της διέγερσης ήταν μεγαλύτερο από αυτό του κανονισμού τουλάχιστον 2 φορές σε όλο σχεδόν το εύρος των ιδιοπεριόδων, όσο και ως προς το φασματικό του περιεχόμενο. Με $PGA = 0,7g$, $PGV = 169 \text{ cm/sec}$, έντονη κατευθυντικότητα και ισχυρή εδαφική ενίσχυση λόγω του υπεδάφους, η διέγερση καθίσταται μία από τις χειρότερες καταγραφές παγκοσμίως.

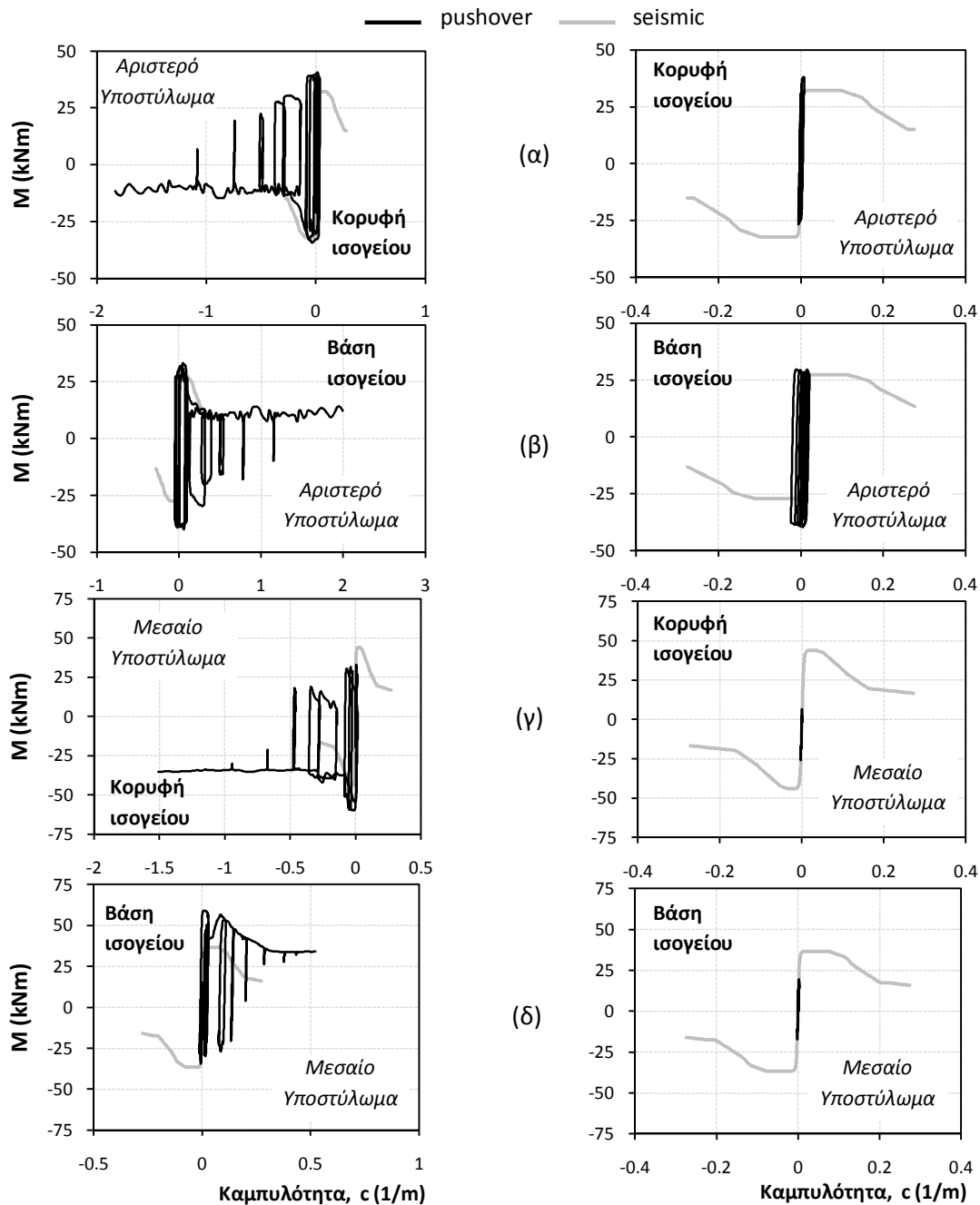
Τα συγκριτικά αποτελέσματα της διέγερσης για τα μέλη της ανωδομής αλλά και τη θεμελίωση των δύο συστημάτων συνοψίζονται στα **Σχήματα 5.27** έως **5.29** που ακολουθούν.

Ξεκινώντας από τα μέλη της ανωδομής, για το συμβατικά θεμελιωμένο τοίχωμα, το ακραίο αριστερά υποστύλωμα εξαντλεί την αντοχή και την πλαστιμότητά του τόσο στην κορυφή όσο και στη βάση του. Η ίδια εικόνα παρατηρείται και στο μεσαίο υποστύλωμα, ενώ όπως φαίνεται στον παραμορφωμένο κάναβο του **Σχήματος 5.27** αστοχεί και το ακραίο δεξιά υποστύλωμα σε όλους τους κόμβους σύνδεσης με τις δοκούς. Αυτού του τύπου η αστοχία στα υποστυλώματα και όχι στις δοκούς στους κόμβους δικαιολογείται από την απουσία ικανοτικού σχεδιασμού. Αντίστοιχα, στο σύστημα με το «μικρό» θεμέλιο στο τοίχωμα, το αριστερά υποστύλωμα συμπεριφέρεται με τον ίδιο τρόπο πέφτοντας στην παραμένουσα αντοχή του, τόσο στην κορυφή και τη βάση του ισογείου όσο και στους πιο πάνω ορόφους (από τον παραμορφωμένο κάναβο). Στο μεσαίο υποστύλωμα η εικόνα είναι εντελώς διαφορετική. Το υποστύλωμα στη βάση του ισογείου εξαντλεί την αντοχή του χωρίς να μπαίνει έντονα στην πλαστική περιοχή. Στην κορυφή, δε, του ισογείου η συμπεριφορά του μπορεί να θεωρηθεί οιονεί ελαστική. Το δεξί υποστύλωμα αστοχεί και πάλι σε όλους του κόμβους καθ' ύψος του.



Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00m$

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$



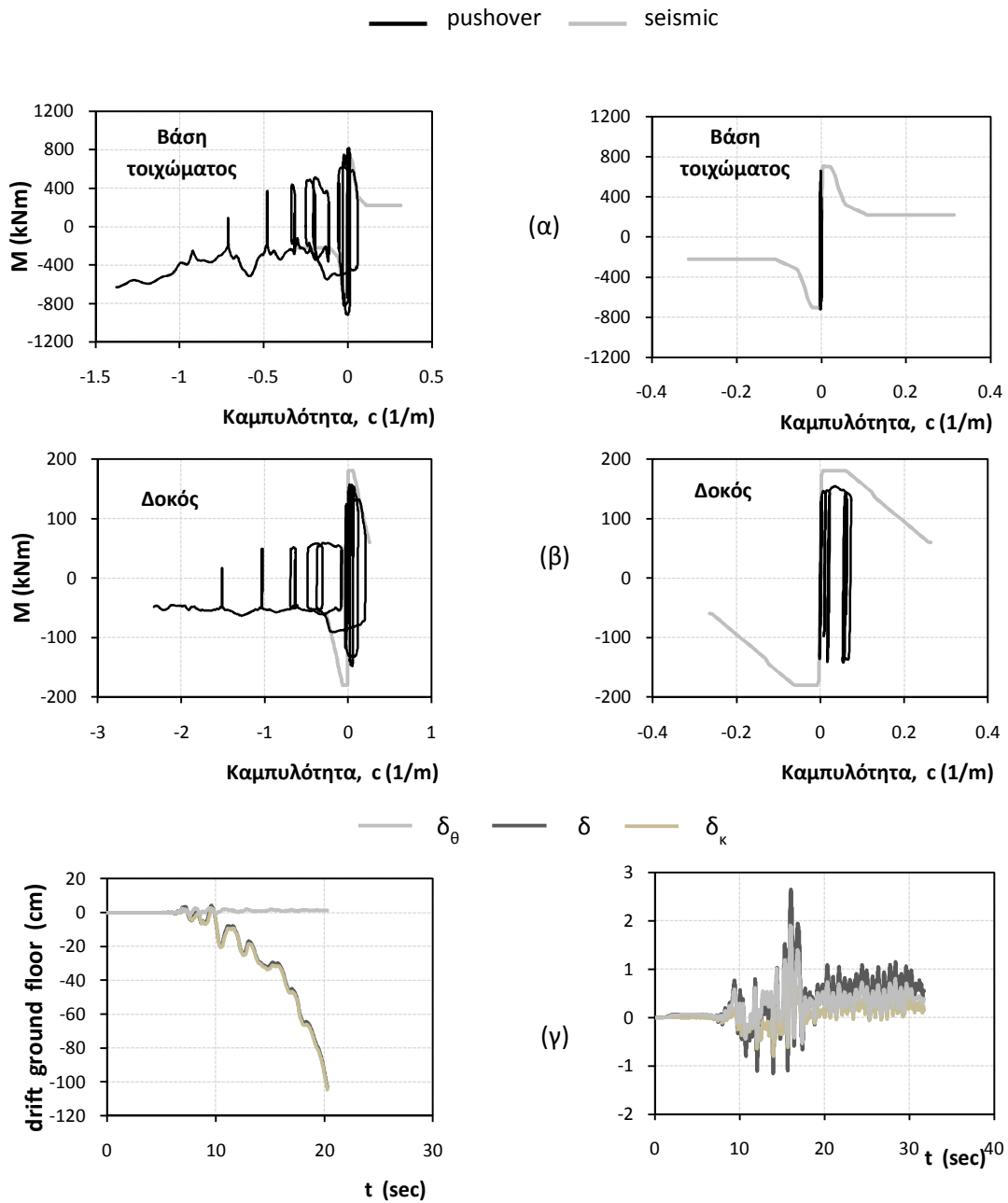
Σχήμα 5.27: Διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων για τα εξεταζόμενα συστήματα (α) στη βάση του αριστερά υποστυλώματος, και (β) στην κορυφή του ισογείου, (γ) στη βάση του μεσαίου υποστυλώματος, και (δ) στην κορυφή του ισογείου, επιβάλλοντας στο κτίριο την καταγραφή Takatori_000.

Όσον αφορά το τοίχωμα, και στις δύο περιπτώσεις φθάνει τη ροπή αντοχής του. Ωστόσο, στην περίπτωση του συμβατικού θεμελίου, αστοχεί πέφτοντας στην παραμένουσα αντοχή του, «προστατεύοντας» με αυτό τον τρόπο το θεμέλιο όπως προβλέπει ο κανονισμός. Εν αντιθέσει, στο μη-συμβατικό θεμέλιο, το ανασήκωμα του θεμελίου λειτουργεί ανακουφιστικά για την ανωδομή, με αποτέλεσμα το τοίχωμα να μπαίνει στον καθοδικό κλάδο χωρίς να εξαντλεί την πλαστιμότητά του.

Η εικόνα των σχετικών οριζόντιων μετακινήσεων των ορόφων είναι ενδεικτική για τη συνολική εκτίμηση της συμπεριφοράς των δύο συστημάτων. Όπως δίνεται στο **Σχήμα 5.28γ**, για πλάτος θεμελίου τοιχώματος $B = 6,00$ m, η κατασκευή συσσωρεύει μετακινήσεις οι οποίες συνεχώς αυξάνονται οπότε και τελικώς καταρρέει. Για πλάτος θεμελίου $B = 4,20$ m, οι μετακινήσεις είναι και πάλι μεγάλες φθάνοντας τα 25 cm όπου και σταθεροποιείται αποφεύγοντας ίσως την κατάρρευση. Σχετικά με τις επιμέρους συνιστώσες λόγω στροφής του θεμελίου και κάμψης στην πρώτη περίπτωση του συμβατικού θεμελίου δεσπόζει η κάμψη με μηδενική σχεδόν συνεισφορά της στροφής. Η ανηγμένη ως προς το ύψος του ορόφου μετακίνηση λόγω κάμψης είναι $\delta_c \approx 34\%$ ενώ της στροφής μόλις το $\delta_\theta \approx 0,45\%$. Εφαρμόζοντας τον αντίστροφο ικανοτικό στη θεμελίωση του τοιχώματος, τα αντίστοιχα ποσοστά είναι $\delta_c \approx 7\%$ και $\delta_\theta \approx 1,3\%$. Η βασική ομοιότητα στη συμπεριφορά των δύο συστημάτων έγκειται στον κυρίαρχο ρόλο του τοιχώματος το οποίο επιβάλλει ουσιαστικά σε όλη την κατασκευή να παραμορφωθεί όπως αυτό.. Συνεπώς, η κατασκευή συμπεριφέρεται ως καμπτικός πρόβολος.

Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00m$

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$



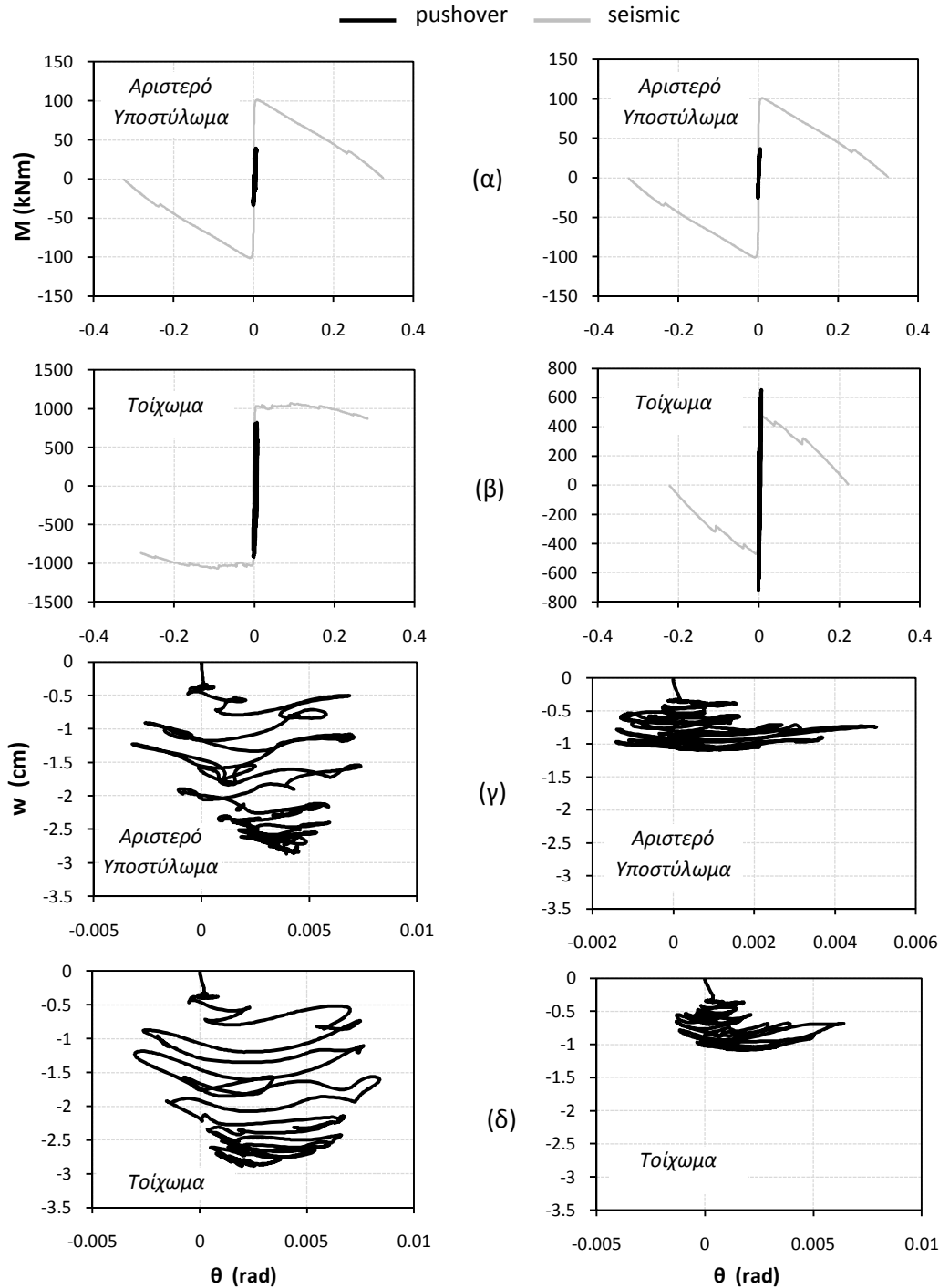
Σχήμα 5.28: Αποτελέσματα (α) ροπής – στροφής στη βάση του θεμελίου του υποστύλωματος, (β) ροπής – στροφής στη βάση του τοιχώματος, (γ) καθίζησης – στροφής στη το θεμέλιο του αριστερά υποστύλωματος, και (δ) καθίζησης – στροφής του θεμελίου του τοιχώματος, για το συμβατικό και μη θεμέλιο στο τοίχωμα υποβάλλοντας στην κατασκευή τη σεισμική διέγερση Takatori_000.

Στη θεμελίωση των δύο συστημάτων οι διαφορές είναι έντονες. Πράγματι, το συμβατικό θεμέλιο του τοιχώματος συμπεριφέρεται ελαστικά χωρίς να φθάνει την αντοχή του, όπως ακριβώς σχεδιάστηκε βάσει των κανονισμών. Όμοια συμπεριφορά παρουσιάζει και το αριστερό θεμέλιο του κτιρίου. Από την άλλη, στο υπο- διαστασιοποιημένο θεμέλιο του τοιχώματος η ροπή που αναπτύσσεται οδηγεί σε ενεργοποίηση των μηχανισμών αστοχία του υπερκείμενου εδάφους και ανασήκωμα του θεμελίου. Η αντίστοιχη ροπή στη θεμελίωση του αριστερά υποστυλώματος είναι πολύ μικρότερη από την αντοχή της, οι πλαστικοποιήσεις όμως του εδάφους είναι αρκετά πιο έντονες από πριν.

Η διαφορετική αυτή συμπεριφορά στη θεμελίωση του τοιχώματος γίνεται σαφέστερη μέσω του διαγράμματος καθίζησης – στροφής του **Σχήματος 5.29**, όπου οι στροφές των δύο θεμελίων έχουν διαφορά τάξης μεγέθους με το συμβατικό να δίνει τις μικρότερες. Σχετικά με τις καθιζήσεις, οι διαφορές είναι ασήμαντες.

Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00m$

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$



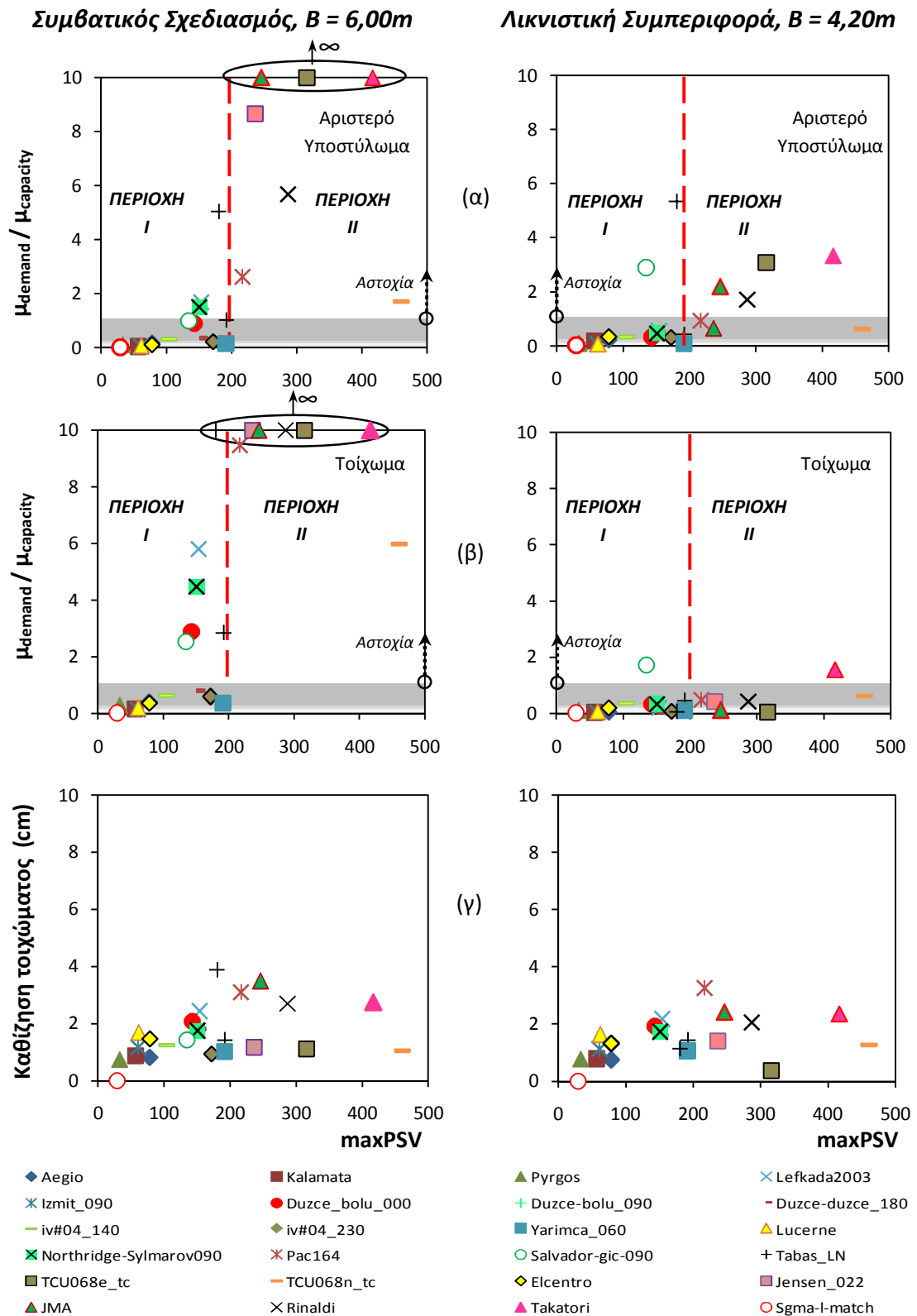
Σχήμα 5.29: Σχήμα 5.26: Αποτελέσματα (α) ροπής – στροφής στη βάση του θεμελίου του υποστυλώματος, (β) ροπής – στροφής στη βάση του τοιχώματος, (γ) καθίζησης – στροφής στη το θεμέλιο του αριστερά υποστυλώματος, και (δ) καθίζησης – στροφής του θεμελίου του τοιχώματος, για το συμβατικό και μη θεμέλιο στο τοίχωμα υποβάλλοντας στην κατασκευή τη σεισμική διέγερση Takatori.

5.7 ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

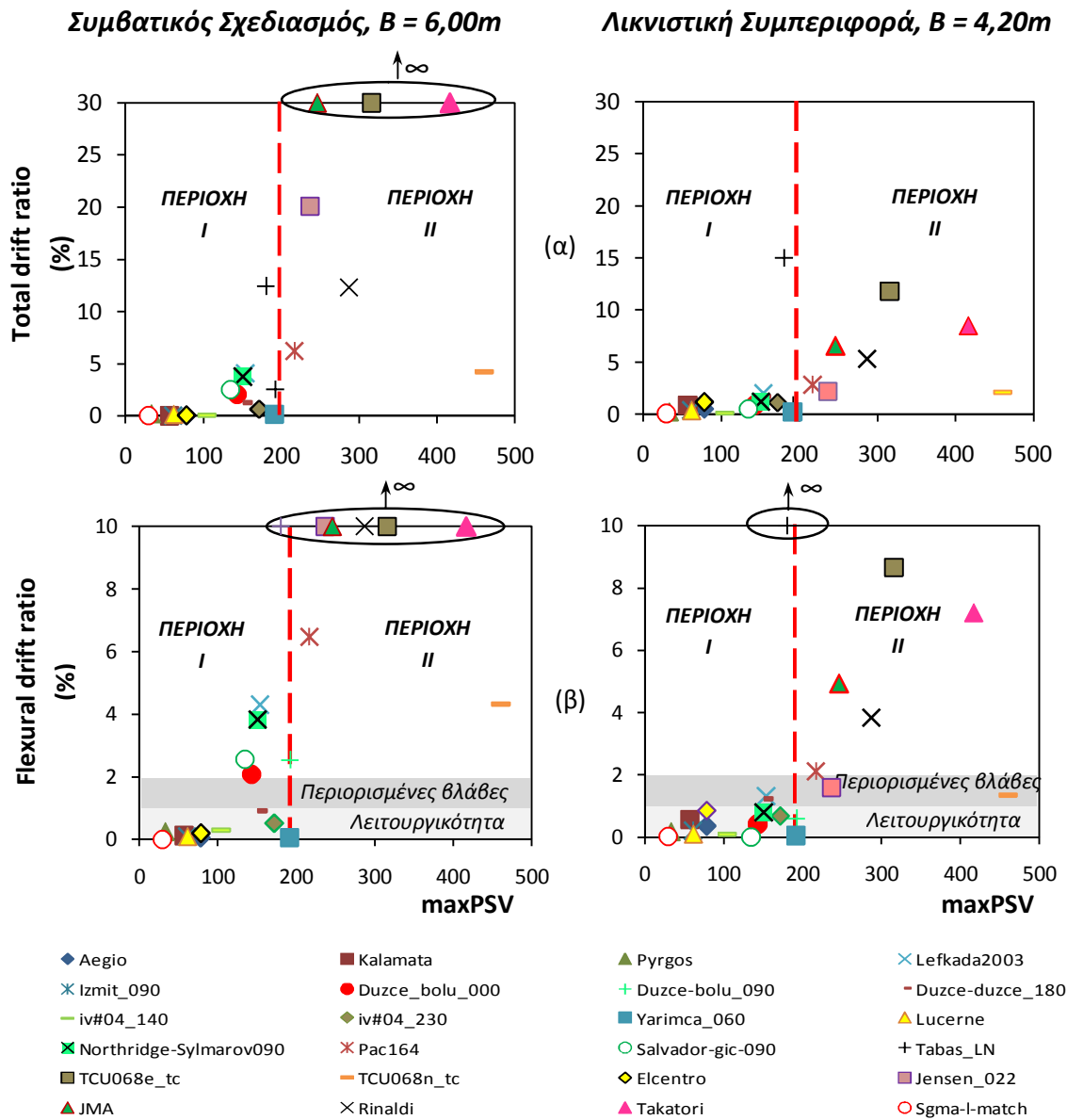
Συνοψίζοντας τα παραπάνω, γίνεται σαφές ότι στην περίπτωση μιας πολύ ισχυρής σεισμικής διέγερσης όπως αυτή του Takatori, η κατασκευή με το μειωμένο πλάτος θεμελίου του τοιχώματος βελτιώνει σημαντικά την απόκριση της κατασκευής προστατεύοντάς την από κατάρρευση. Αντίθετα το συμβατικό κτίριο, παρόλη την ενίσχυση με την τοποθέτηση του τοιχώματος δεν μπορεί να παραλάβει μία τόσο ισχυρή δυναμική φόρτιση.

Στα **Σχήματα 5.30 και 5.31** συνοψίζονται τα αποτελέσματα για τις 24 επιβαλλόμενες διεγέρσεις στα δύο συστήματα και συγκρίνονται σε όρους ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων για το ακραίο υποστύλωμα ($\mu_{demand} / \mu_{capacity}$), συνολικής ανηγμένης – ως προς το ύψος του ορόφου- σχετικής μετακίνησης για το ισόγειο (total drift ratio, δ/h), ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ισογείου λόγω κάμψης των υποστυλωμάτων (δ_k/h) και καθίζησης των θεμελίων, συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ψευδο – ταχύτητας ($\max PSV$) κάθε σεισμικής διέγερσης.

Σε όρους καθιζήσεων, τόσο στο θεμέλιο του τοιχώματος όσο και στο ακραίο αριστερά δεν υπάρχουν διαφορές στα δύο συστήματα. Σε κάθε περίπτωση η καθίζηση δεν ξεπερνά τα 4 cm. Αξίζει να σημειωθεί ότι η καθίζηση σε κάθε διέγερση είναι κοινή για το θεμέλιο του υποστυλώματος και του τοιχώματος, γεγονός που επιβεβαιώνει τον κυρίαρχο ρόλο του τοιχώματος που τελικά καθορίζει την απόκριση της κατασκευής.



Σχήμα 5.30: Συνοπτικά αποτελέσματα για τα δύο συστήματα ως προς τη μέγιστη φασματική ψευδοταχύτητα σε όρους : (α) ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας αριστερά υποστυλώματος, (β) ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας τοιχώματος, και (γ) καθίζησης του τοιχώματος, για το σύνολο των διεγέρσεων που εξετάστηκαν. Τα κυκλωμένα σημεία αντιστοιχούν σε μεγαλύτερες του 10 τιμές.



Σχήμα 5.31: Αποτελέσματα για το συμβατικά και μη θεμελιωμένο τοίχωμα για το σύνολο των σεισμικών διεγέρσεων που εξετάστηκαν, εκφρασμένα ως προς τη μέγιστη φασματική ψευδοταχύτητα σε όρους : (α) συνολικής σχετικής οριζόντιας μετακίνησης του ισογείου, και (β) σχετικής οριζόντιας μετακίνησης του ισογείου λόγω κάμψης. Τα σημεία που είναι κυκλωμένα αντιστοιχούν σε τιμές πολύ μεγαλύτερες του 10 οι οποίες σε δείχνονται για λόγους ευκρίνειας των σχημάτων.

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα σε όρους ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητα καμπυλοτήτων στη βάση του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχώματος, καθώς και σε όρους συνολικής ανηγμένης – ως προς το ύψος του ορόφου- σχετικής μετακίνησης για το ισογείο (drift ratio), διακρίνονται δύο περιοχές:

- **Περιοχή I:** απαρτίζεται από σεισμούς μικρής σχετικά μέγιστης φασματικής ψευδο – ταχύτητας, $\max PSV$, (περίπου μέχρι 200 cm/sec) και τα δύο συστήματα έχουν την ίδια συμπεριφορά. Τόσο το συμβατικά θεμελιωμένο τοίχωμα ($B = 6,00$ m) όσο και το υπο-διαστασιοποιημένο, ($B = 4,20$ m) αποκρίνονται αρκετά καλά, δίνοντας μικρές τιμές στη μετατόπιση αλλά και στην πλαστιμότητα που απαιτήθηκε από τη διέγερση. Σε ορισμένες μάλιστα διεγέρσεις η συμπεριφορά είναι καλύτερη στην περίπτωση της συμβατικής θεμελίωσης. Γενικά, θα λέγαμε ότι πρόκειται για μια “γκρι” περιοχή που δεν μπορεί κανείς εύκολα να αποφανθεί για την υπεροχή ενός εκ των δύο συστημάτων.
- **Περιοχή II:** περιλαμβάνει διεγέρσεις με $\max PSV$ μεγαλύτερο από 200 cm/sec. Στην περιοχή αυτή το μη – συμβατικά θεμελιωμένο τοίχωμα συμπεριφέρεται εμφανώς καλύτερα, μειώνοντας σημαντικά τόσο την απαιτούμενη πλαστιμότητα σε υποστυλώμα και τοίχωμα (αποτέλεσμα της λικνιστικής απόκρισης της κατασκευής), όσο και την παραμένουσα σχετική μετακίνηση του ισογείου. Ακόμη και για διεγέρσεις στις οποίες το συμβατικό κτίριο καταρρέει, μειώνοντας το θεμέλιο στο τοίχωμα δεν παρατηρείται πλέον αστοχία αν και οι τιμές των μετακινήσεων παραμένουν μεγάλες (π.χ. στο Takatori η σχετική μετακίνηση του ισογείου ως προς τη βάση φθάνει τα 25 cm). Συνεπώς, σχεδιάζοντας για έναν τέτοιο σεισμό, η υπεροχή του “μικρού” θεμελίου όπου η αστοχία περιορίζεται στο υπερκείμενο έδαφος είναι σαφής και σε ορισμένες περιπτώσεις σωτήρια.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

6.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία ερευνήθηκε το κατά πόσο είναι δυνατή η εφαρμογή του “αντίστροφου” ικανοτικού σχεδιασμού στη θεμελίωση ενός υπάρχοντος κτιρίου με απώτερο σκοπό τη σεισμική του ενίσχυση. Επίσης, μελετήθηκε η κλασική πρακτική της ενίσχυσης ενός παλιού κτιρίου με την τοποθέτηση διατμητικού τοιχώματος τόσο σύμφωνα με το συμβατικό σχεδιασμό της θεμελίωσης που προβλέπει ο κανονισμός όσο και με εφαρμογή της νέας φιλοσοφίας που επιβάλλει η υπο-διαστασιολόγηση της θεμελίωσης.

Τα βασικά συμπεράσματα έχουν ως εξής:

- Η απουσία ικανοτικού σχεδιασμού σε παλιά κτίρια οδηγεί σε αστοχία των δοκών και όχι των υποστυλωμάτων, όπως θα περίμενε κανείς βάσει των τωρινών διατάξεων του κανονισμού. Η ίδια μορφή αστοχίας παρατηρήθηκε και στο μελετηθέν κτίριο, όπου πιο συγκεκριμένα το κτίριο τόσο υπό στατικώς αυξανόμενη επιβαλλόμενη οριζόντια μετακίνηση όσο και υπό σεισμικές διεγέρσεις, αστοχούσε με μορφή μαλακού ορόφου στο ισόγειο.
- Για τη σεισμική ενίσχυση του κτιρίου, ερευνήθηκε η δυνατότητα εφαρμογής του “αντίστροφου ικανοτικού σχεδιασμού”, ο οποίος επιβάλλει την εμφάνιση της αστοχίας στη θεμελίωση μέσω της κινητοποίησης μηχανισμών αστοχίας του εδάφους και συνεπώς την προστασία της ανωδομής. Προκειμένου να διαπιστωθεί αν μπορεί ένας τέτοιος σχεδιασμός να εφαρμοστεί για τη σεισμική ενίσχυση ενός παλιού κτιρίου, το πλάτος των θεμελίων μειώθηκε από $B = 1,80 \text{ m}$ σε $B = 1,00 \text{ m}$ και επιβλήθηκαν συνολικά 20 σεισμικές διεγέρσεις. Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των δύο

συστημάτων, δεν παρατηρείται μία σαφής υπεροχή ενός εκ των δύο. Γενικά, η συμπεριφορά του κτιρίου παραμένει η ίδια, με την αστοχία να εντοπίζεται και πάλι στο ισόγειο με μορφή μαλακού ορόφου. Σε κάποιες σεισμικές διεγέρσεις υπερτερεί το συμβατικό σύστημα, σε άλλες το κτίριο με υποδιασταιολογημένη θεμελίωση ενώ υπάρχει και μια τρίτη κατηγορία διεγέρσεων που η συμπεριφορά παραμένει η ίδια. Οι τρεις αυτές κατηγορίες δεν μπορούν να ομαδοποιηθούν ως προς τα χαρακτηριστικά της διέγερσης και να εξαχθεί κάποιο γενικό συμπέρασμα. Επίσης, η βελτίωση στη συμπεριφορά μέσω της μείωσης του πλάτους των θεμελίων δεν είναι επαρκής ώστε να θεωρηθεί ικανοποιητικός τρόπος σεισμικής ενίσχυσης του κτιρίου.

- Τα περισσότερα κτίρια της δεκαετίας '70 με '80, είχαν διαμόρφωση πιλοτής, η οποία και αυξάνει τη σεισμική τρωτότητα της κατασκευής, καθώς είναι δυσανάλογα μεγάλη η δυσκαμψία των πάνω τοιχοπληρωμένων ορόφων σχετικά με το ισόγειο. Προκειμένου να εξεταστεί η συμπεριφορά του κτιρίου με πιλοτή, διεξήχθησαν αναλύσεις όπου και τοποθετήθηκαν οι τοίχοι πληρώσεως στους δύο επάνω ορόφους του κτιρίου. Η μορφή αστοχίας παρέμεινε η ίδια, δηλαδή πλαστικοποίηση των υποστυλωμάτων του ισογείου στην κορυφή και τη βάση τους. Στο συμβατικά θεμελιωμένο κτίριο, η σχετική μετακίνηση αλλά και ο λόγος ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας μειώθηκε, χωρίς ωστόσο να αποφεύγεται ο σχηματισμός μαλακού ορόφου. Επίσης, παρατηρείται μια ομοιομορφοποίηση των μετακινήσεων στους πάνω ορόφους, οι οποίο συμπεριφέρονται σχεδόν σαν στερεό σώμα. Στο μη συμβατικό κτίριο, όπου η αστοχία καθορίζεται σε σημαντικότερο βαθμό από την αντοχή του εδάφους, η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων στους επάνω ορόφους επηρεάζει σημαντικά λιγότερο τη συμπεριφορά της ανωδομής.
- Για την αποτελεσματική σεισμική ενίσχυση του κτιρίου, τοποθετήθηκε διατμητικό τοίχωμα καθ ύψος του. Το τοίχωμα σχεδιάστηκε βάσει των ισχυόντων κανονισμών και τροποποίησε σημαντικά τη συμπεριφορά του κτιρίου, με αποτέλεσμα να μην καταρρέει πλέον για τις σεισμικές διεγέρσεις

που πριν αστοχούσε. Ωστόσο, και πάλι για σεισμικές διεγέρσεις που υπερβαίνουν σημαντικά το φάσμα του κανονισμού (π.χ. Takatori) το κτίριο και πάλι καταρρέει. Έτσι, εξετάστηκε εκ νέου η δυνατότητα εφαρμογής του αντίστροφου ικανοτικού σχεδιασμού στη θεμελίωση του τοιχώματος, μέσω της πραγματοποίησης δυναμικών αναλύσεων με ενθαρρυντικά αυτή τη φορά αποτελέσματα. Οι 24 σεισμικές διεγέρσεις που επιβλήθηκαν στο κτίριο, μπορούν να χωριστούν σε δύο ομάδες. Η πρώτη περιλαμβάνει σεισμούς, μικρής ψευδο-ταχύτητας ($\max\text{PSV} < 200$) όπου δεν είναι ξεκάθαρη και πάλι η υπεροχή κάποιου συστήματος. Στη γκρίζα αυτή περιοχή, για κάποιες διεγέρσεις είναι προτιμότερη η συμβατική θεμελίωση ενώ για άλλες όχι. Όμως, για ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις που ξεπερνούν κατά πολύ το φάσμα σχεδιασμού των κανονισμών, ($\max\text{PSV} > 200$) το κτίριο με την υπο-διαστασιολογημένη θεμελίωση στο τοίχωμα συμπεριφέρεται εμφανώς καλύτερα, όπου σε ορισμένες διεγέρσεις αποφεύγεται η κατάρρευση της κατασκευής. Συνεπώς, η κινητοποίηση των μηχανισμών αστοχίας του εδάφους μπορούν να “σώσουν” την ανωδομή.

6.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ – ΝΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Σύμφωνα με τους Gelagoti et al. (2010), η μείωση του πλάτους των θεμελίων είναι ευεργετική για ένα κτίριο που έχει μελετηθεί και κατασκευαστεί σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Πιο συγκεκριμένα, εξετάστηκε ένα διώροφο κτίριο δύο ανοιγμάτων όπου και διαπιστώθηκε ότι σε όρους ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας είναι ευεργετική η υπο-διαστασιολόγηση των θεμελίων για όλο το εύρος των τιμών της φασματικής ψευδο-ταχύτητας που εξετάστηκαν. Πιο συγκεκριμένα για το μη συμβατικό κτίριο, εξετάζοντας το αριστερό υποστύλωμα, ο λόγος αυτός δεν ξεπερνά το 0,15 σε αντίθεση με το συμβατικό όπου για πολλές σεισμικές διεγέρσεις ο λόγος $\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ ξεπερνά το 0,2. Στο υπάρχον κτίριο που εξετάστηκε στην παρούσα εργασία, μείωση παρατηρείται μόνο για σεισμούς με μέγιστη φασματική ψευδο-ταχύτητα μεγαλύτερη από 200 cm/sec^2 . Παρόλο που

μειώθηκε η τιμή του λόγου μειώνοντας το πλάτος των θεμελίων, σε αρκετές διεγέρσεις παραμένει μεγαλύτερος της μονάδας. Σε όρους παραμένουσας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης, οι διαφορές των δύο τύπων θεμελίωσης είναι πιο έντονες στην περίπτωση του παλιού κτιρίου κυρίως για σεισμικές διεγέρσεις με $\max\text{PSV}>200$. Σχετικά με τη συνιστώσα λόγω κάμψης, η μείωση είναι πιο σημαντική στο νέο κτίριο, όπου και βρίσκεται εντός της στάθμης περιορισμένων βλαβών (*Damage Control*). Η μείωση της κάμψης δεν είναι τόσο σημαντική όσο στο νεόδμητο κτίριο. Παρόλα αυτά υπάρχει μείωση η οποία και ανακουφίζει την ανωδομή ανακουφίζει την ανωδομή.

Τέλος, σχετικά με τις καθιζήσεις, τόσο στο παλιό όσο και στο νέο κτίριο είναι σχεδόν ίδιες χωρίς ιδιαίτερες διαφορές.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

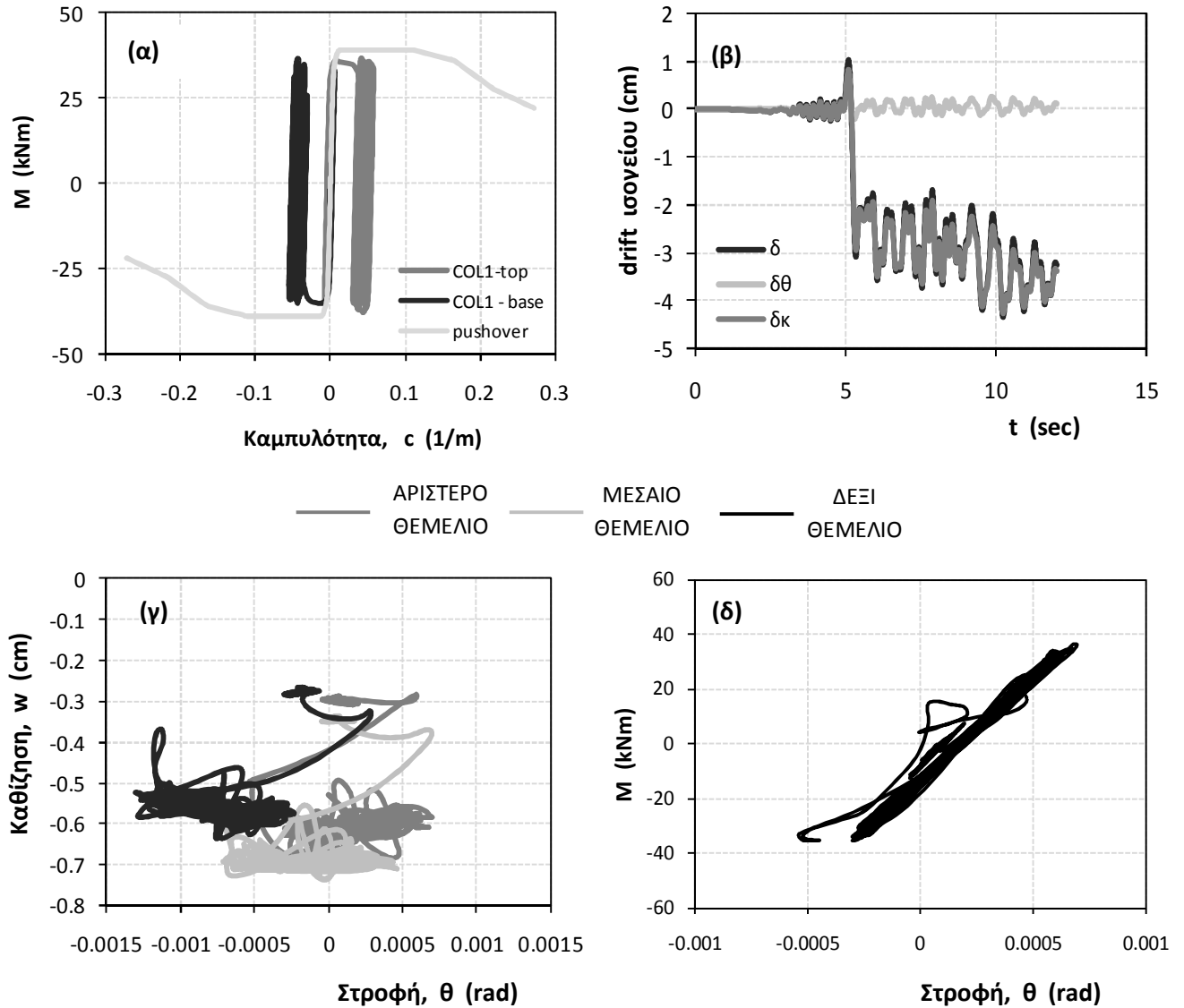
- 1) *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ (2000)*, ΥΠΕΧΩΔΕ
- 2) *Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (2000)*, ΥΠΕΧΩΔΕ
- 3) *Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ.* , (2009), ΟΑΣΠ
- 4) Ευρωκώδικας 8
- 5) Ε. Ν. Βιντζηλαίου, Β. Α. Παλιεράκη (2006), *“Συμπεριφορά τοίχων πληρώσεως με διάζωμα Ω.Σ. ή με οπλισμό οριζόντιων αρμών”*, 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη
- 6) Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I. Gazetas G. (2010), *“Rocking Isolation of Frame Structures Founded on Separate Footings”* Earthquake Engineering and Structural Dynamics
- 7) A. J. Kosmopoulos, M. N. Fardis (2007), *“Estomation of inelastic seismic deformation in asymmetric multistory RC buildings”*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics
- 8) Anastasopoulos I. , Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N. (2009), *“Soil failure can be used for seismic protection of structures”*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 1.
- 9) Jack P. Moehle, *“ State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US”*, Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkley
- 10) S. Gourvenec (2007), *“Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading”*, Geotechnique
- 11) G. E. Thermou, A. S. Elnashai (2005), *“Seismic retrofit schemes for RC structures and local – global consequences”*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics
- 12) V. Bosiljkov, A. W. Page, V. Bokan – Bosiljkov, R. Žarnić, (2008), *“Review Paper, Progress in Structural Engineering and Material: Structural Masonry, Enaluation of the seismic performance of brick masonry walls”*, Structural Control and Health Monitoring
- 13) S. Pampanin, G. M. Calvi, M. Moratti, *“Seismic Behaviour of R.C. Beam – Column Joints Designed for Gravity Loads”*, 12th European Conference on Earthquake Engineering

- 14) Marco di Ludovico, “ Comparative Assessment of Seismic Rehabilitation Technique on the Full Scale SPEAR Structure”, Doctoral Thesis
- 15) Γ. Γκαζέτας, (1996), “ Εδαφοδυναμική και Σεισμική Μηχανική, Ιστορικά Περιστατικά”
- 16) Μ. Λώλη, (2008), “Βάθρο – θεμελίωση γέφυρας: Υπέρβαση του ικανοτικού αντισεισμικού σχεδιασμού”, Διπλωματική εργασία
- 17) Κ. Ρεπαπής, (2008), “ Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Ω. Σ.”, Διδακτορική Διατριβή
- 18) Θ. Π. Τάσιος, “*Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων*”
- 19) Φυλλίτσα Β. Καραντώνη, “ Κατασκευές από τοιχοποιία”
- 20) Φ. Γελαγώτη, “*Metaplastic Response of Frame–Foundation Systems*”, Διδακτορική διατριβή
- 21) Peter Fajfar, Matjaž Dolšek, Damjan Marušić and Aurel Stratan, (2006), “*Pre- and post- test mathematical modeling of a plan – asymmetric reinforced concrete frame building*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics
- 22) Θ. Π. Τάσιος, Π. Ι. Γιαννόπουλος, Κ. Γ. Τρέζος, Σ. Γ. Τσουκαντάς, (2005), “*Ωπλισμένο σκυρόδεμα*”
- 23) Γ. Κορομηλάς, (2010), “*Διαφορές EC2/EC8 – ΕΚΩΣ/ΕΑΚ & Παραδείγματα Εφαρμογής EC2/EC8*”, Διπλωματική εργασία

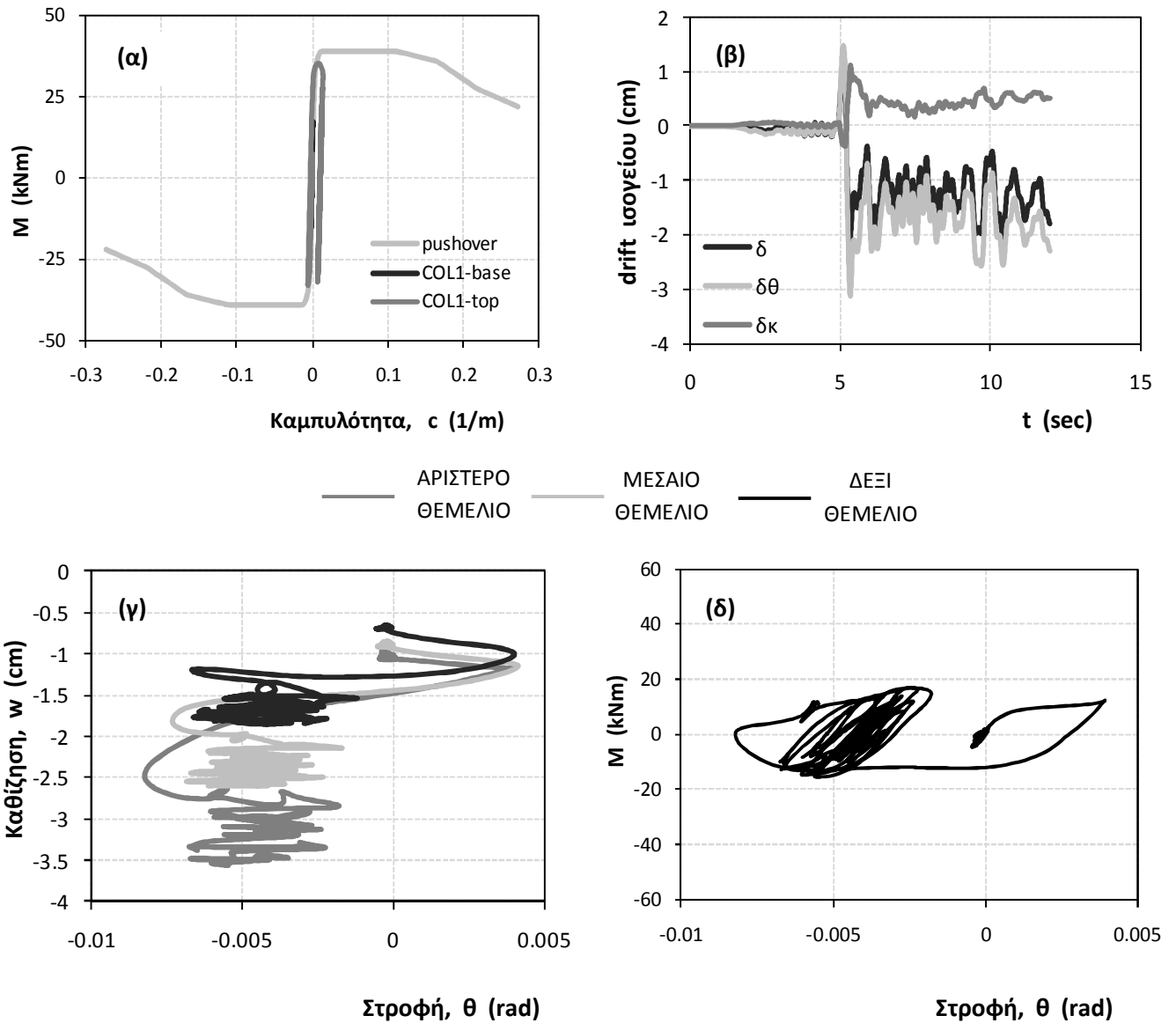
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΥΜΒΑΤΙΚΑ ΚΑΙ ΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΜΕΝΟΥ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

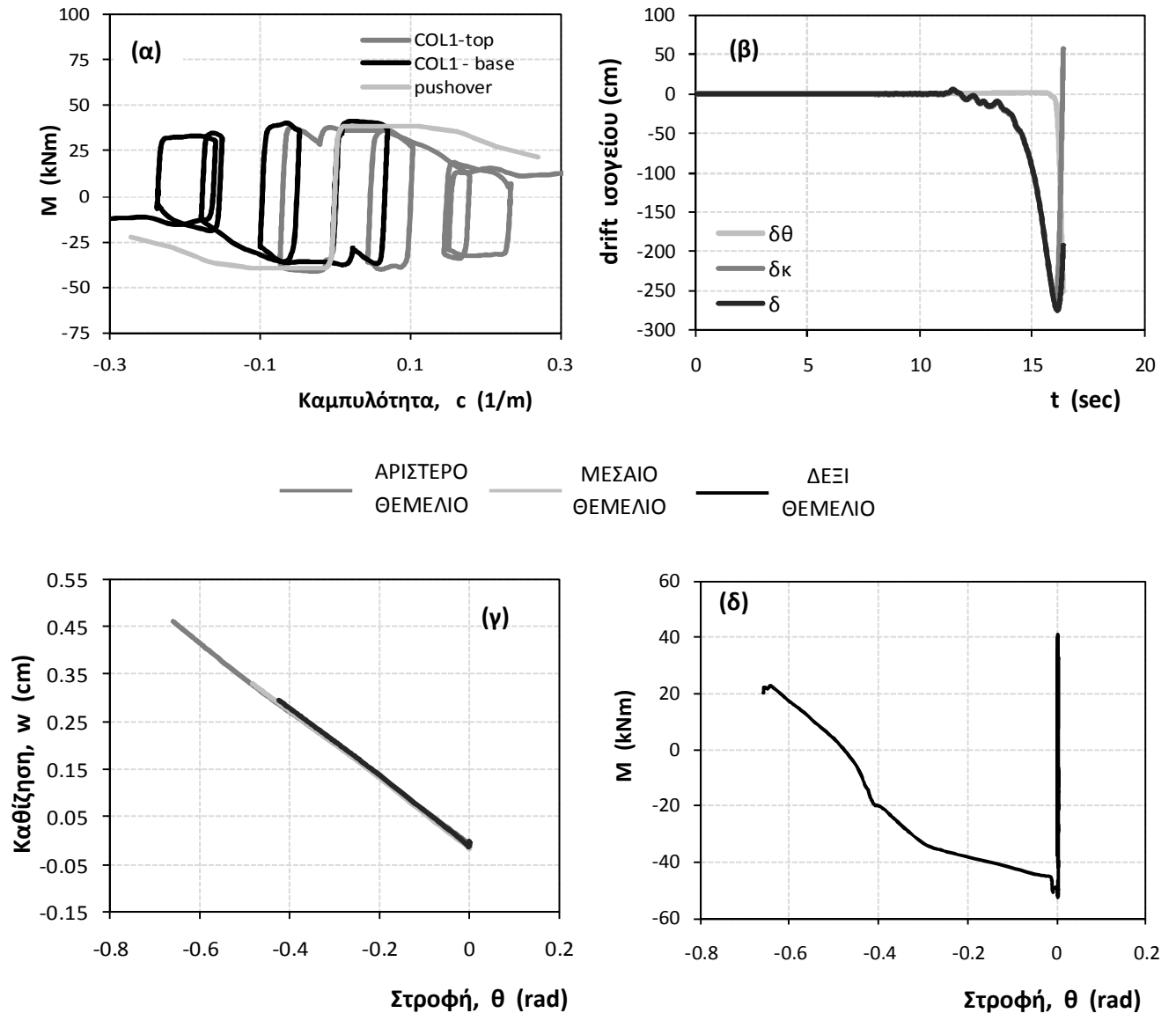
Σεισμική διέγερση Πύργου

Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 1,80m$ 

Σχήμα 1: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορία σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση του Πύργου(1993).

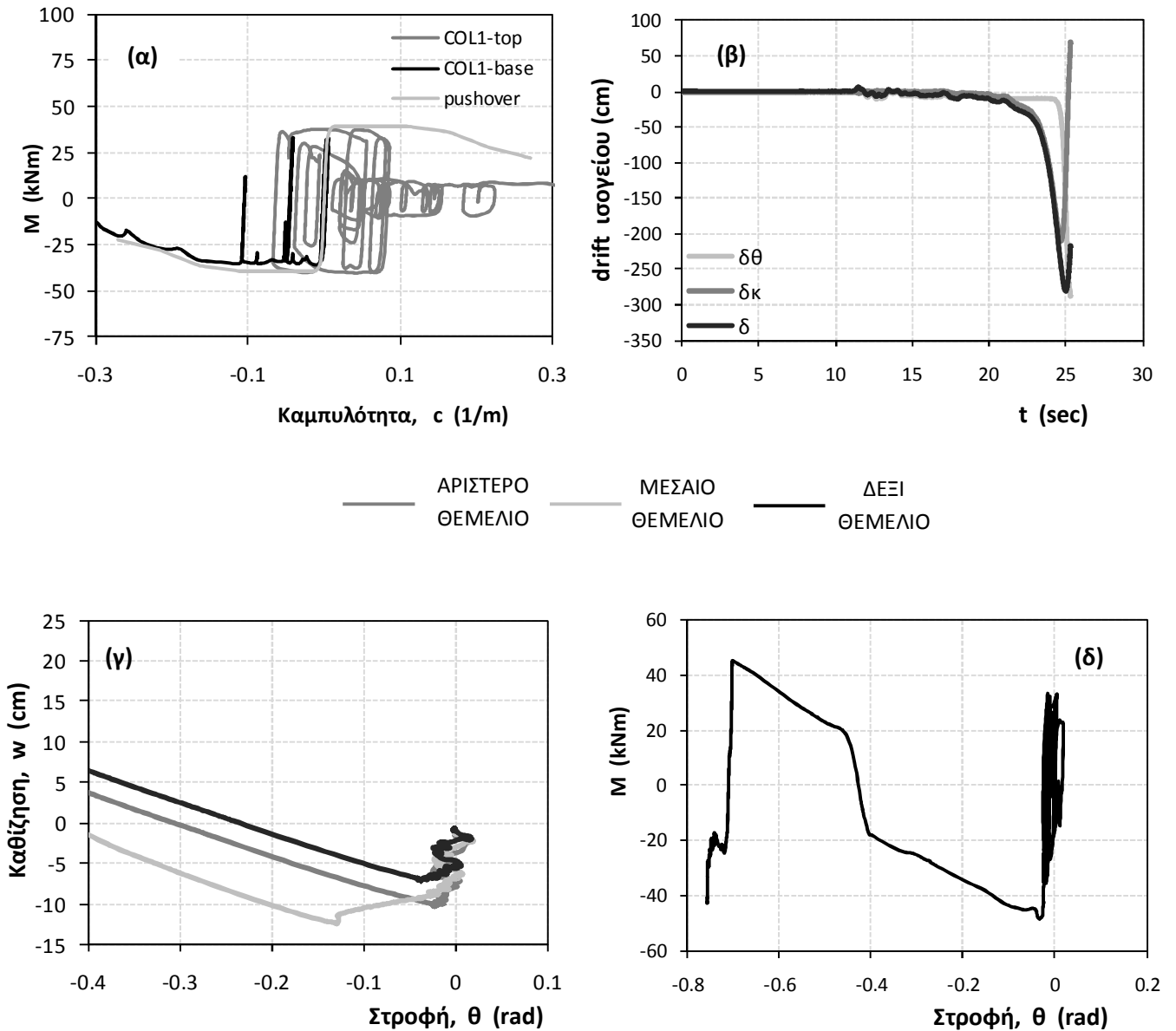
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$ 

Σχήμα 2: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίξεσης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση του Πύργου(1993).

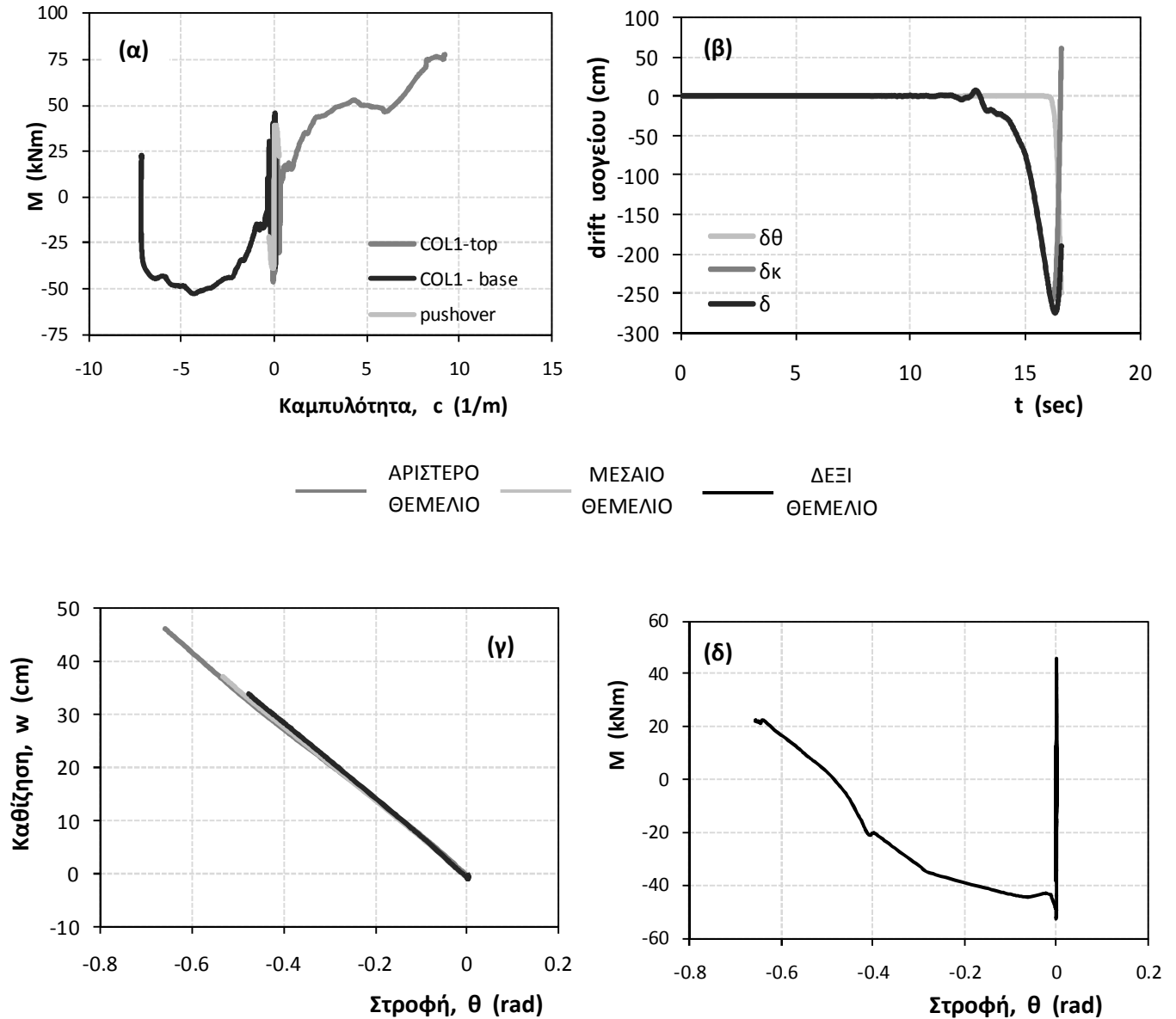
Σεισμική διέγερση Duzce-bolu_000Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 1,80m$ 

Σχήμα 3: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστύλωματος, (β) ιστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ) καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_000.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00t$

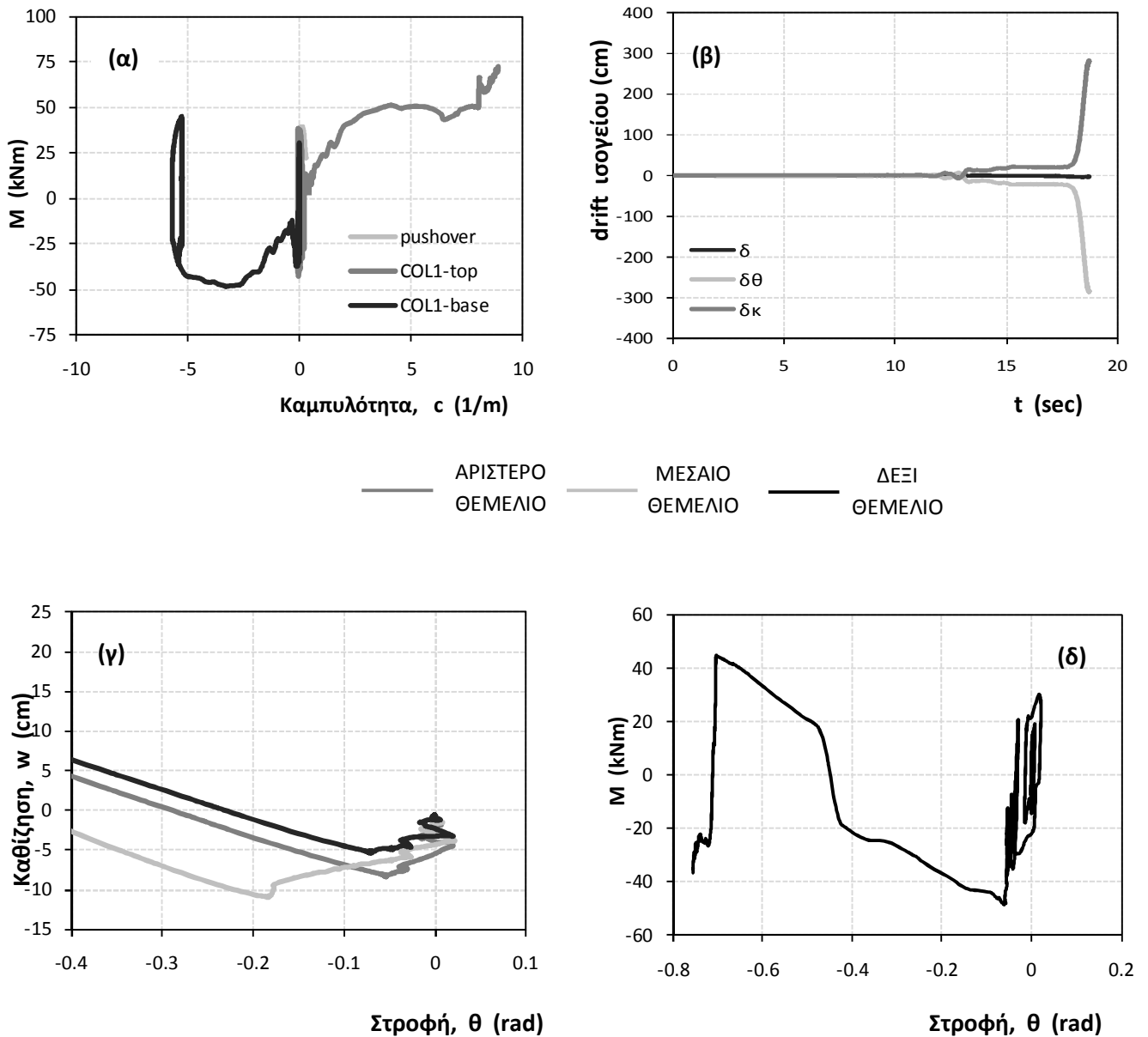


Σχήμα 4: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση *Duzce-bolu_000*.

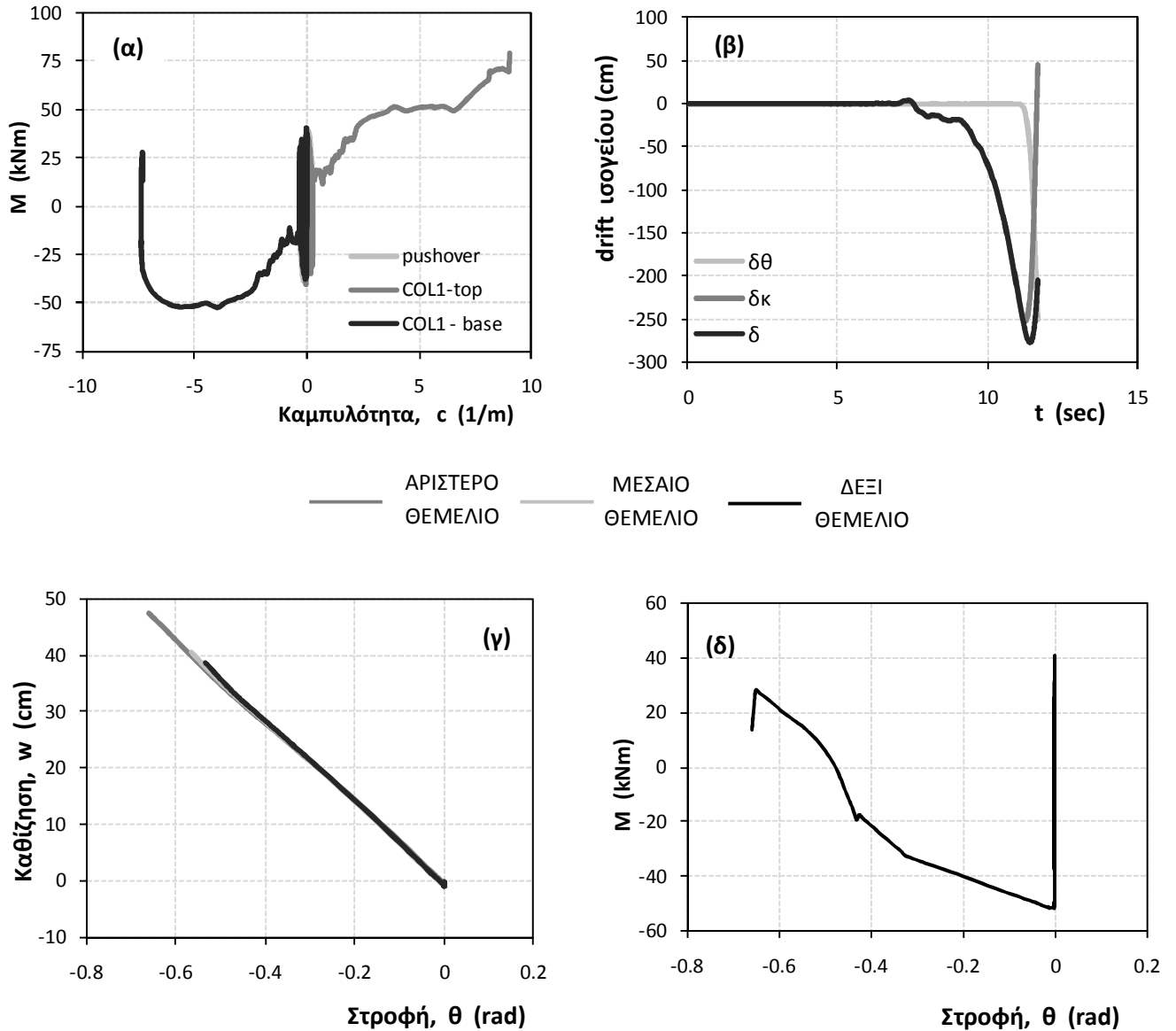
Σεισμική διέγερση Duzce-bolu 090Συμβατικός Σχεδιασμός, B=1,80m

Σχήμα 5: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονιοστορία σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_090.

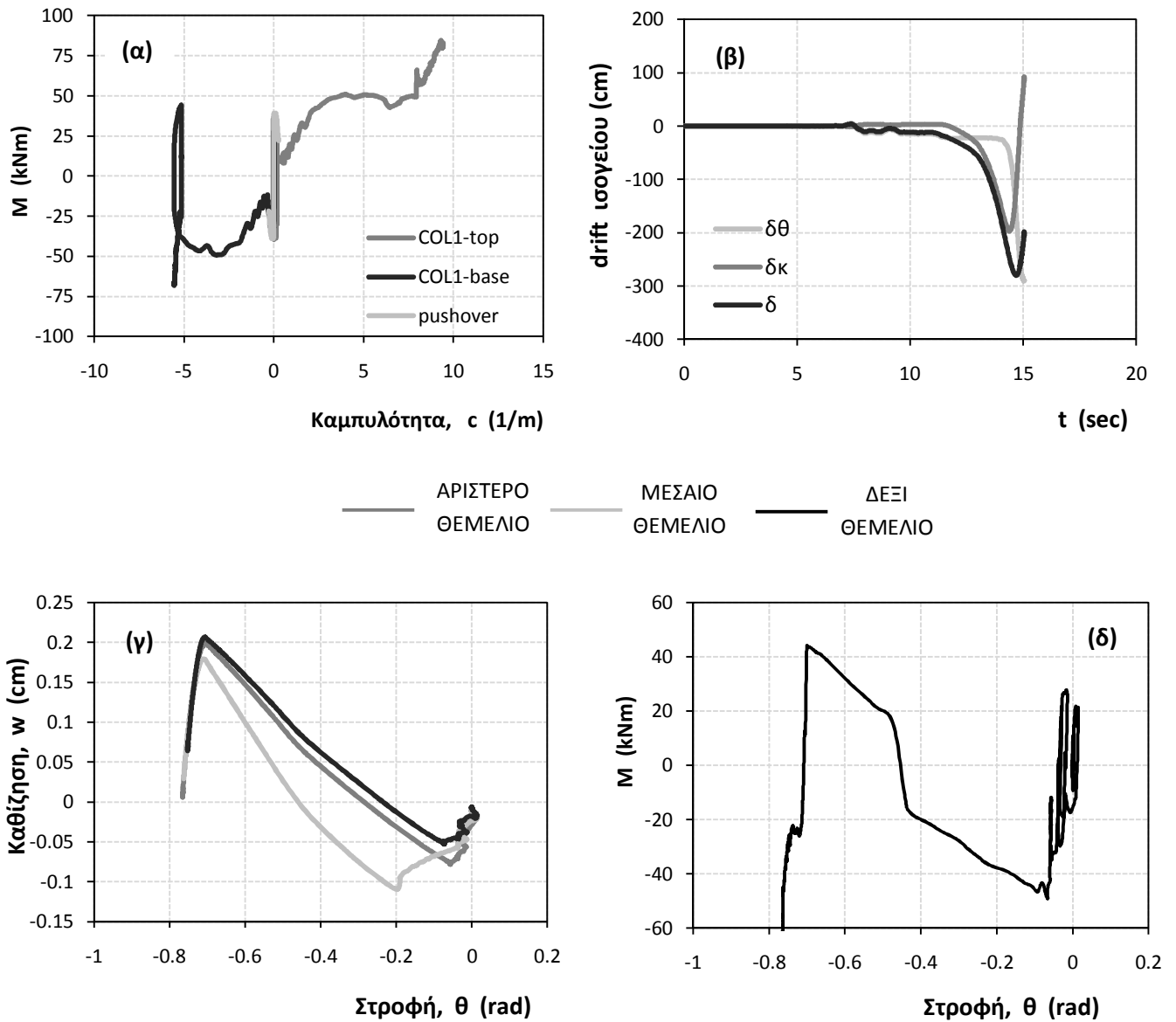
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00t$



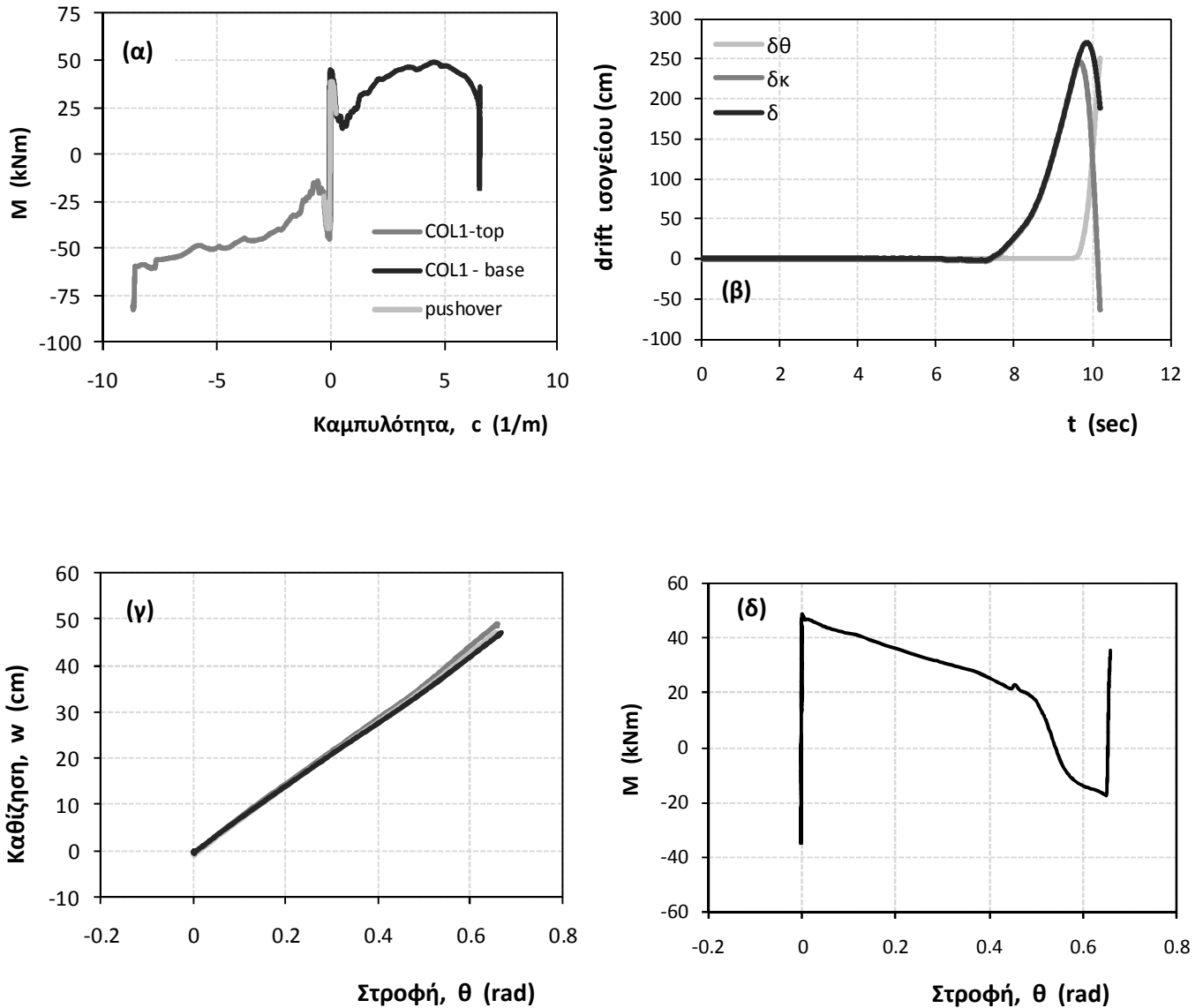
Σχήμα 6: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονιοστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ιστογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής – στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση *Duzce-bolu_090*.

Σεισμική διέγερση IV#04-140 (*Imperial Valley*)Συμβατικός Σχεδιασμός, $B=1,80m$ 

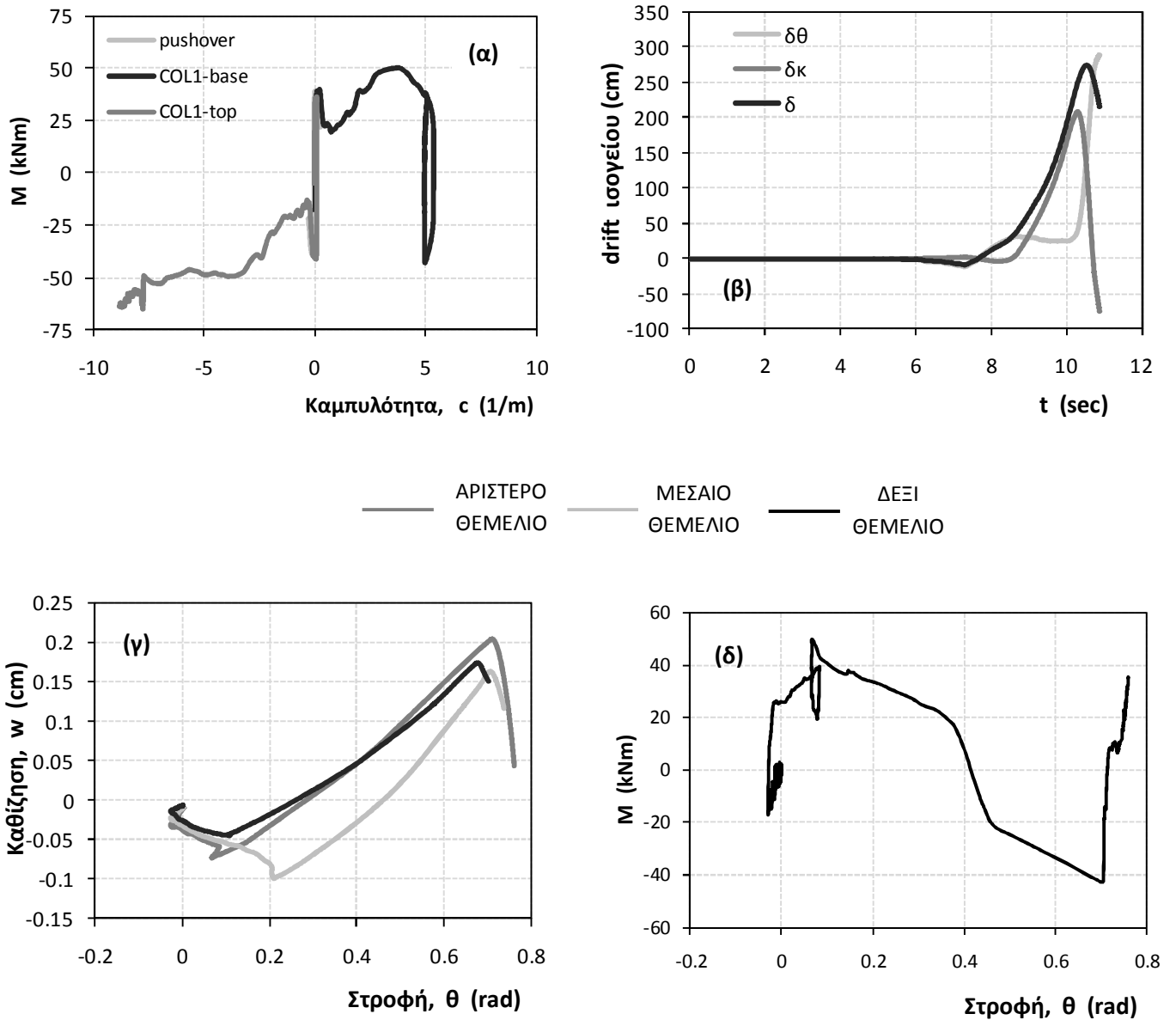
Σχήμα 7: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ) καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_140.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$ 

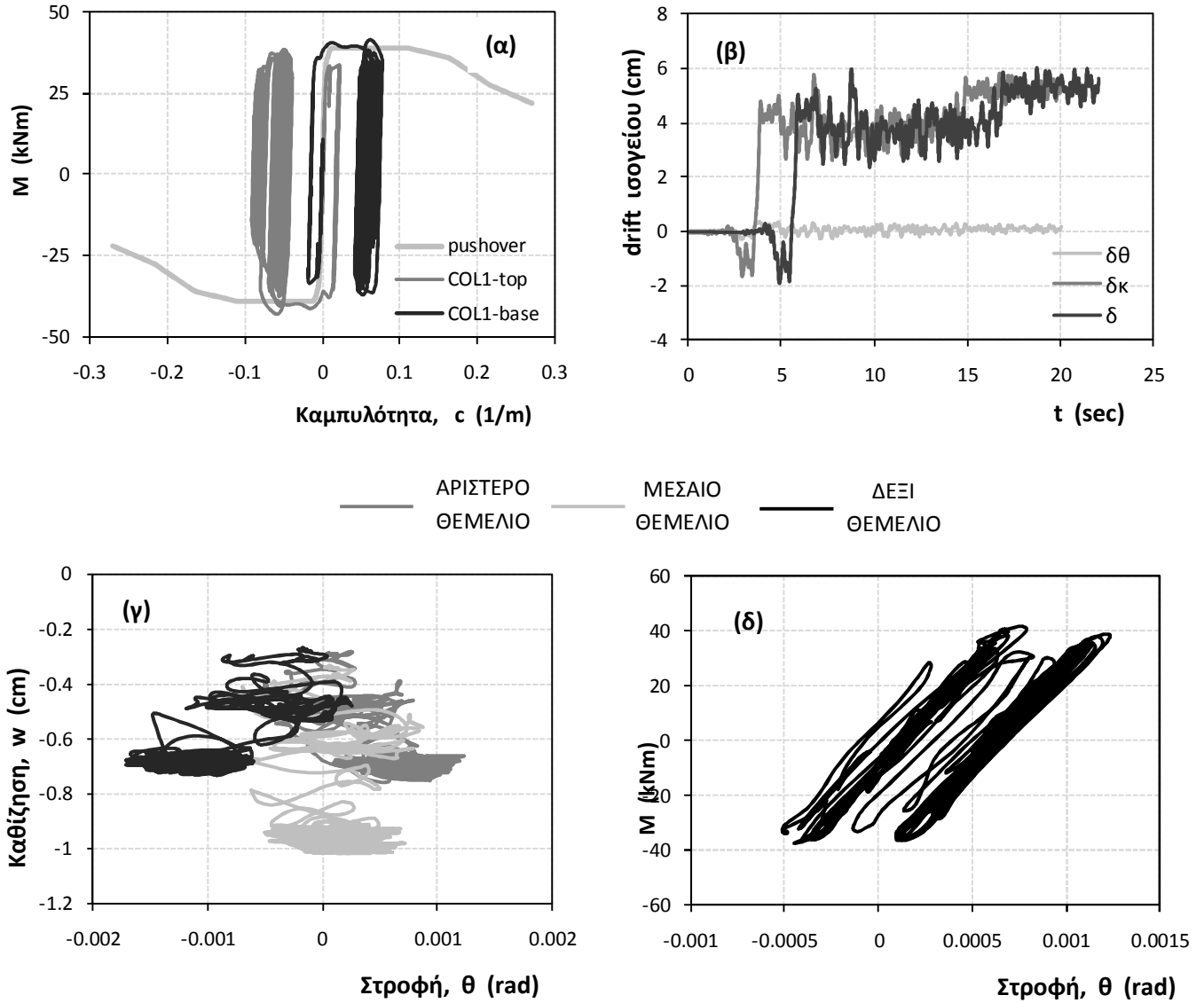
Σχήμα 8: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονιοστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής – στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_140.

Σεισμική διέγερση IV#04-230 (*Imperial Valley*)Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 1,80m$ 

Σχήμα 9: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής – στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_230.

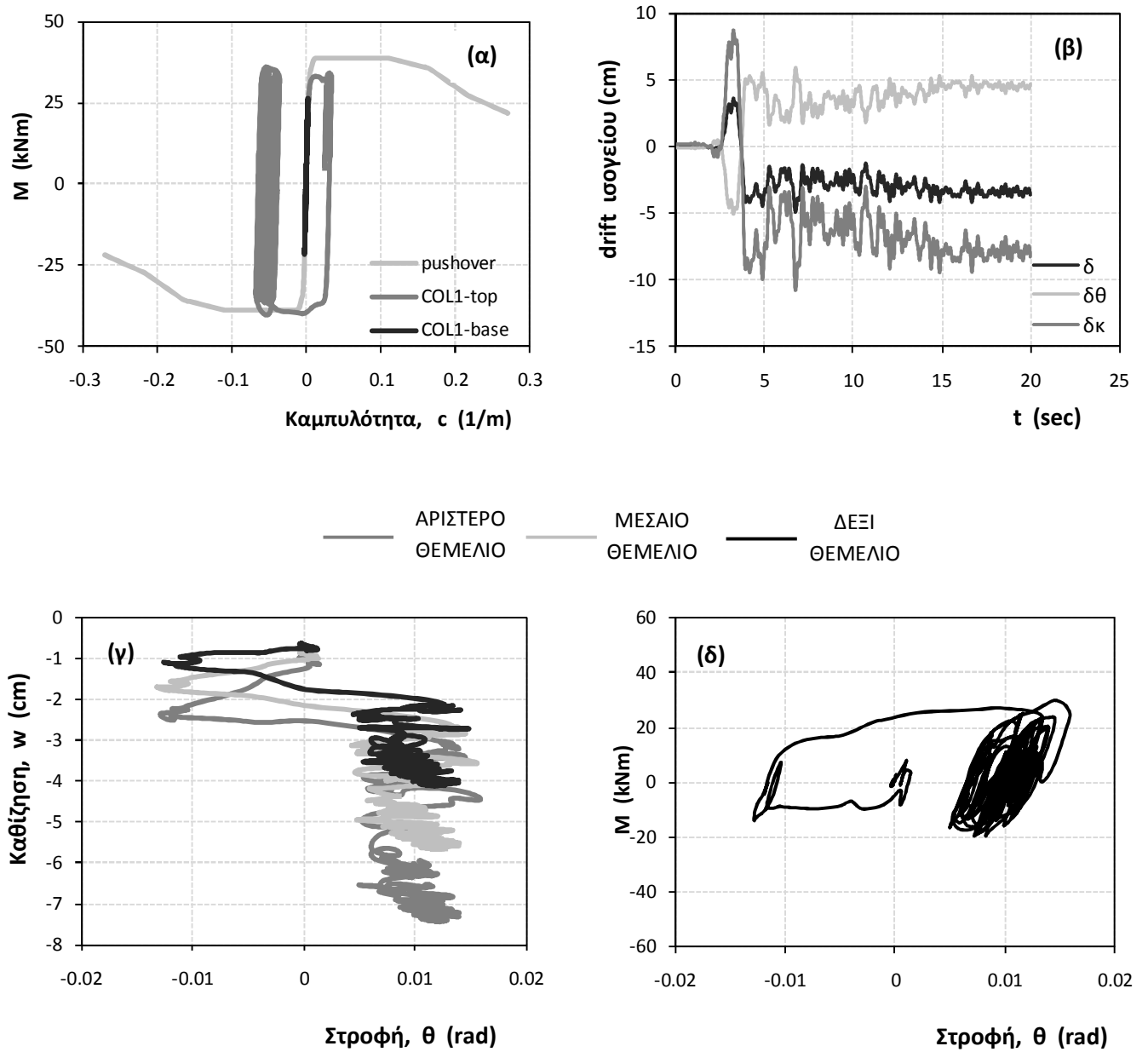
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$ 

Σχήμα 10: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_230.

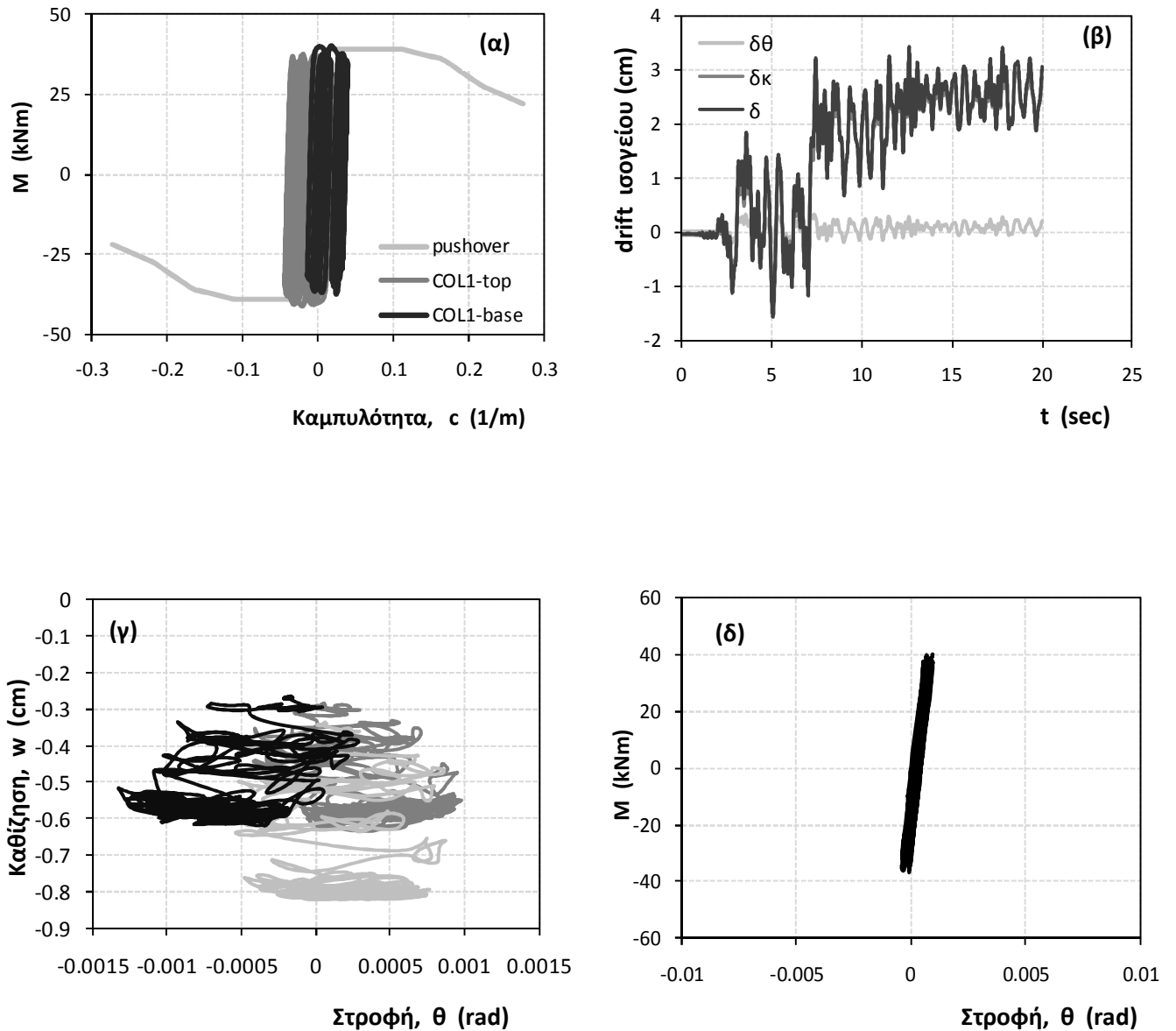
Σεισμική διέγερση Izmit-090Συμβατικός Σχεδιασμός, B=1,80m

Σχήμα 11: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ιστογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Izmit_090.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$

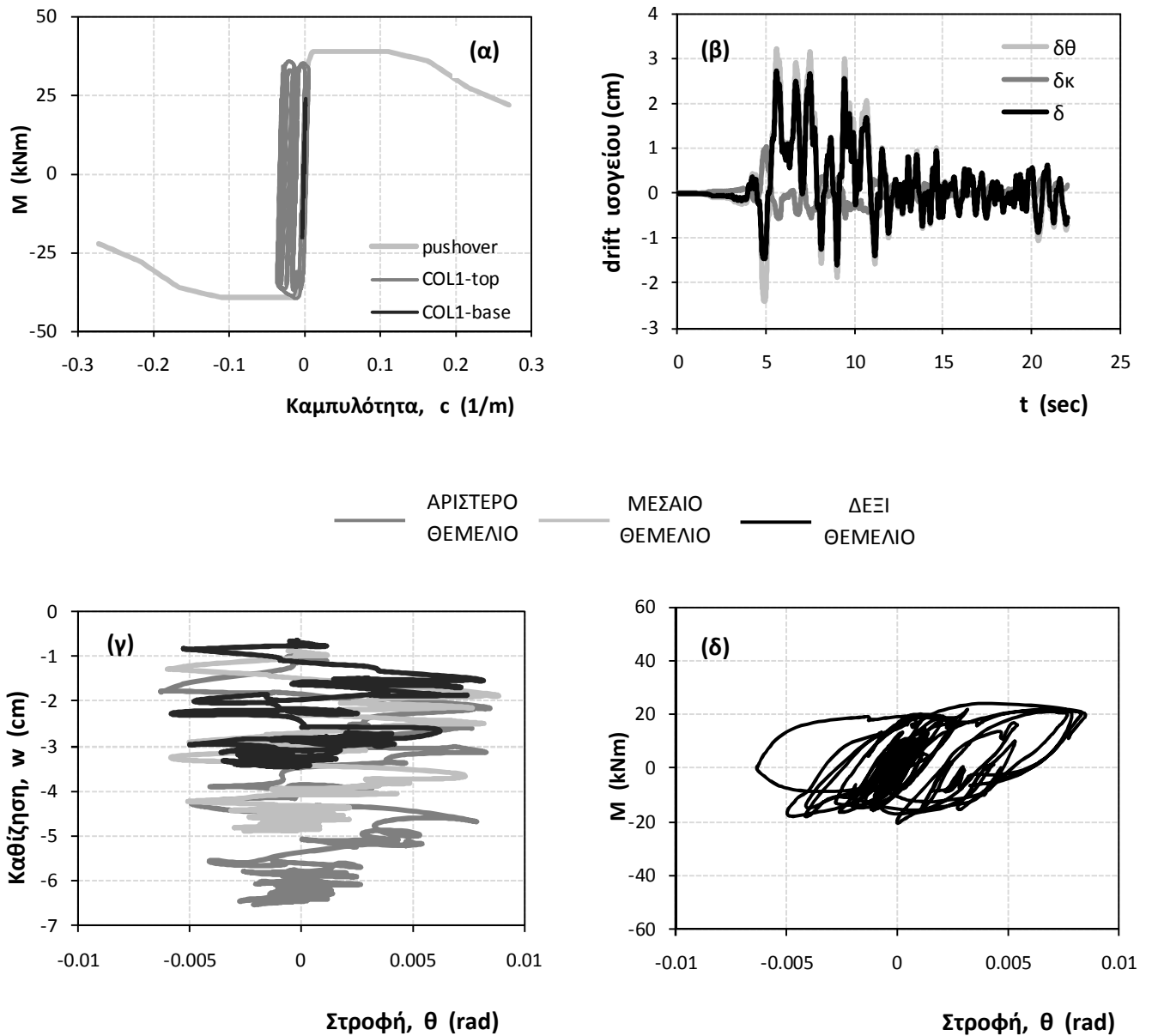


Σχήμα 12: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) ιστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Izmit_090.

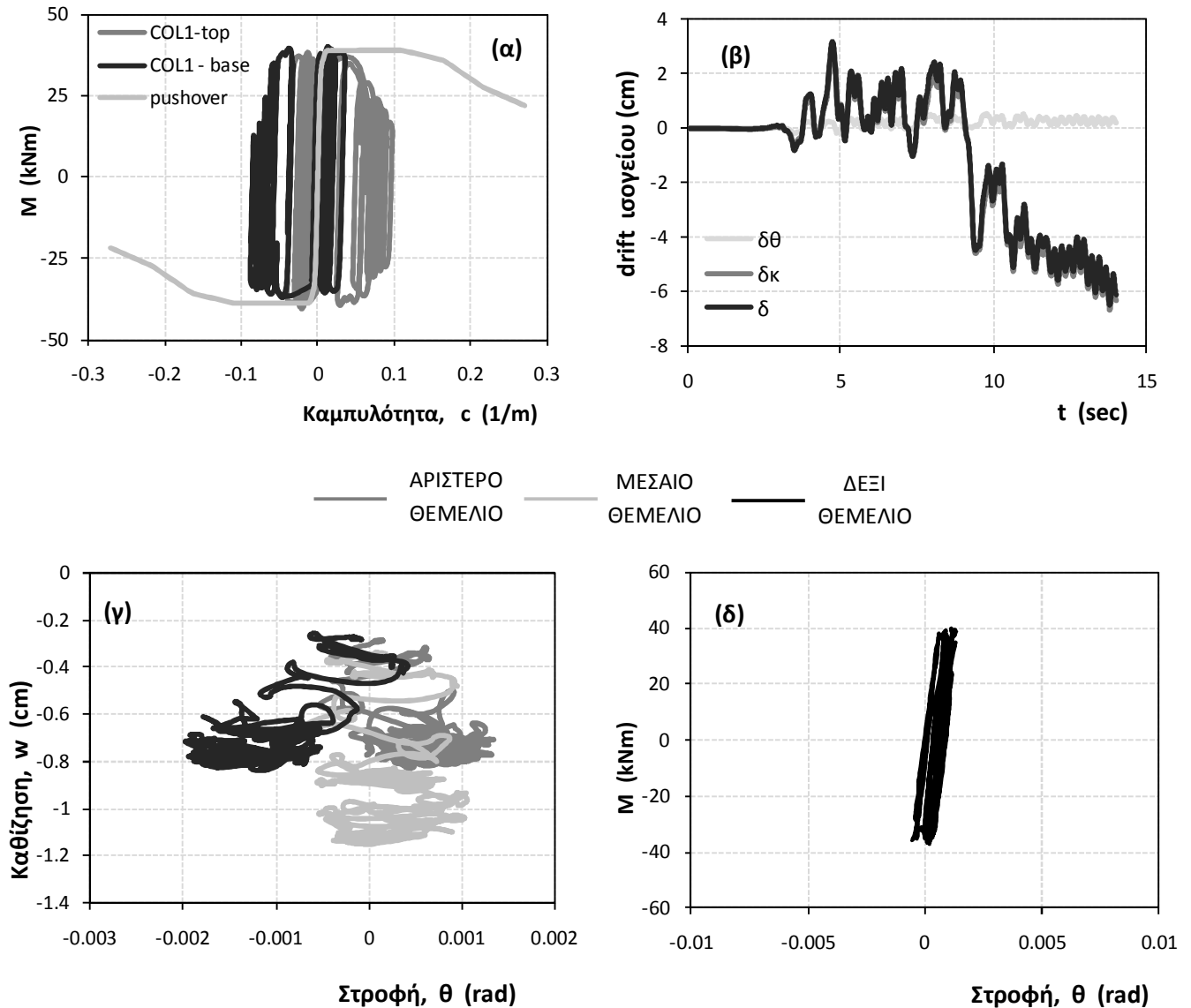
Σεισμική διέγερση Izmit-180Συμβατικός Σχεδιασμός, $B=1,80m$ 

Σχήμα 13: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονιοστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Izmit_180.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$

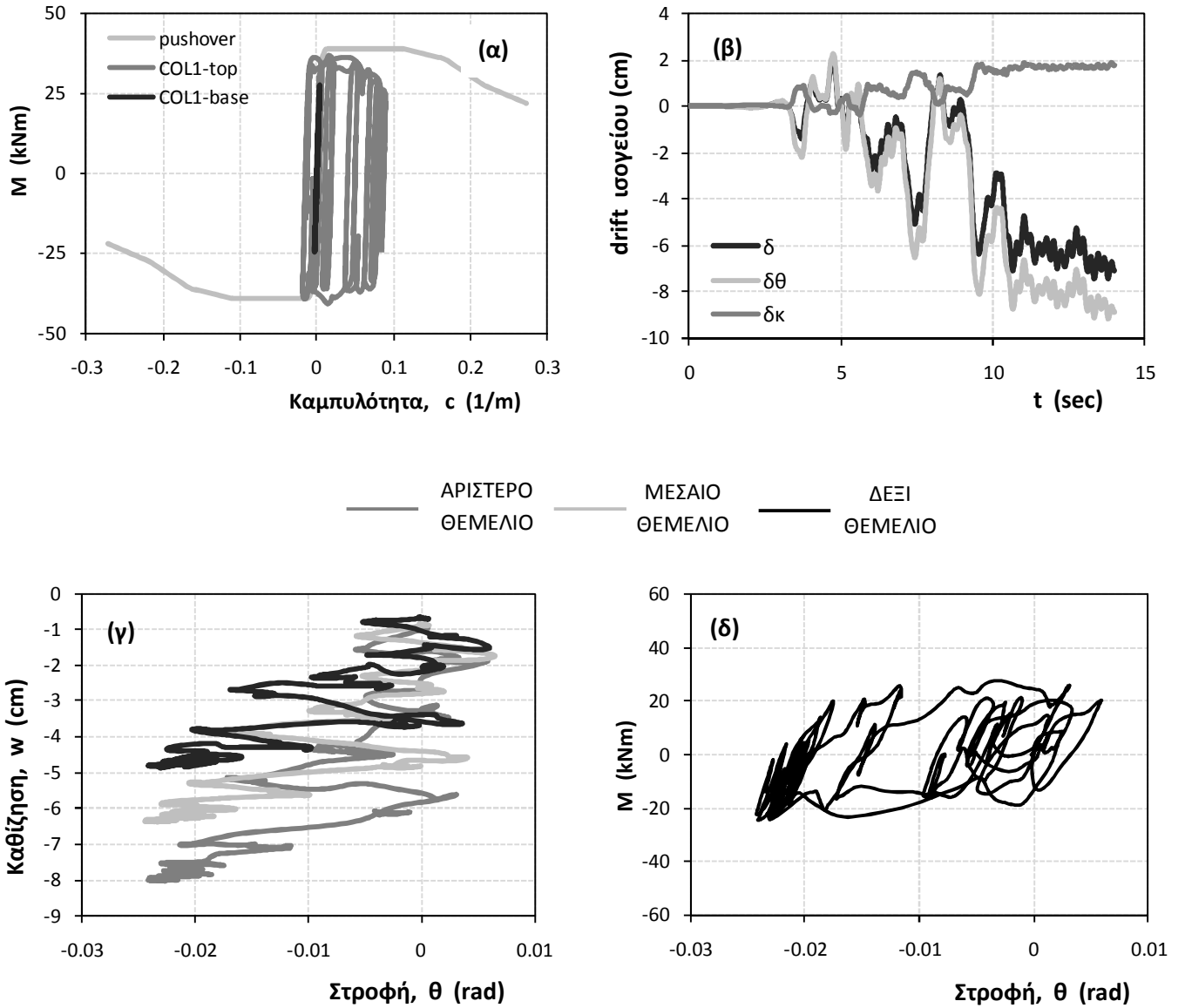


Σχήμα 14: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίξεσης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Izmit_180.

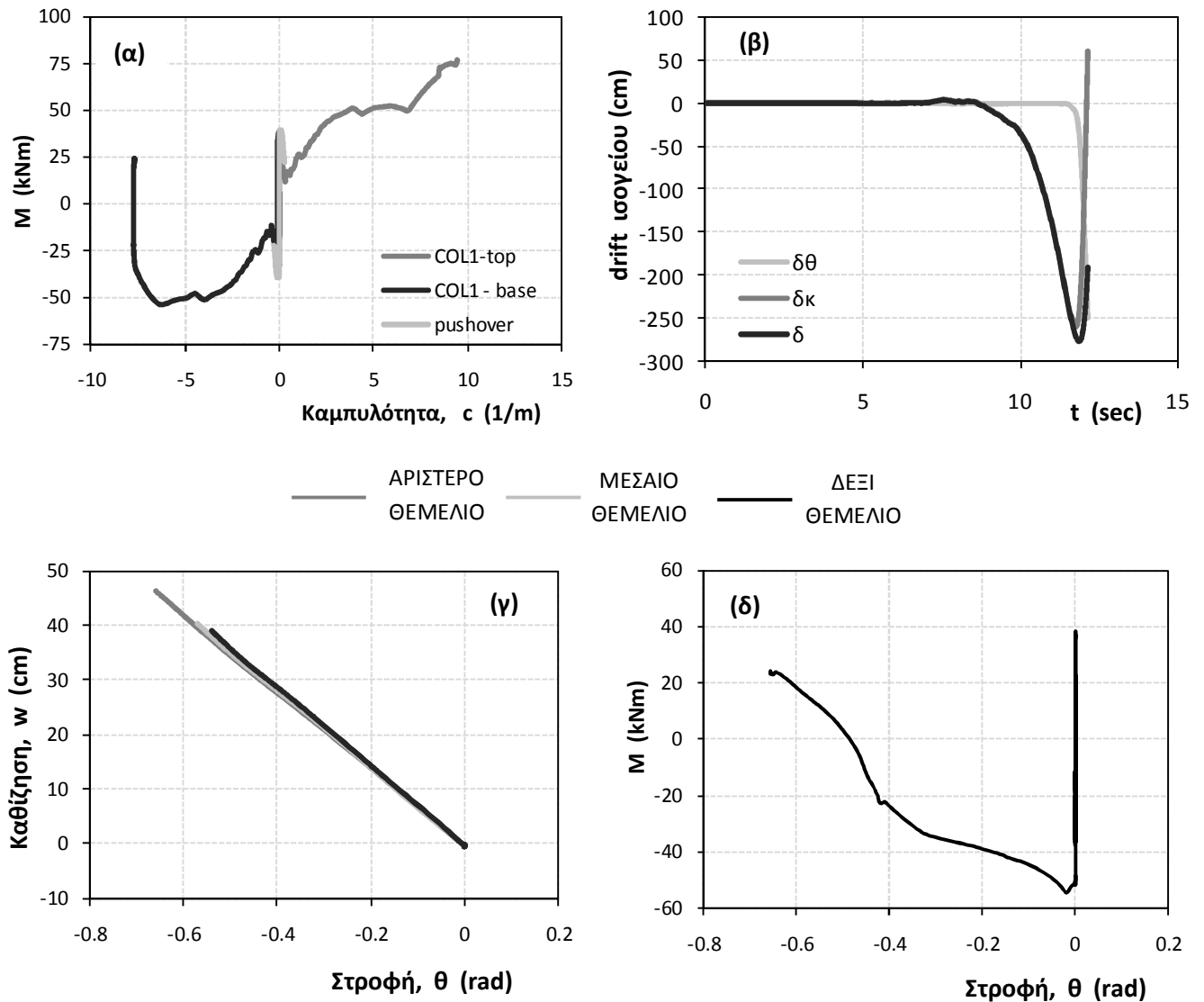
Σεισμική διέγερση Sakarya-12Συμβατικός Σχεδιασμός, $B=1,80m$ 

Σχήμα 15: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονιοστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής – στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Sakarya_12.

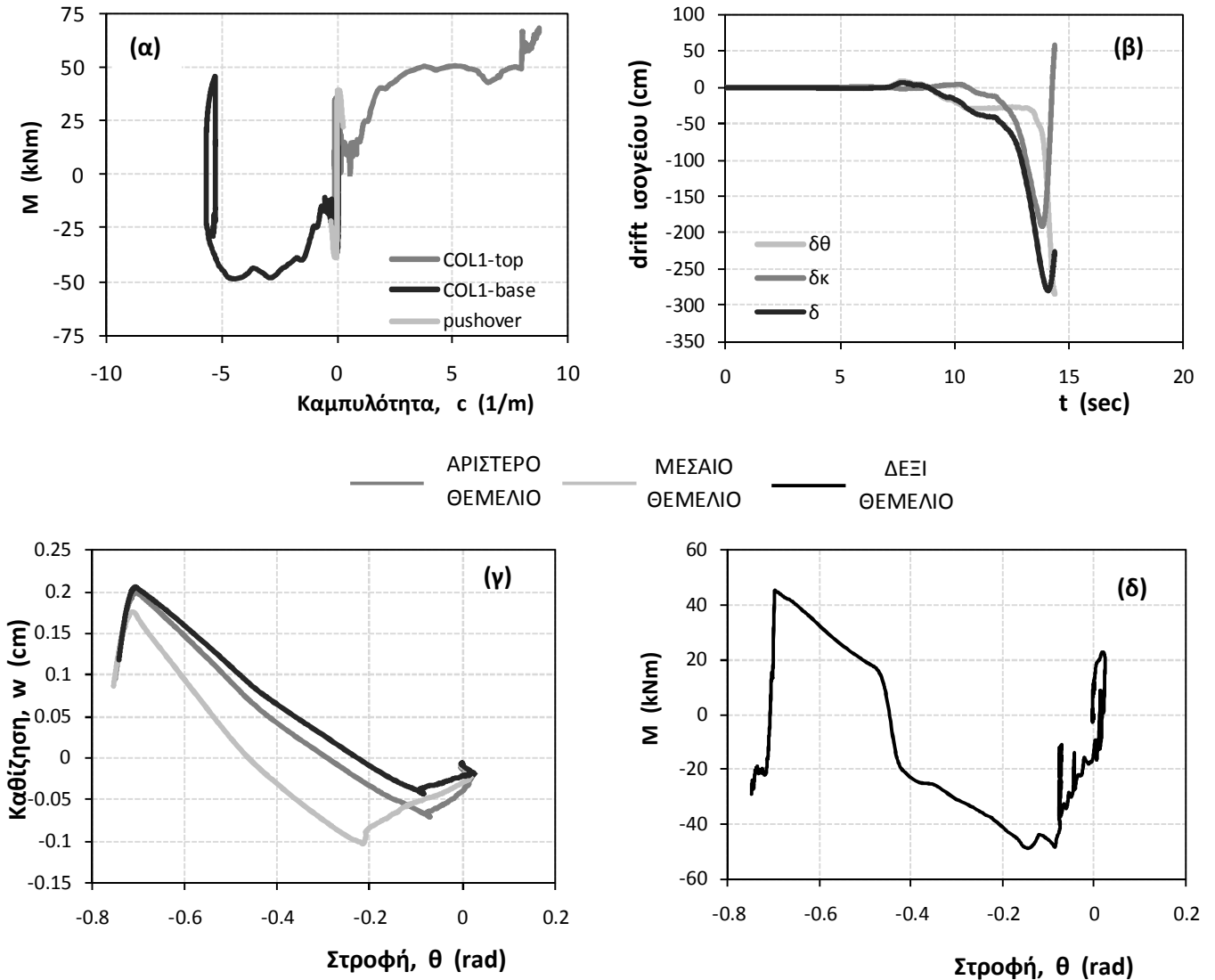
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$



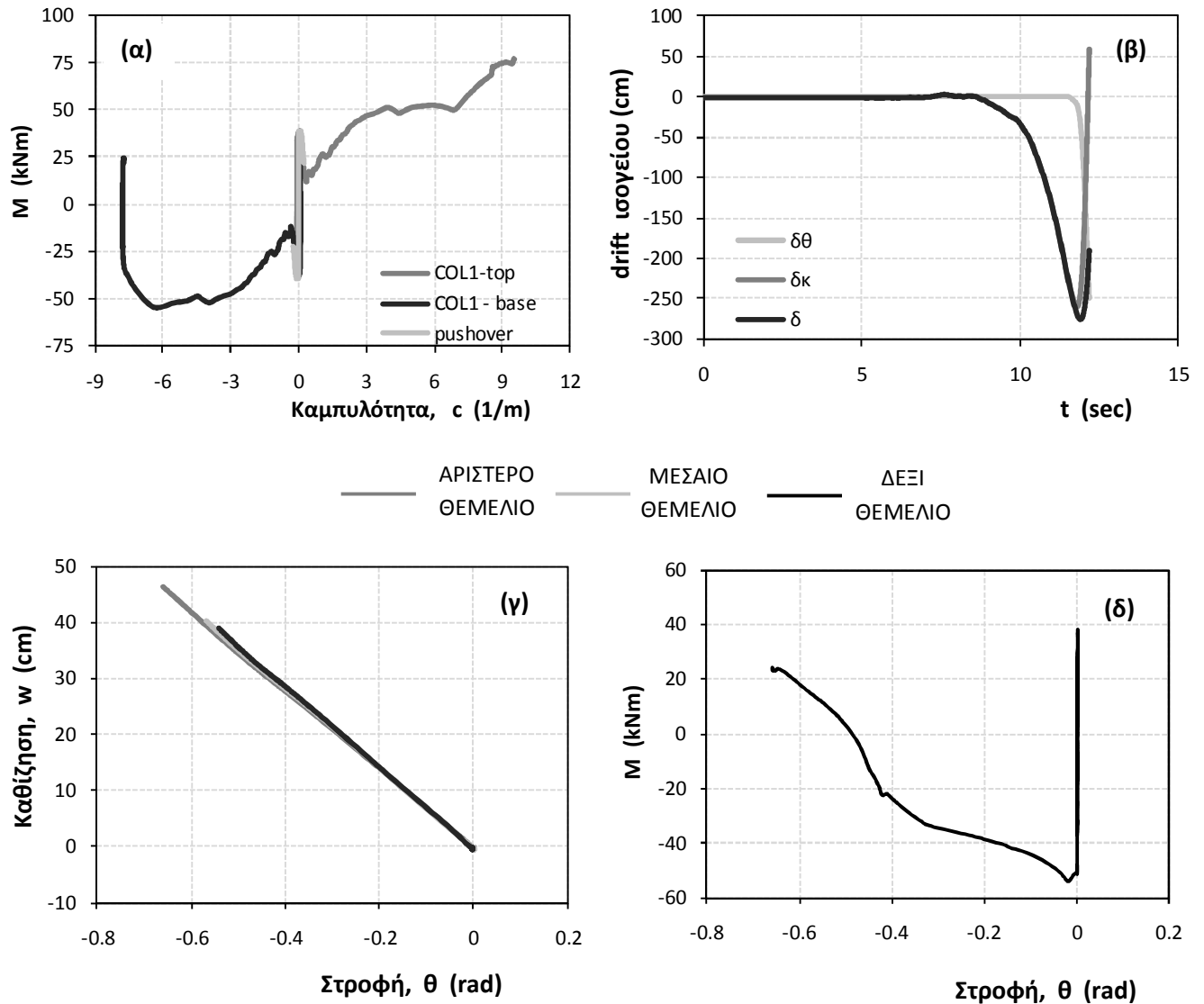
Σχήμα 16: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής – στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Sakarya_12.

Σεισμική διέγερση Yarimca-060Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 1,80m$ 

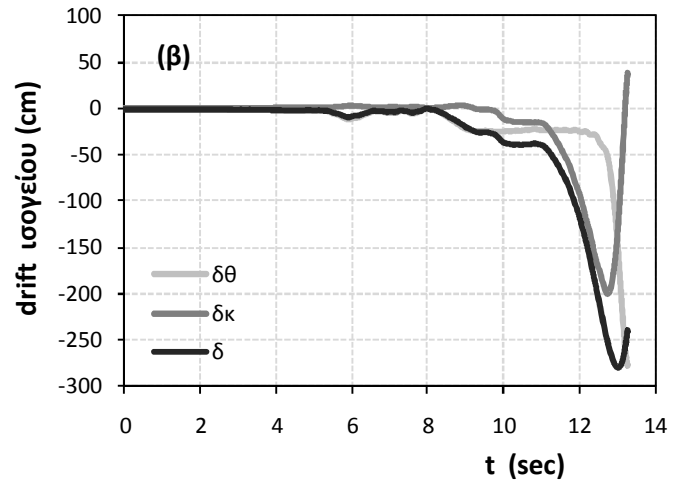
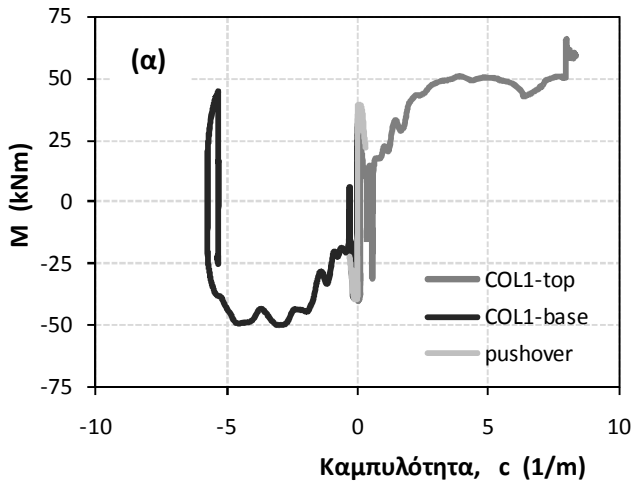
Σχήμα 17: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Yarimca_060.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00t$ 

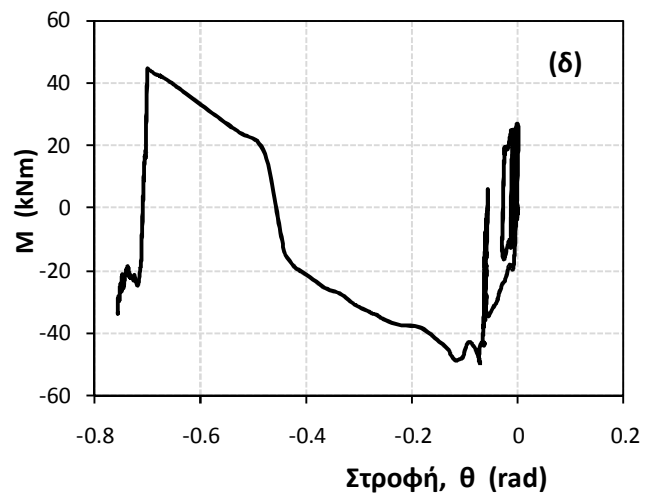
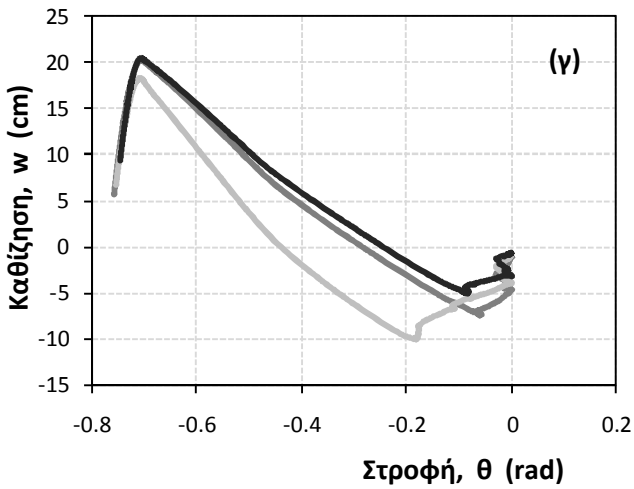
Σχήμα 18: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) ιστορία σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισόγειου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση *Yarimca_060*.

Σεισμική διέγερση Yarimca-330Συμβατικός Σχεδιασμός, B = 1,80m

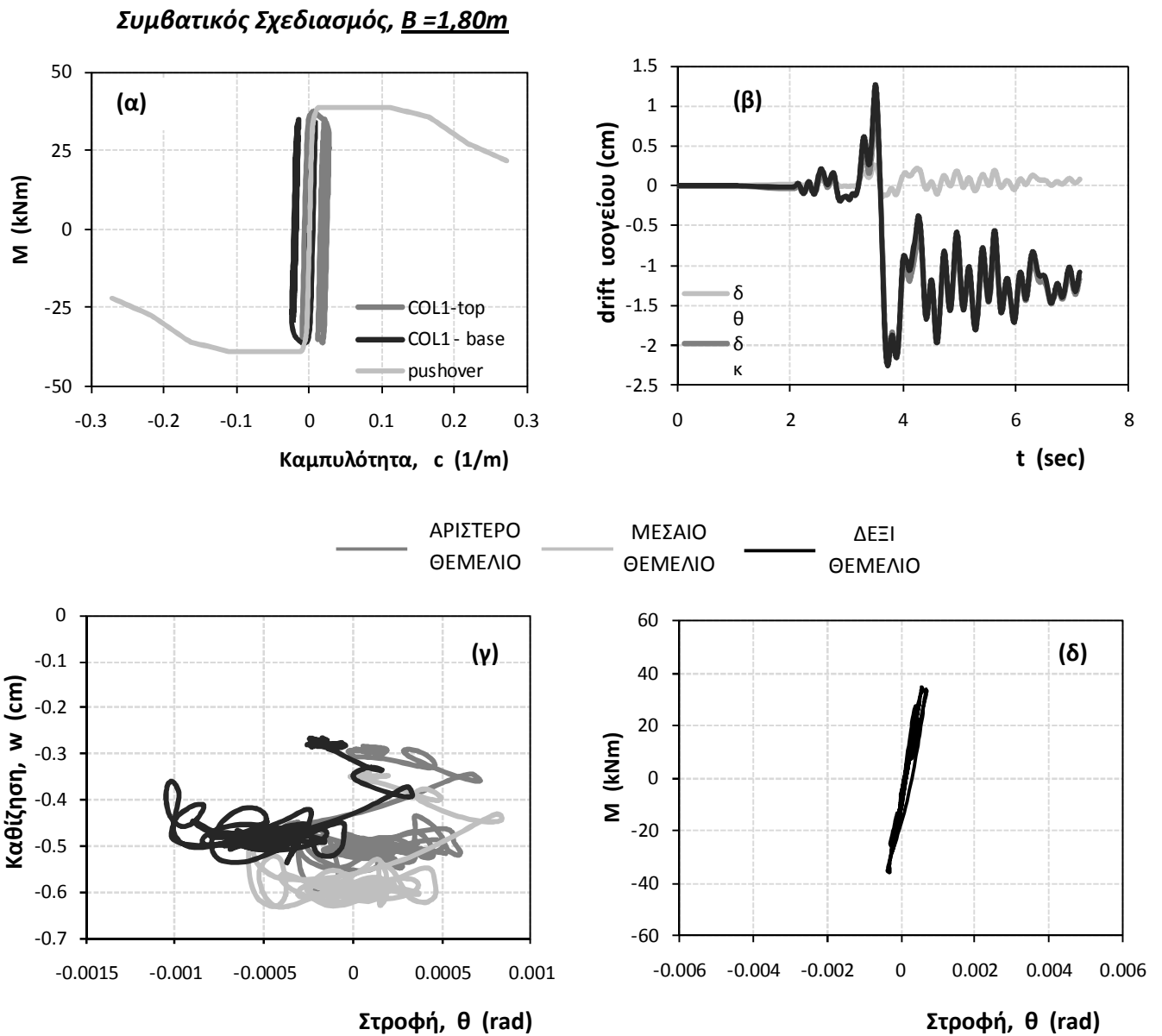
Σχήμα 19: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Yarimca_330.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$ 

— ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΘΕΜΕΛΙΟ — ΜΕΣΑΙΟ ΘΕΜΕΛΙΟ — ΔΕΞΙ ΘΕΜΕΛΙΟ

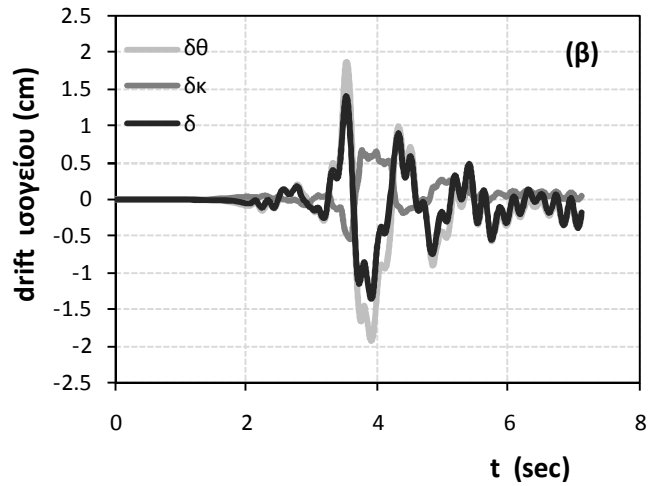
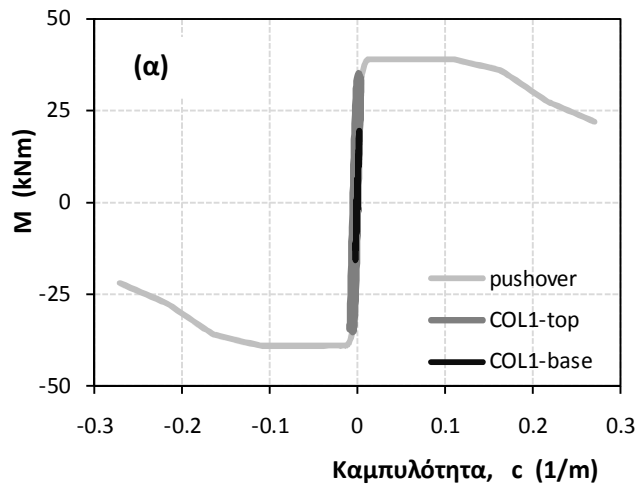


Σχήμα 20: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση *Yarimca_330*.

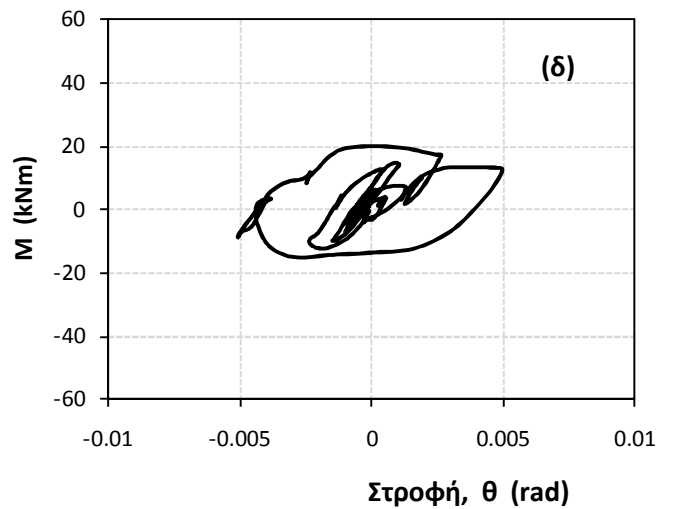
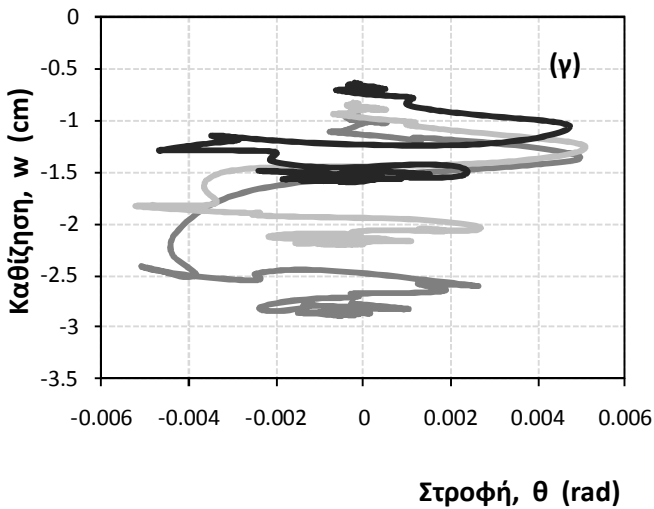
Σεισμική διέγερση Aigion-match-long

Σχήμα 21: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονιοστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Aigion-match-long.

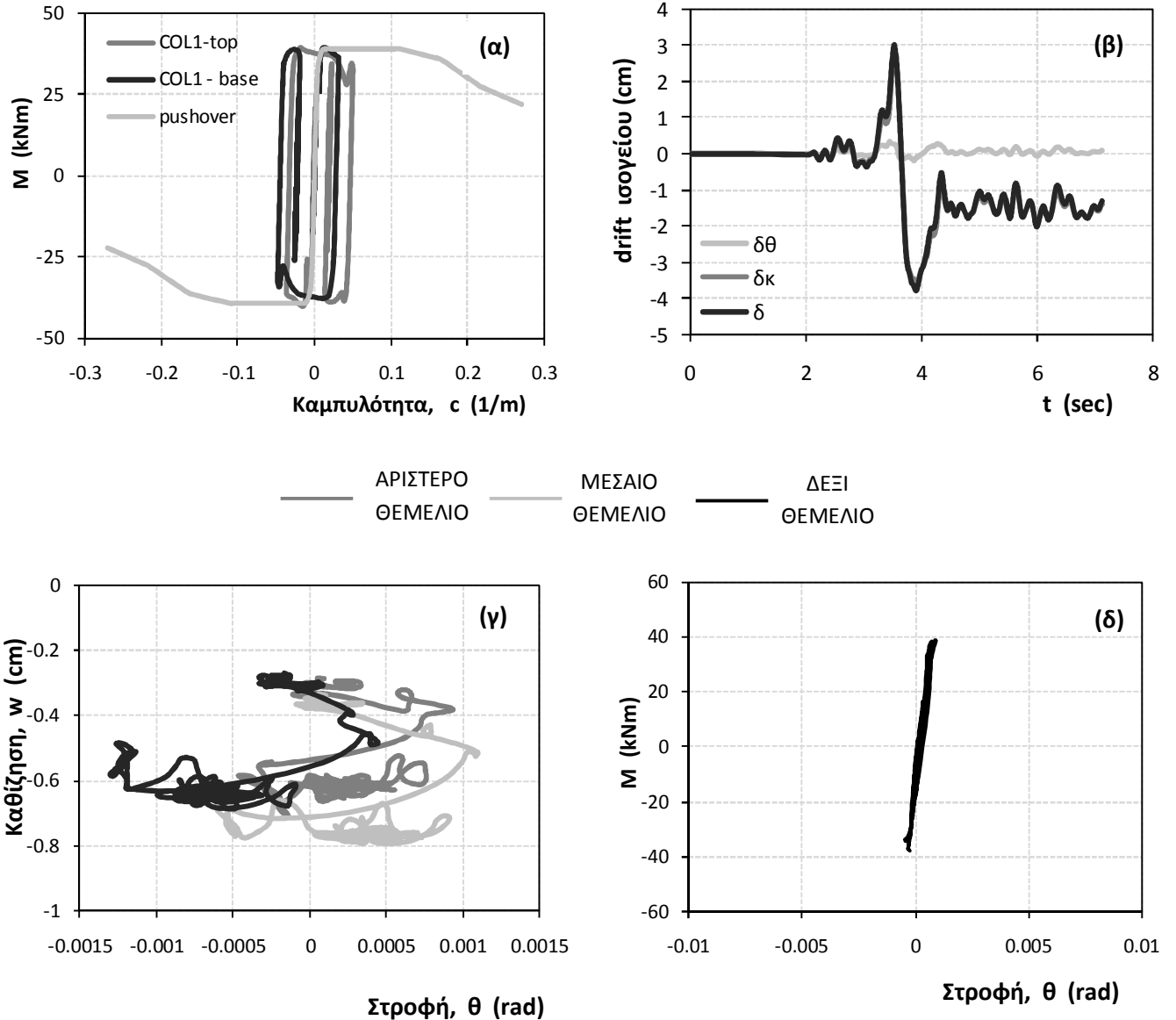
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$



ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΘΕΜΕΛΙΟ
 ΜΕΣΑΙΟ ΘΕΜΕΛΙΟ
 ΔΕΞΙ ΘΕΜΕΛΙΟ

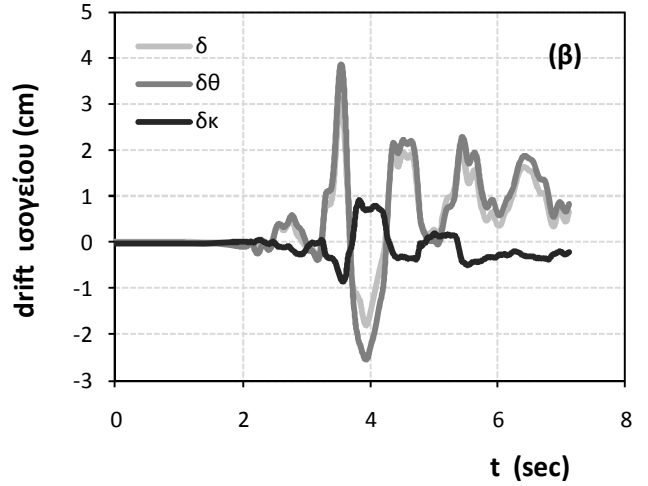
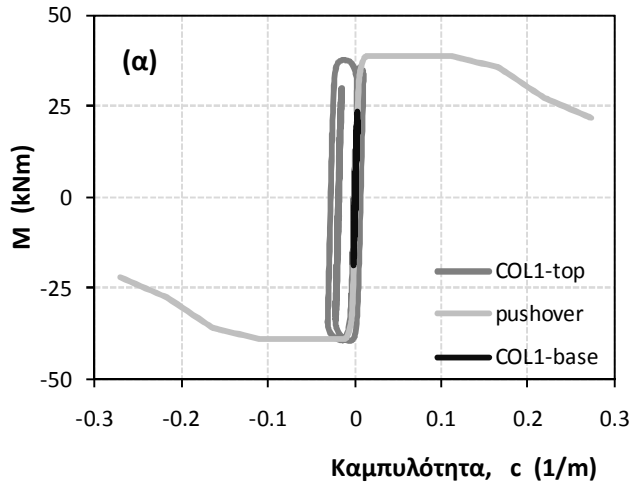


Σχήμα 22: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονιοστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Aigion-match-long.

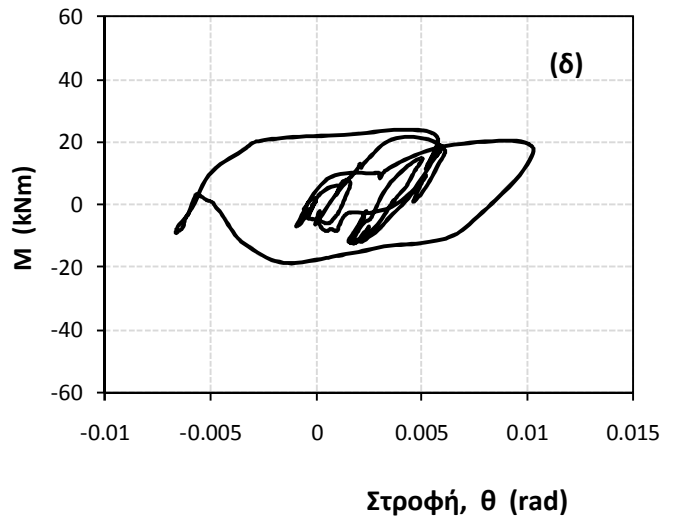
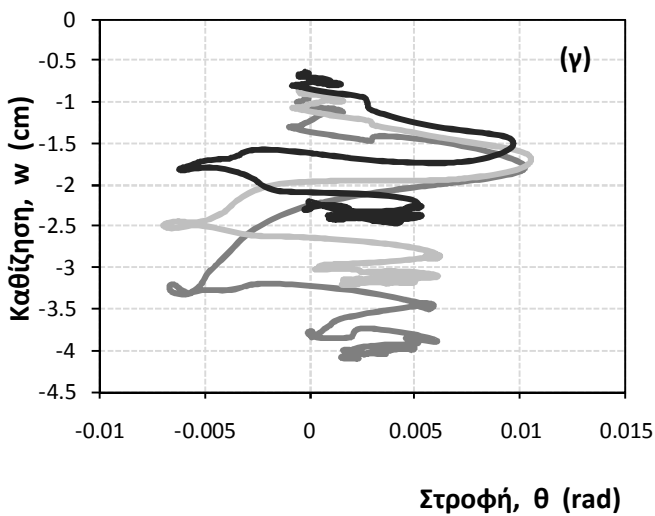
Σεισμική διέγερση Aigion-match-long-maxΣυμβατικός Σχεδιασμός, $B=1,80m$ 

Σχήμα 23: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονιοστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Aigion-match-long-max.

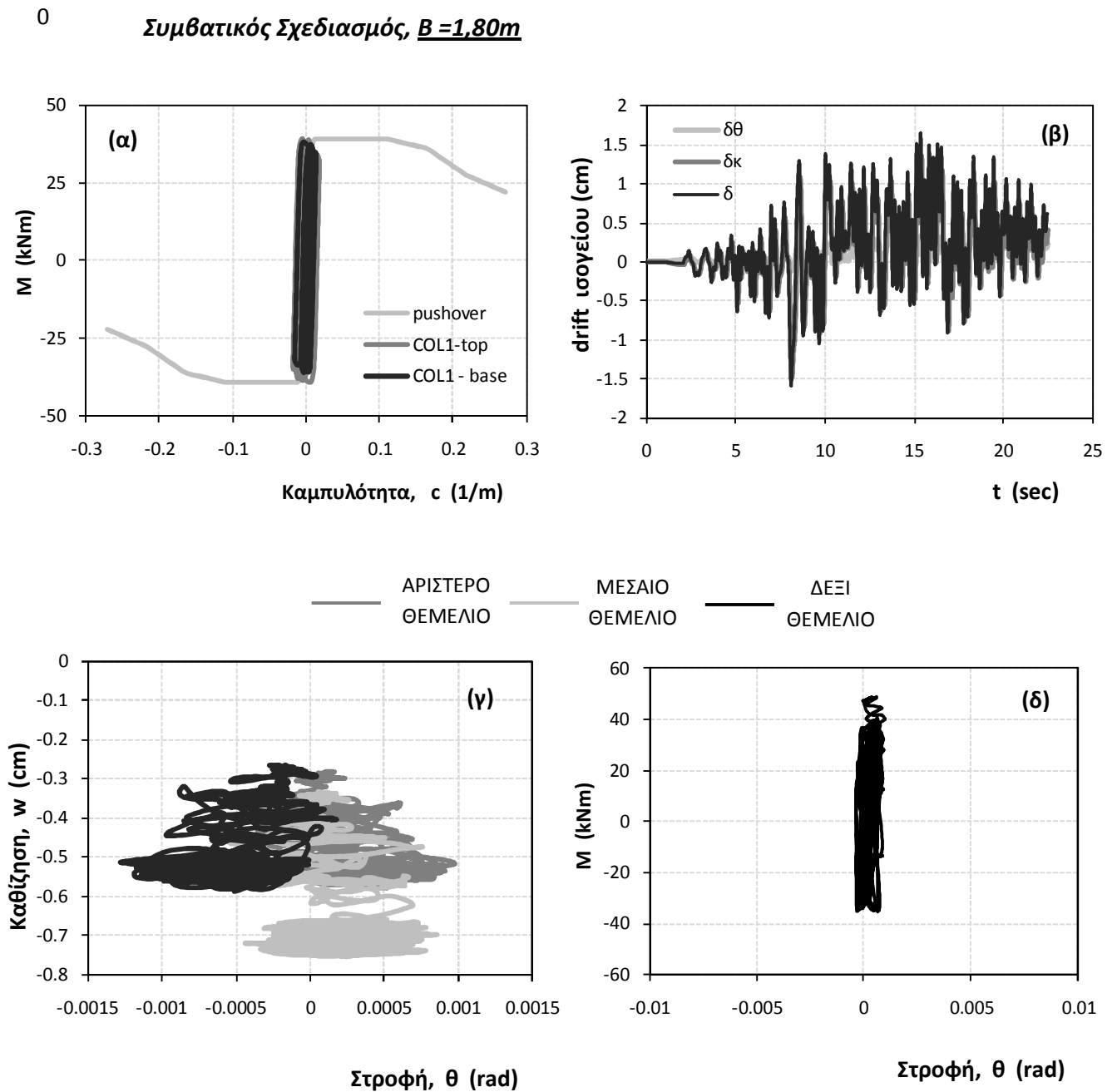
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$



ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΘΕΜΕΛΙΟ
 ΜΕΣΑΙΟ ΘΕΜΕΛΙΟ
 ΔΕΞΙ ΘΕΜΕΛΙΟ

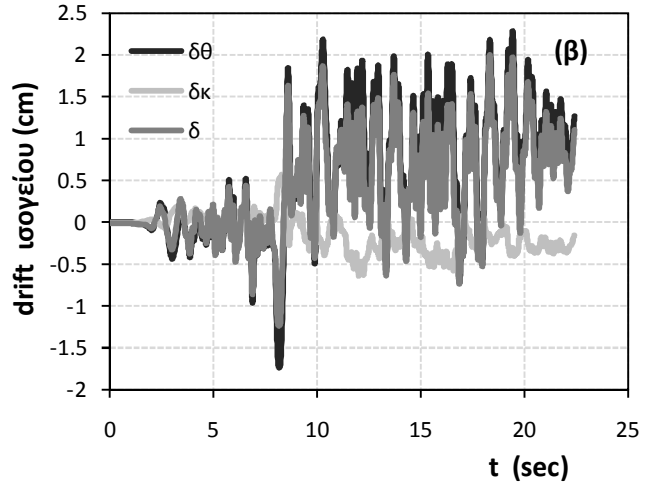
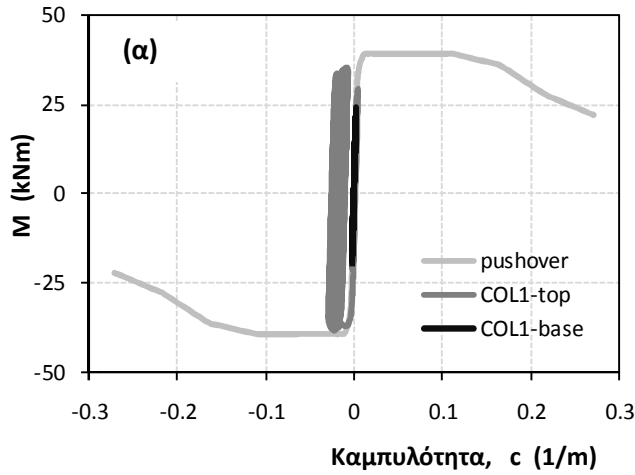


Σχήμα 24: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Aigion-match-long-max.

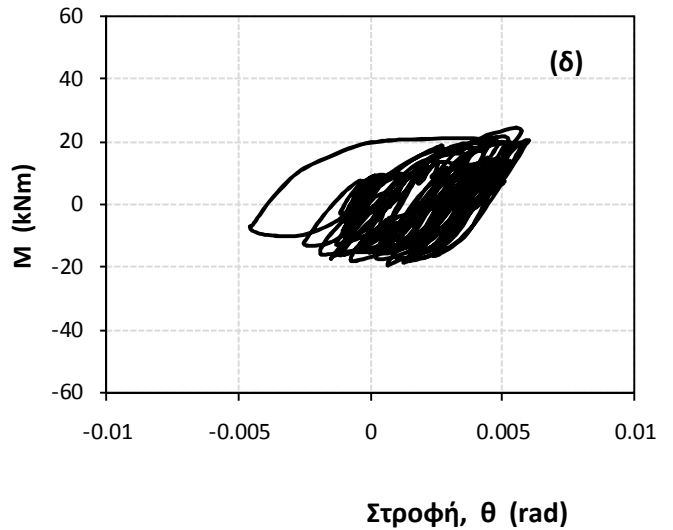
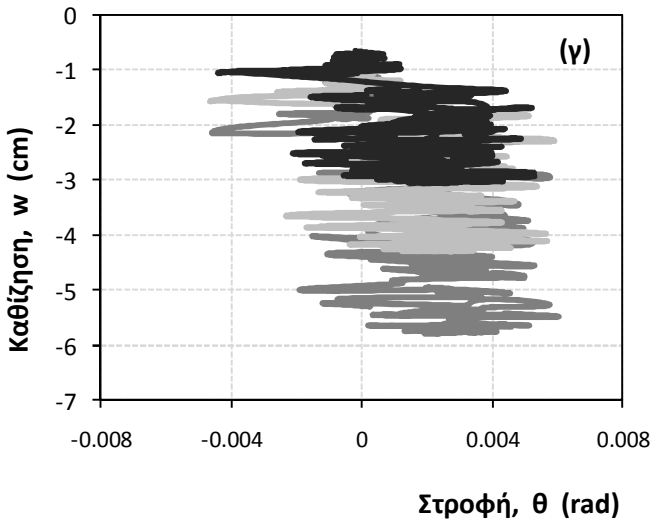
Σεισμική διέγερση Lefkada-match-long

Σχήμα 25: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονιοστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Lefkada-match-long.

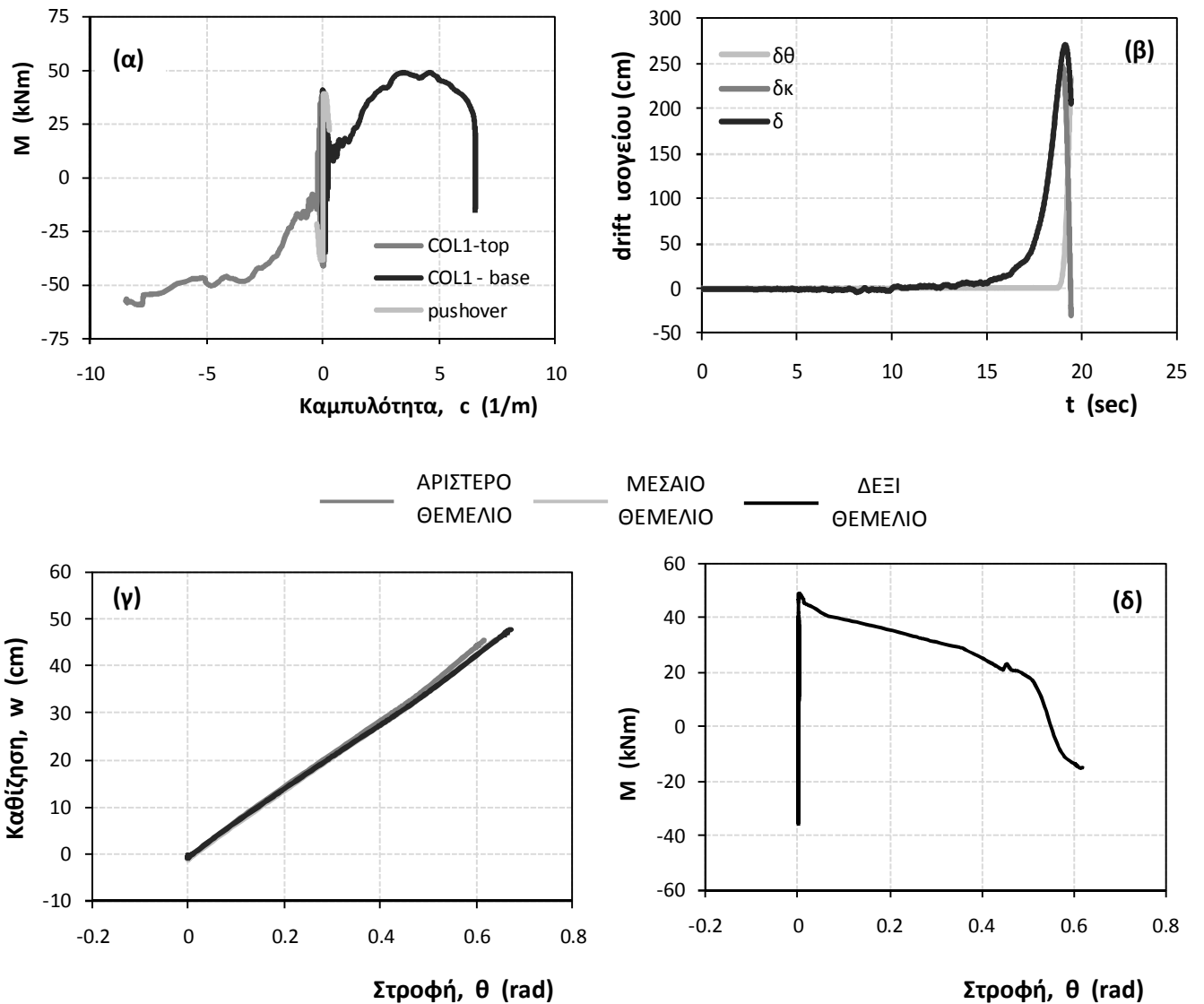
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$



ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΘΕΜΕΛΙΟ
 ΜΕΣΑΙΟ ΘΕΜΕΛΙΟ
 ΔΕΞΙ ΘΕΜΕΛΙΟ

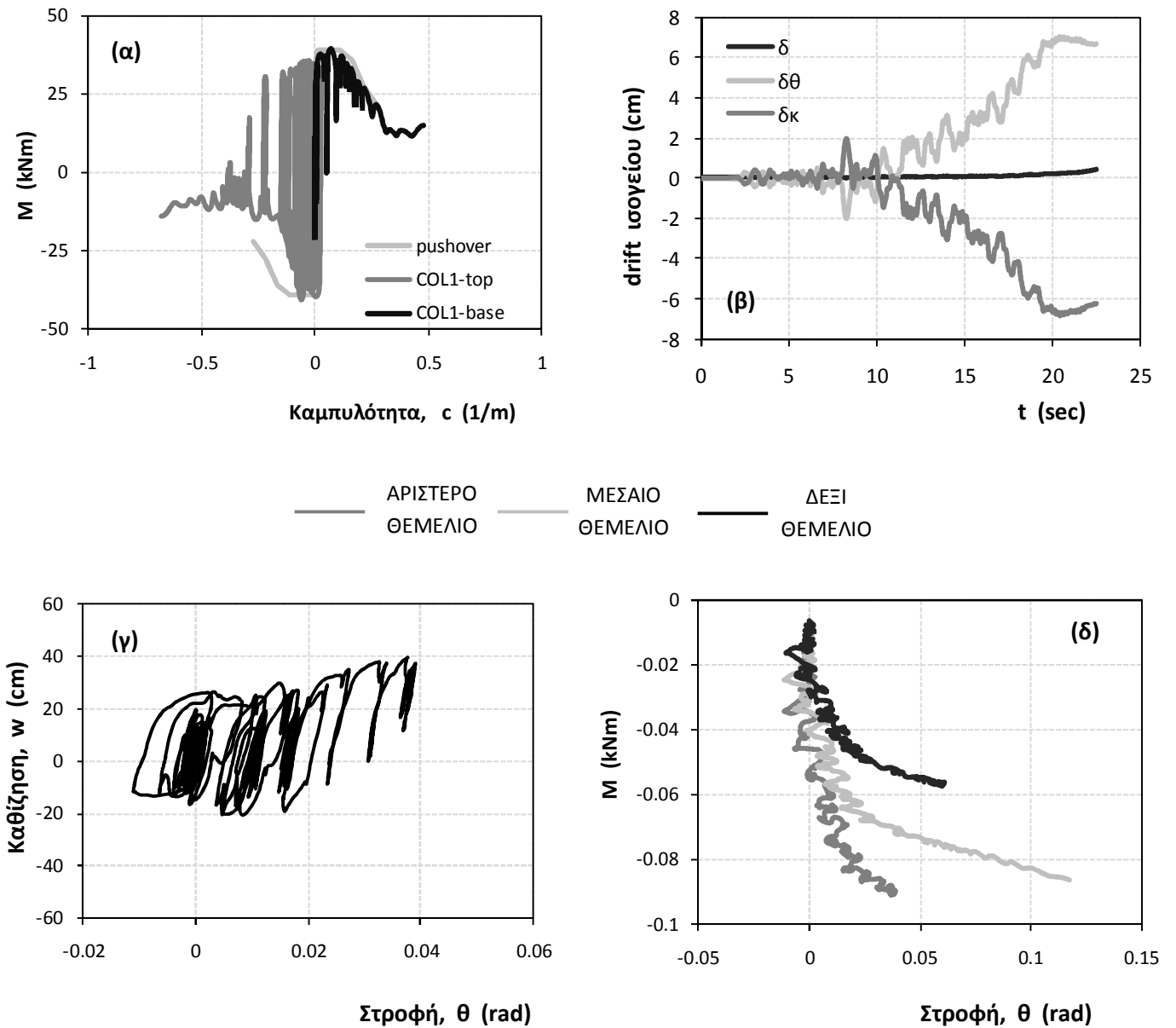


Σχήμα 26: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) ιστορικό σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Lefkada-match-long.

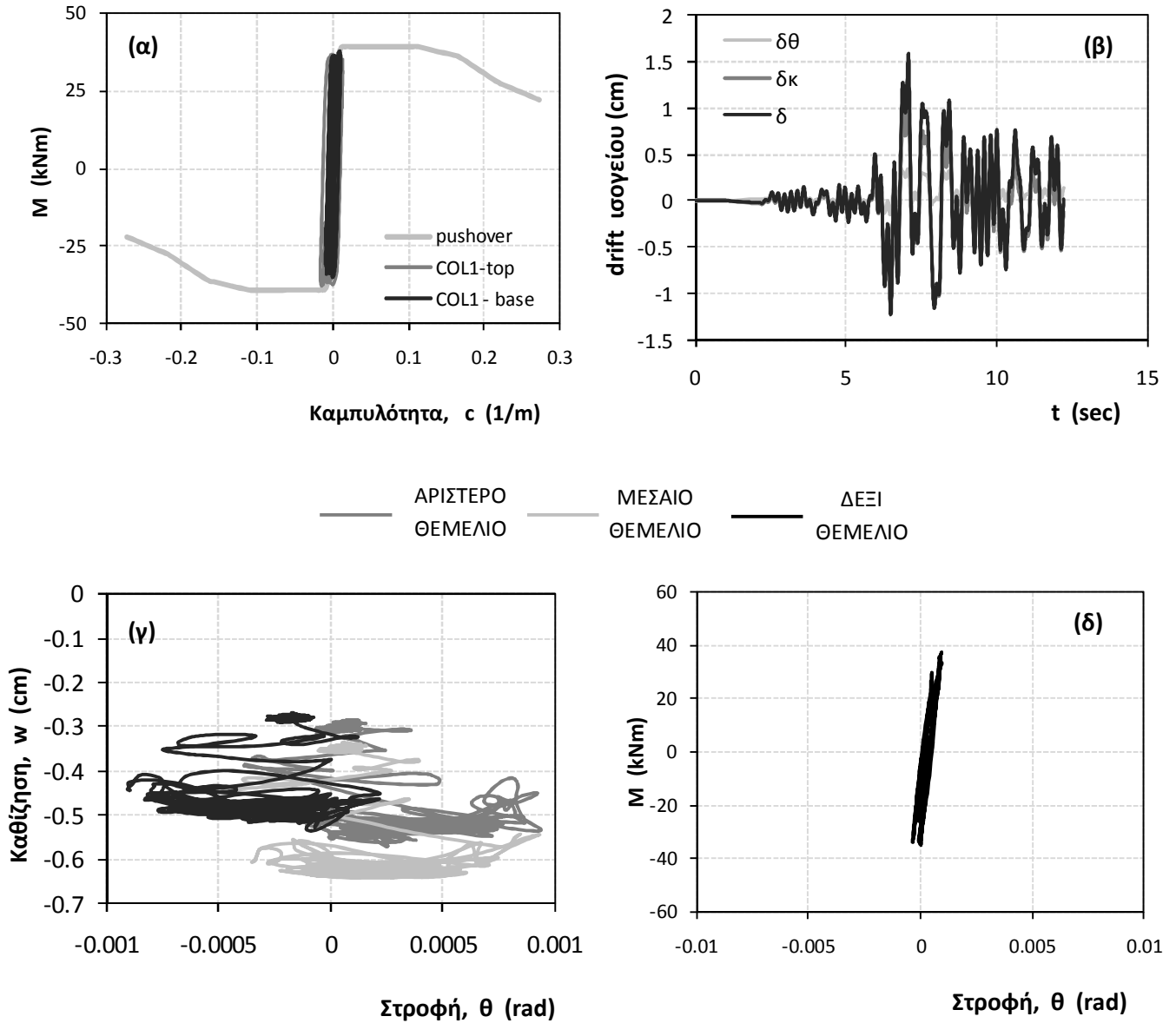
Σεισμική διέγερση Lefkada-match-long-maxΣυμβατικός Σχεδιασμός, $B=1,80m$ 

Σχήμα 27: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορία σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής – στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση *Lefkada-match-long-max*.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$

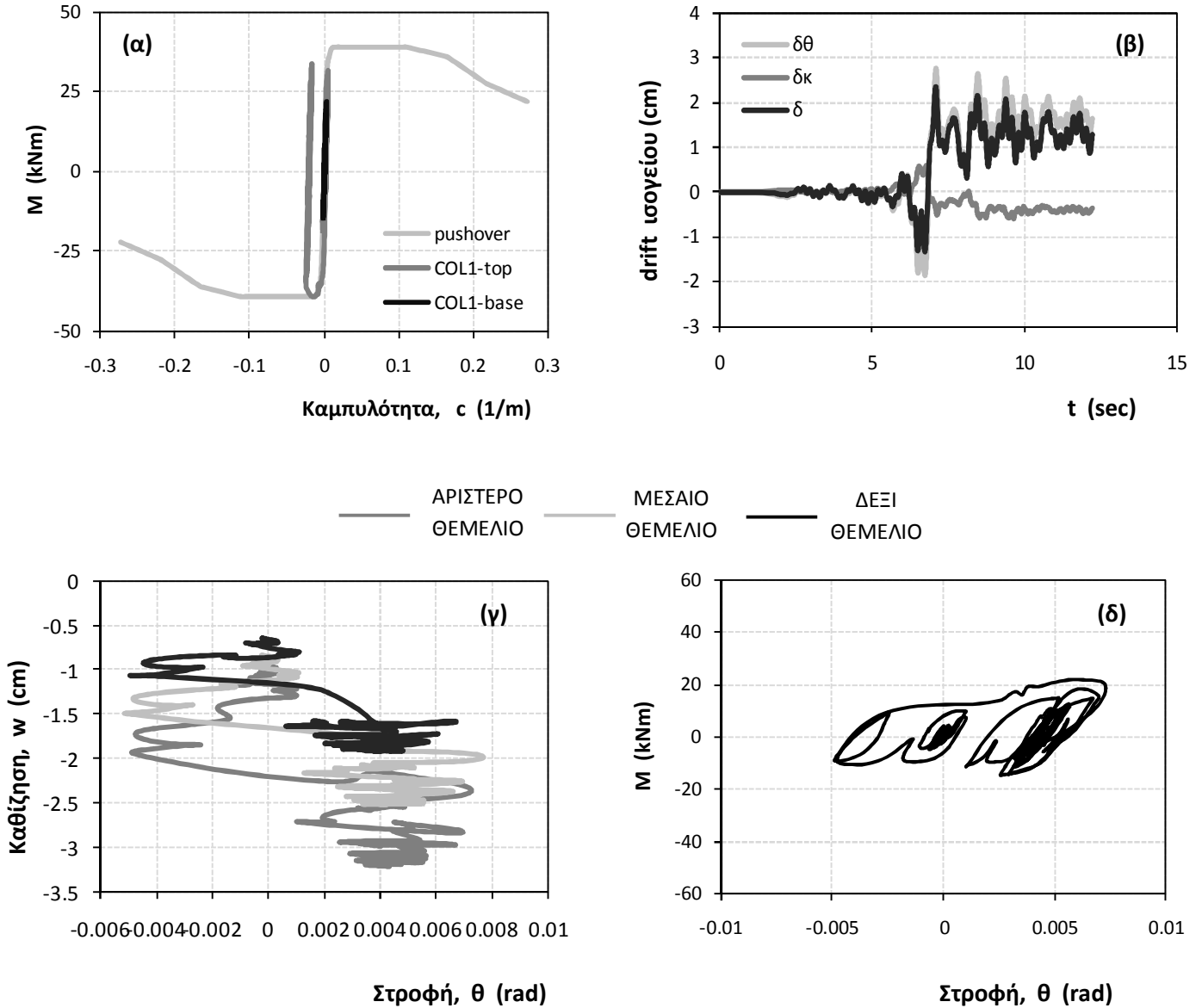


Σχήμα 28: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση *Lefkada-match-long-max*.

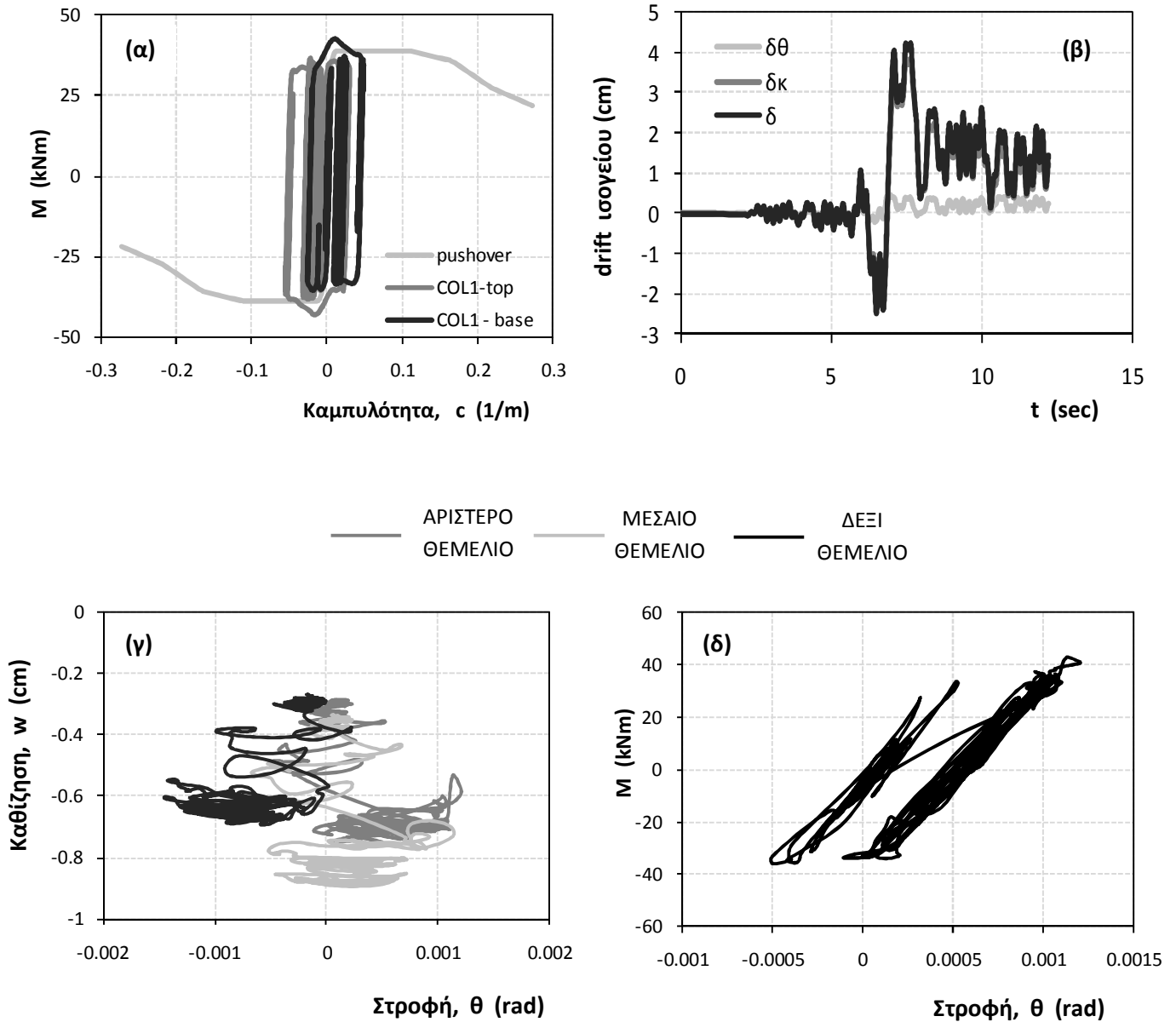
Σεισμική διέγερση Sepolia-match-longΣυμβατικός Σχεδιασμός, B = 1,80m

Σχήμα 29: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονιοίστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής – στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση *Sepolia-match-long*.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$

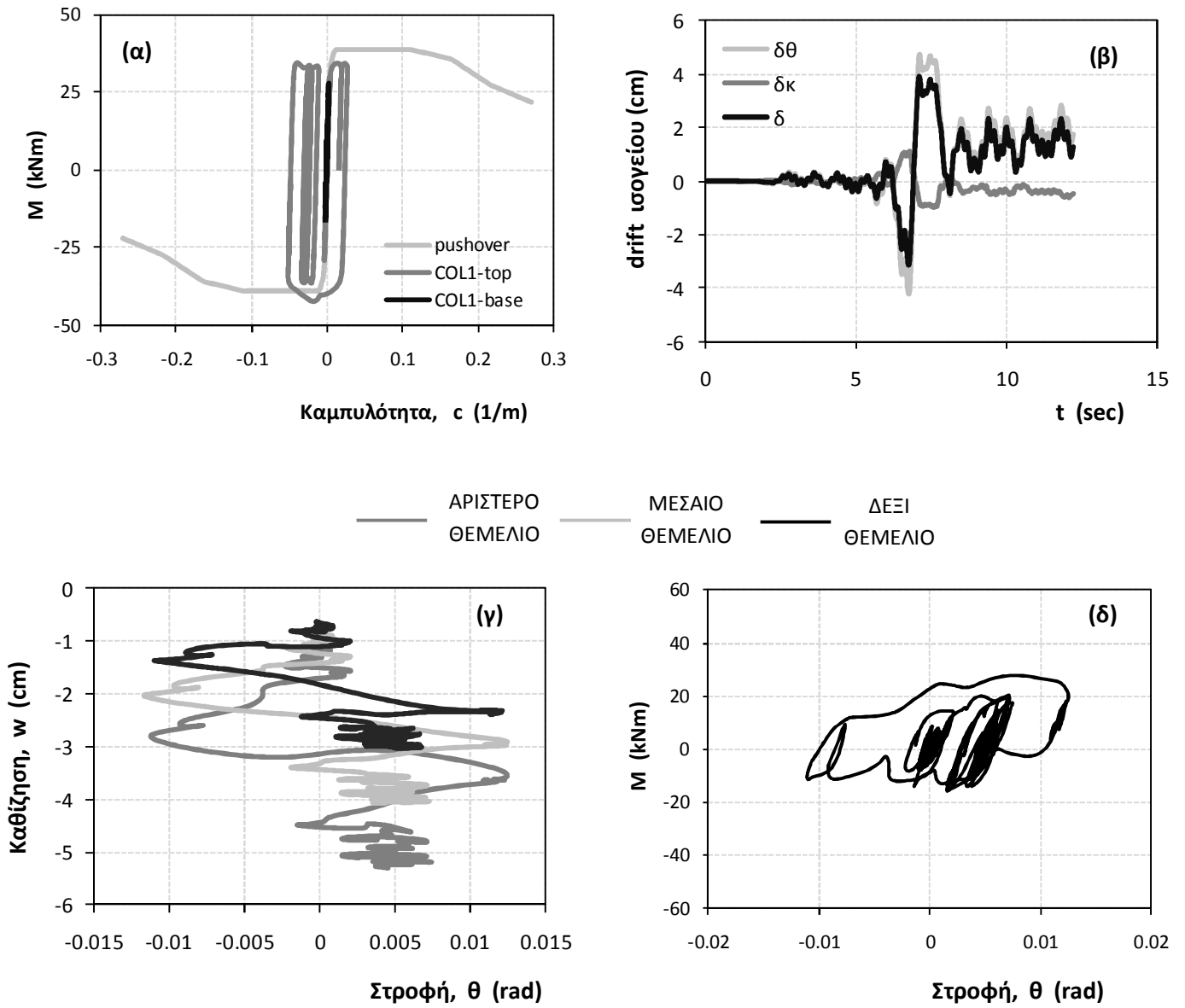


Σχήμα 30: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονιοστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίξεσης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση *Sepolia-match-long*.

Σεισμική διέγερση *Sepolia-match-long-max*Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 1,80m$ 

Σχήμα 31: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση *Sepolia-match-lon-max*.

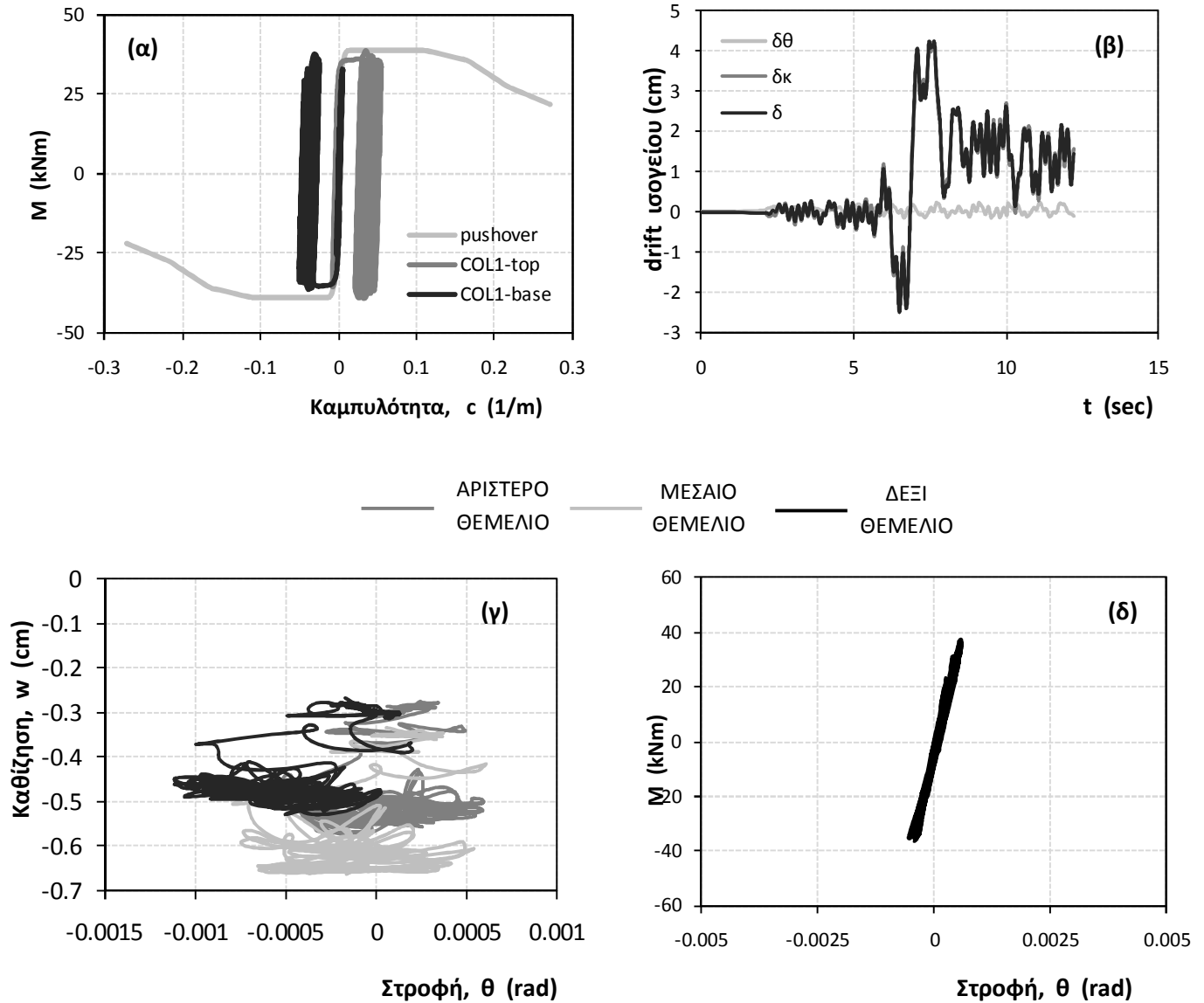
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$



Σχήμα 32: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμέλιου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση *Sepolia-match-Ion-max*.

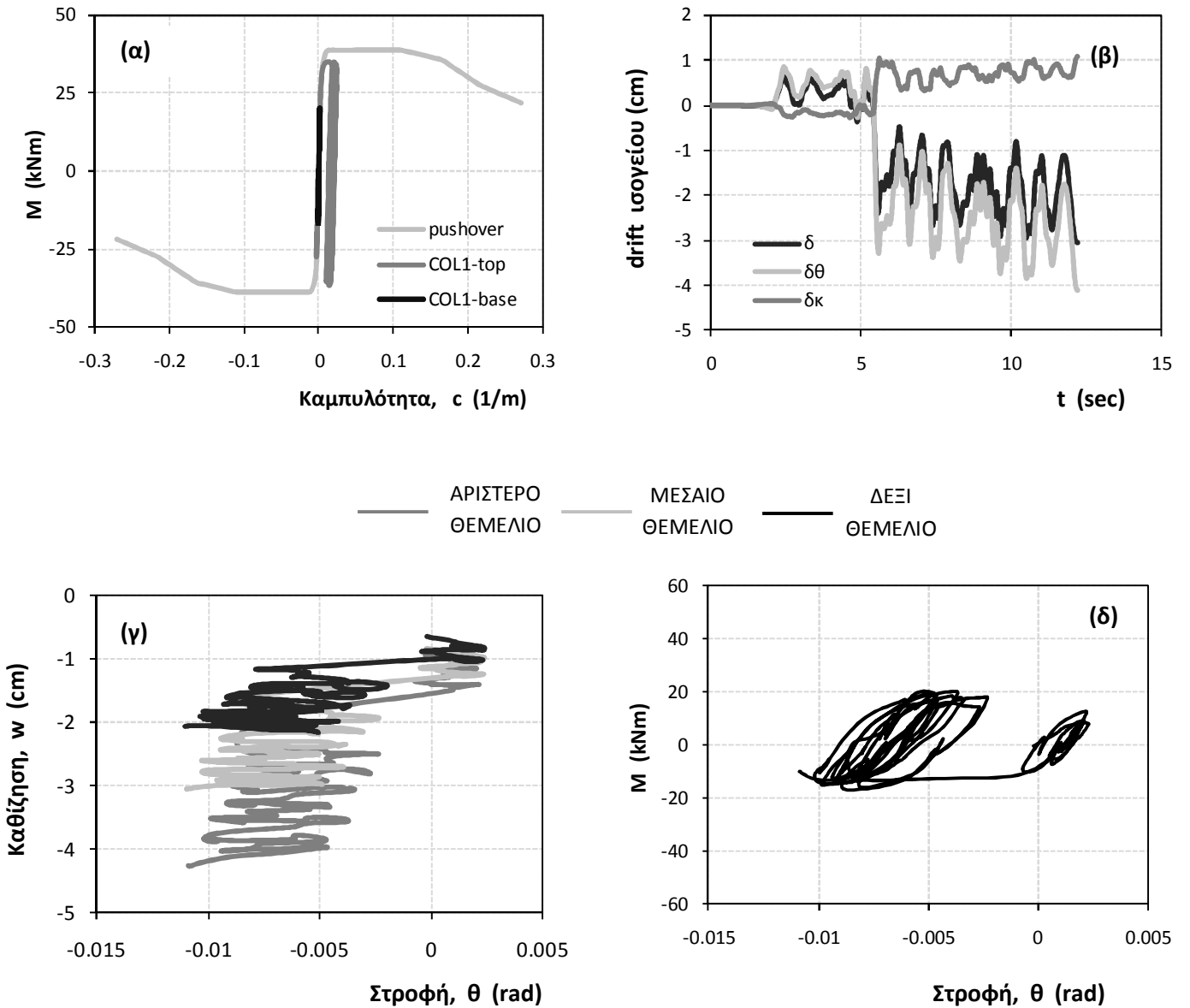
Σεισμική διέγερση Sigma-match-long

Συμβατικός Σχεδιασμός, B=1,80m



Σχήμα 33: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονοϊστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ισογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση Sigma-I-match.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 1,00m$



Σχήμα 34: Διαγράμματα (α) ροπών - καμπυλοτήτων για τη βάση και την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (β) χρονόιστορίας σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής το ιστογείου (drift), (γ)καθίζησης-στροφής του αριστερά θεμελίου, και (δ) ροπής - στροφής στο αριστερό θεμέλιο, υπό τη σεισμική διέγερση $Sigma-I-match$.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΚΩΣ/ ΕΑΚ ΜΕ EC2

Κατά τον EC2 τοίχωμα θεωρείται το κατακόρυφο στοιχείο για το οποίο ισχύει $l_w / b_{wo} \geq 4$ (l_w το μήκος του στοιχείου και b_{wo} το πάχος του στοιχείου), όπως και στον ΕΚΩΣ.

Πλάστιμα Τοιχώματα

1.1.2 Διαστασιολόγηση Πλάστιμων τοιχωμάτων

	EC2/EC8		ΕΚΩΣ/ΕΑΚ
	ΚΠΜ	ΚΠΥ	
Σχεδιασμός Έναντι Κάμψης			
Ροπή Σχεδιασμού σε Κάμψη	<p>α) Αν $h_w/l_w \geq 2,0$: σχεδιασμός με βάση την περιβάλλουσα των ροπών M_{Ed} της ανάλυσης με μήκος μετάθεσης a_i (μετατόπιση εφελκυστικής δύναμης)^[1]</p> <p>β) Αν $h_w/l_w \leq 2,0$: σχεδιασμός με βάση τις ροπές από την ανάλυση (κοντά τοιχώματα)</p>		$M_{CD,w} = \alpha_{CD} \cdot M_{Ed,w}$ με: $M_{Rd,wo}/3 \leq M_{CD,w} \leq M_{Rd,wo}$ όπου: $\alpha_{CD} = 1,3 \frac{M_{Rd,wo}}{M_{Ed,wo}} \leq q$
Σχεδιασμός Έναντι Τέμνουσας			
Τέμνουσα Σχεδιασμού	<p>α) Αν $h_w/l_w \geq 2,0$:</p> $V_{Ed,w} = \varepsilon \cdot V'_{Ed,w} \quad [2]$ <p>όπου:</p> <p>$\varepsilon = 1,5$, για ΚΠΜ</p> $\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{Y_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \cdot \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q$ <p>αλλά $\varepsilon \geq 1,5$, για ΚΠΥ</p> <p>β) Αν $h_w/l_w \leq 2,0$ (κοντά τοιχώματα):</p> $V_{Ed,w} = Y_{Rd} \cdot \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right) \cdot V'_{Ed,w} \leq q \cdot V'_{Ed,w}$		$V_{CD,wo} = \alpha_{CD} \cdot V_{Ed,wo}$ στους άλλους ορόφους: $V_{CD,w} = \alpha_{CD} \cdot V_{Ed,w} \geq V_{CD,wo}/3$ (α_{CD} όπως στην κάμψη)
Αντοχή σε Τέμνουσα Εκτός Κρισίμων Περιοχών ^[3]	$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,8 \cdot l_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ <p>α) $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ & $V_{cd}=0$ για ΚΠΜ</p> <p>β) $\theta=45^\circ$ & $V_{cd}=0$ για ΚΠΥ</p>		$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,8 \cdot l_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta + V_{cd}$ $\theta=45^\circ$ & $V_{cd}=V_{Rd1}$

<p>Αντοχή σε Τεμνουσα Εντός Κρισίμων Περιοχών</p>	<p>ΚΠΜ: όπως και εκτός κρισίμων περιοχών</p> <p>ΚΠΥ: i) αν $\alpha_s \geq 2,0$: Όπως και εκτός κρισίμων περιοχών ii) αν $\alpha_s < 2,0$: α) οριζόντιος σπλισμός $V_{Ed,w} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot \alpha_s \cdot l_w$ ($V_{Rd,c}=0$ αν N_{Ed} εφελκυστική) β) κατακόρυφος σπλισμός $\rho_h \cdot f_{yd,h} \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} + \frac{\min N_{Ed}}{b_{wo} \cdot 0,8 \cdot l_w}$</p>	<p>i) αν $\alpha_s \geq 2,0$: $V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta + V_{cd}$ $\theta=45^\circ$ & α) $V_{cd}=0,25V_{Rd1}$ αν $v_d > -0,1$ β) $V_{cd}=0,70V_{Rd1}$ αν $v_d \leq -0,1$ ii) αν $1,3 < \alpha_s < 2,0$: α) οριζόντιος σπλισμός όπως στο i) β) κατακόρυφος σπλισμός $\rho_v \cdot f_{yd,v} \geq \frac{V_{Ed,w} - V_{cd} - \min N_{Ed}}{b_{wo} \cdot 0,8 \cdot l_w}$ iii) αν $\alpha_s < 1,3$: α) οριζόντιος σπλισμός όπως στο i) β) κατακόρυφος σπλισμός $\rho_v \cdot f_{yd,v} = \rho_h \cdot f_{yd,h}$</p>
<p>Αντοχή σε Διαγώνια Θλίψη</p>	<p>ΚΠΜ: όπως στον EC2</p> <p>ΚΠΥ: i) εκτός κρισίμων περιοχών $V_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot l_w$ όπου: $v = \left(0,6 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ ii) εντός κρισίμων περιοχών το 40% της τιμής εκτός κρισίμων περιοχών</p>	<p>$V_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot l_w$ όπου: $v = \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right)$</p>
<p>Αντοχή σε Διατμητική Ολίσθηση</p>	<p>$V_{Ed,w} \leq V_{Rd,s}$ και $V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}^{[5]}$</p>	<p>---</p>
<p>Κατακόρυφος Σπλισμός σε Αρμούς Διακοπής Εργασίας</p>	<p>$\rho_{v,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w}}{f_{yd} + 1,5 \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}} \\ 0,0025 \end{array} \right\}$</p>	<p>$\rho_{v,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,9 \cdot f_{ctd} - 0,7 \cdot \frac{N_{Ed}}{A_w}}{f_{yd}} \\ 0,0025 \end{array} \right\}$</p>

Σημειώσεις:

1. Για πιο αναλυτικά βλ. και 5.4.2.4 του EC8
2. V'_{Ed} είναι η τέμνουσα σχεδιασμού όπως προκύπτει από την ανάλυση (βλ. και 5.4.2.4(8)).
3. Ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων για τοιχώματα θεωρείται πως έχει την τιμή $z = 0,8 \cdot I_w$
4. α_s είναι ο λόγος διατμήσεως και δίνεται από τη σχέση:

$$\alpha_s = \frac{M_{Sd}}{V_{Sd} \cdot I_w}$$

5. με:

$$V_{dd} = \Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}} \\ 0,25 \end{array} \right\}$$

$$V_{id} = \Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot I_w \cdot b_{wo} \end{array} \right\}$$

όπου:

V_{dd} είναι η αντοχή δράσης βλήτρου των κατακόρυφων ράβδων

V_{id} είναι η συμβολή λοξών ράβδων*

V_{fd} είναι η αντίσταση τριβής

*οι λοξές ράβδοι λαμβάνονται υπόψη στην καμπτική αντοχή, βλ. στον EC8 5.5.3.4.4(5)

Πίνακας 1: Διαστασιολόγηση πλάστιμων τοιχωμάτων**1.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία**

Για πλάστιμα τοιχώματα ο EC8 θέτει τους περιορισμούς του Πίνακα 2 και καθορίζει τα κρίσιμα μήκη σύμφωνα με τον Πίνακα 3.

	Ελάχιστο Πάχος Τοιχώματος b_{wo}	Ύψος Κρίσιμων Περιοχών h_{cr}
EC8 (ΚΠΜ & ΚΠΥ)	$b_{wo} \geq \max\{150\text{mm}, h_s/20\}$	$h_{cr} = \max\{l_w, h_w/6, h_s\}$
ΕΚΩΣ	$b_{wo} \geq \max\{250\text{mm}, h_s/20\}$ (για μη πλαστικά τοιχώματα αντί 250 mm το όριο είναι 200 mm)	$h_{cr} = \max\{l_w, h_w/6\}$ αλλά: $h_{cr} \leq \min\{2l_w, h_s\}$, για $n \leq 6$ ορόφους $h_{cr} \geq \min\{2l_w, 2 \cdot h_s\}$, για $n \geq 7$ ορόφους

Σημείωση: h_s είναι το καθαρό ύψος ορόφου σε m και h_w το συνολικό ύψος του τοίχου επίσης σε m.

Πίνακας 2: Περιορισμοί γεωμετρικών διαστάσεων πλαστικών τοιχωμάτων

Για την εξασφάλιση επαρκούς πλαστιμότητας απαιτείται περιορισμός της ανηγμένης αξονικής δύναμης ως εξής:

	EC8		ΕΚΩΣ
	ΚΠΜ	ΚΠΥ	
ανηγμένη αξονική δύναμη $v_d = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$	$\leq 0,40$	$\leq 0,35$	---

Πίνακας 3: Επιτρεπόμενη ανηγμένη αξονική δύναμη πλαστικών τοιχωμάτων

1.1.3 Γεωμετρικά στοιχεία

Ο κορμός των τοιχωμάτων οπλίζεται με κατακόρυφο και οριζόντιο οπλισμό (μορφής εσχάρας, μία στην κάθε όψη) και εγκάρσιους συνδετήρες. Στον ΕΚΩΣ προβλέπεται διαφορετικός οπλισμός εντός κι εκτός κρίσιμων περιοχών, ενώ στους EC2/EC8 δεν δίνονται ξεχωριστές οδηγίες. Υπάρχουν διαφορές στην όπλιση, ωστόσο, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας. Έτσι στον παρακάτω πίνακα δίνουμε τις οδηγίες των EC2/EC8 και τις οδηγίες του ΕΚΩΣ για κρίσιμες περιοχές και σε παρένθεση όπου υπάρχουν διαφορές στον ΕΚΩΣ για όπλιση εκτός κρίσιμων περιοχών ή για τοιχώματα χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας (αυτά που στους EC2/EC8 χαρακτηρίζουμε στοιχεία ΚΠΧ).οπλισμού κορμού τοιχώματος

	EC2/EC8			ΕΚΩΣ
	ΚΠΧ	ΚΠΜ	ΚΠΥ	
Κατακόρυφος Οπλισμός				
Ελάχιστος Οπλισμός $\rho_{v,min}$	0,2%	αν $\varepsilon_c > 0,2\%$ τότε $\rho_v \geq 0,5\%$, αλλιώς 0,2%	αν $\varepsilon_c > 0,2\%$ τότε $\rho_v \geq 0,5\%$, αλλιώς 0,2%	0,25% (0,15%)
Μέγιστος Οπλισμός $\rho_{v,max}$	4,0%	4,0%	4,0%	---
Επιτρεπόμενη Διάμετρος Ράβδων	---	---	$8mm \leq d_{bv} \leq \frac{b_{wo}}{10}$	$10mm \leq d_{bv} \leq \frac{b_{wo}}{10}$
Μέγιστη Απόσταση Ράβδων s_v	$\min \left\{ \begin{matrix} 3b_{wo} \\ 400mm \end{matrix} \right\}$	$\min \left\{ \begin{matrix} 3b_{wo} \\ 400mm \end{matrix} \right\}$	$\min \left\{ \begin{matrix} 25d_{bL} \\ 250mm \end{matrix} \right\}$	200mm (300mm)
Οριζόντιος Οπλισμός				
Ελάχιστος Οπλισμός $\rho_{h,min}$	$\max \left\{ \begin{matrix} 0,25\rho_{v'} \\ 0,1\% \end{matrix} \right\}$	$\max \left\{ \begin{matrix} 0,25\rho_{v'} \\ 0,1\% \end{matrix} \right\}$	0,2%	0,25% (0,15%)
Επιτρεπόμενη Διάμετρος Ράβδων	---	---	$8mm \leq d_{bv} \leq \frac{b_{wo}}{10}$	$8mm \leq d_{bv} \leq \frac{b_{wo}}{10}$
Μέγιστη Απόσταση Ράβδων	400mm	400mm	$\min \left\{ \begin{matrix} 25d_{bL} \\ 250mm \end{matrix} \right\}$	200mm (300mm)
Εγκάρσιος οπλισμός				
Απαιτούμενοι Συνδετήρες	Όταν $\rho_v > 2\%$ τοποθετείται οπλισμός με: $\min \emptyset = \max \{ 6mm, \emptyset_L / 4 \}$ &			4 \emptyset 8/m ² (πάντοτε)

	$\max s_w = \min \{ 20 \varnothing_{L, \min}, \min b_c, 400 \text{mm} \}$ (ακολουθώντας και τις άλλες αντίστοιχες διατάξεις για υποστυλώματα)/4 ράβδοι/m² όταν τοποθετείται ο κύριος οπλισμός στις όψεις του τοιχώματος	
--	---	--

Πίνακας 4: Ποσοστά οπλισμού & αποστάσεις οπλισμού κορμού τοιχώματος

Έτσι, με τους EC2/EC8 εφαρμόζουμε τις διατάξεις του Πίνακα 4, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας του υπό μελέτη στοιχείου για όλο το ύψος του στοιχείου.

1.1.3 Όπλιση περισφιγμένων άκρων

Διαστάσεις Περισφιγμένων Άκρων

Στον πίνακα που ακολουθεί δίνονται οι διαστάσεις των ενισχυμένων άκρων (σε ύψος, σε μήκος) που πρέπει να οπλίζονται σαν υποστυλώματα. Εκτός αυτών τα άκρα του τοιχώματος οπλίζονται όπως και ο κορμός.

	EC2/EC8			ΕΚΩΣ
	ΚΠΧ	ΚΠΜ	ΚΠΥ	
Κατακόρυφη Διεύθυνση (μετράται από τη βάση του τοιχώματος)	όπου $\rho_l > 2\%$	για ύψος h_{cr}	για ύψος h_{cr} , συν ένα ακόμη όροφο όπου τοποθετείται τουλάχιστον ο μισός οπλισμός περισφιγξης της κρίσιμης περιοχής	για ύψος h_{cr}
Οριζόντια Διεύθυνση (μήκος l_c από την ακραία θλιβόμενη ίνα)	όπου $\rho_l > 2\%$	$\max \left\{ \begin{array}{l} 0, 15l_w, \\ 1, 50b_w, \\ \text{μήκος} \\ \text{όπου} \\ \varepsilon_c \geq 0, 35\% \end{array} \right\}$	$\max \left\{ \begin{array}{l} 0, 15l_w, \\ 1, 50b_w, \\ \text{μήκος} \\ \text{όπου} \\ \varepsilon_c \geq 0, 35\% \end{array} \right\}$	$\max \left\{ \begin{array}{l} 0, 15l_w, \\ 1, 50b_w, \\ \text{μήκος} \\ \text{όπου} \\ \varepsilon_c \geq 0, 20\% \end{array} \right\}$
Ελάχιστο Πάχος Περισφιγμένων Άκρων b_w	---	$\max \{ 200\text{mm}, h_s / 15 \}$ αν $l_c \leq \max \{ 2b_w, 0, 2l_w \}$ $\max \{ 200\text{mm}, h_s / 10 \}$ αν $l_c \geq \max \{ 2b_w, 0, 2l_w \}$	$\max \{ 200\text{mm}, h_s / 15 \}$ αν $l_c \leq \max \{ 2b_w, 0, 2l_w \}$ $\max \{ 200\text{mm}, h_s / 10 \}$ αν $l_c \geq \max \{ 2b_w, 0, 2l_w \}$	250mm

Πίνακας 5: Διαστάσεις περισφιγμένων άκρων

Οπλισμός

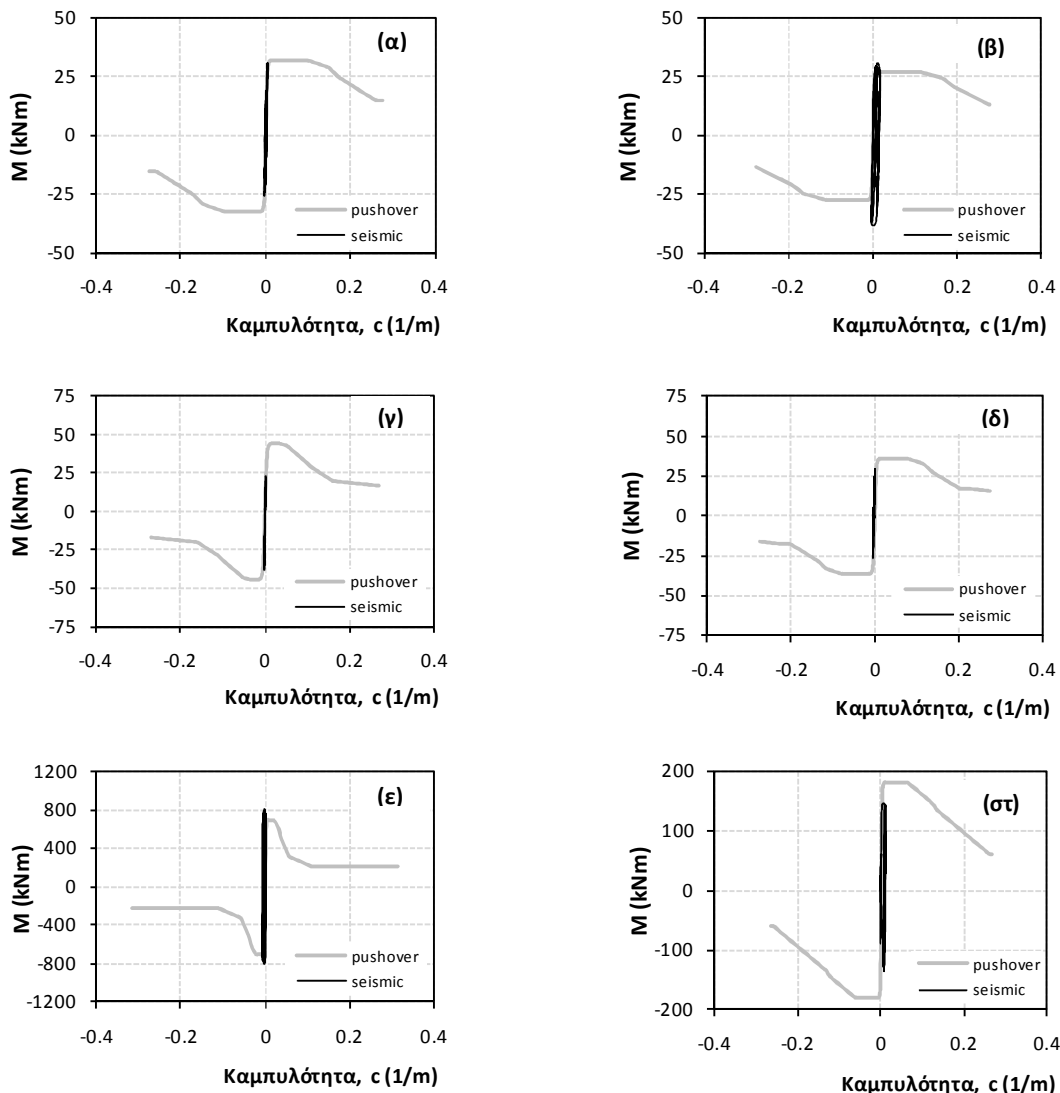
Στον Πίνακα 6 δίνονται οι απαιτήσεις για το διαμήκη και τον εγκάρσιο οπλισμό των ενισχυμένων άκρων στις κρίσιμες περιοχές των τοιχωμάτων (οι οποίες καθορίστηκαν στον Πίνακα 5).

	EC2/EC8			ΕΚΩΣ
	ΚΠΧ	ΚΠΜ	ΚΠΥ	
Διαμήκης Όπλισμός				
Ελάχιστος Όπλισμός $\rho_{v,min}$	0,2%	0,5%	0,5%	1,0%
Μέγιστος Όπλισμός $\rho_{v,max}$	4,0%	4,0%	4,0%	4,0%
Εγκάρσιος Όπλισμός				
Επιτρεπόμενη Διάμετρος Ράβδων	$\max \left\{ 6\text{mm}, \frac{\varnothing_L}{4} \right\}$	6mm	$0,4 \cdot \varnothing_{L,max} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydw}}}$	$\max \left\{ 8\text{mm}, \frac{\varnothing_L}{3} \right\}$
Μέγιστη Απόσταση Συνδετήρων s_w	$\min \left\{ 20 \varnothing_{L,min}, \min b_c, 400\text{mm} \right\}$	$\max \left\{ \frac{b_o}{2}, 175\text{mm}, 8\varnothing_{L,min} \right\}$	$\min \left\{ \frac{b_o}{3}, 125\text{mm}, 6\varnothing_{L,min} \right\}$	$\min \left\{ 8 \varnothing_{L,min}, 0,50b_c, 100\text{mm} \right\}$
Απαιτήσεις για Περίσφιγξη	---	$\alpha \cdot \omega_{wd} + 0,035 \geq$ $\geq 30 \cdot \mu_\varphi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o}$ όπου: $\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd}$ και $\omega_{wd} \geq 0,08 \ \& \ \omega_{wd} \geq 0,12$ Για ΚΠΜ & ΚΠΥ αντίστοιχα		ισχύει ό,τι και στα υποστυλώματα

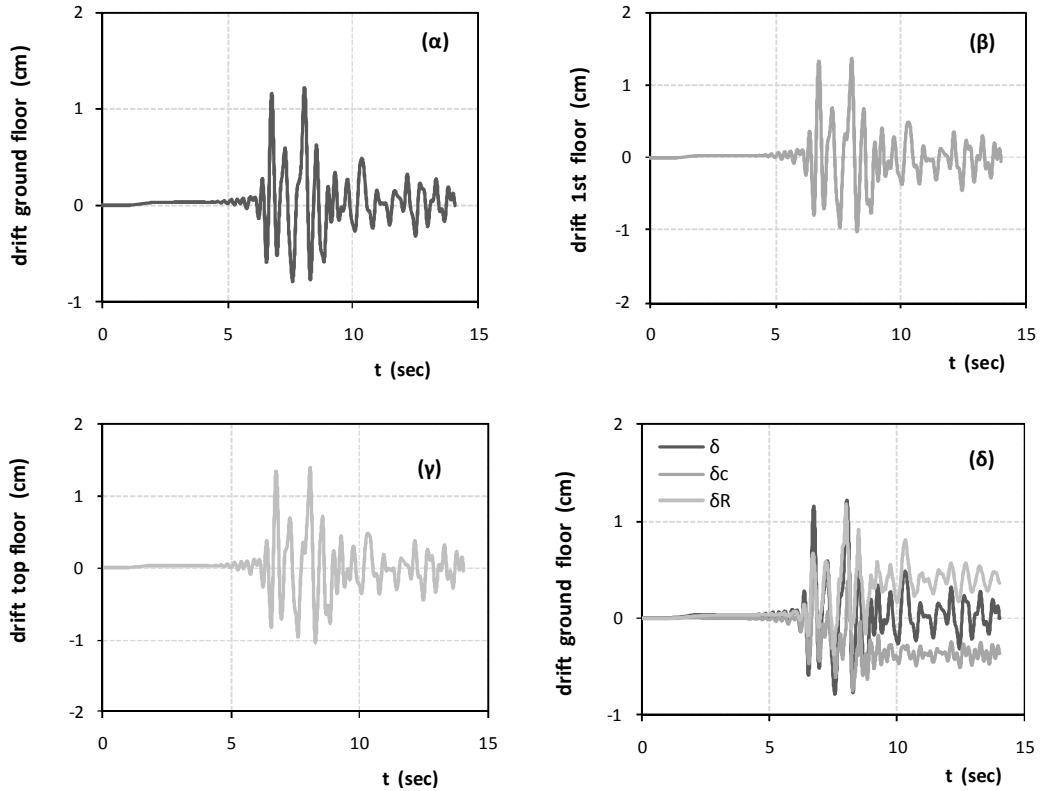
Πίνακας 6: Ποσοστά όπλισμού & αποστάσεις όπλισμού περισιγμένων άκρων

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

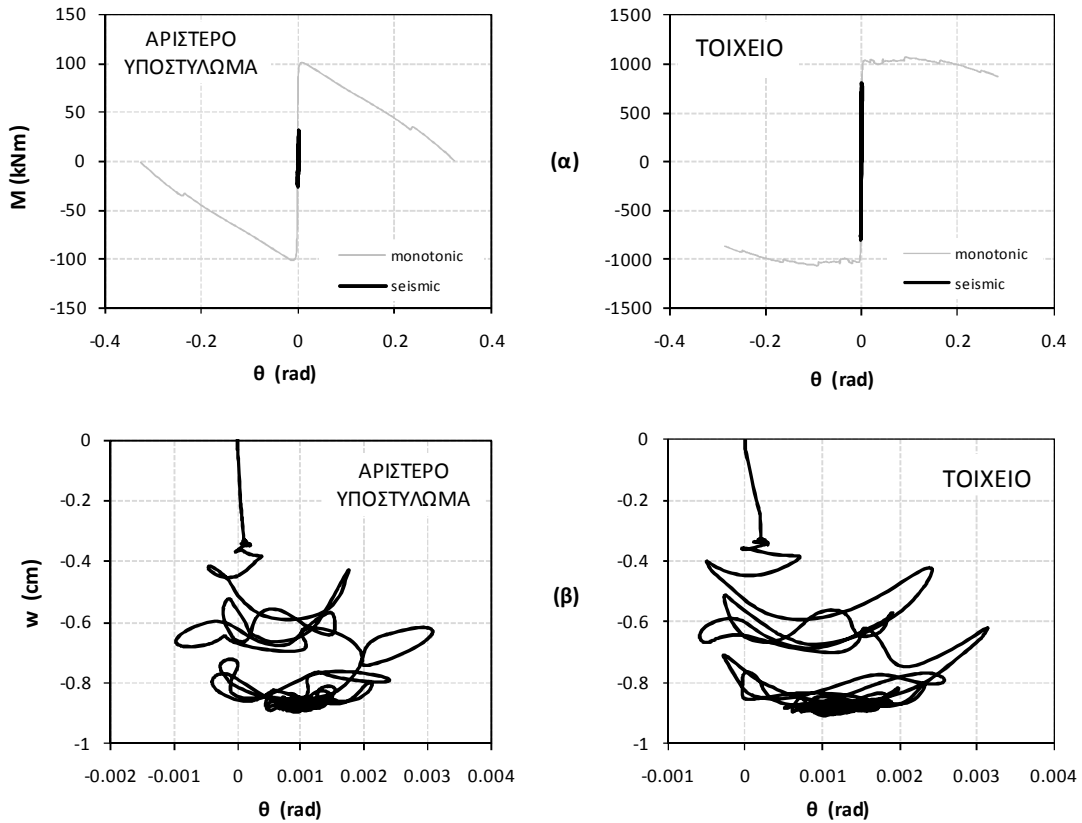
ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΟΥ ΓΙΑ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ

Σεισμική διέγερση ΚαλαμάταςΣυμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

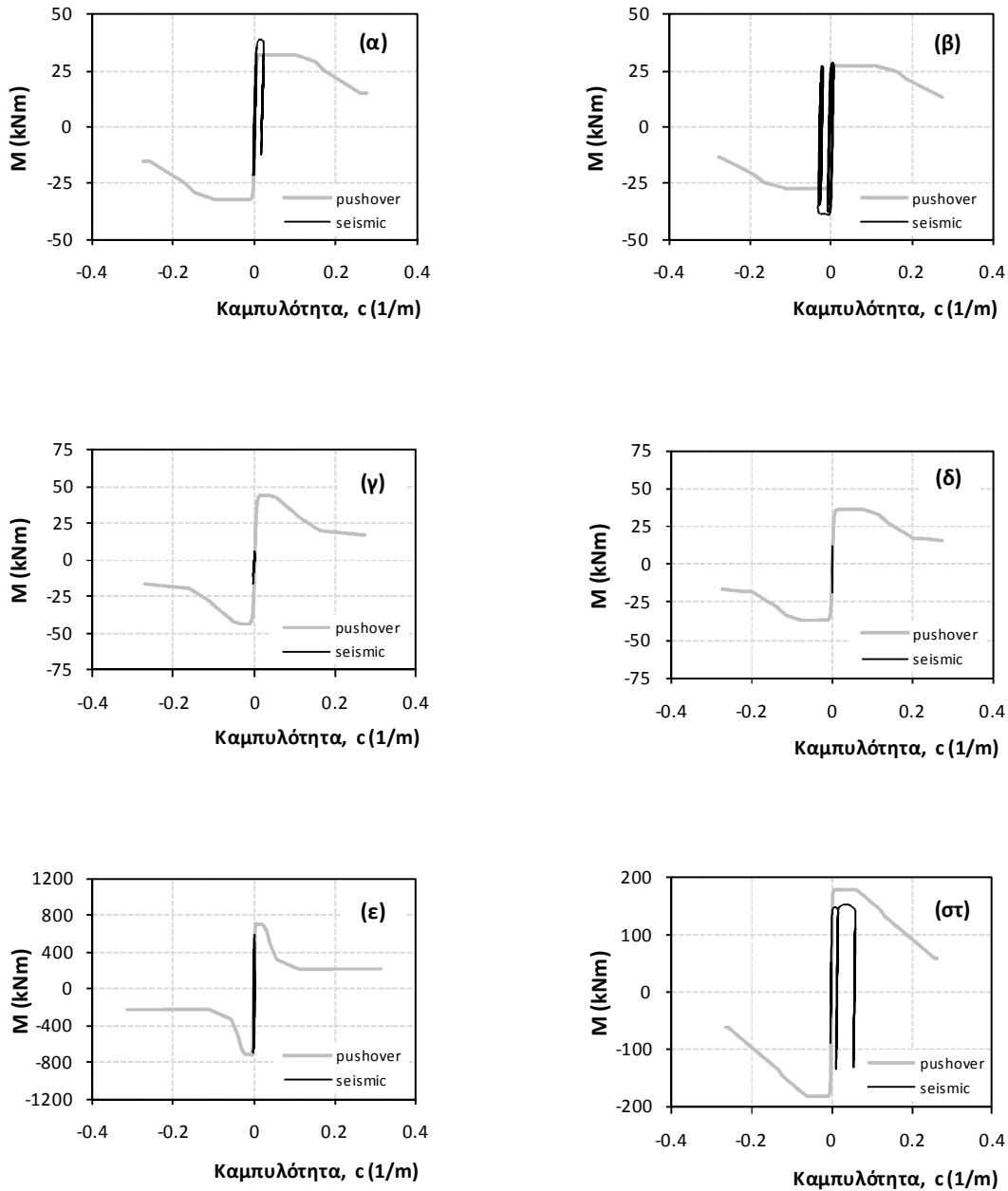
Σχήμα 1: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση της Καλαμάτας (1986).



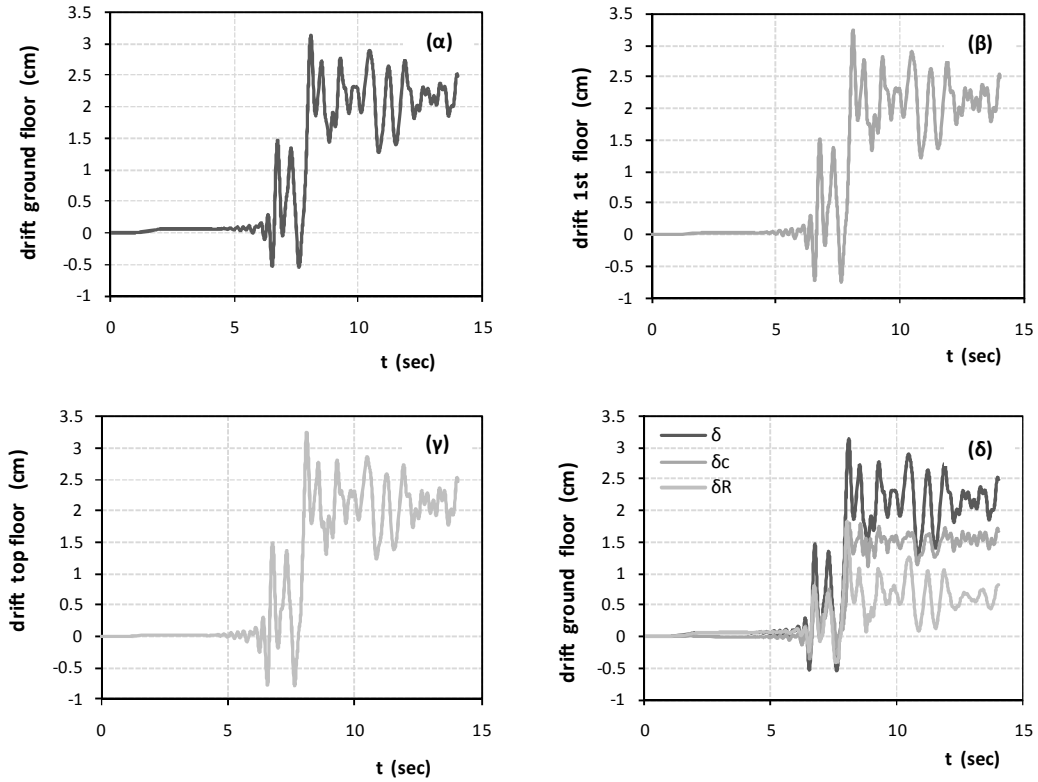
Σχήμα 2: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση της Καλαμάτας (1986).



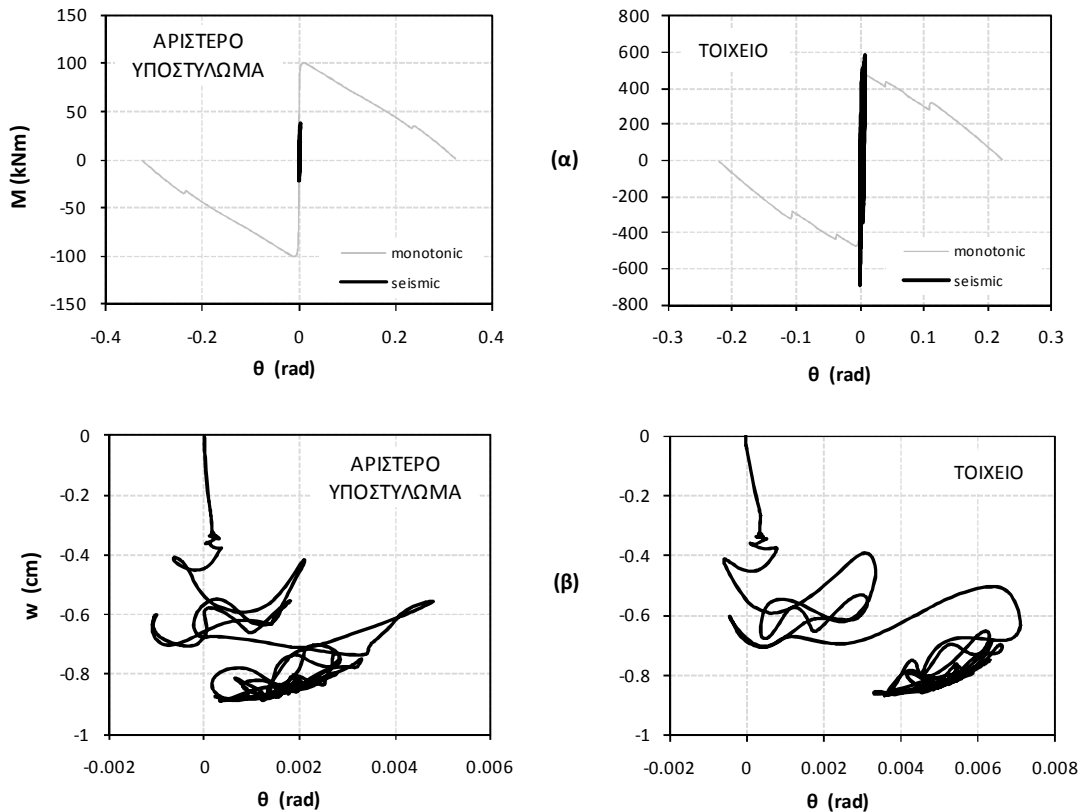
Σχήμα 3: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση της Καλαμάτας (1986).

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

Σχήμα 4: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση της Καλαμάτας (1986).

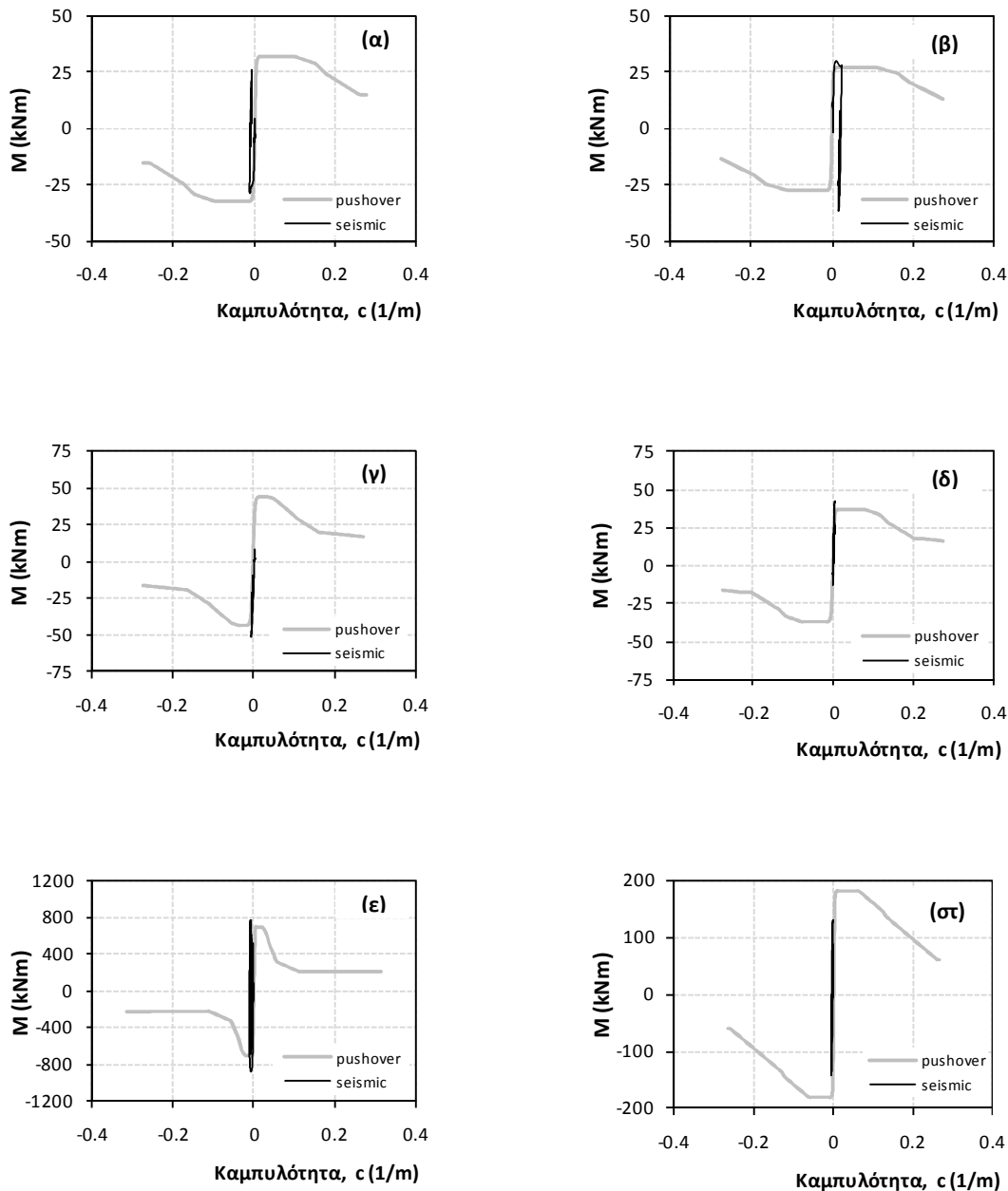


Σχήμα 5: Χρονιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισογείου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση της Καλαμάτας (1986).

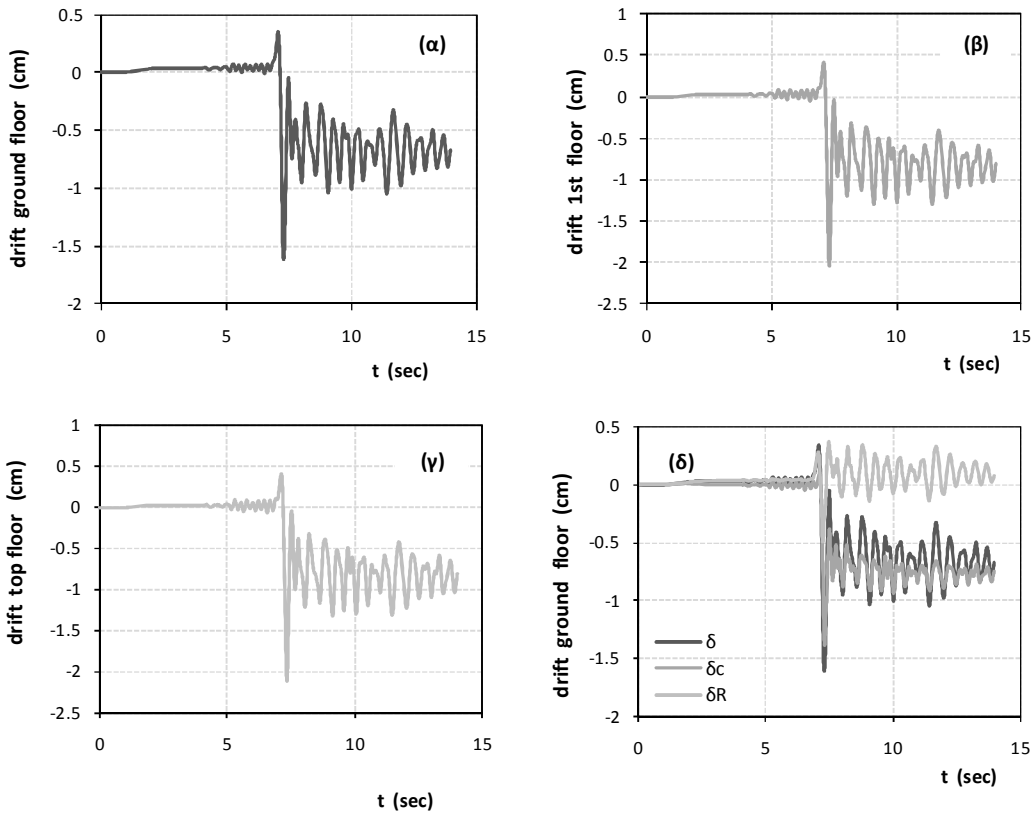


Σχήμα 6: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση της Καλαμάτας (1986).

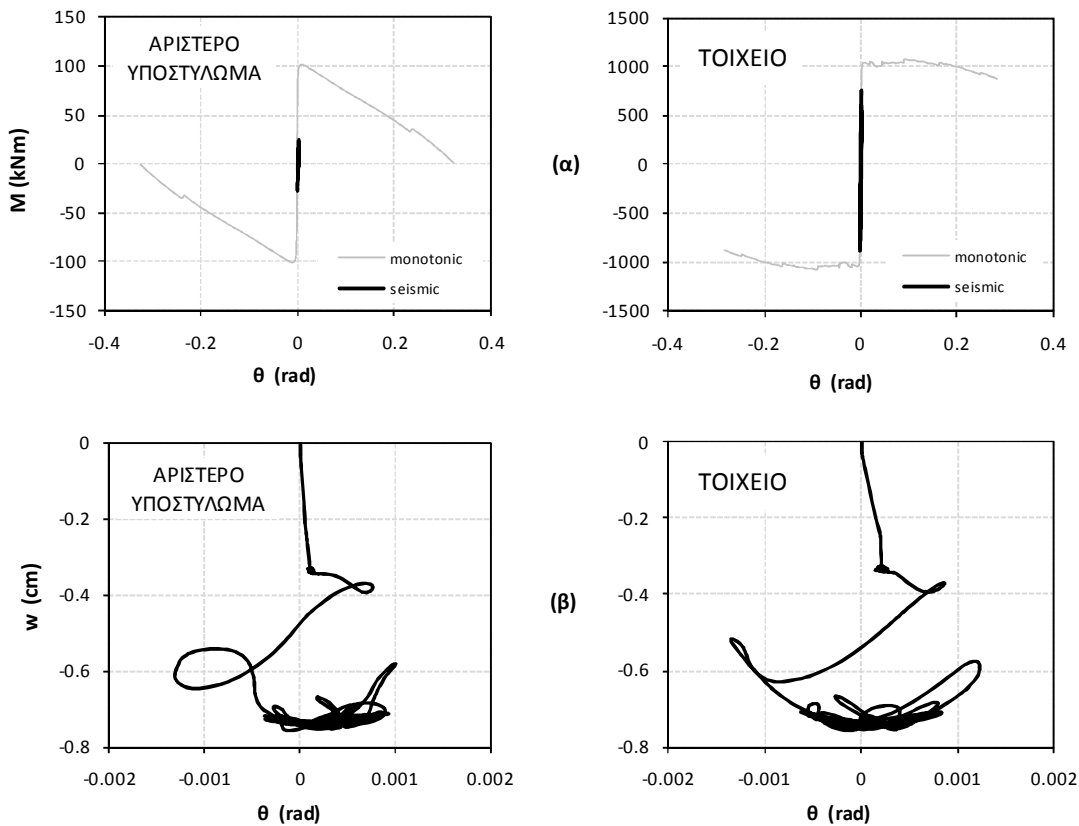
Σεισμική διέγερση Πύργου

Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00m$ 

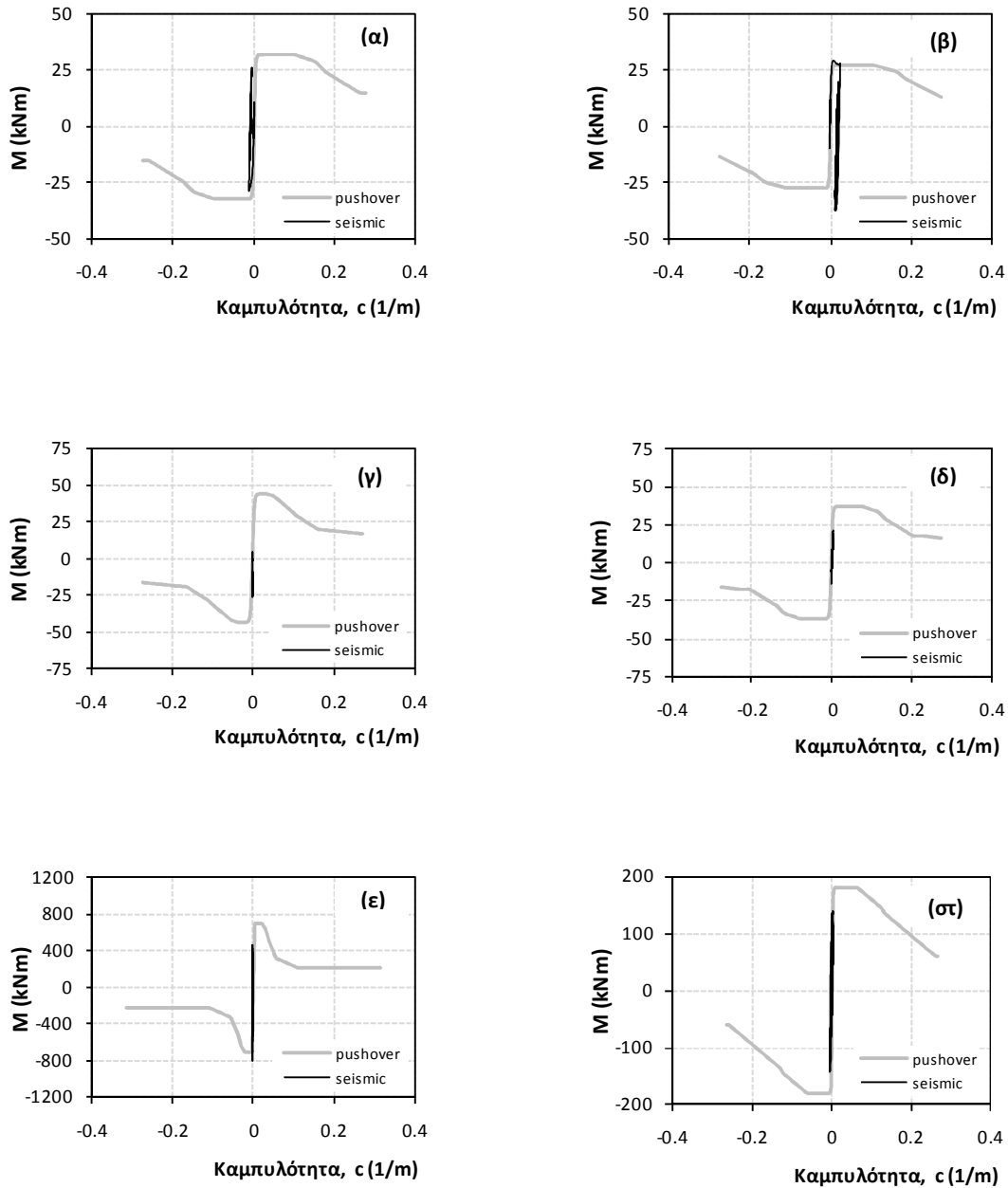
Σχήμα 7: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση του Πύργου(1993).



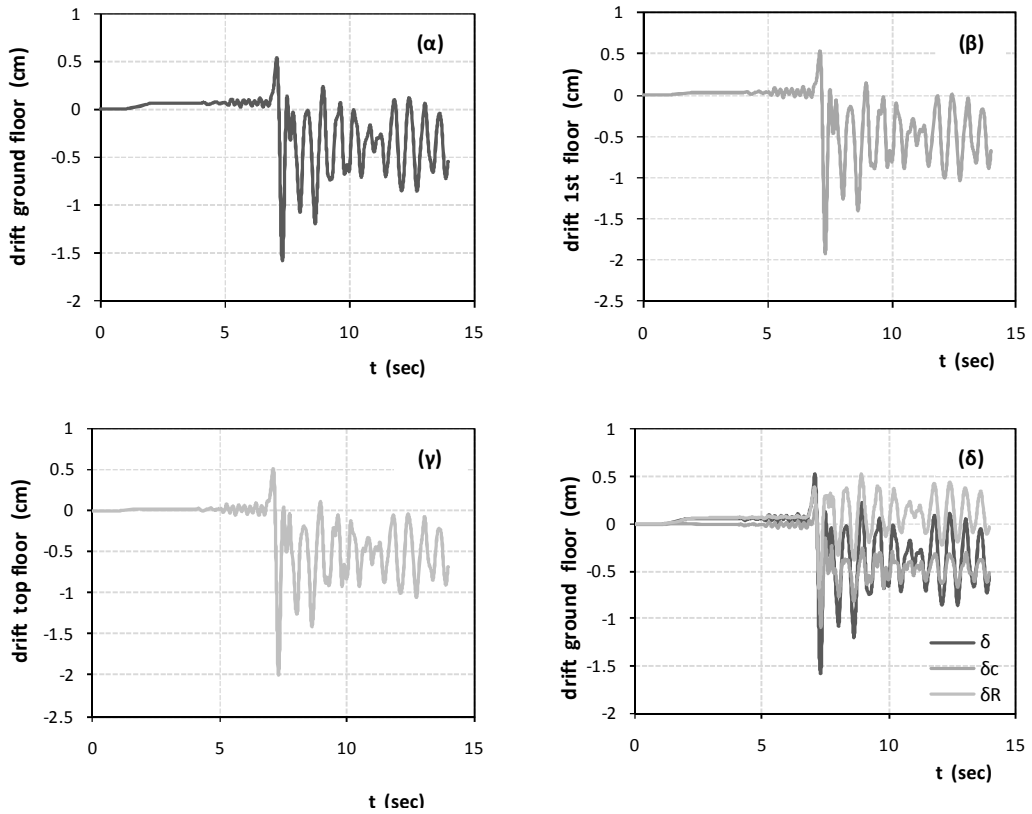
Σχήμα 8: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση του Πύργου(1993).



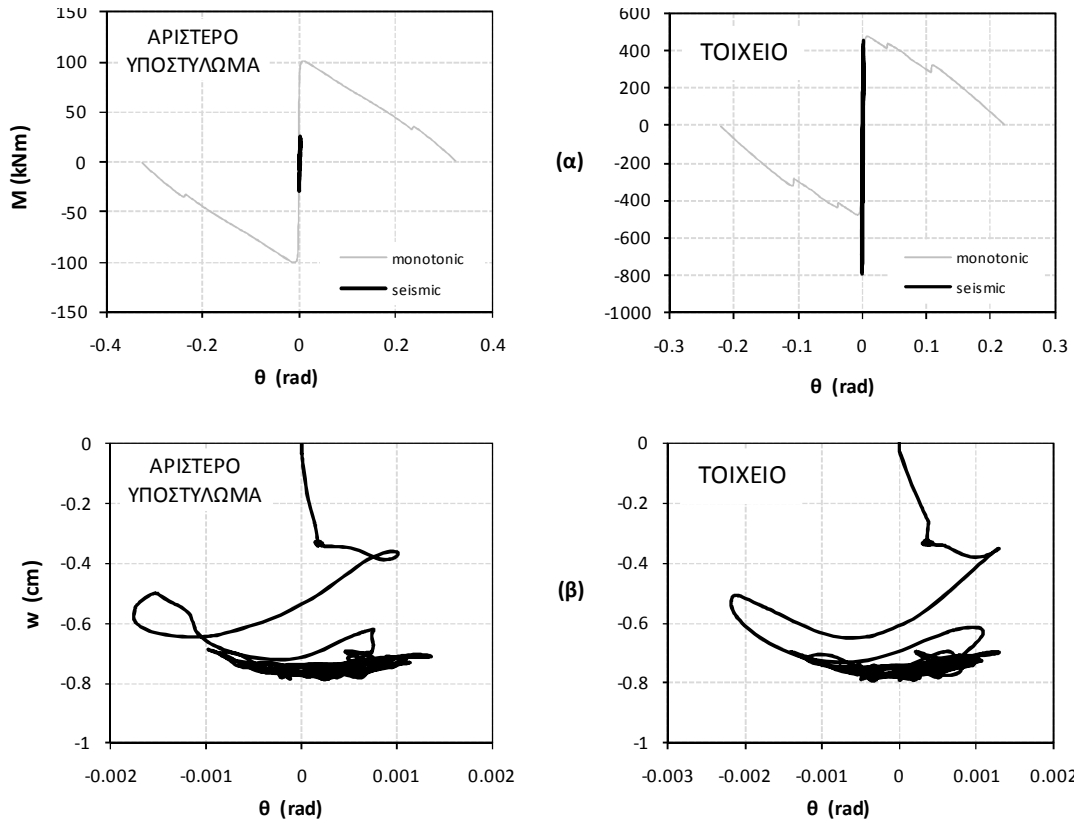
Σχήμα 9: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση του Πύργου(1993).

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

Σχήμα 10: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση του Πύργου(1993).



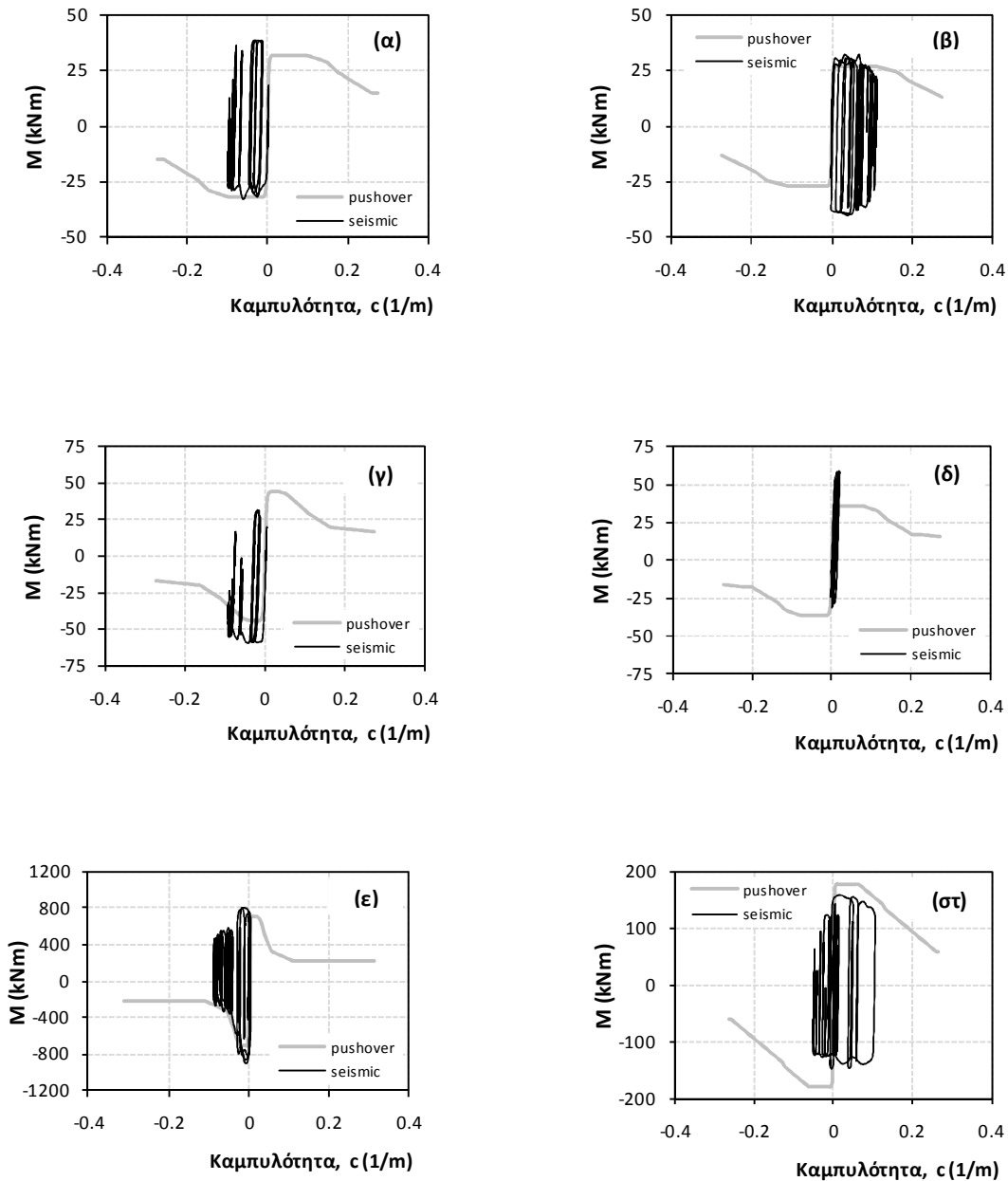
Σχήμα 11: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση του Πύργου(1993).



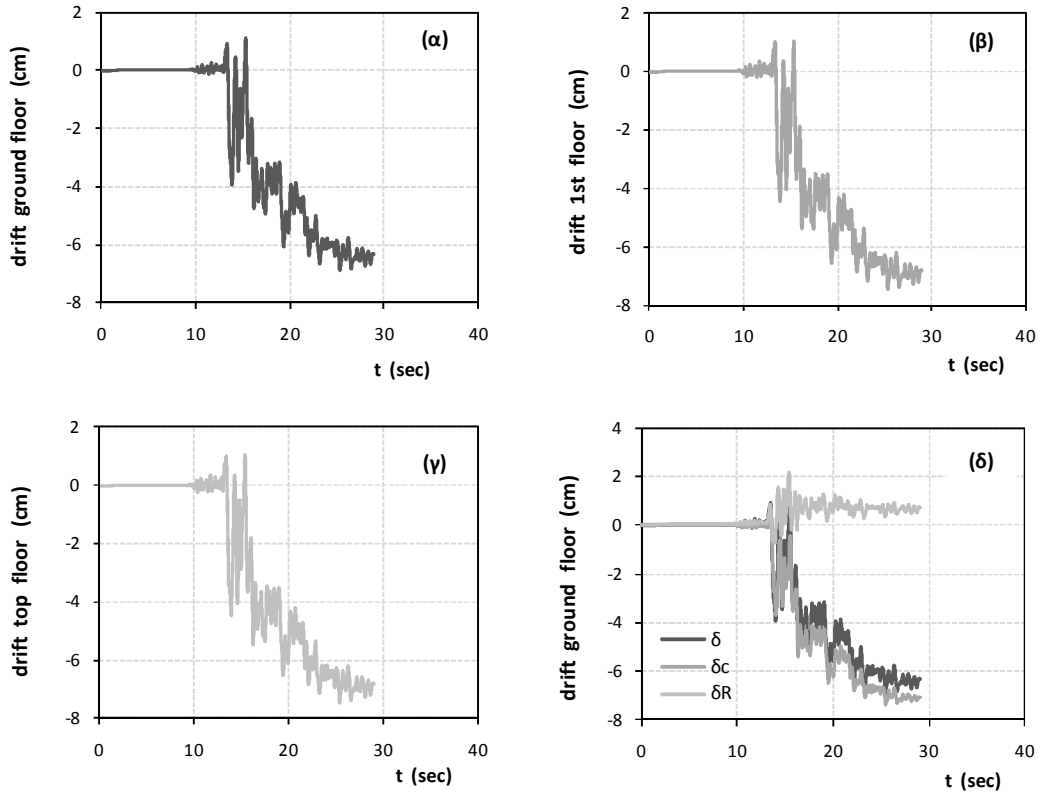
Σχήμα 12: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση του Πύργου(1993).

Σεισμική διέγερση Duzce-bolu 000

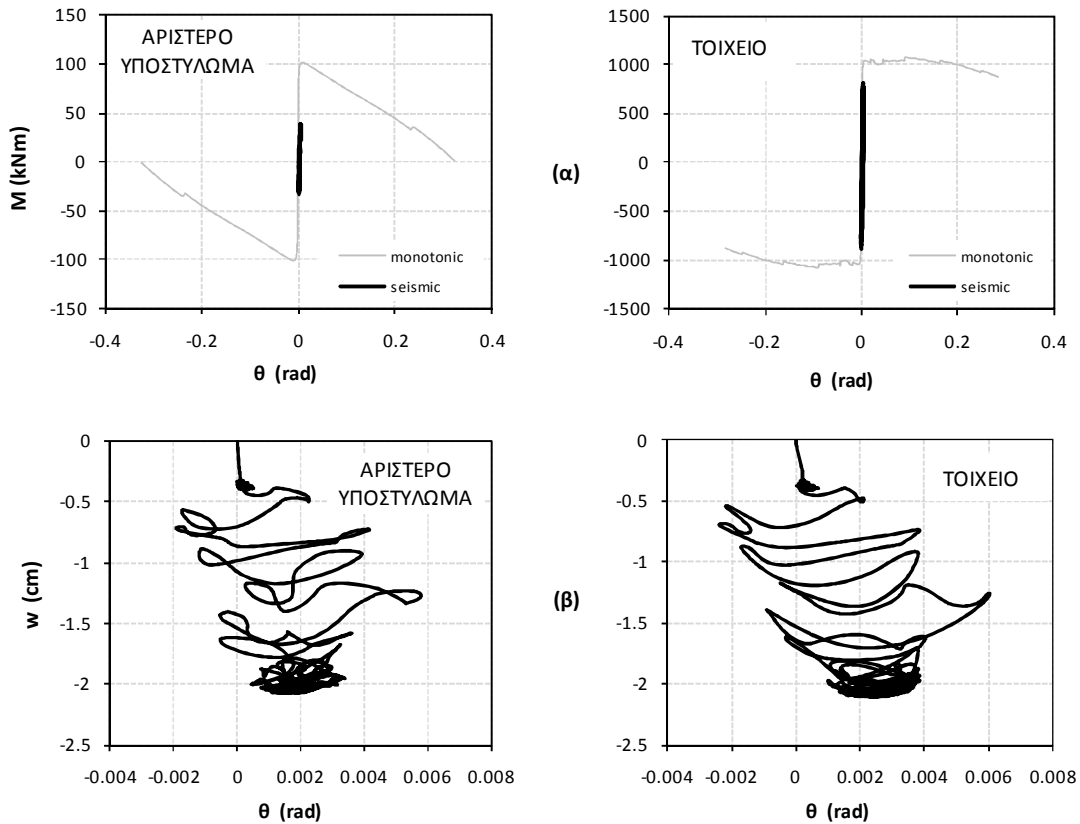
Συμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m



Σχήμα 13: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_000.

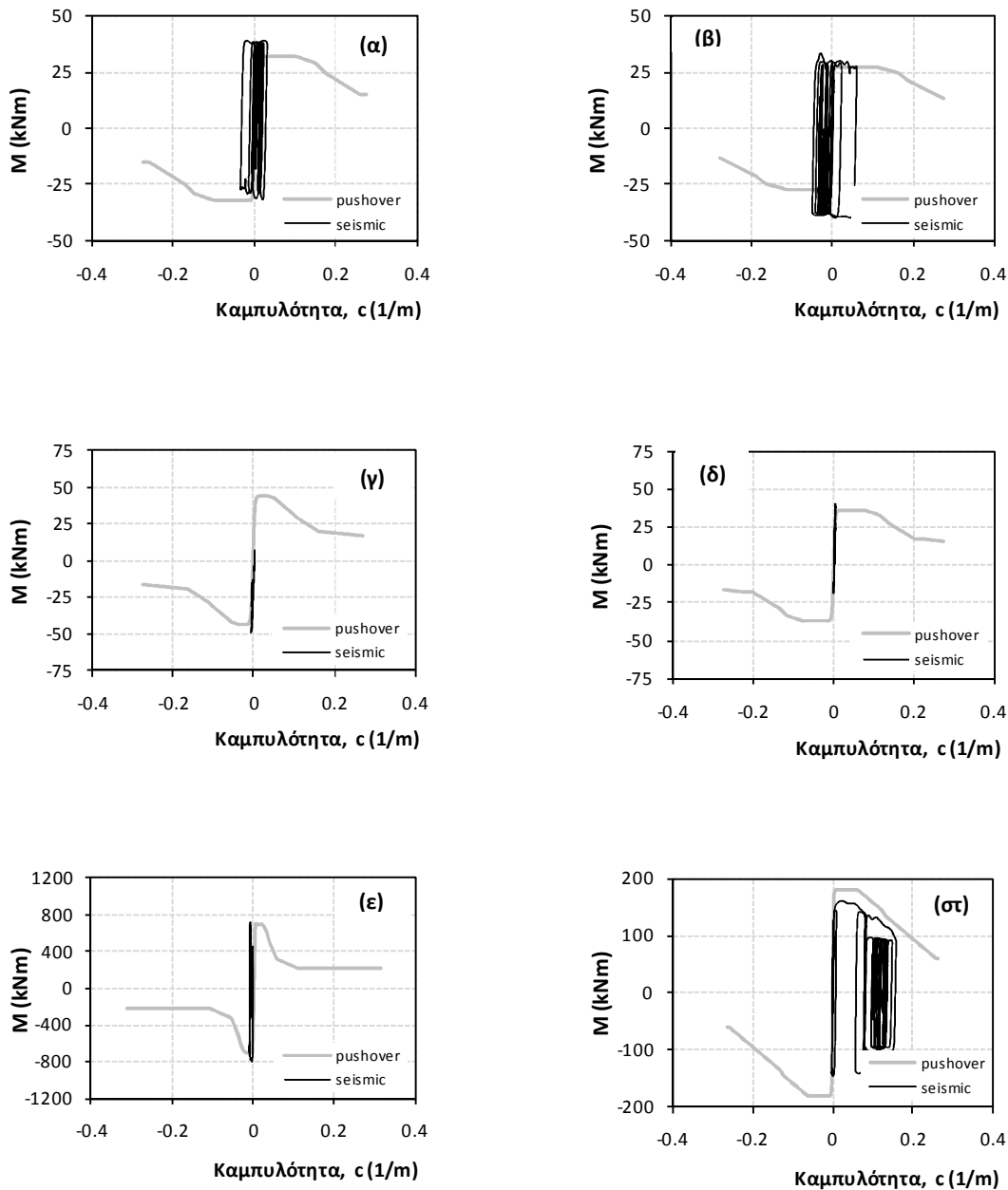


Σχήμα 20: Χρονιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_000.

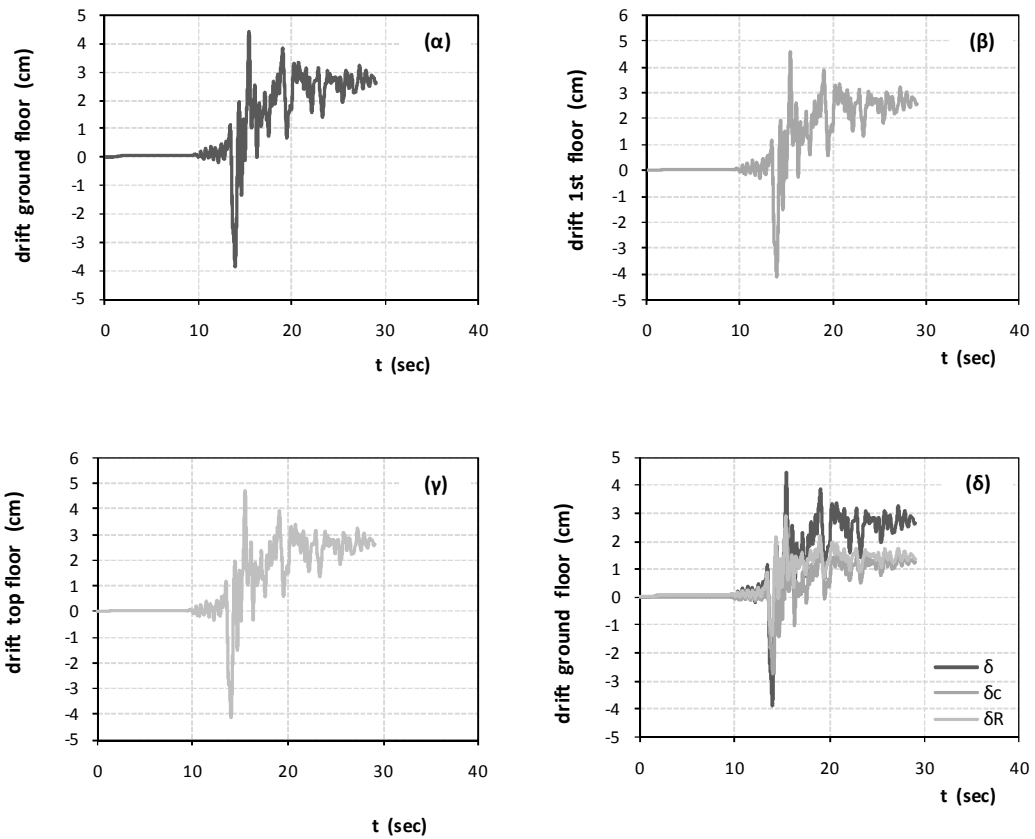


Σχήμα 15: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_000.

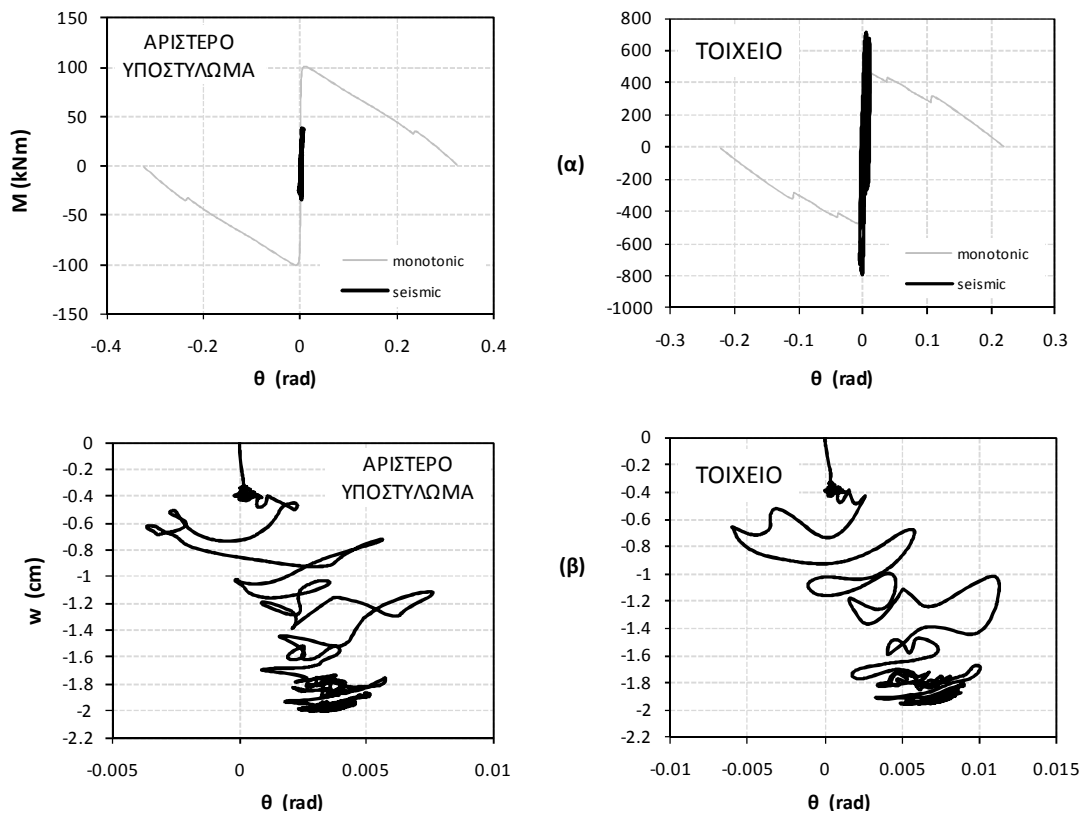
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$



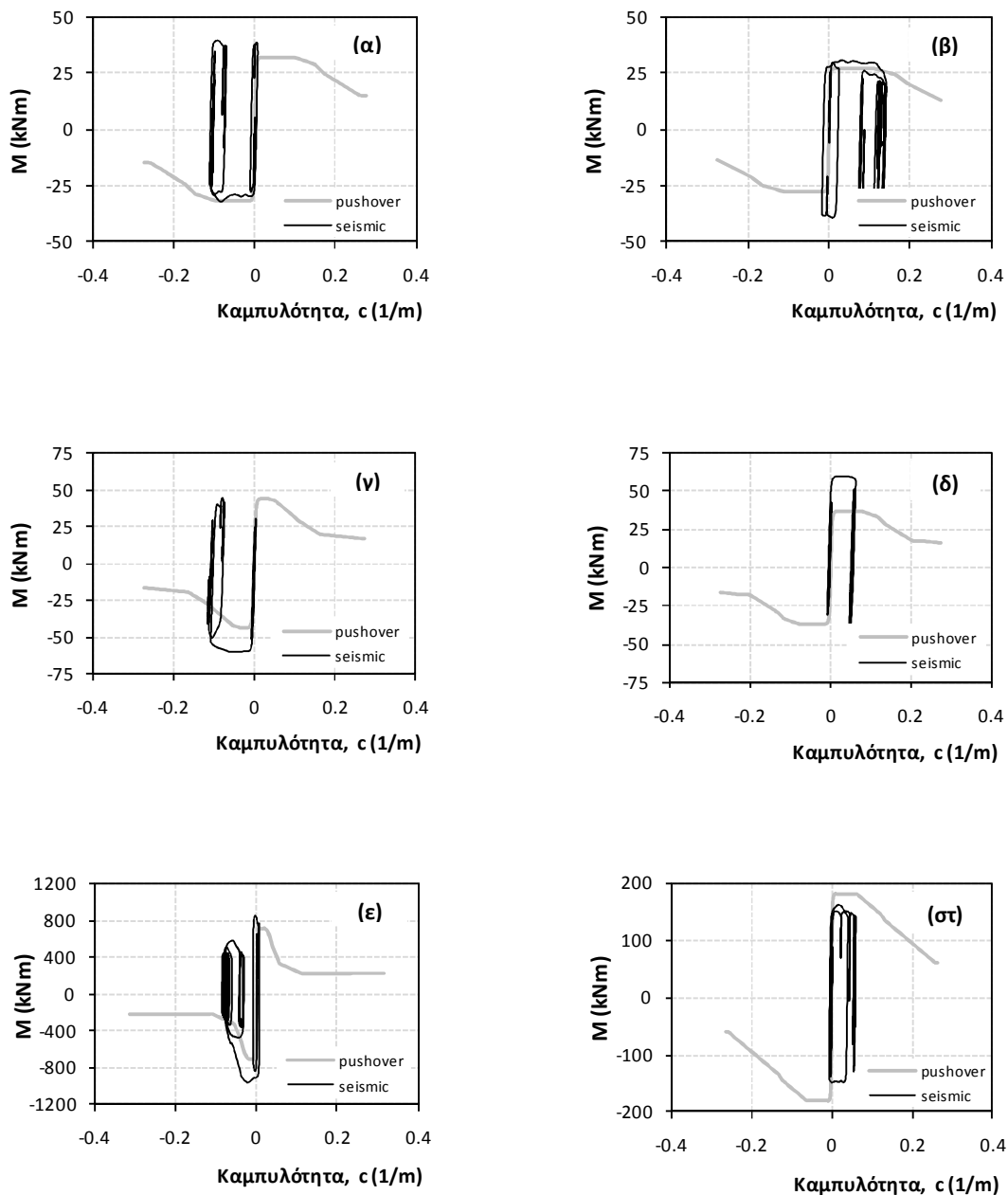
Σχήμα 16: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση *Duzce-bolu_000*.



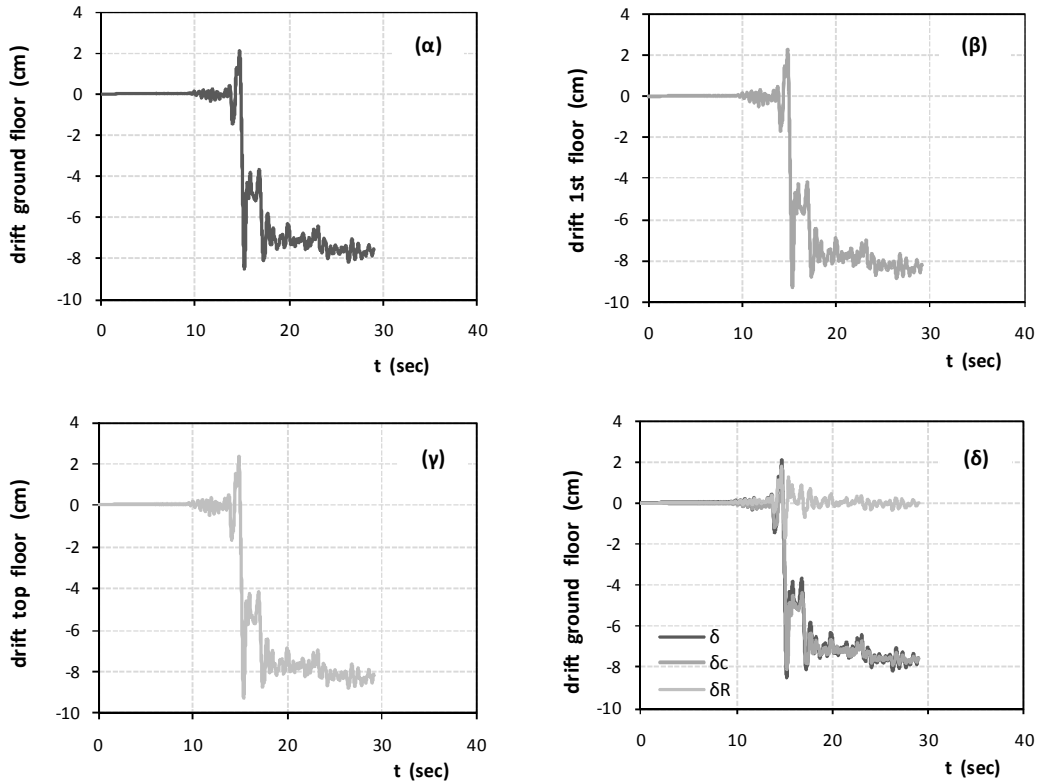
Σχήμα 17: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση *Duzce-bolu_000*.



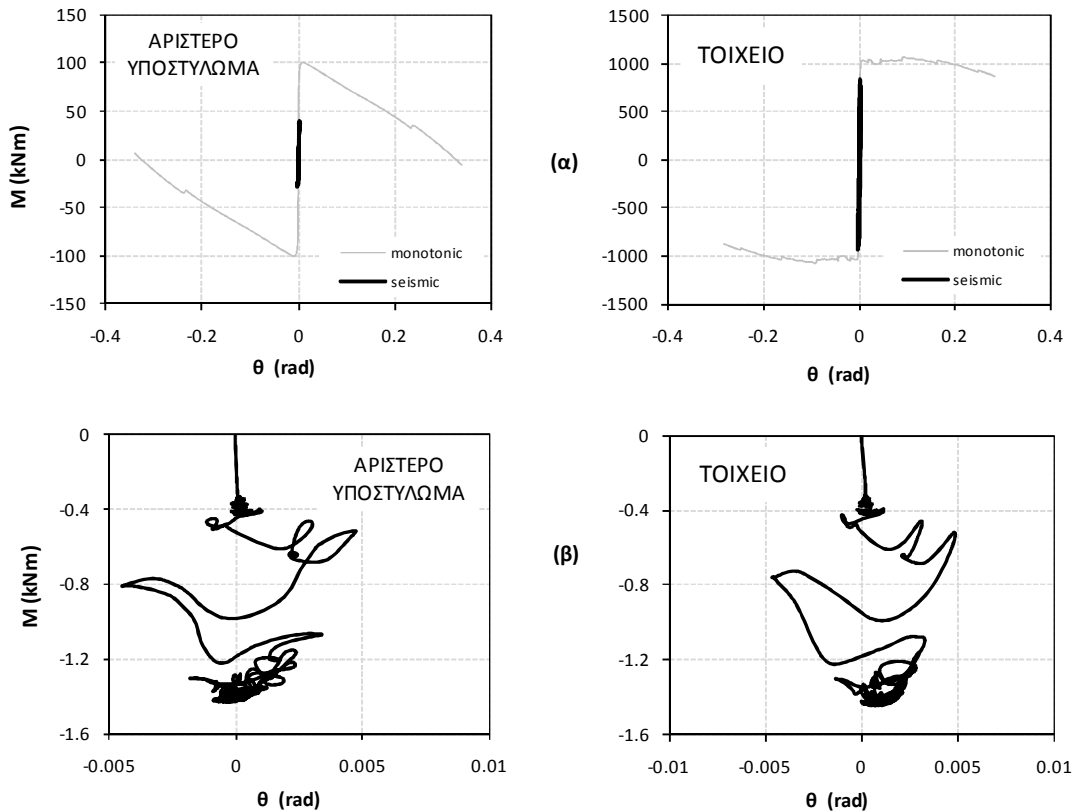
Σχήμα 18: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καδίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση *Duzce-bolu_000*.

Σεισμική διέγερση Duzce-bolu_090Συμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

Σχήμα 19: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_090.

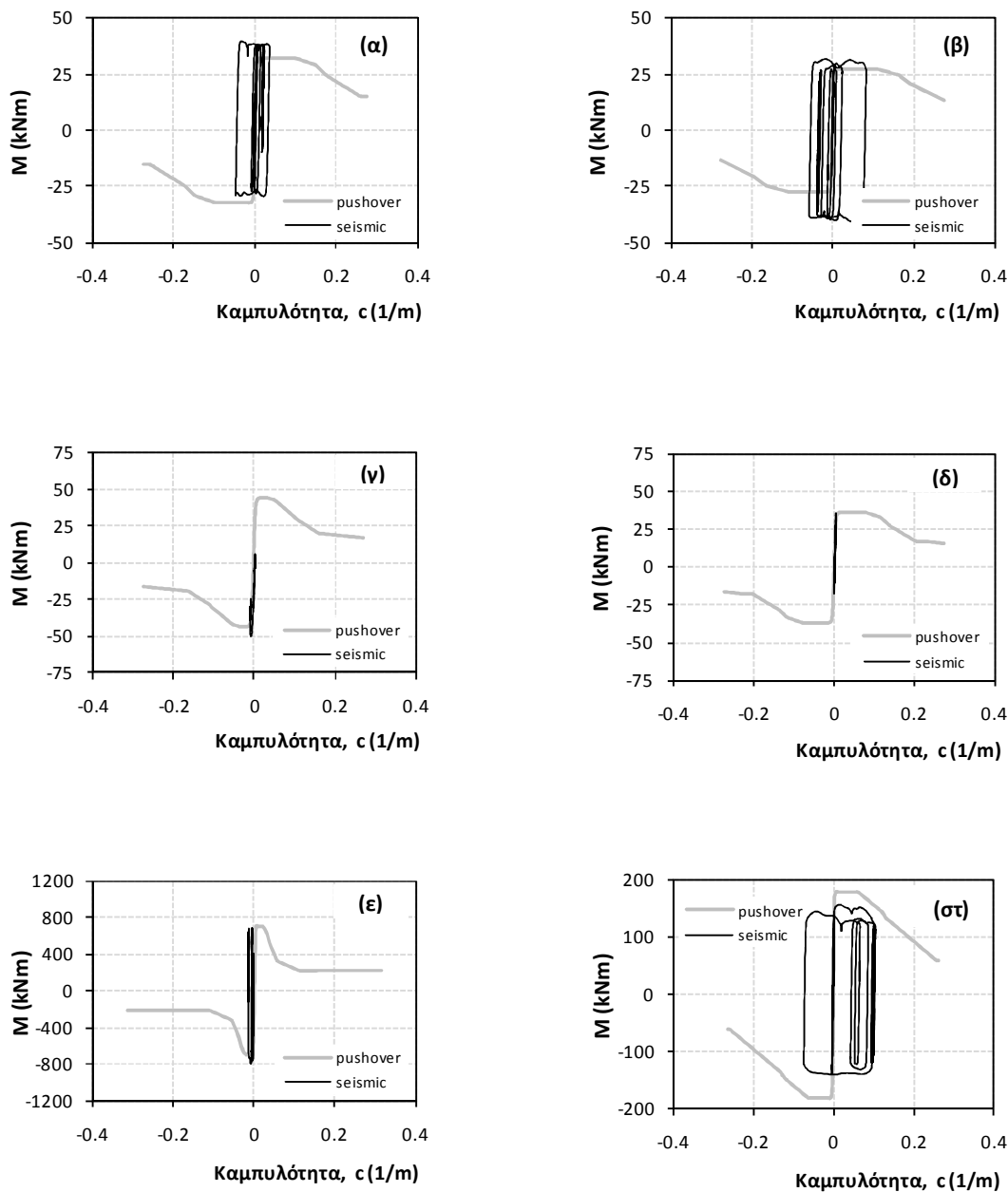


Σχήμα 20: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση *Duzce-bolu_090*.

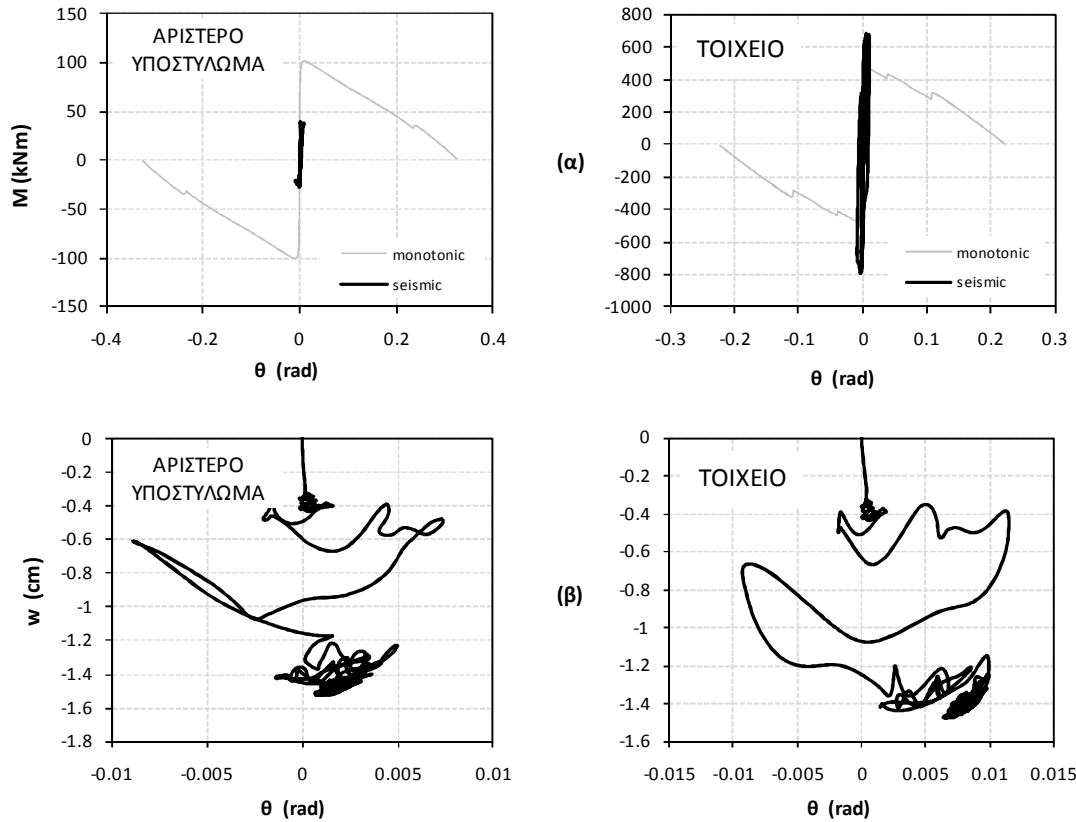


Σχήμα 21: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση *Duzce-bolu_090*.

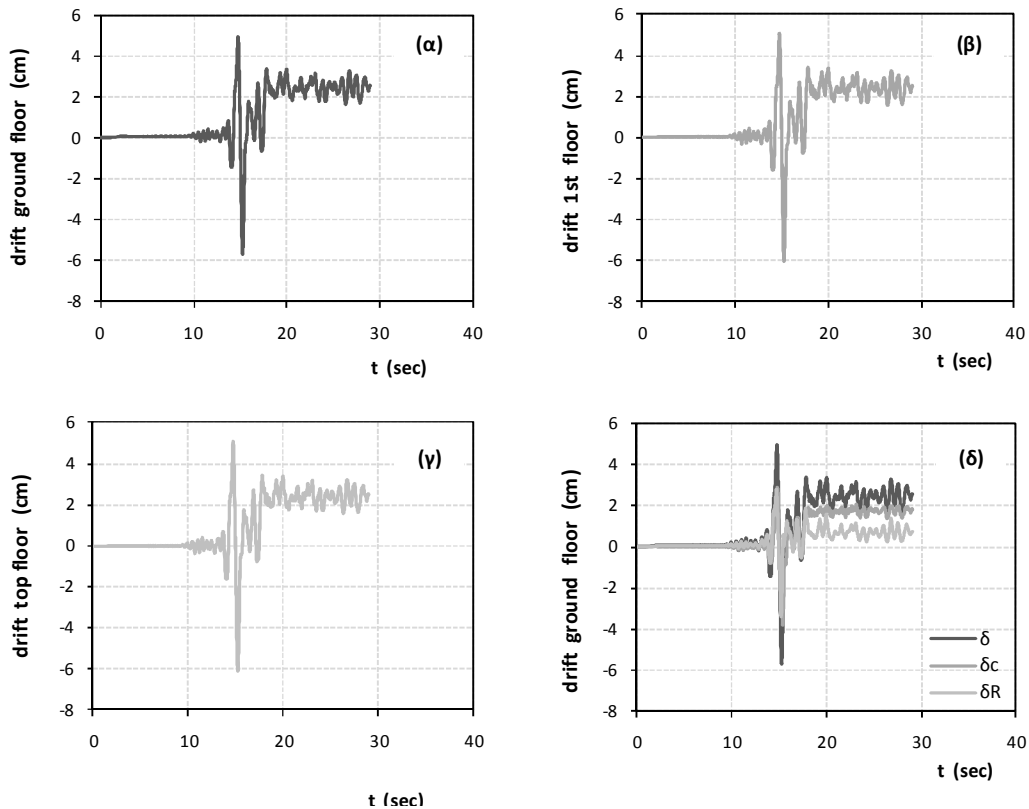
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$



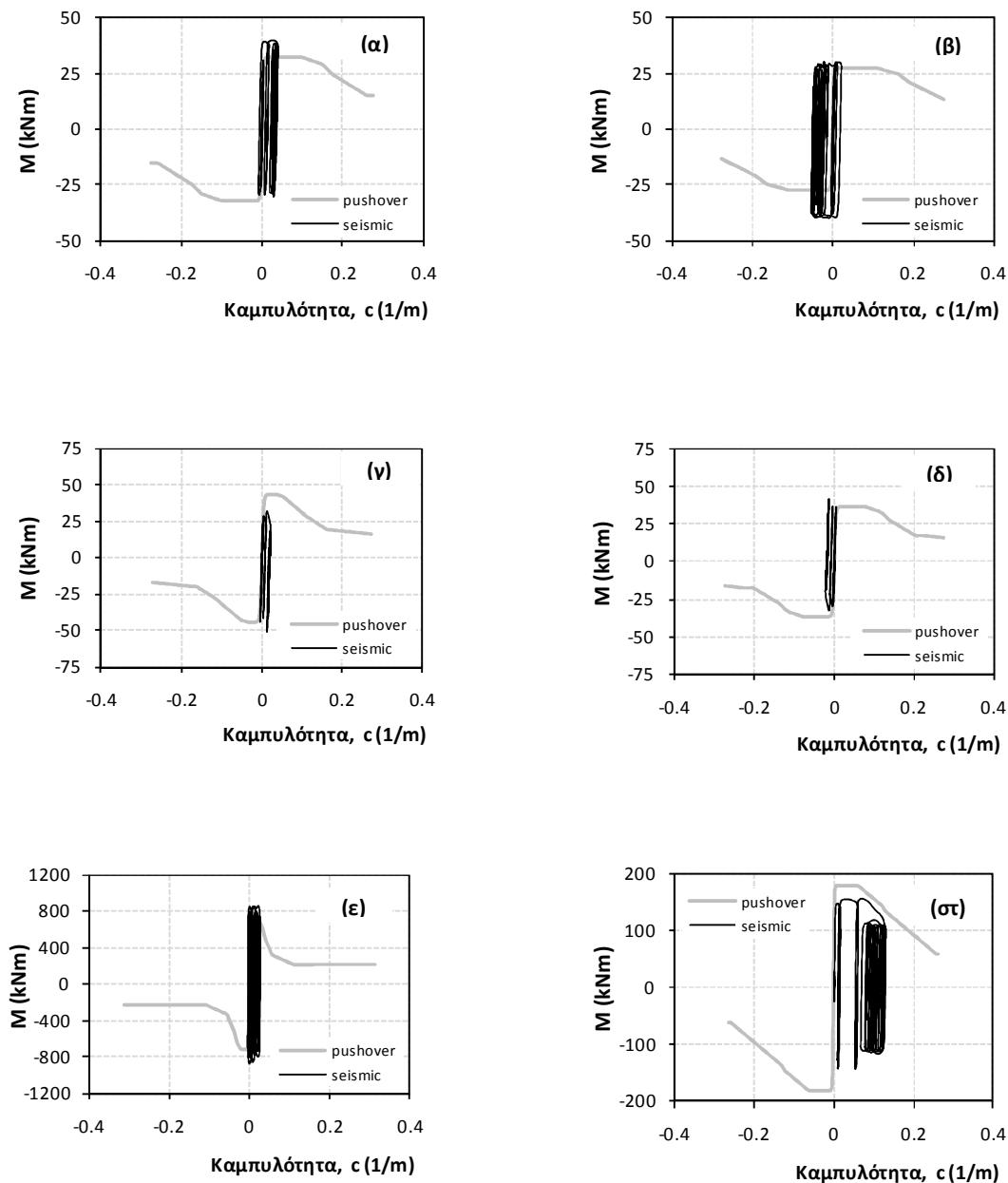
Σχήμα 22: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση *Duzce-bolu_090*.



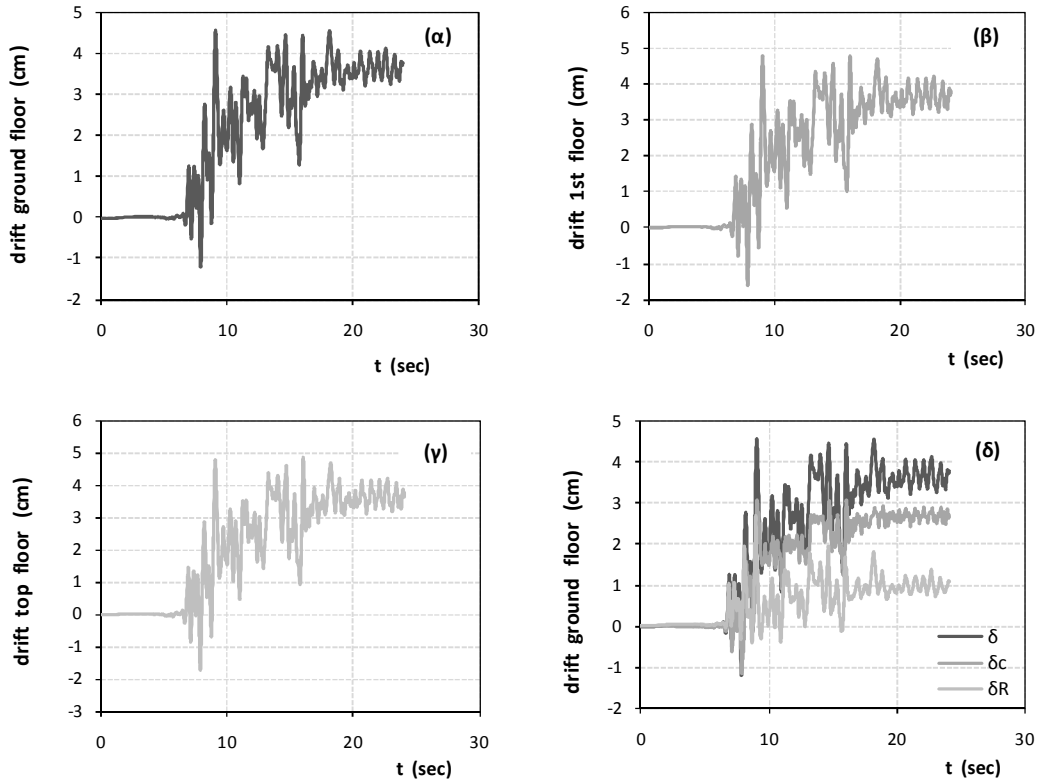
Σχήμα 23: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_090.



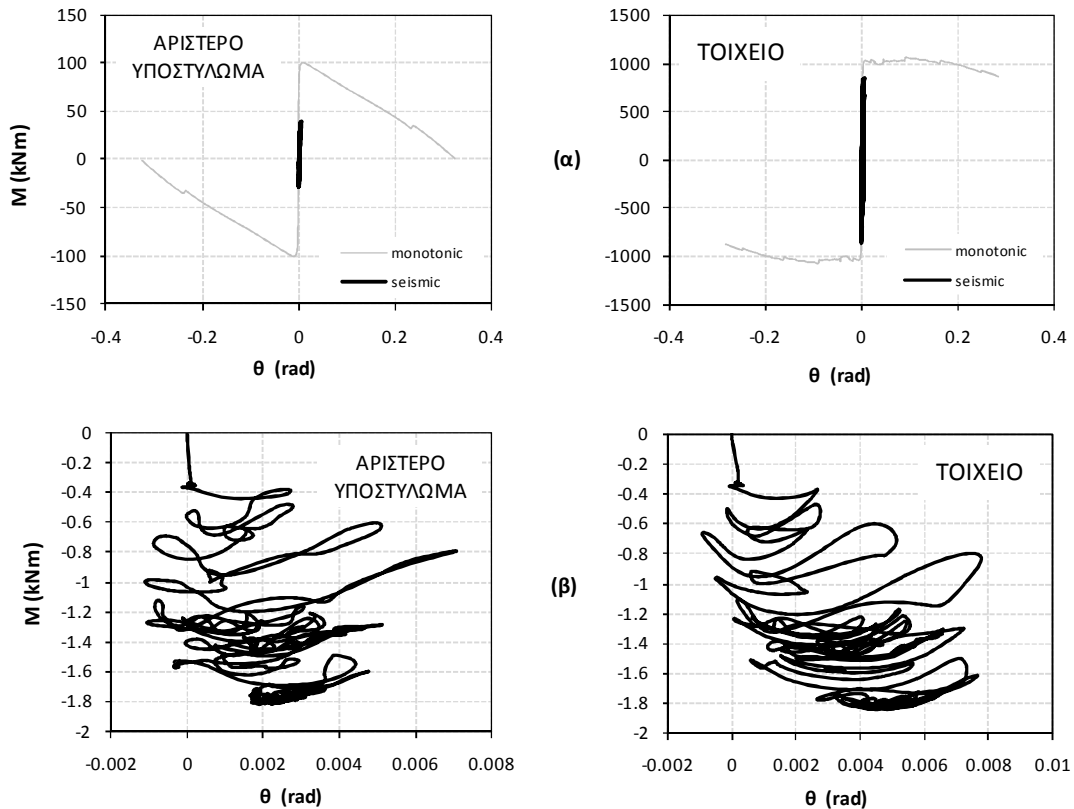
Σχήμα 24: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_090.

Σεισμική διέγερση Duzce-bolu 180Συμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

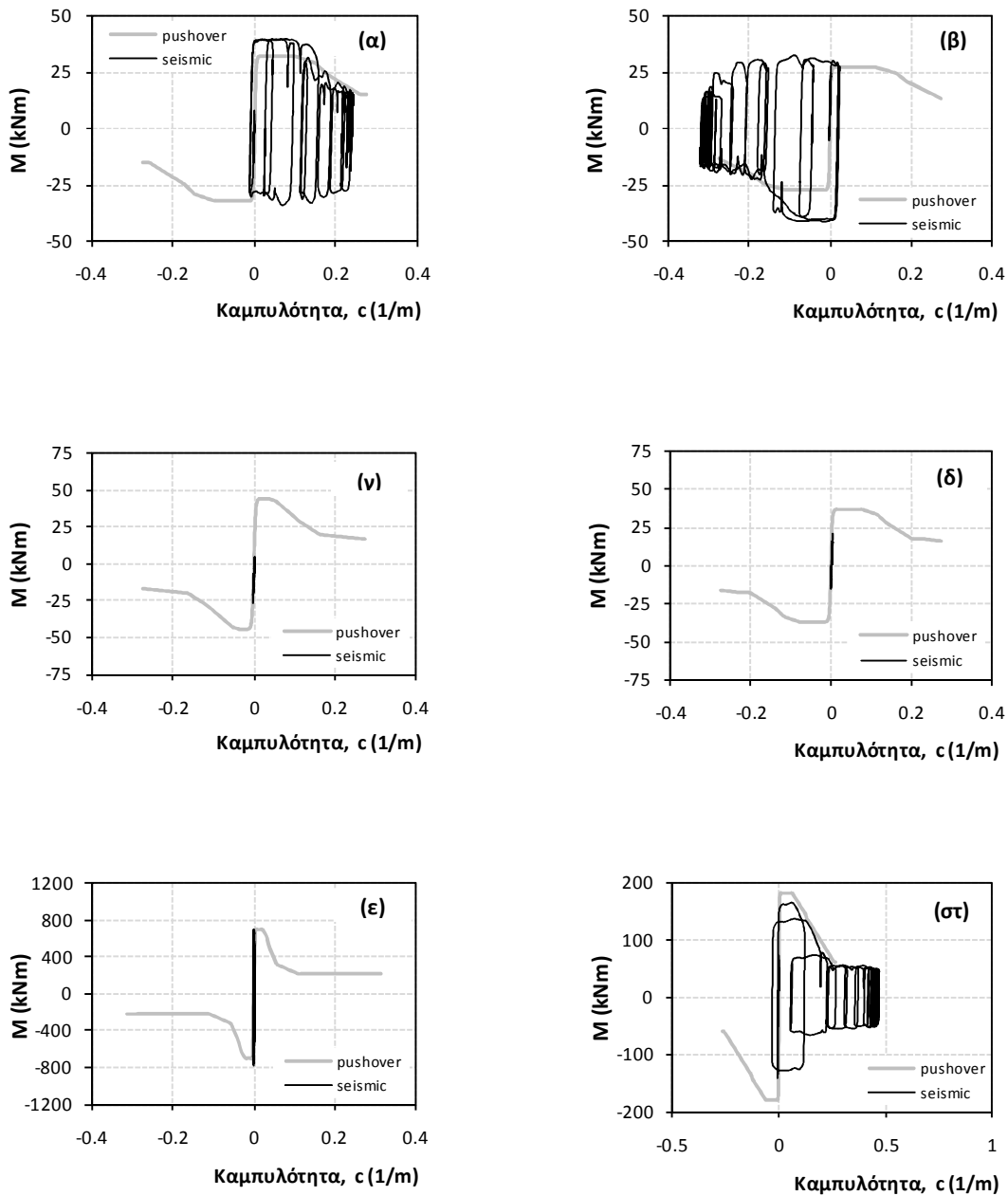
Σχήμα 25: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_180.



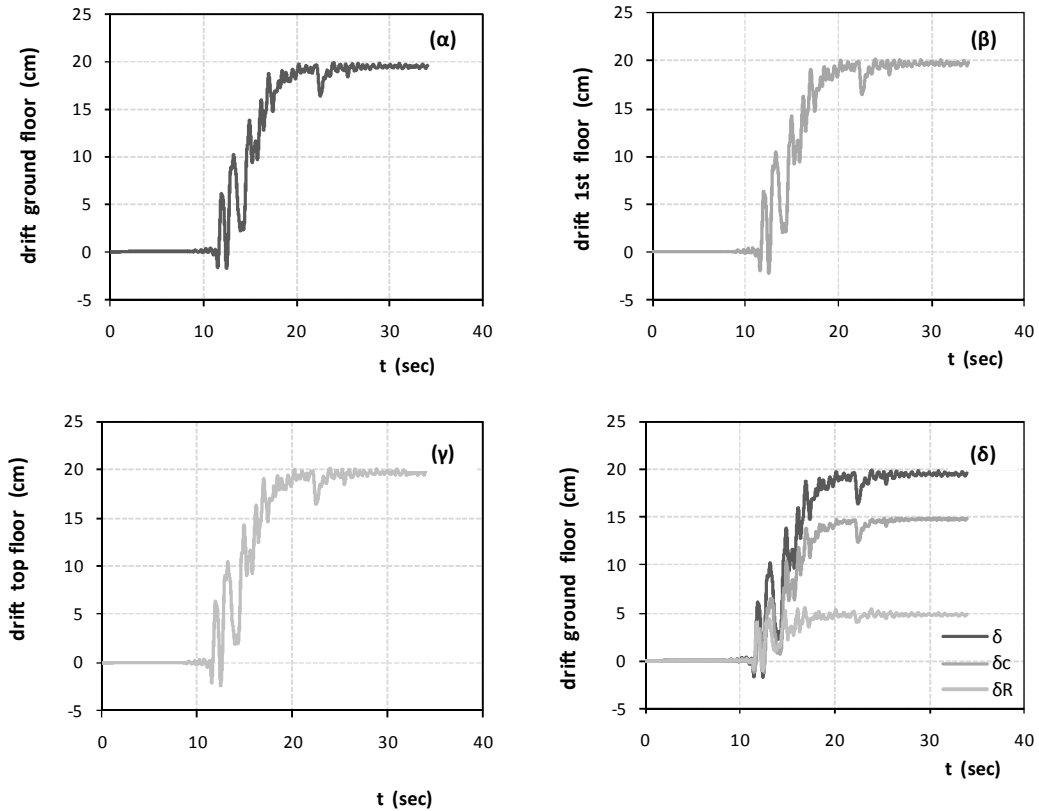
Σχήμα 26: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_180.



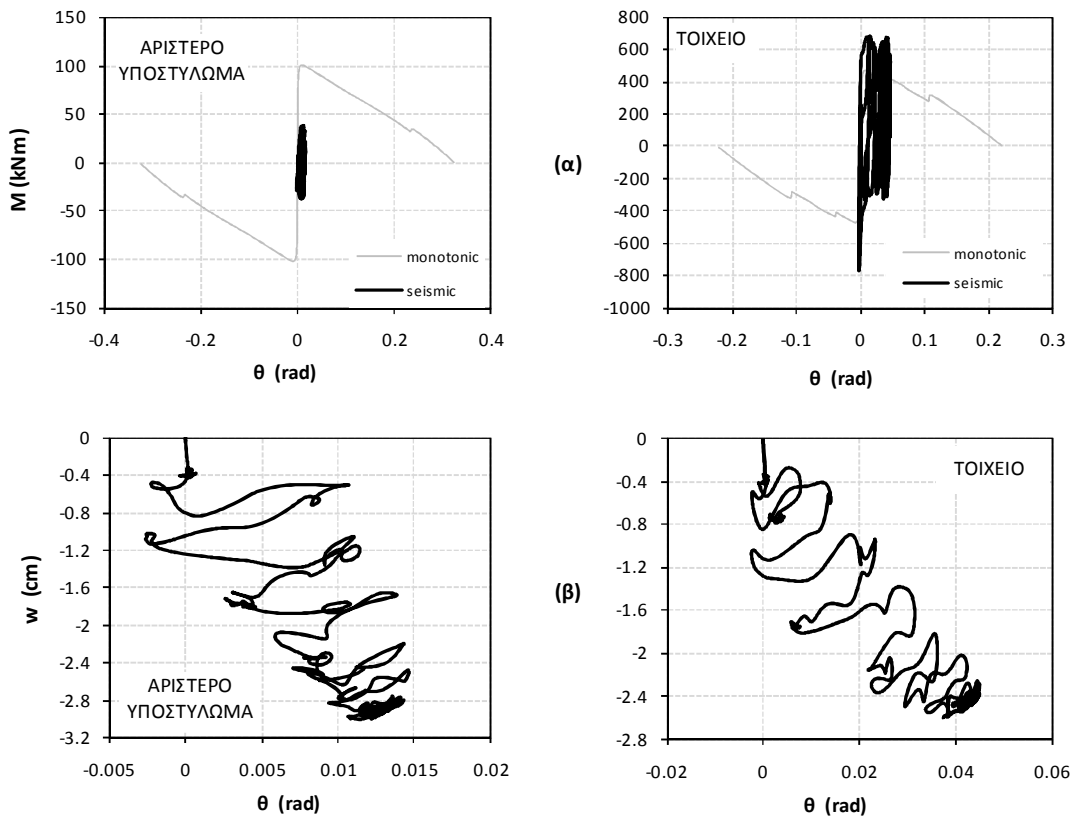
Σχήμα 27: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_180.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

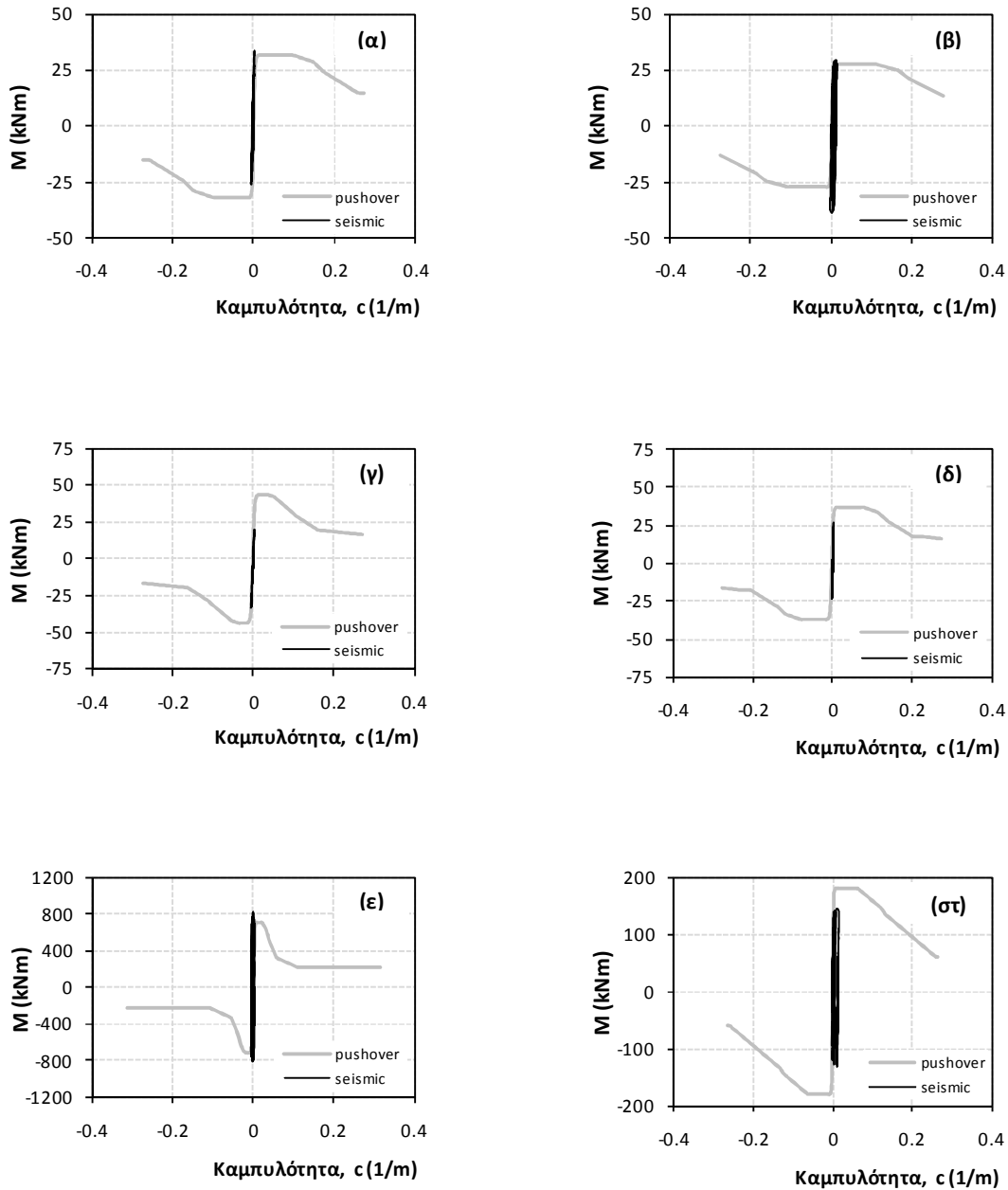
Σχήμα 28: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση *Duzce-bolu_180*.



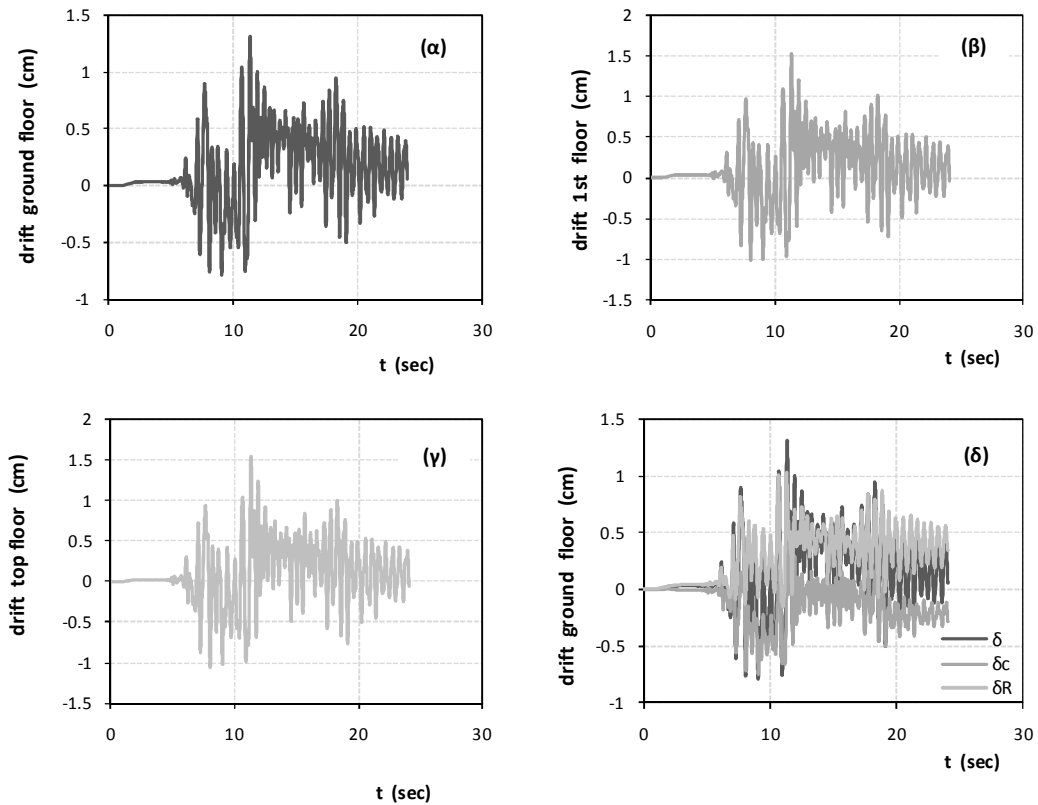
Σχήμα 29: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση *Duzce-bolu_180*.



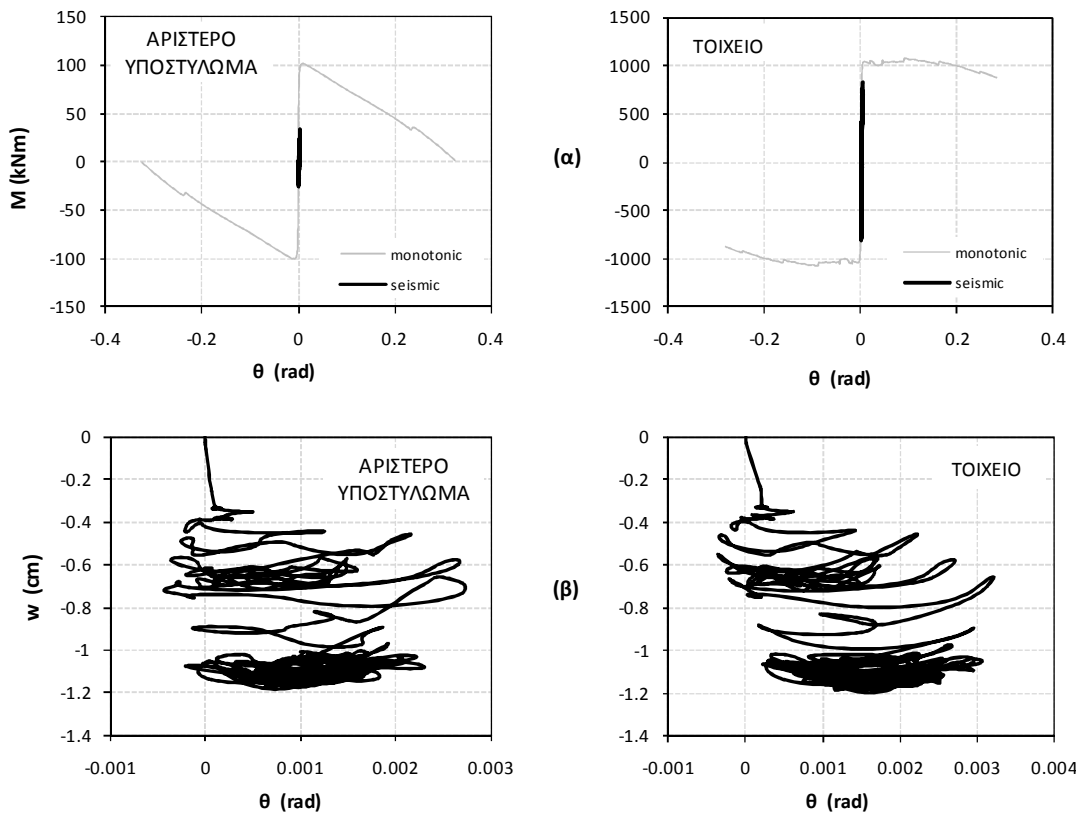
Σχήμα 30: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση *Duzce-bolu_180*.

Σεισμική διέγερση Izmit-090Συμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

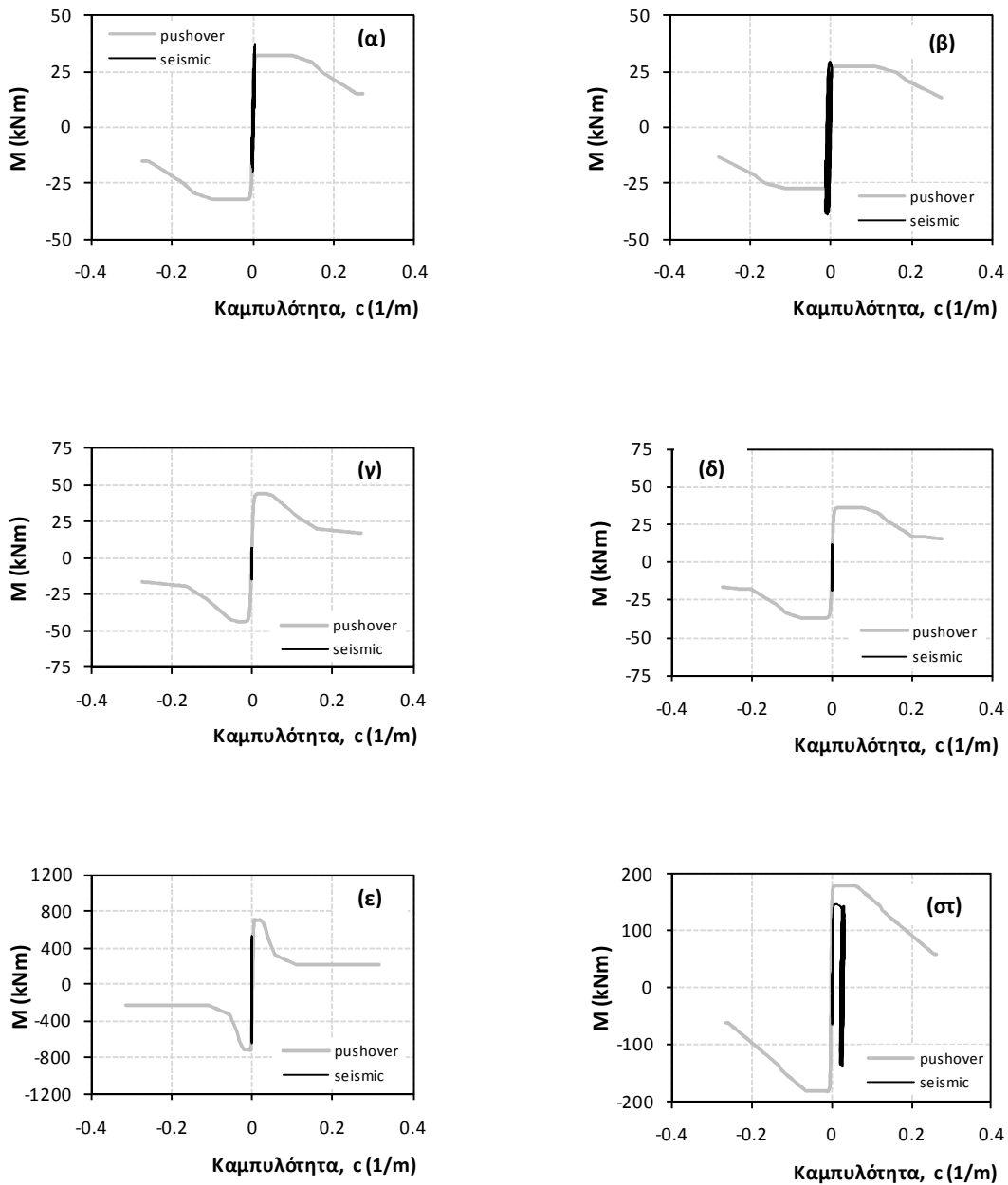
Σχήμα 31: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Izmit_090.



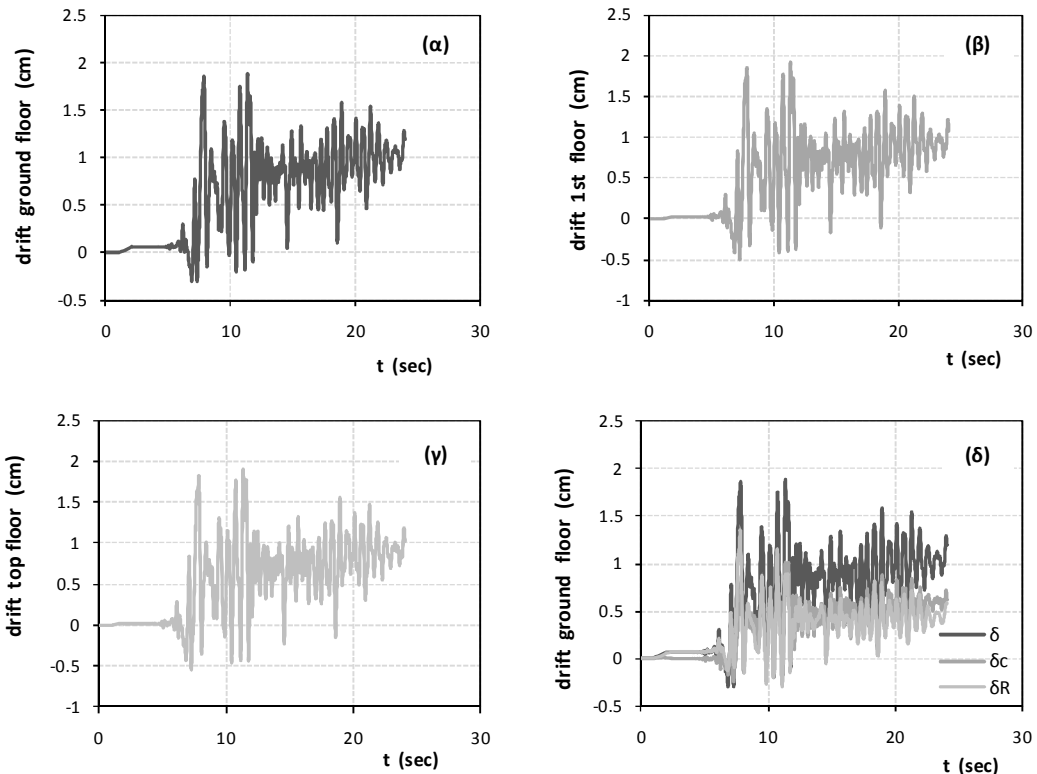
Σχήμα 32: Χρονιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Izmit_090.



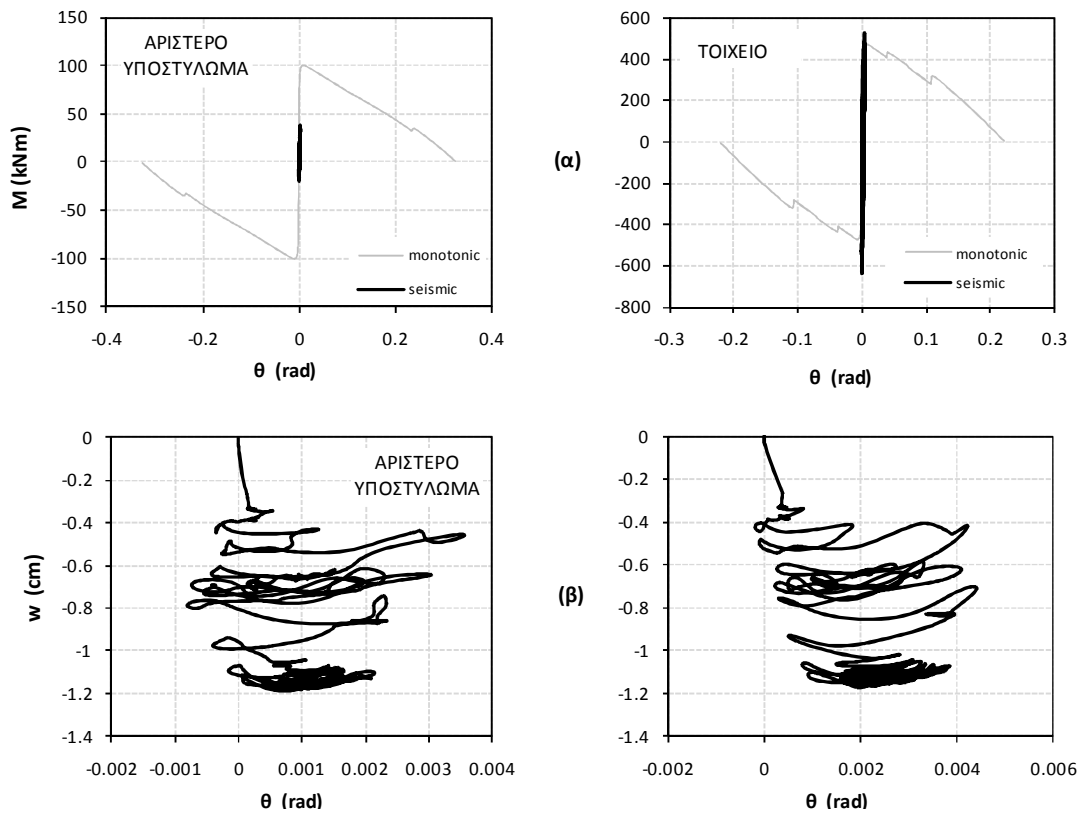
Σχήμα 30: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καδίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Duzce-bolu_180.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

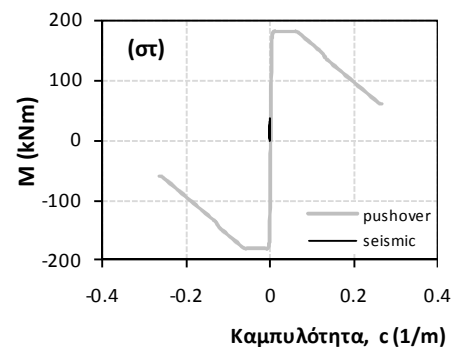
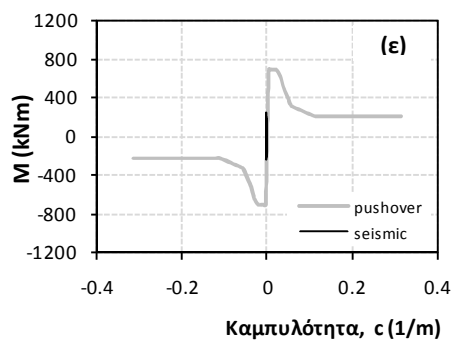
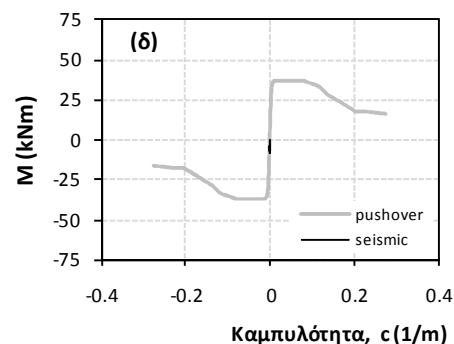
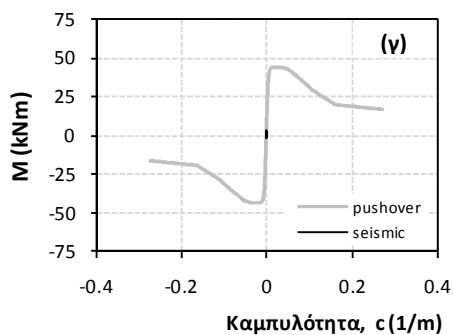
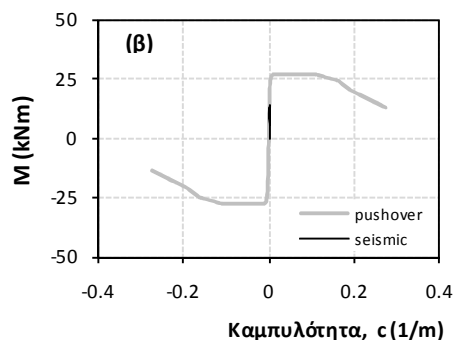
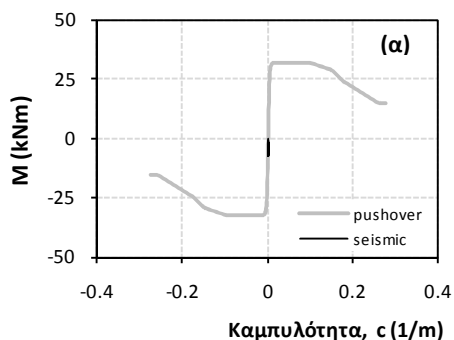
Σχήμα 31: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Izmit_090.



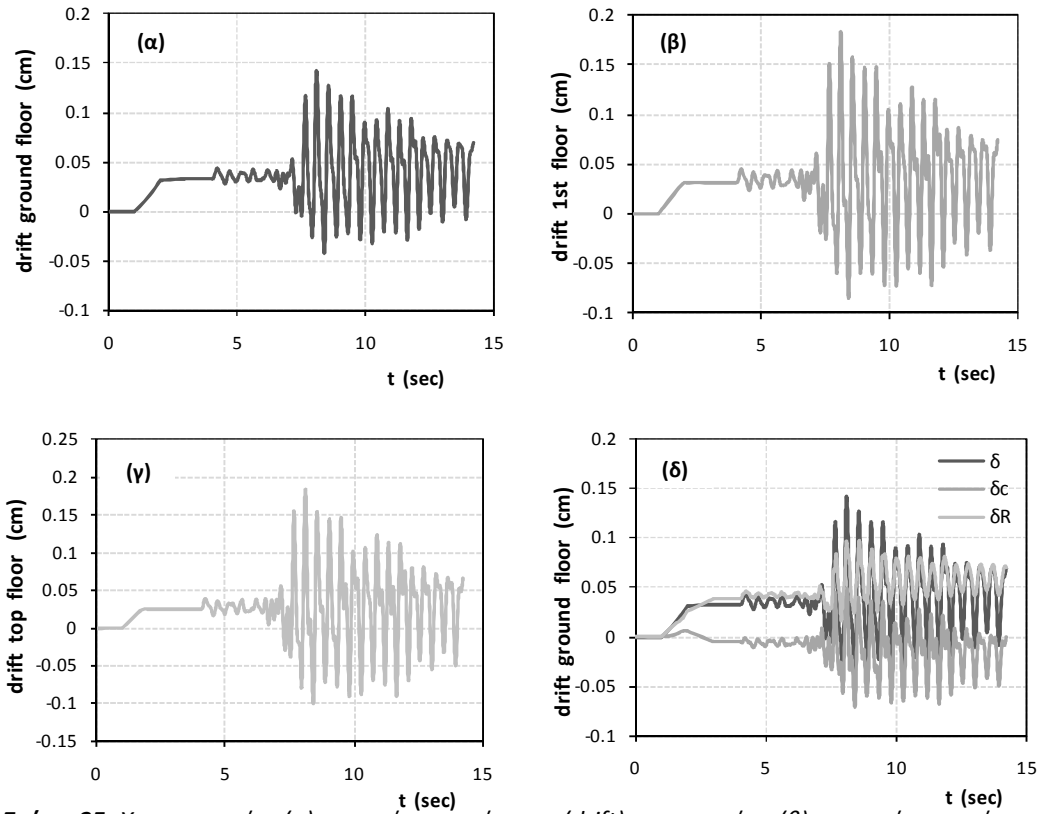
Σχήμα 32: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Izmit_090.



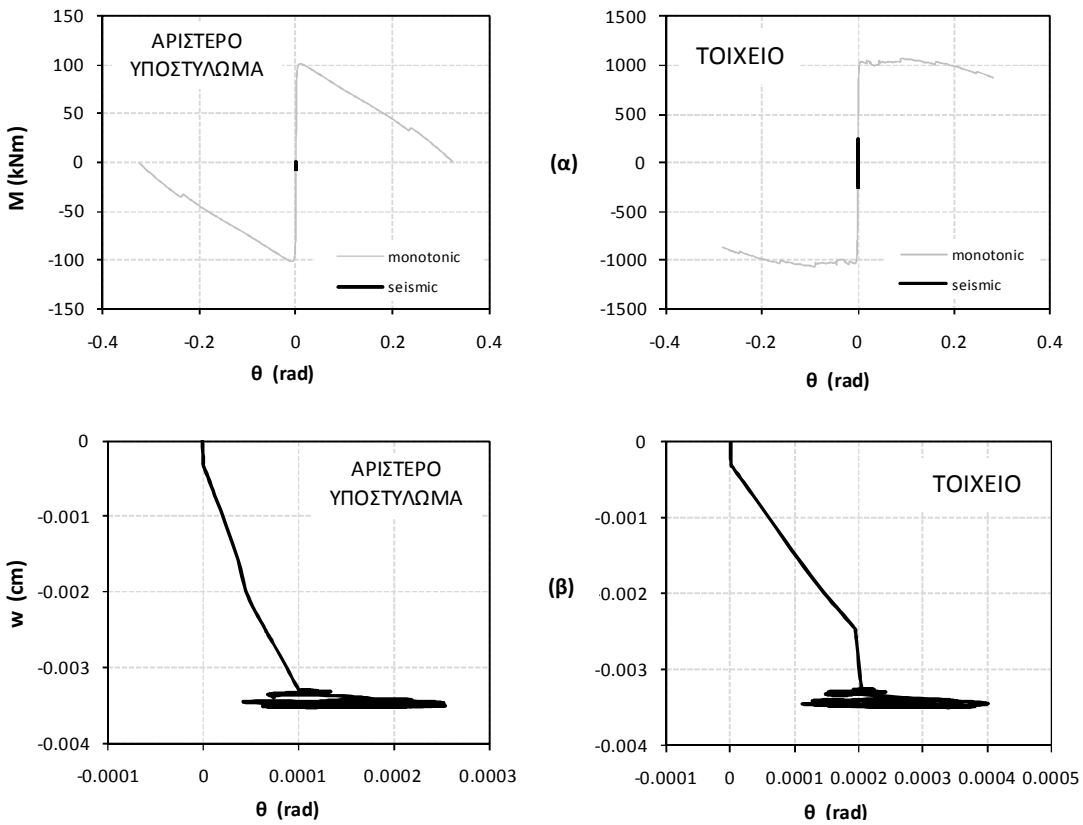
Σχήμα 33: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Duzcebolu_180.

Σεισμική διέγερση Sigma-I-matchΣυμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

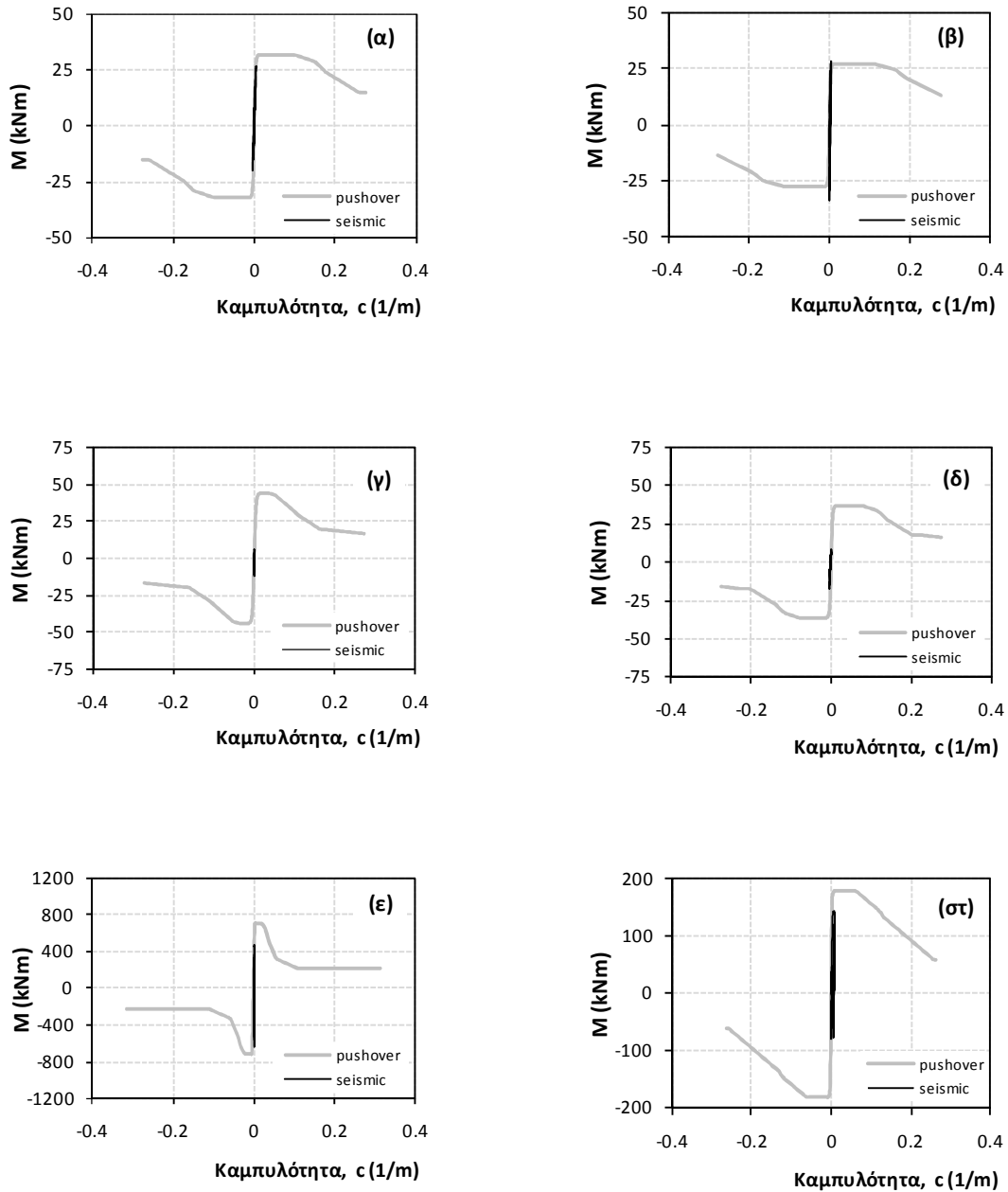
Σχήμα 34: Διαγράμματα -ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση *Sigma-I-match*.



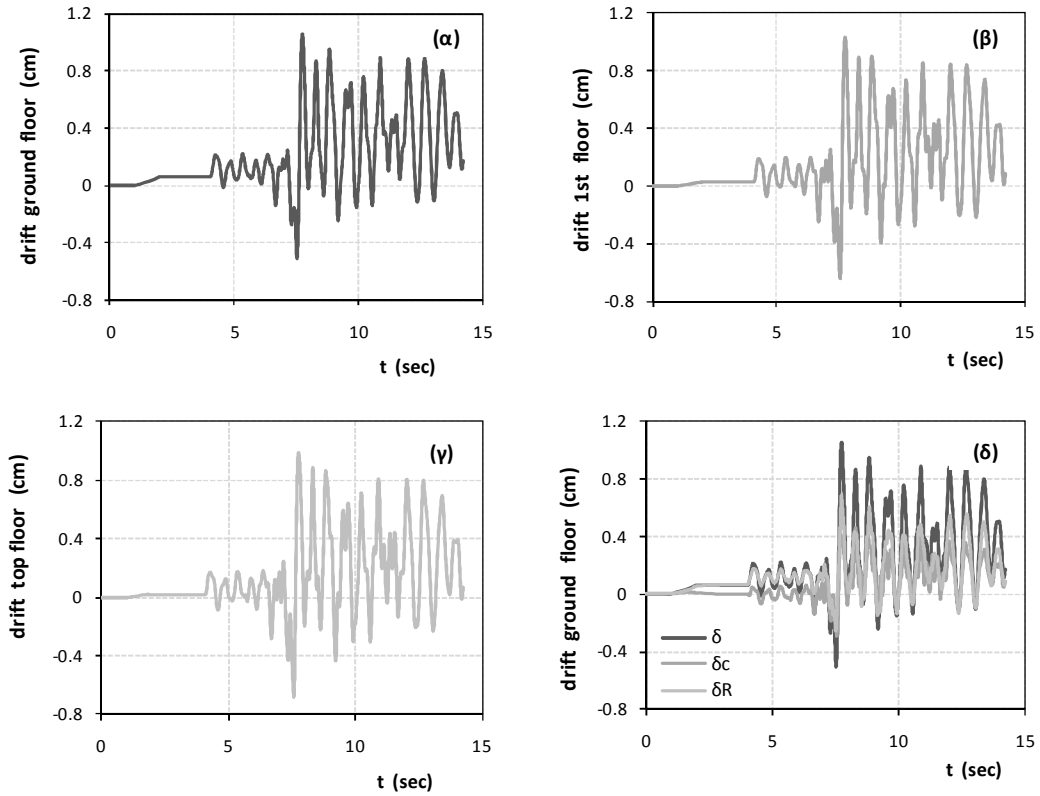
Σχήμα 35: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισογείου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Σ ga-I-match.



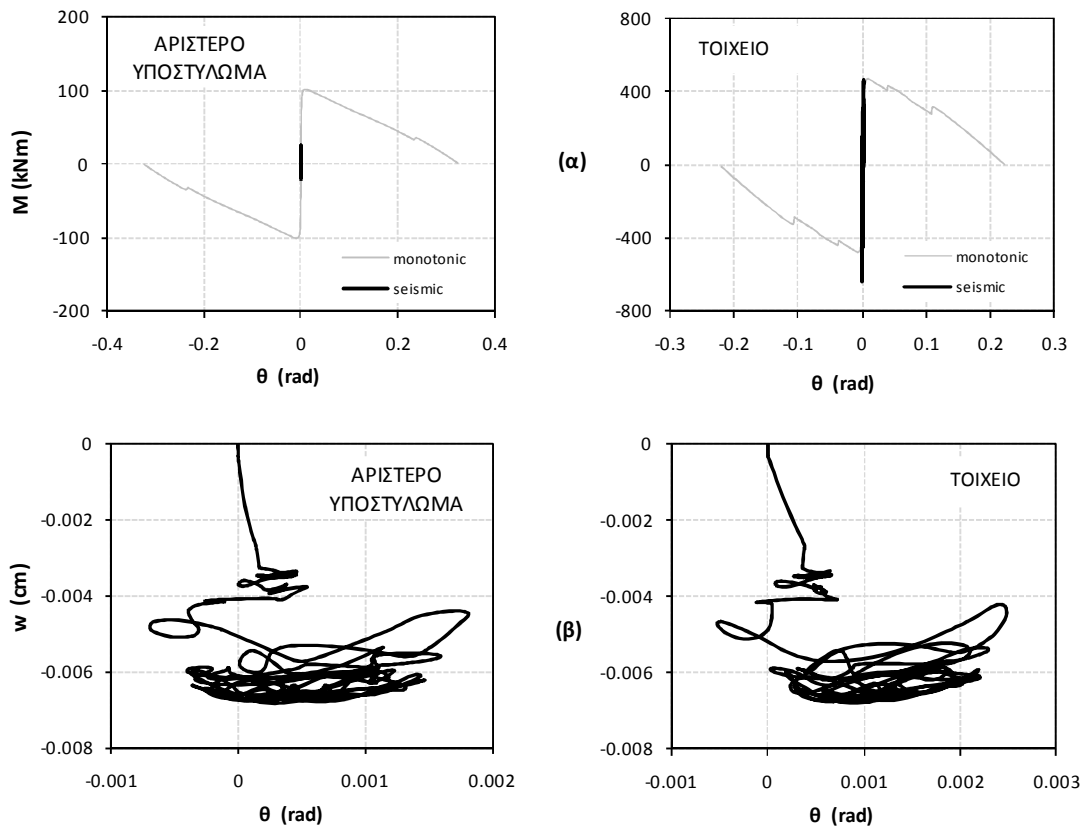
Σχήμα 36: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Σ ga-I-match.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

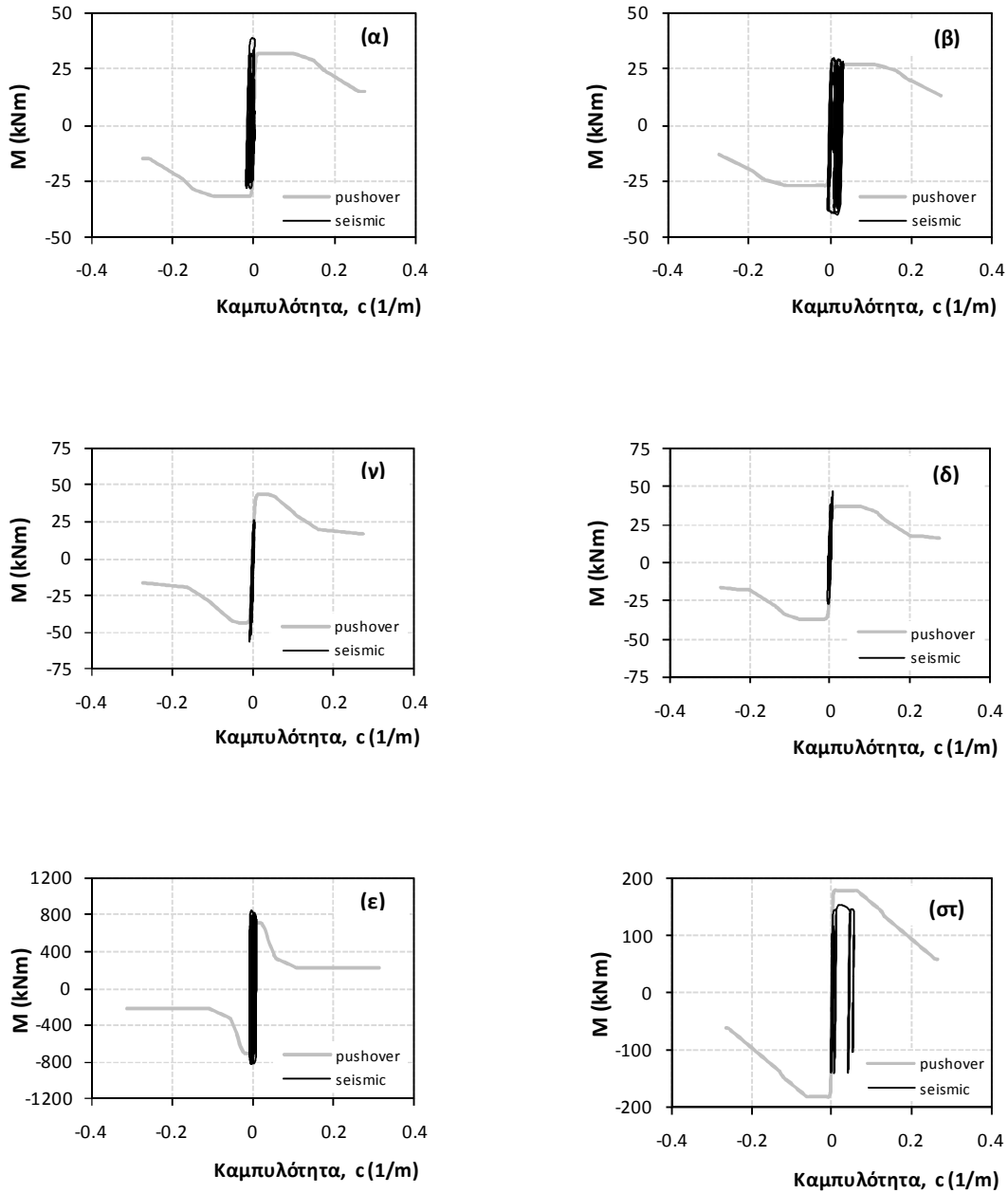
Σχήμα 37: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση S_{σ} -I-match.



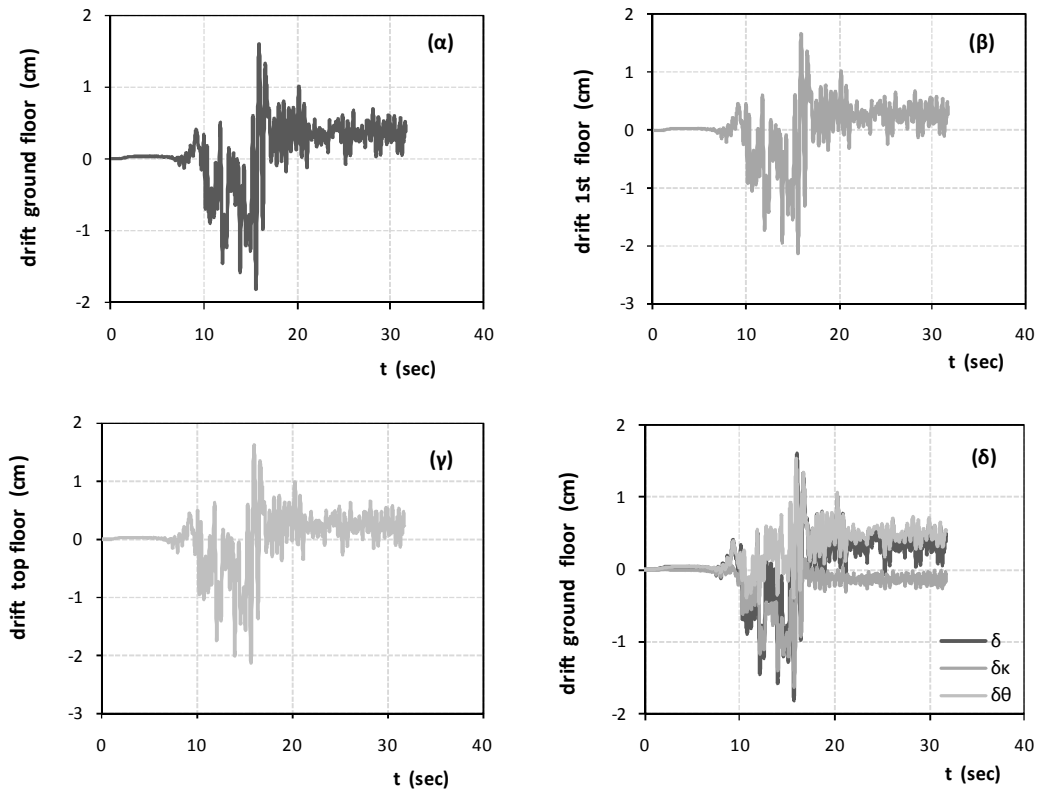
Σχήμα 38: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση *Sigma-I-match*.



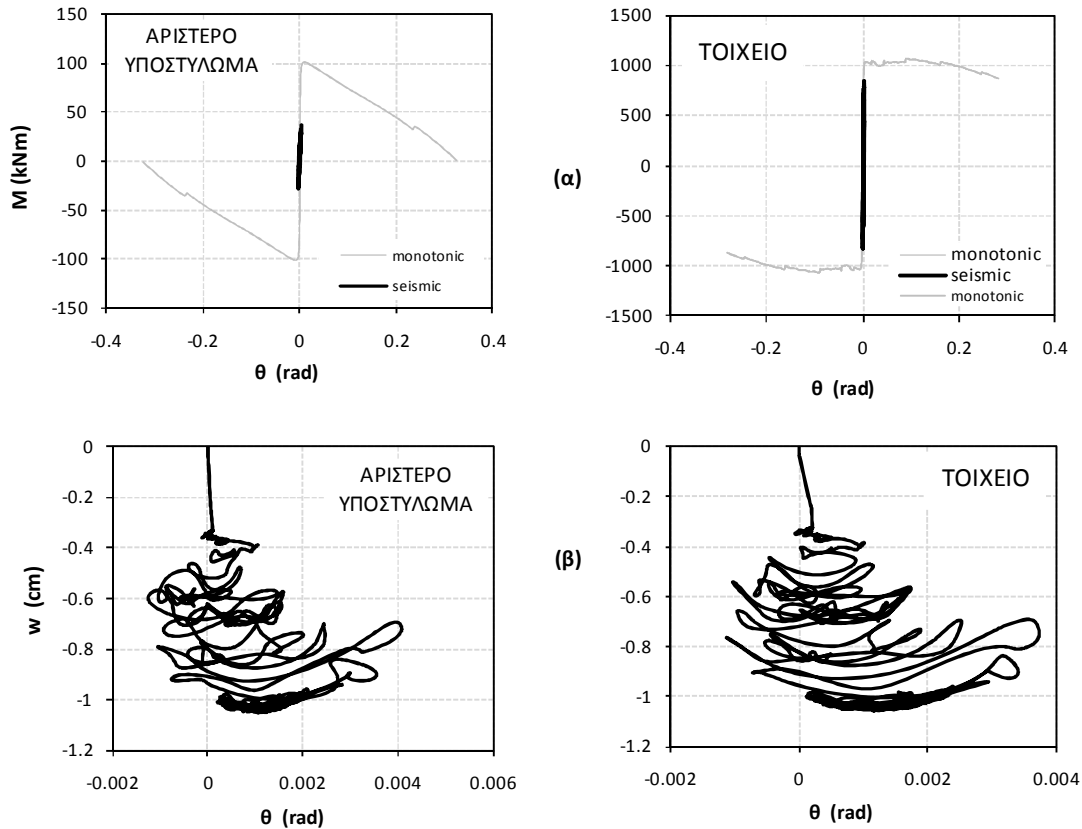
Σχήμα 39: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση *Sigma-I-match*.

Σεισμική διέγερση Yarimca-060Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00m$ 

Σχήμα 40: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Yarimca_060.

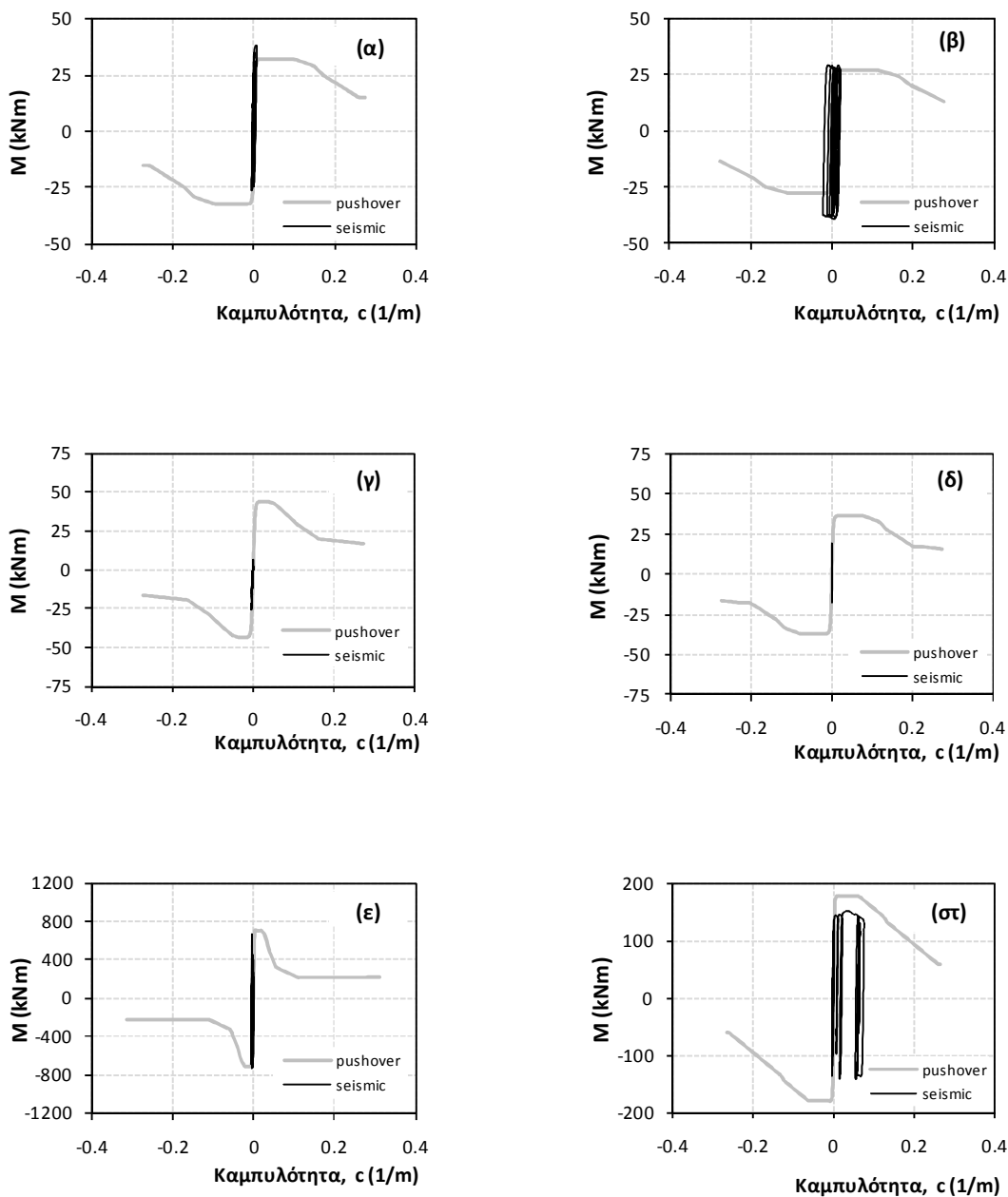


Σχήμα 41: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση *Yarimca_060*.

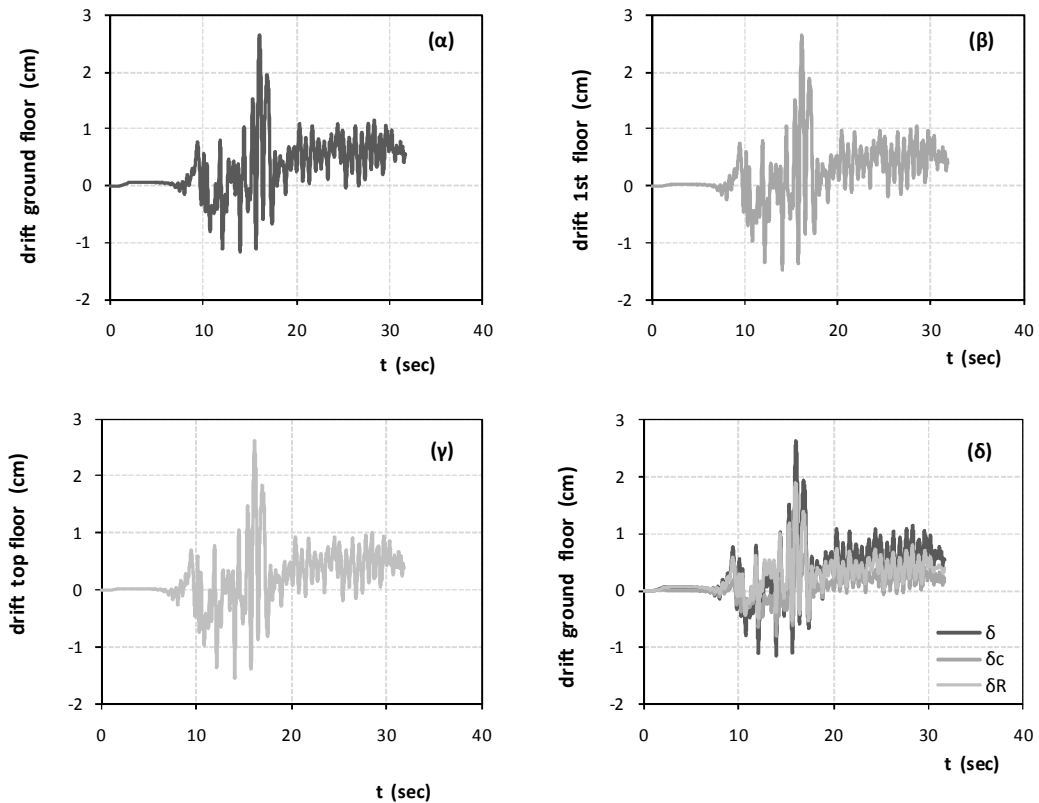


Σχήμα 42: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση *Yarimca_060*.

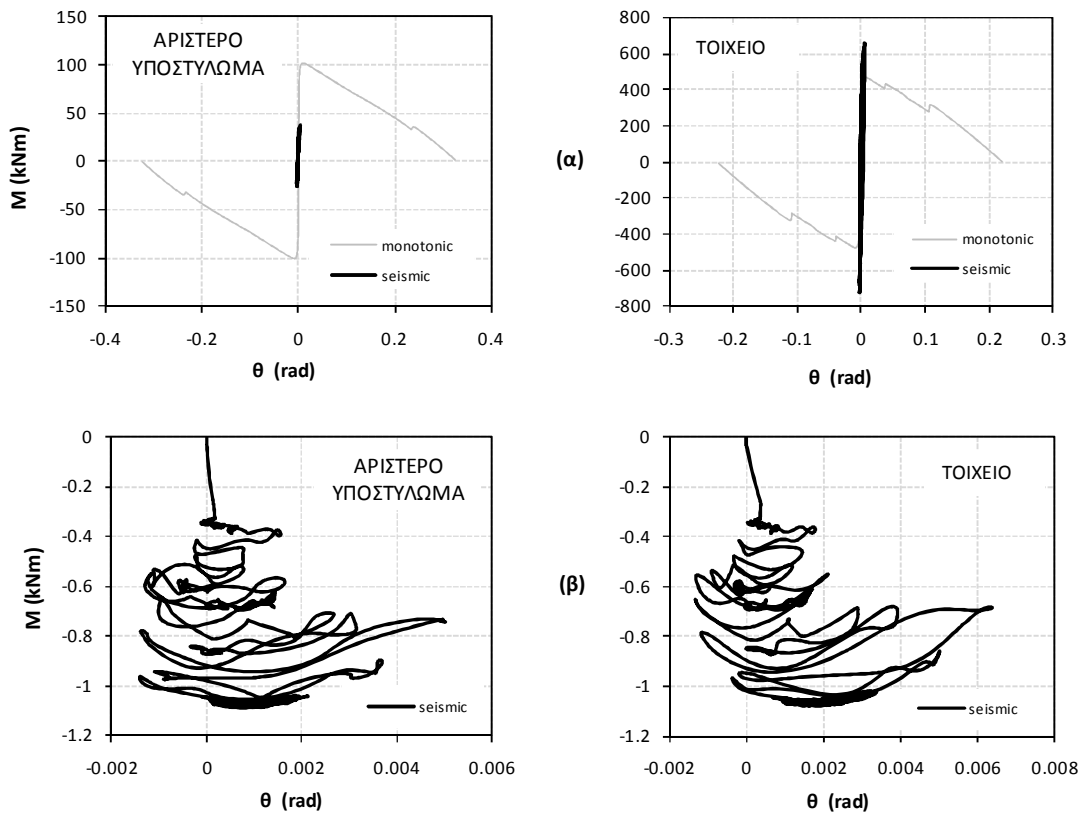
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$



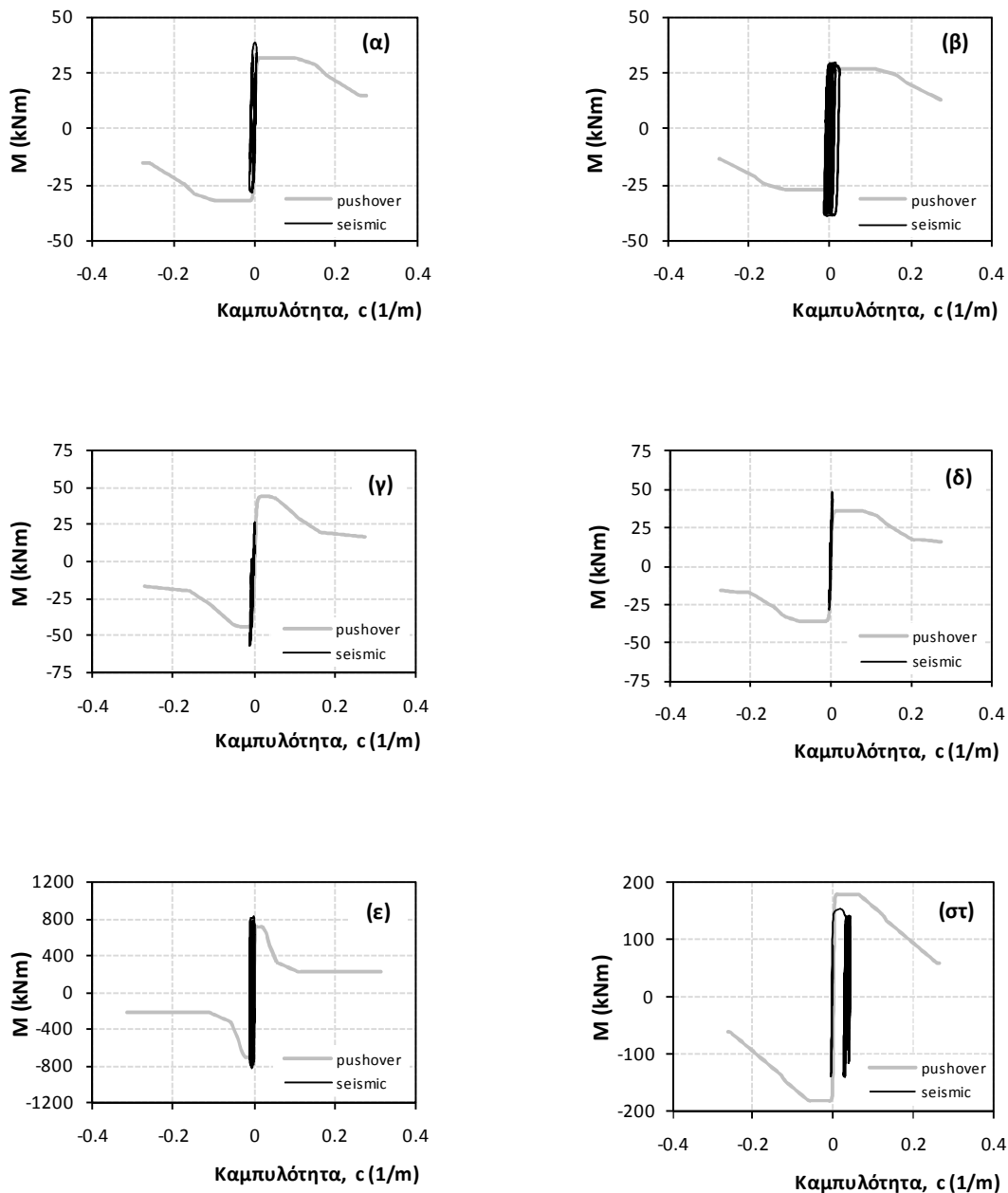
Σχήμα 43: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση $\gamma_{\text{arimca}}_{060}$.



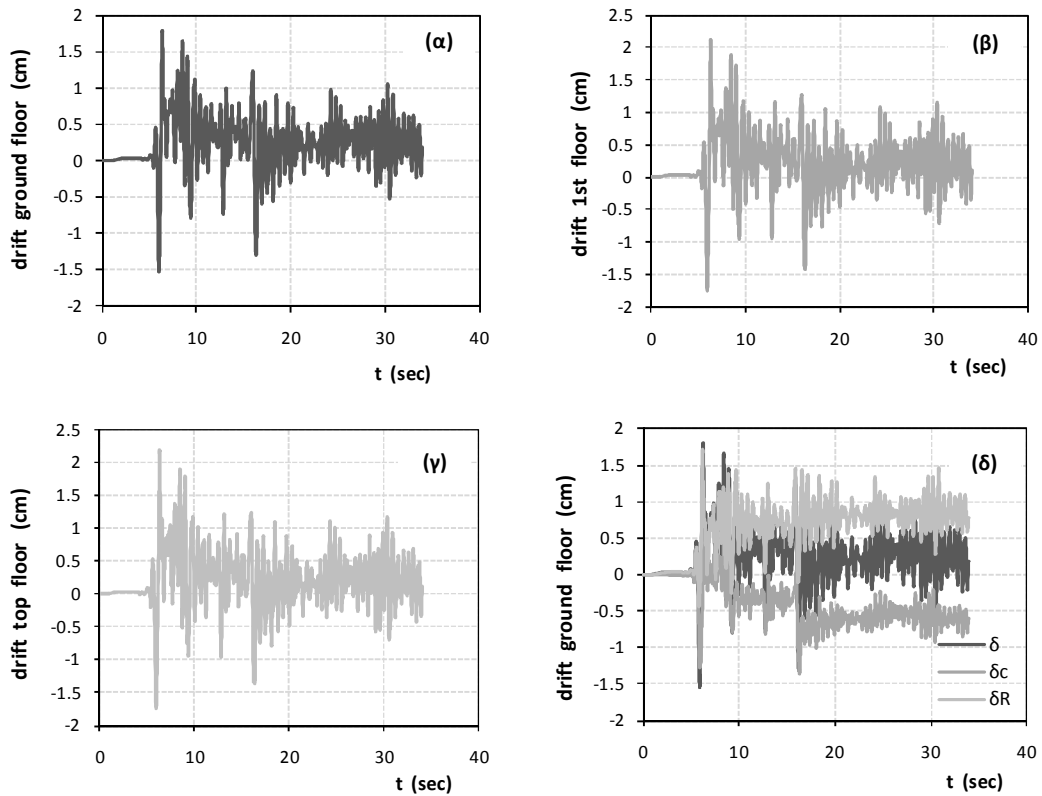
Σχήμα 44: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισογείου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση *Yarimca_060*.



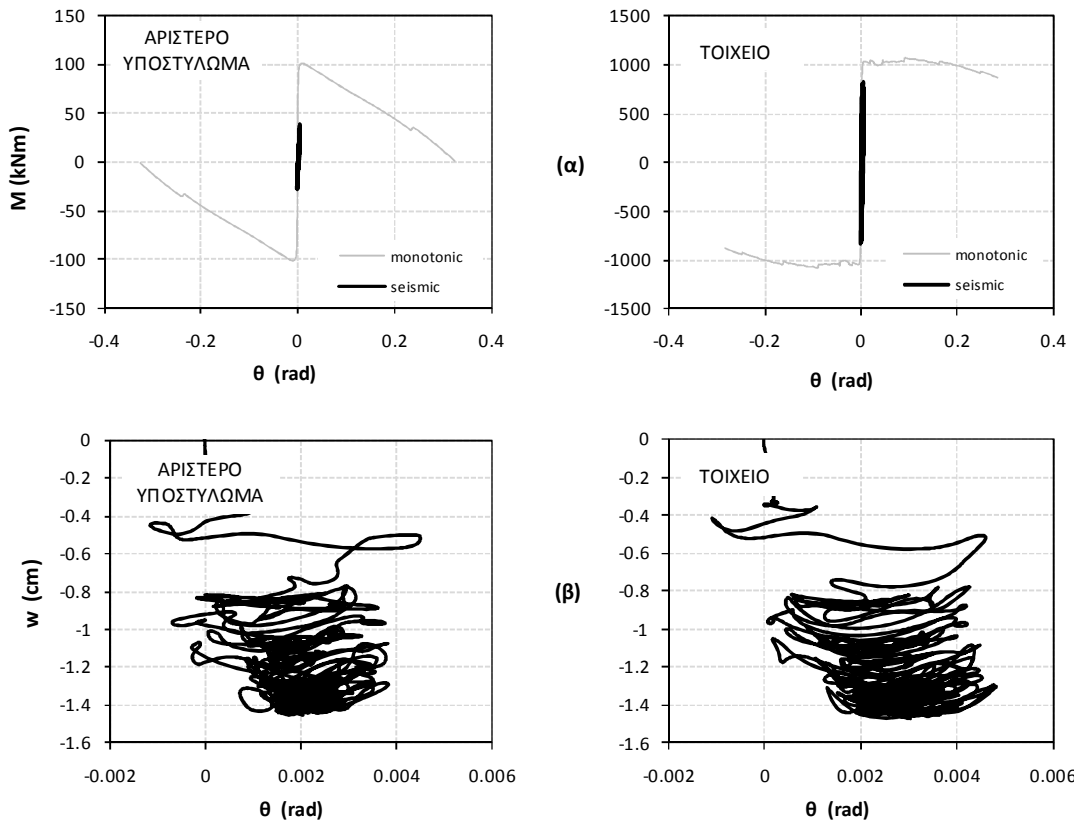
Σχήμα 45: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση *Yarimca_060*.

Σεισμική διέγερση EI CentroΣυμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00m$ 

Σχήμα 46: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση *EI Centro*.

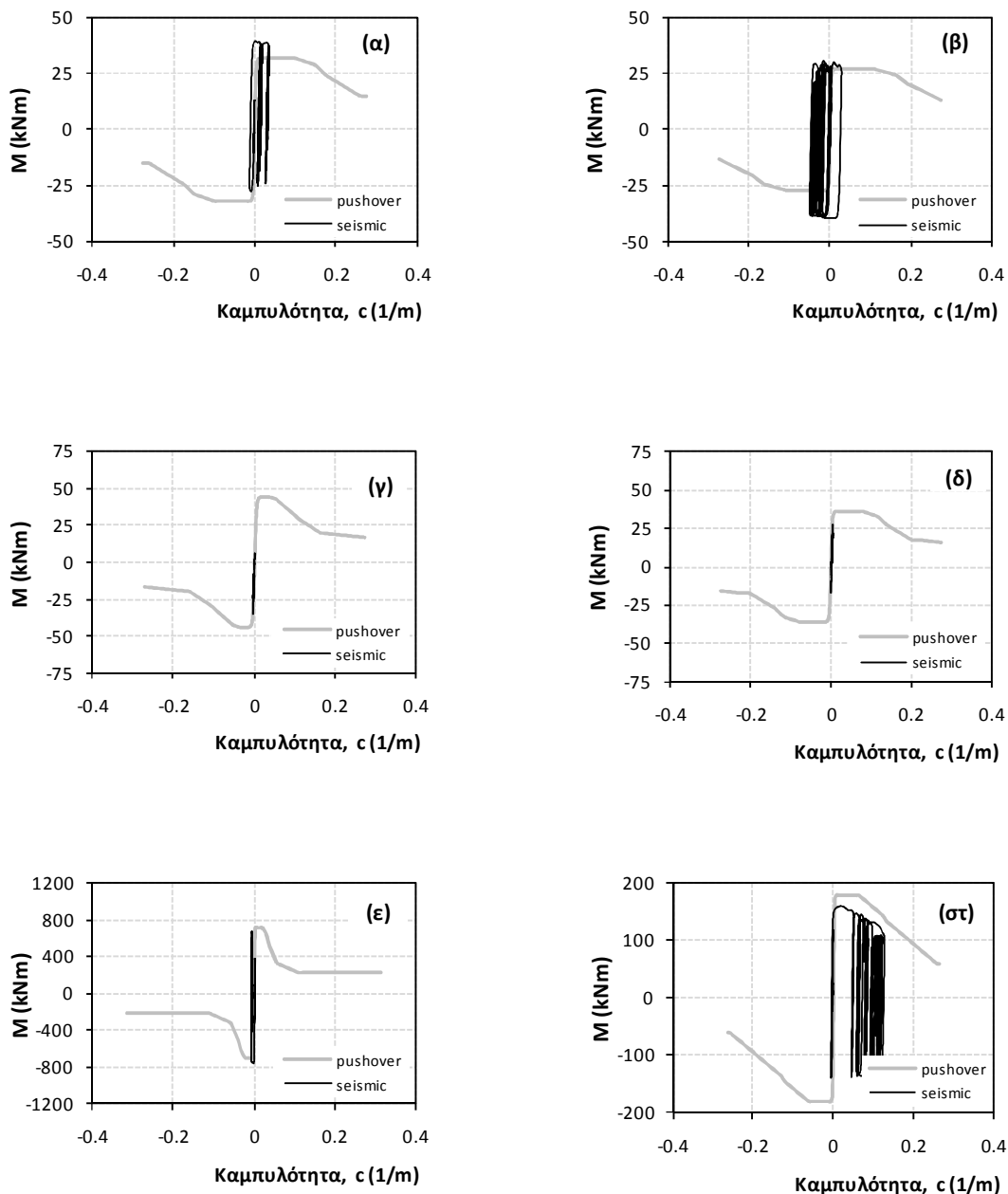


Σχήμα 47: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισογείου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση El Centro.

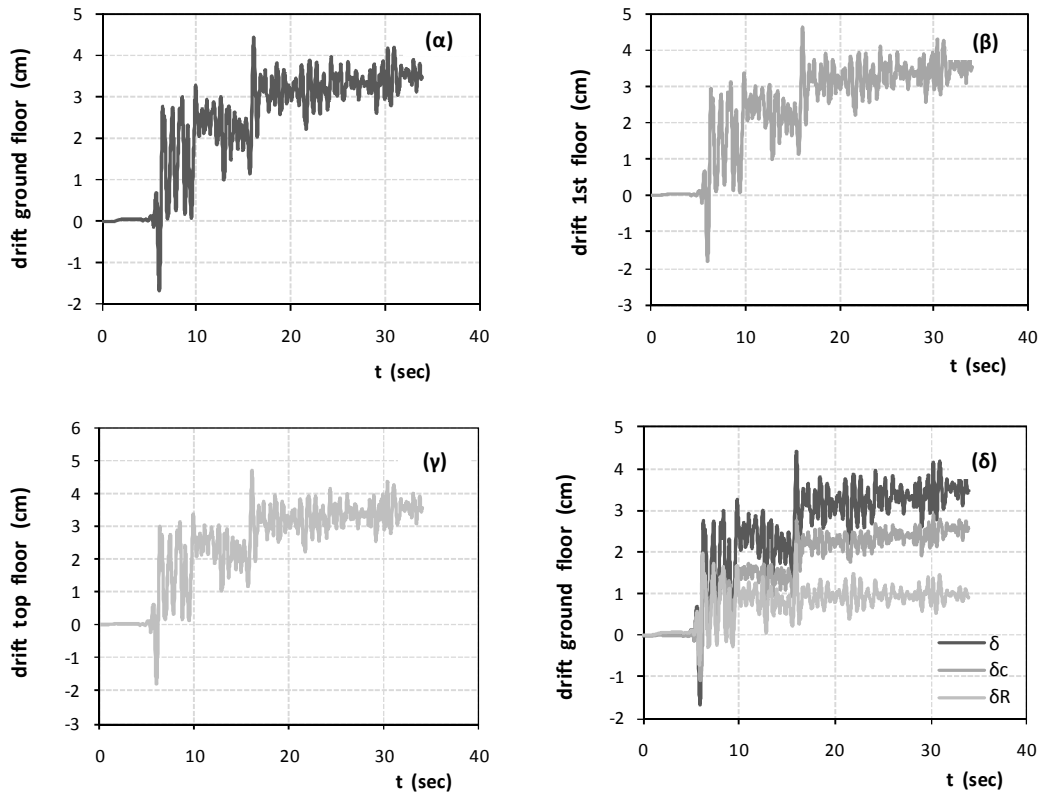


Σχήμα 48: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση El Centro.

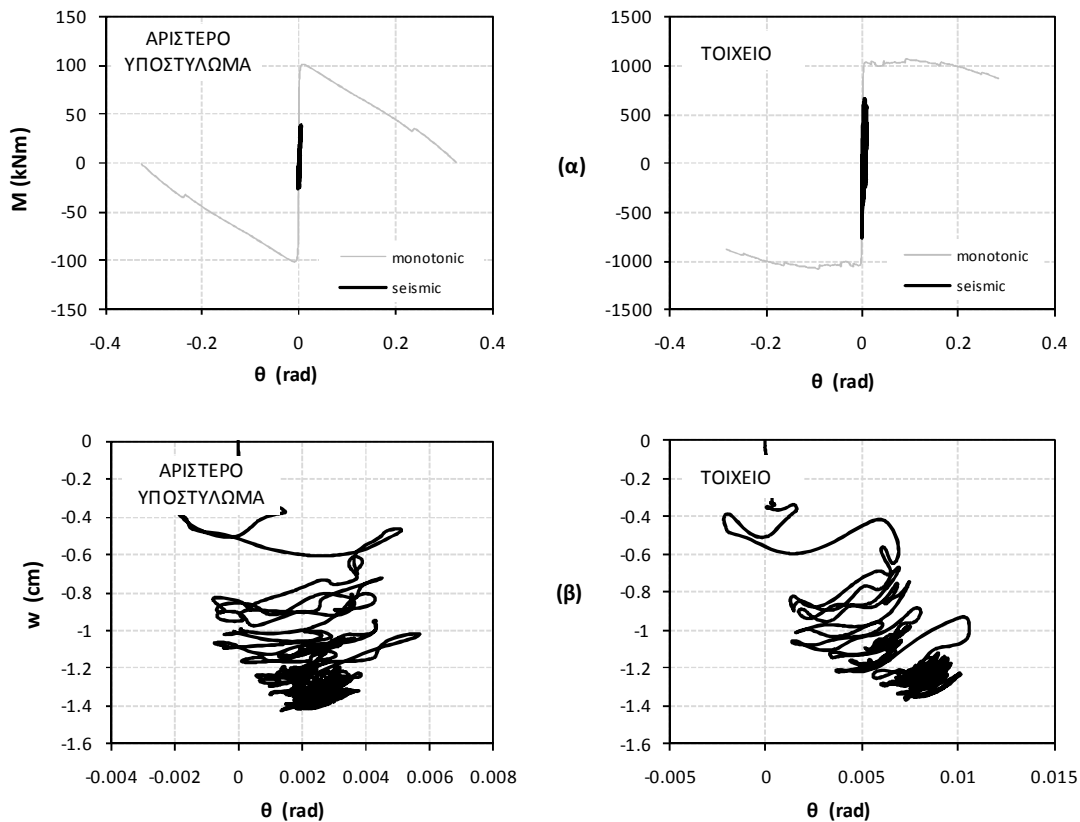
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$



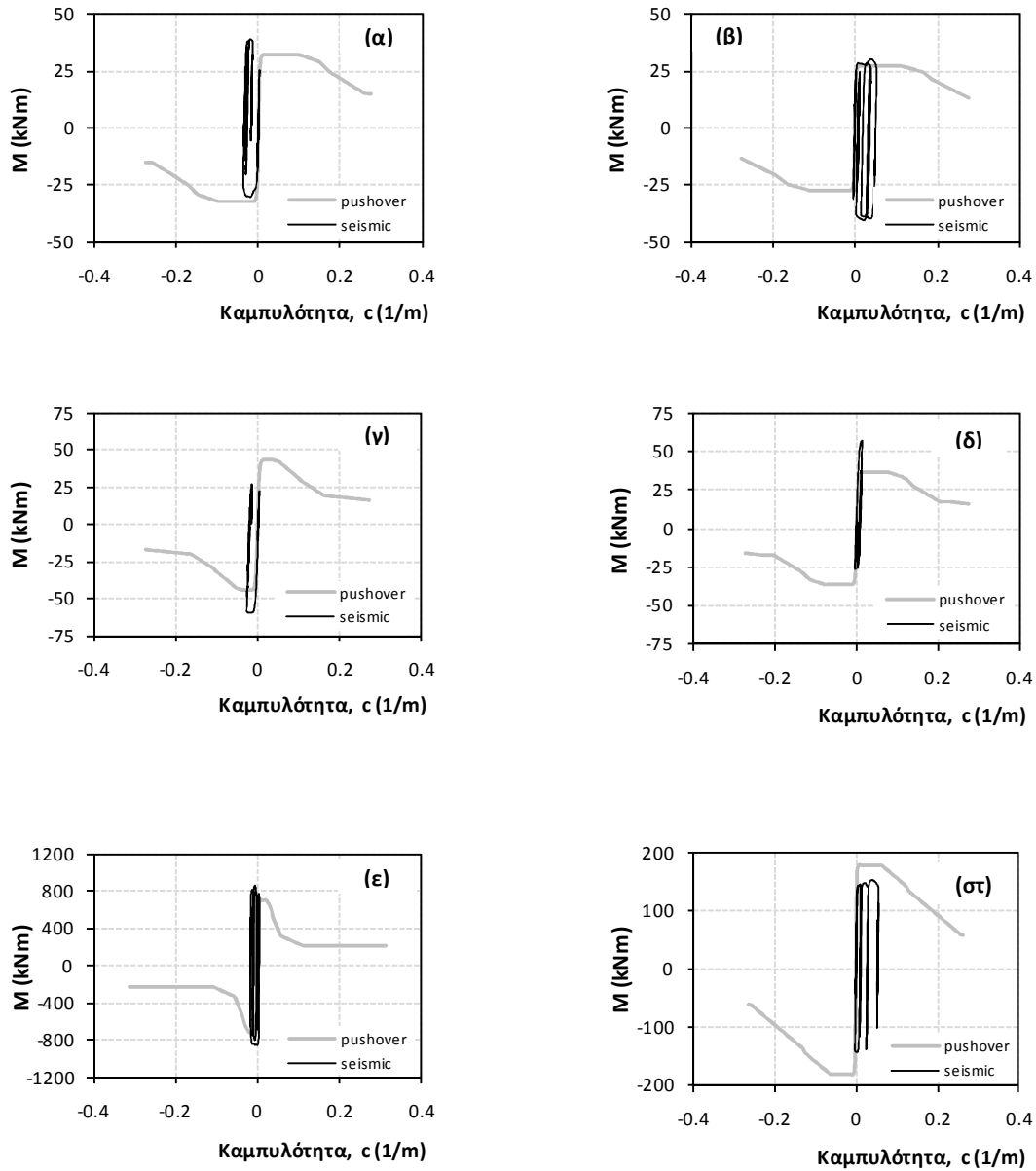
Σχήμα 46: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση *El Centro*.



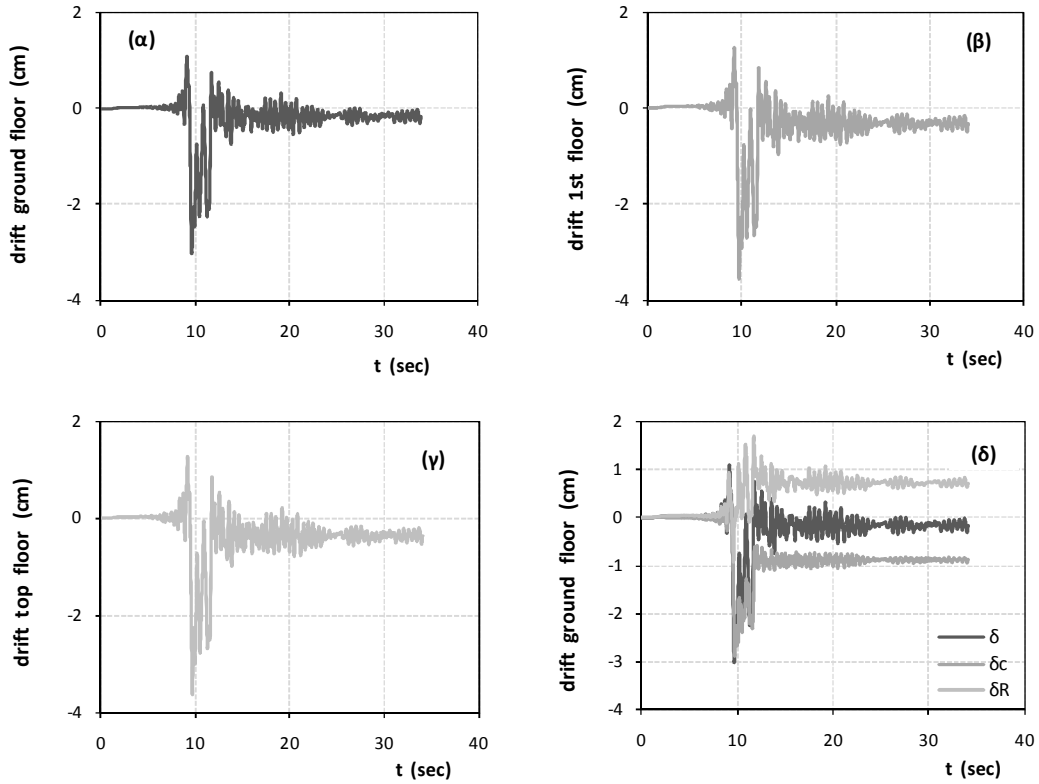
Σχήμα 47: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισογείου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση El Centro.



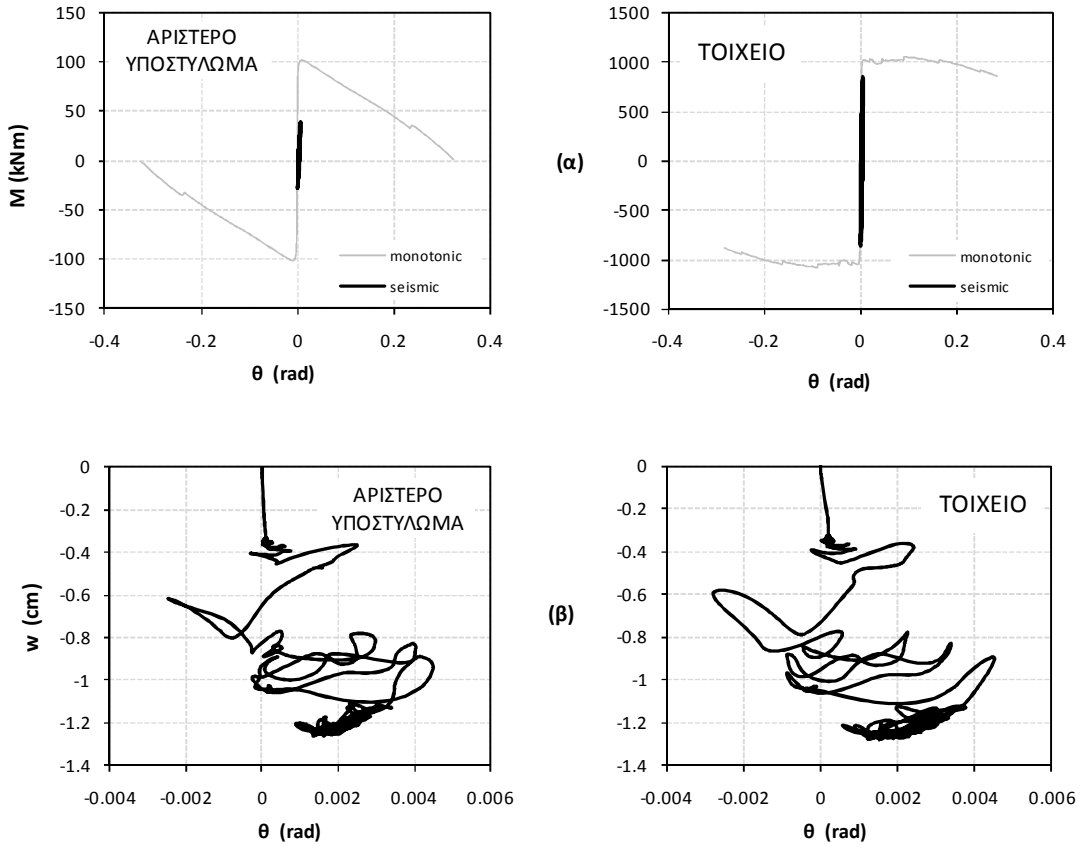
Σχήμα 48: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση El Centro.

Σεισμική διέγερση IV#04-140 (Imperial Valley)Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00m$ 

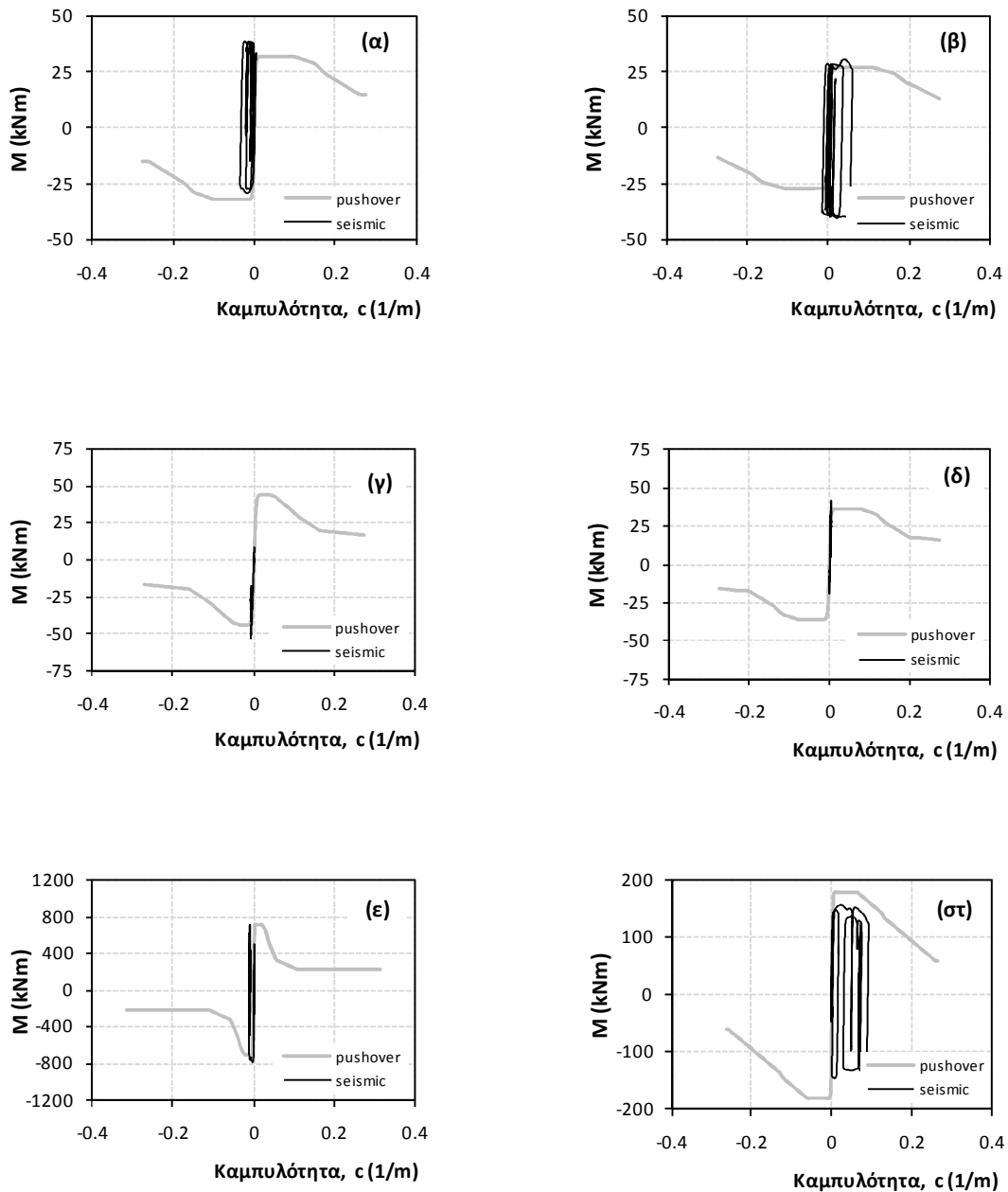
Σχήμα 49: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_140.



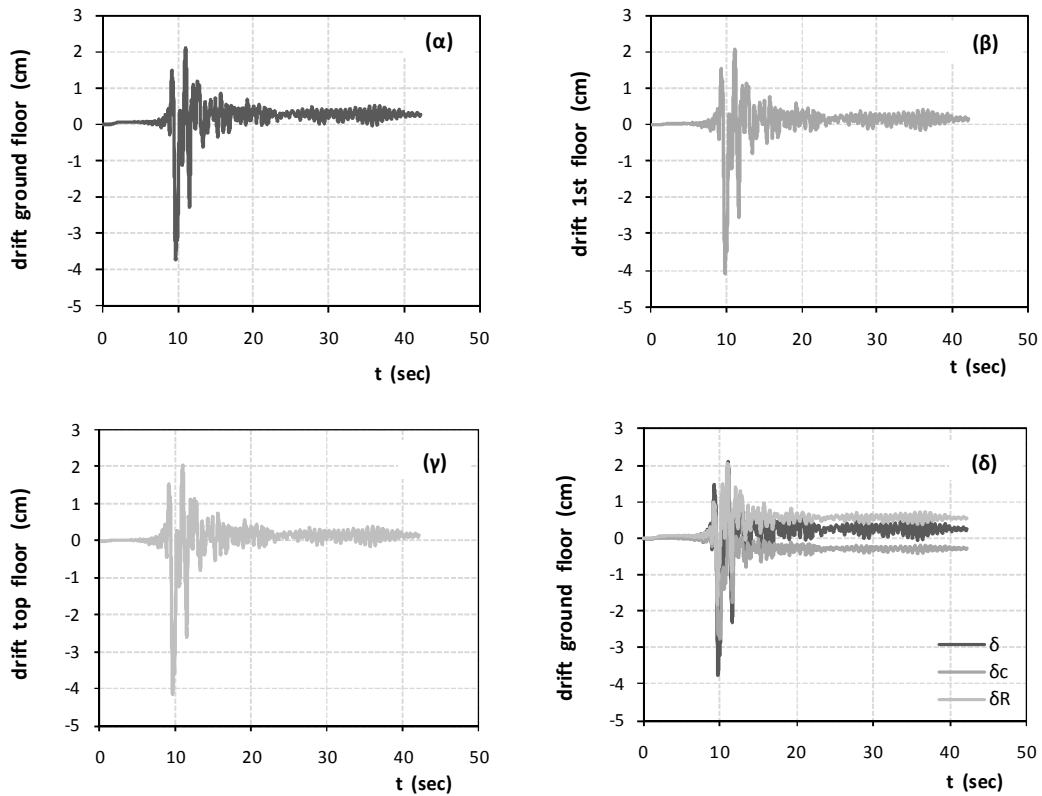
Σχήμα 50: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση IV#04_140.



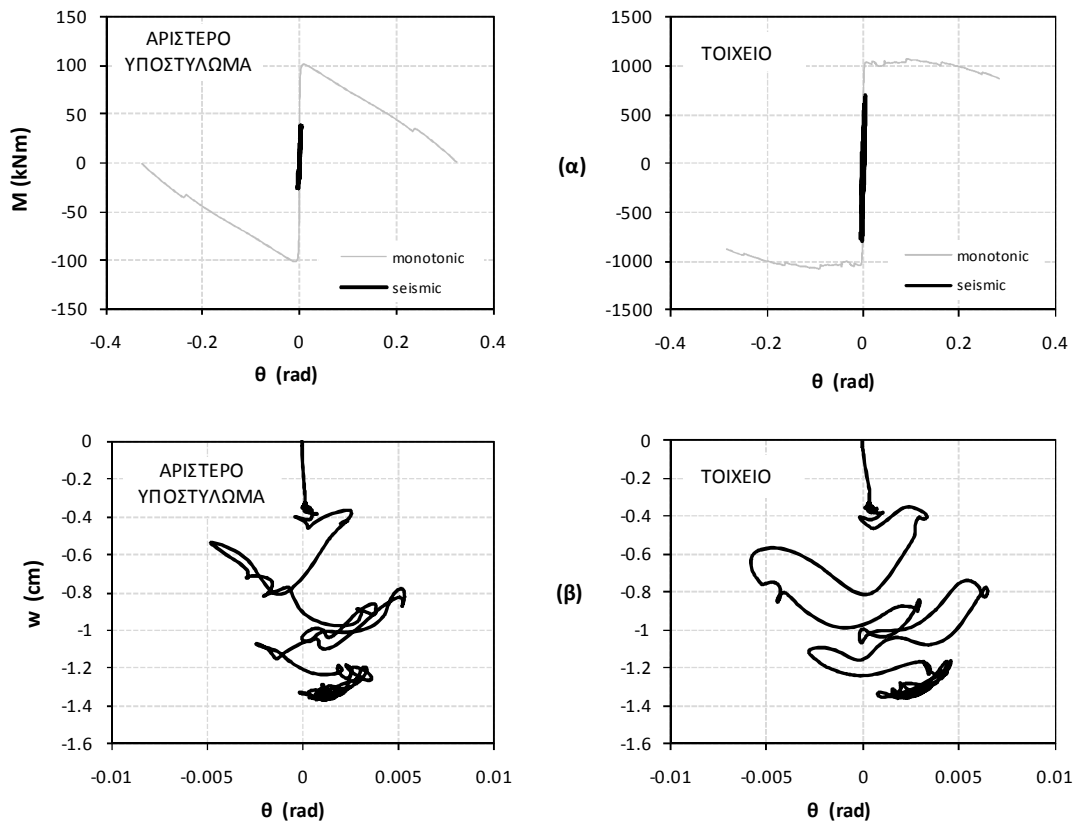
Σχήμα 51: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_140.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

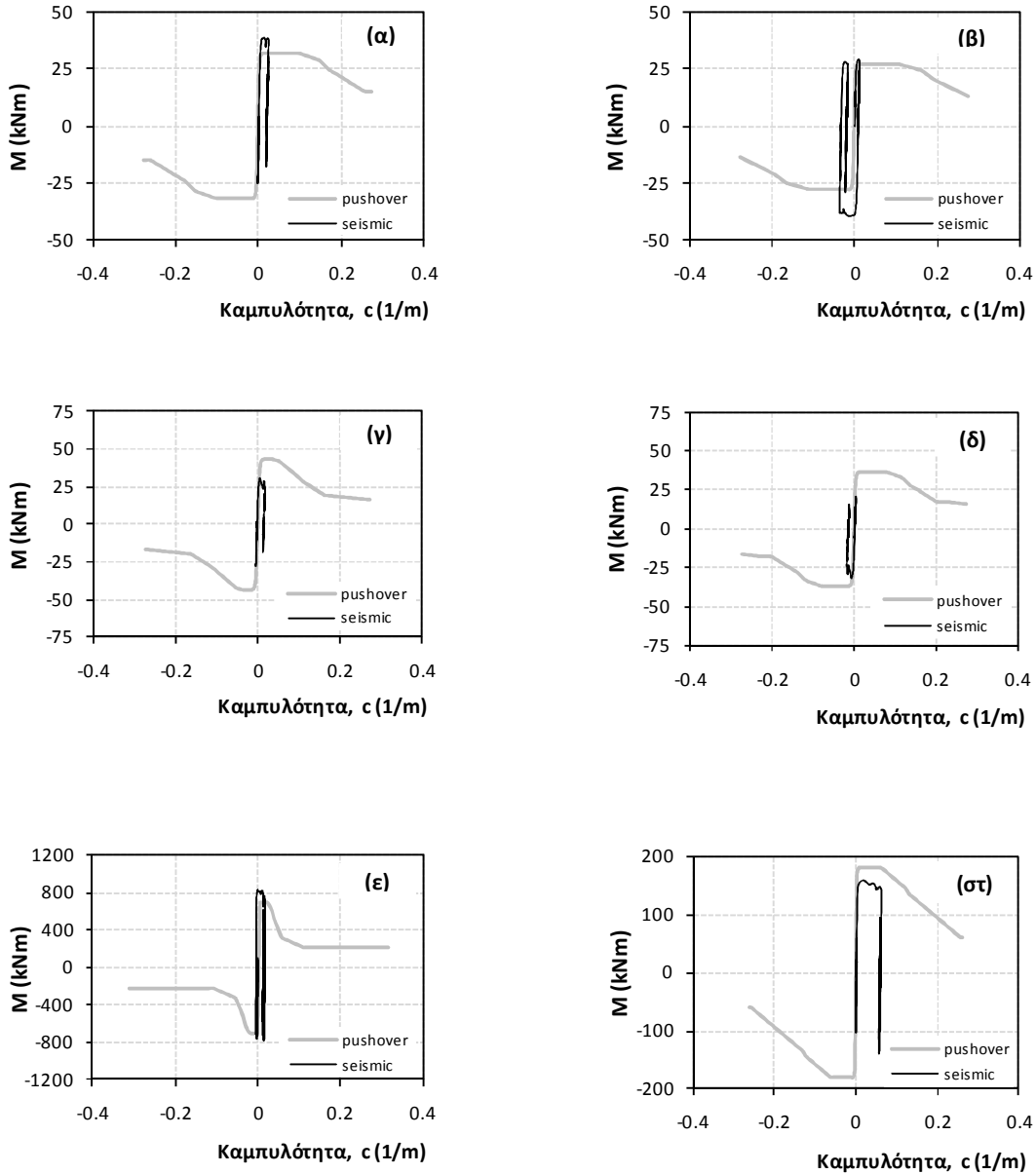
Σχήμα 52: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_140.



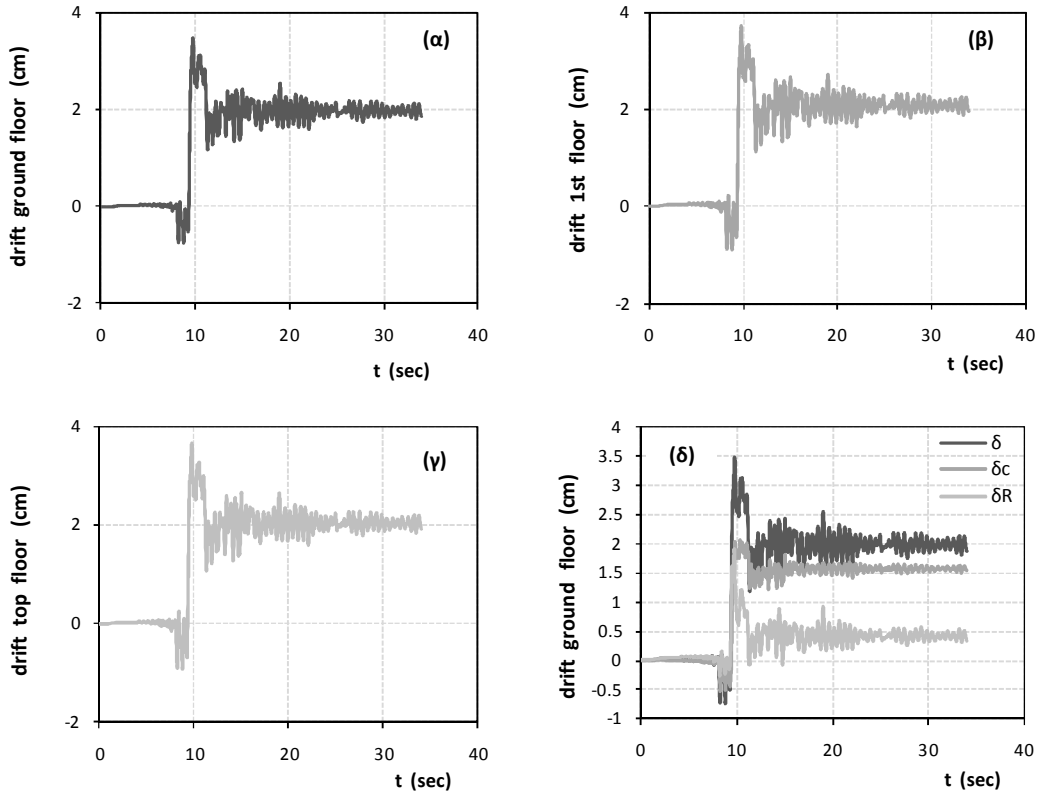
Σχήμα 53: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση IV#04_140.



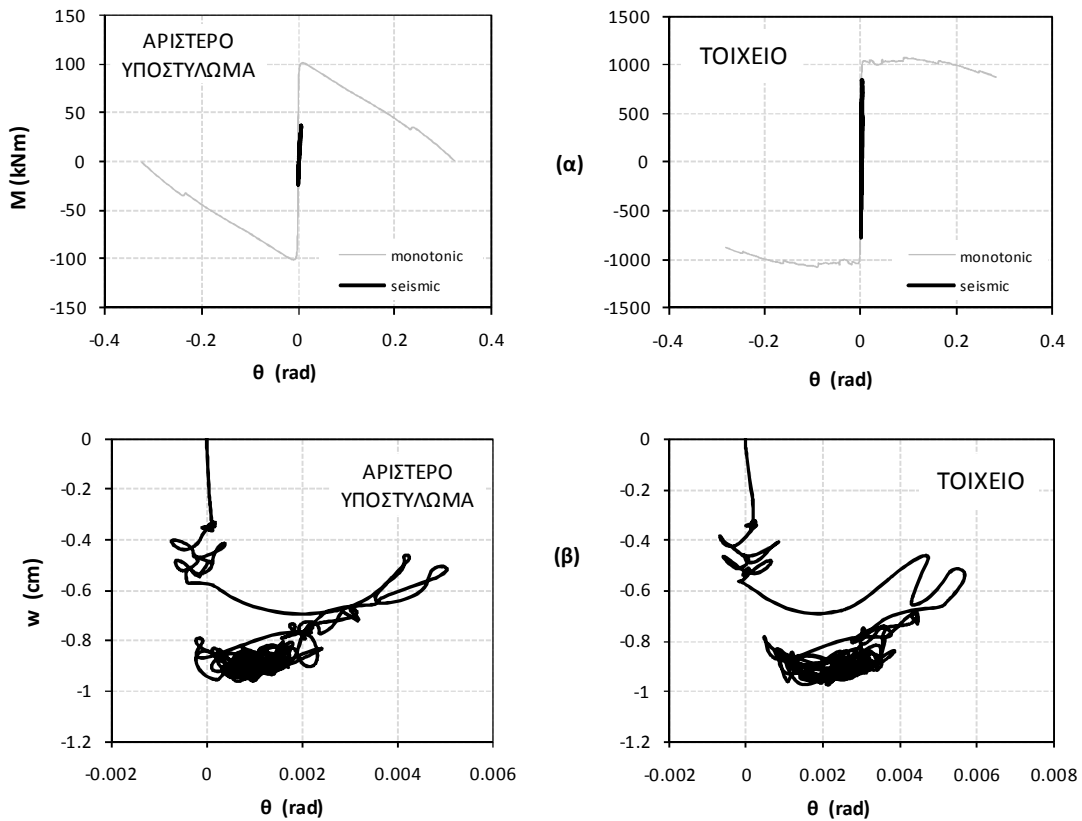
Σχήμα 54: Συμπεριφορά του θεμέλιου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_140.

Σεισμική διέγερση IV#04-230 (*Imperial Valley*)Συμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

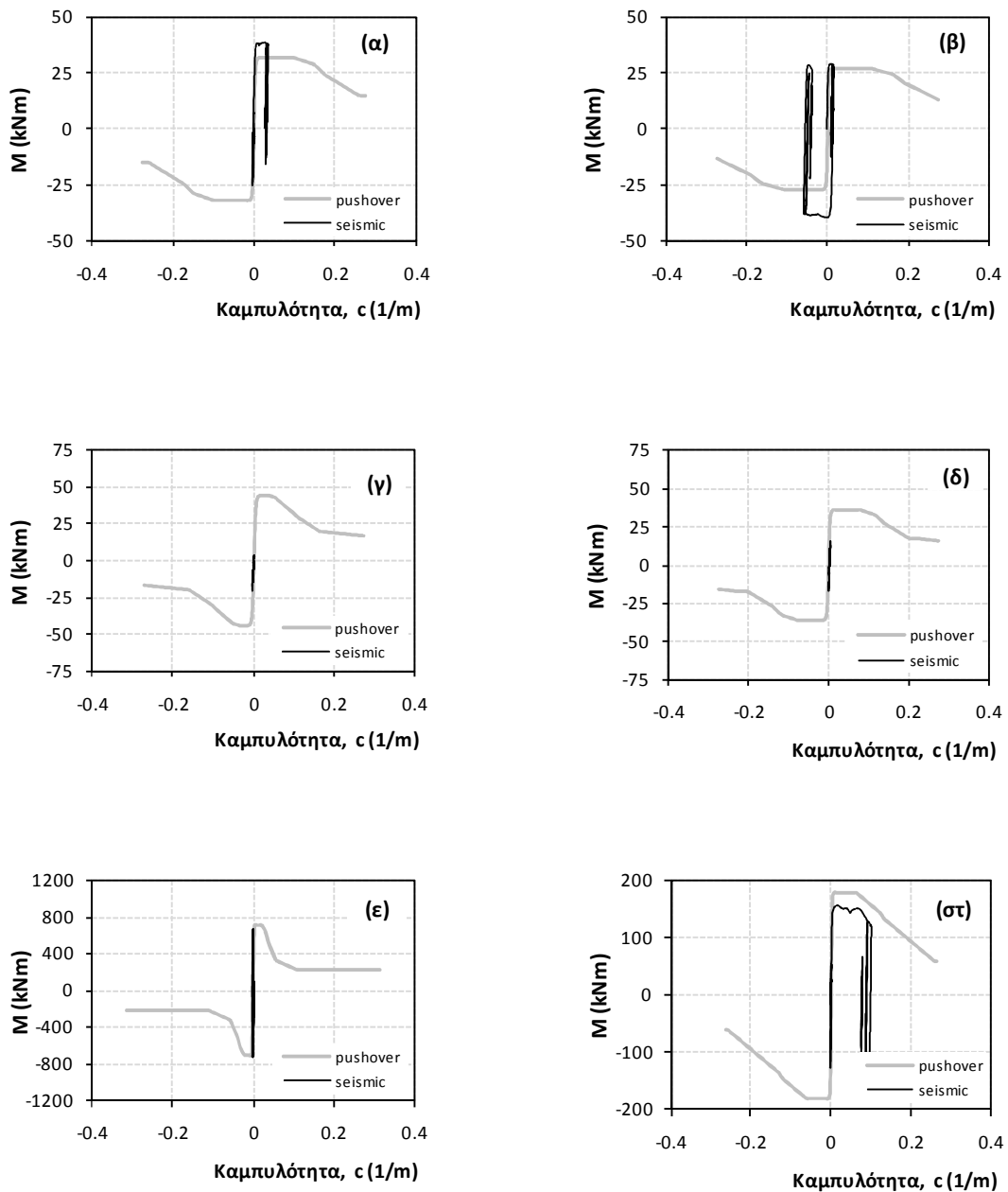
Σχήμα 55: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_230.



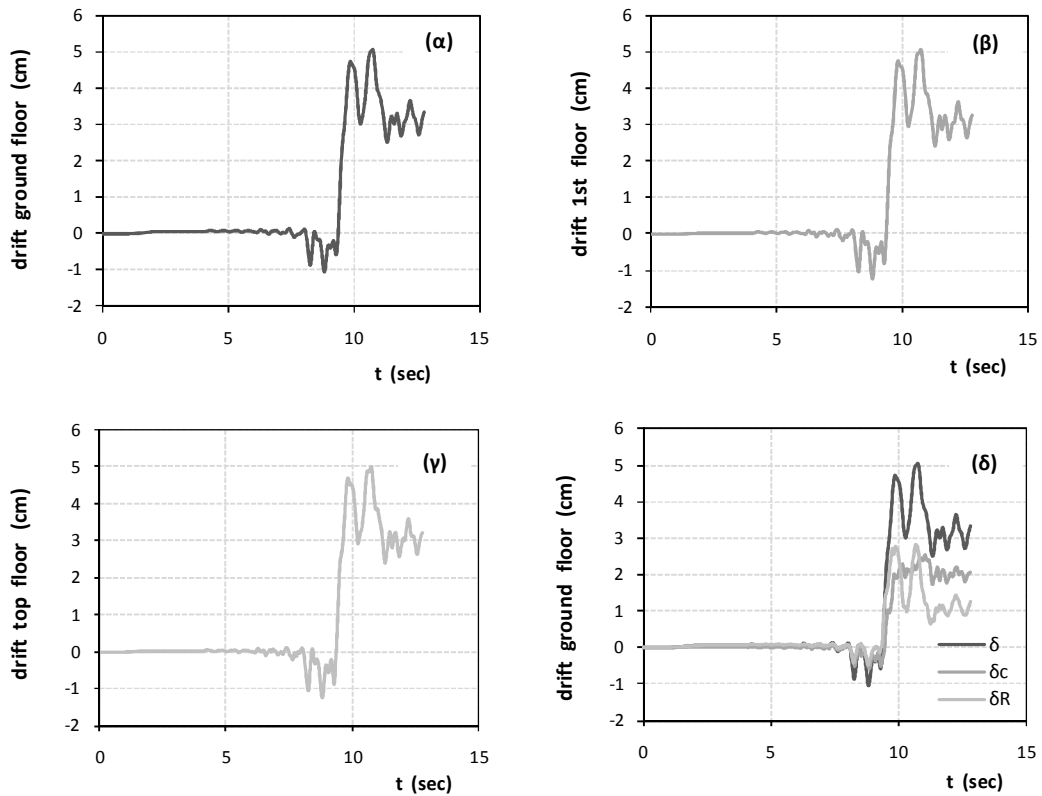
Σχήμα 56: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση IV#04_230.



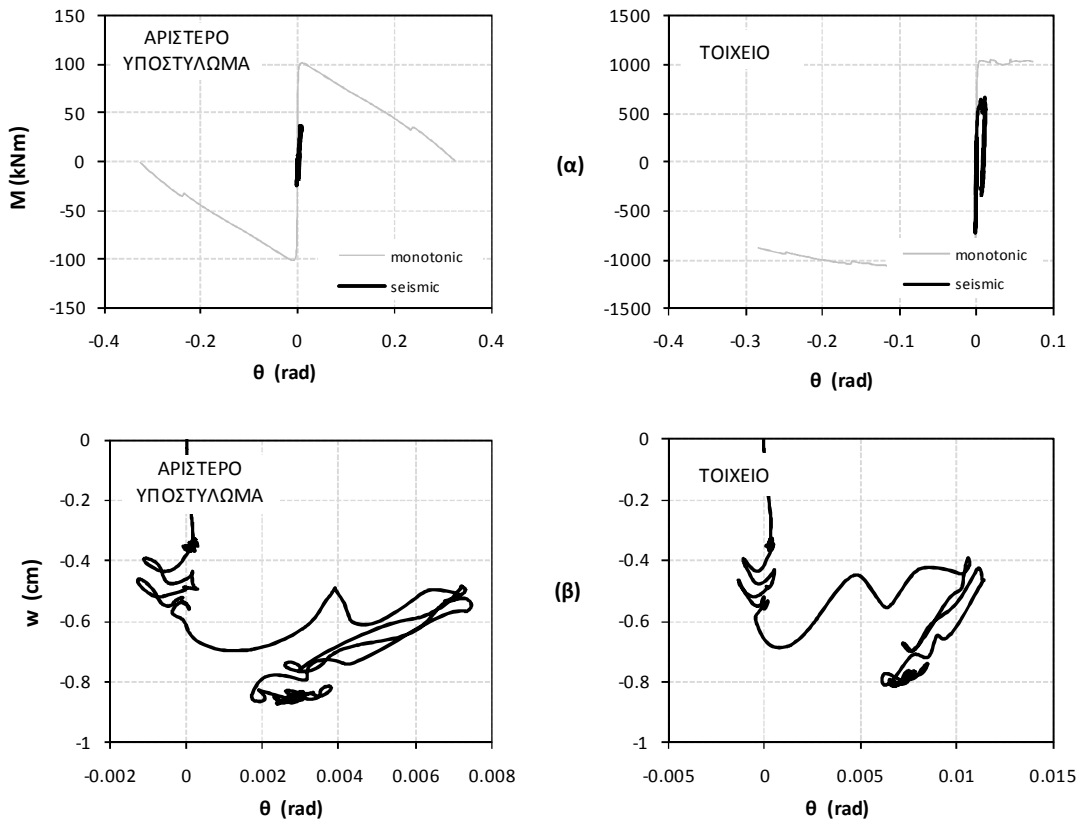
Σχήμα 57: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_230.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

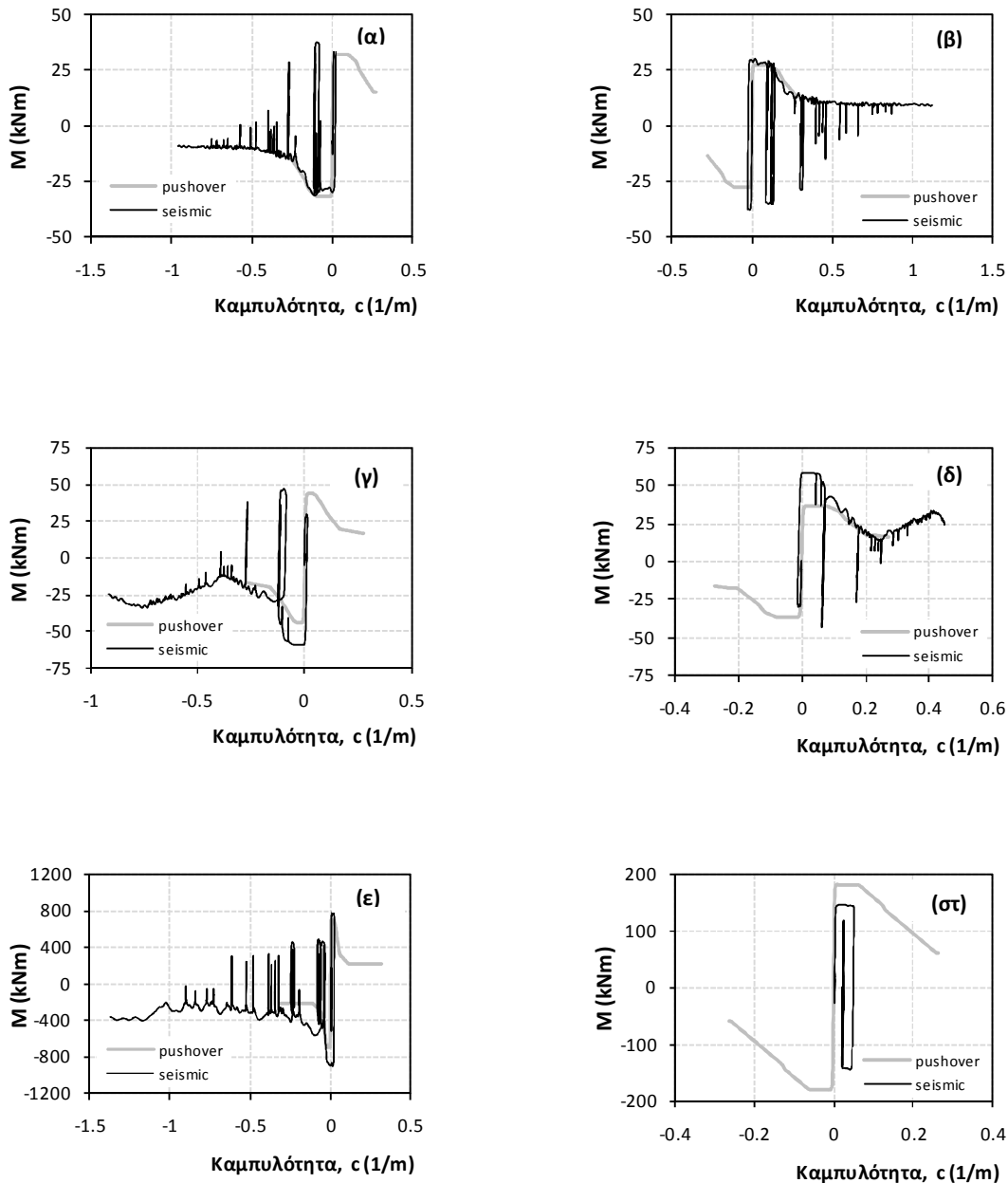
Σχήμα 58: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστύλωματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστύλωματος, (ε) τη βάση του τοιχείου, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_230.



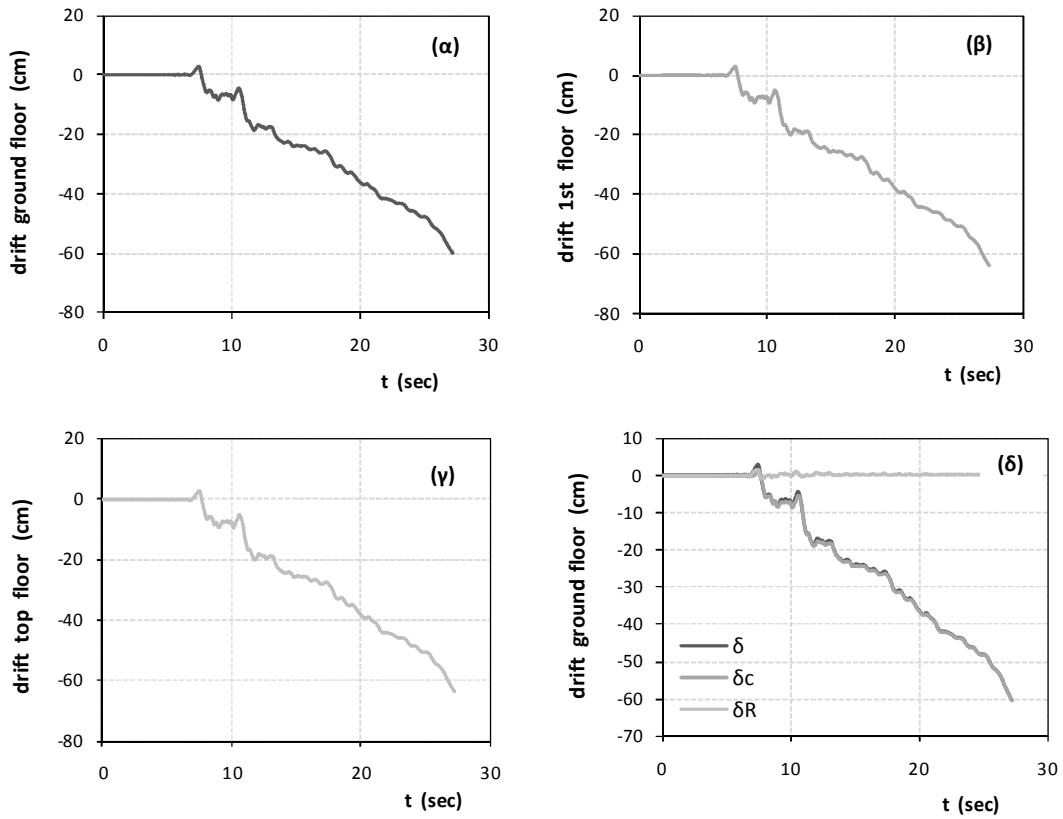
Σχήμα 59: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισογείου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στρώσης και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση IV#04_230.



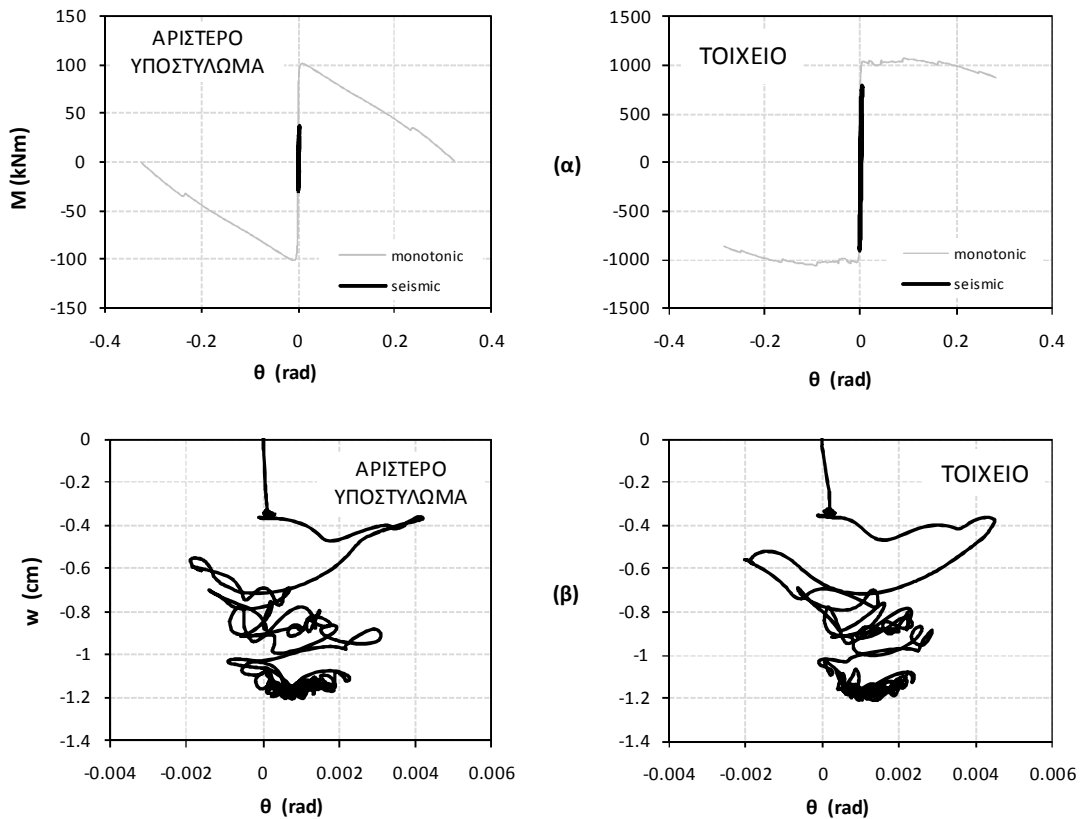
Σχήμα 60: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στρώσης και (β) σε όρους καθίζησης στρώσης υπό τη σεισμική διέγερση IV#04_230.

Σεισμική διέγερση Jensen-022Συμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

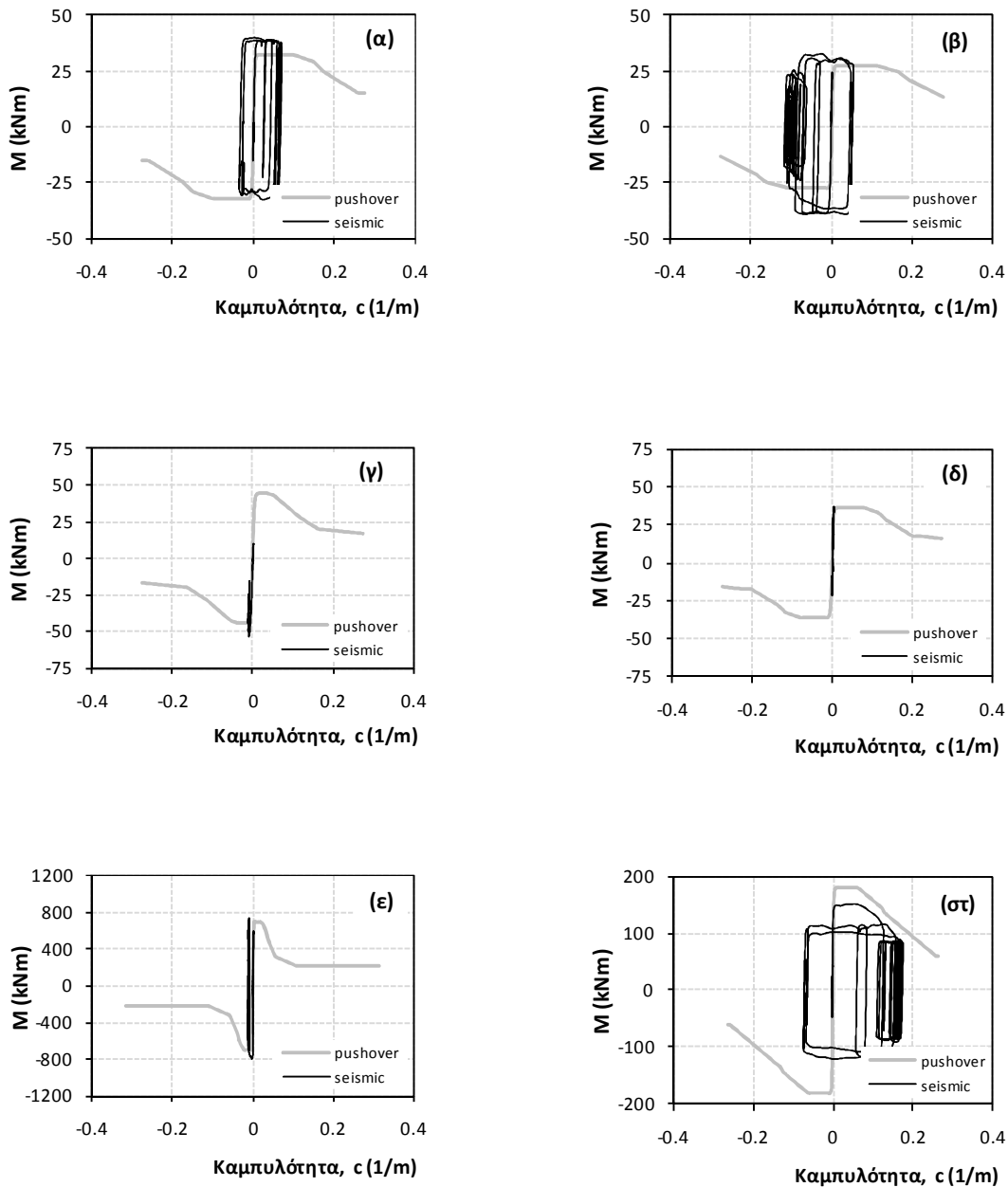
Σχήμα 61: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Jensen_022.



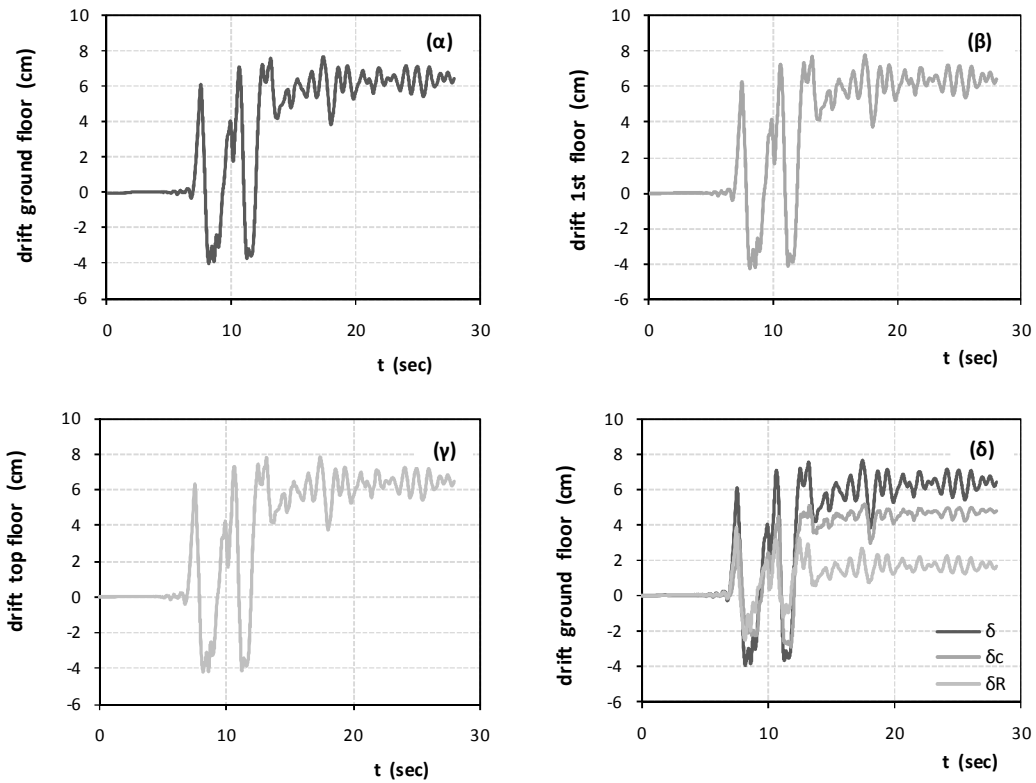
Σχήμα 62: Χρονιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισογείου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Jensen_022.



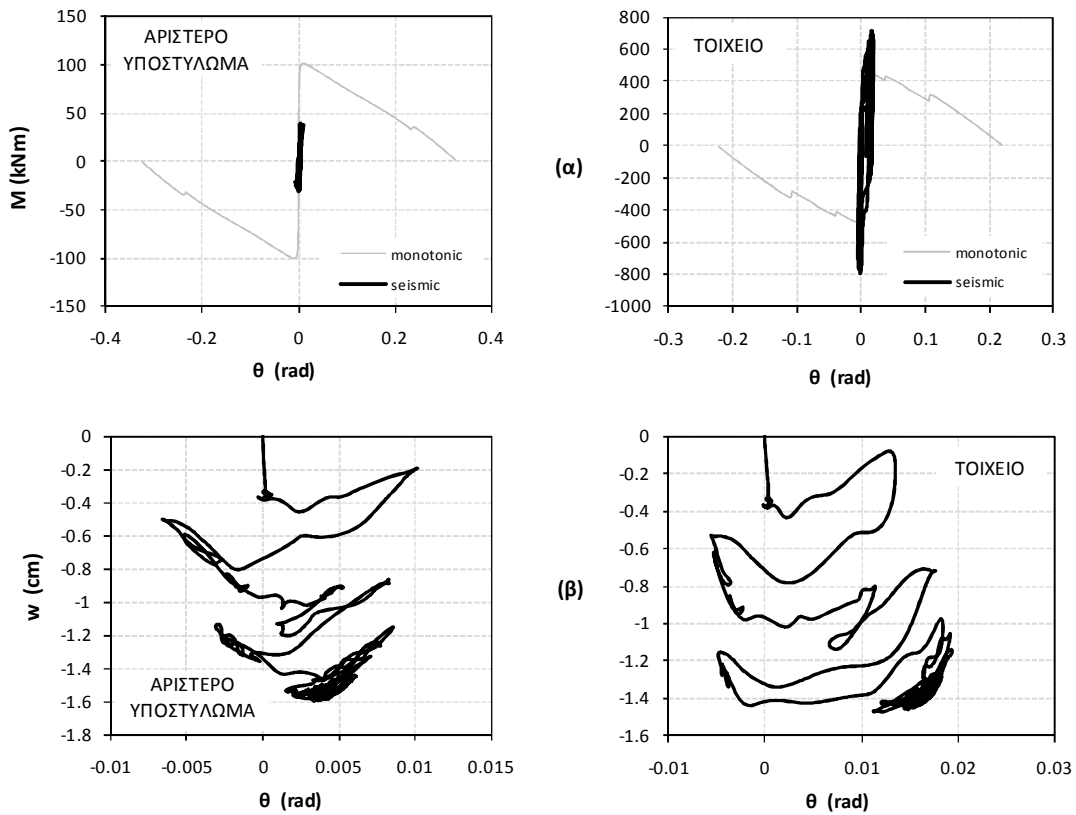
Σχήμα 63: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Jensen_022.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

Σχήμα 64: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση *Jensen_022*.

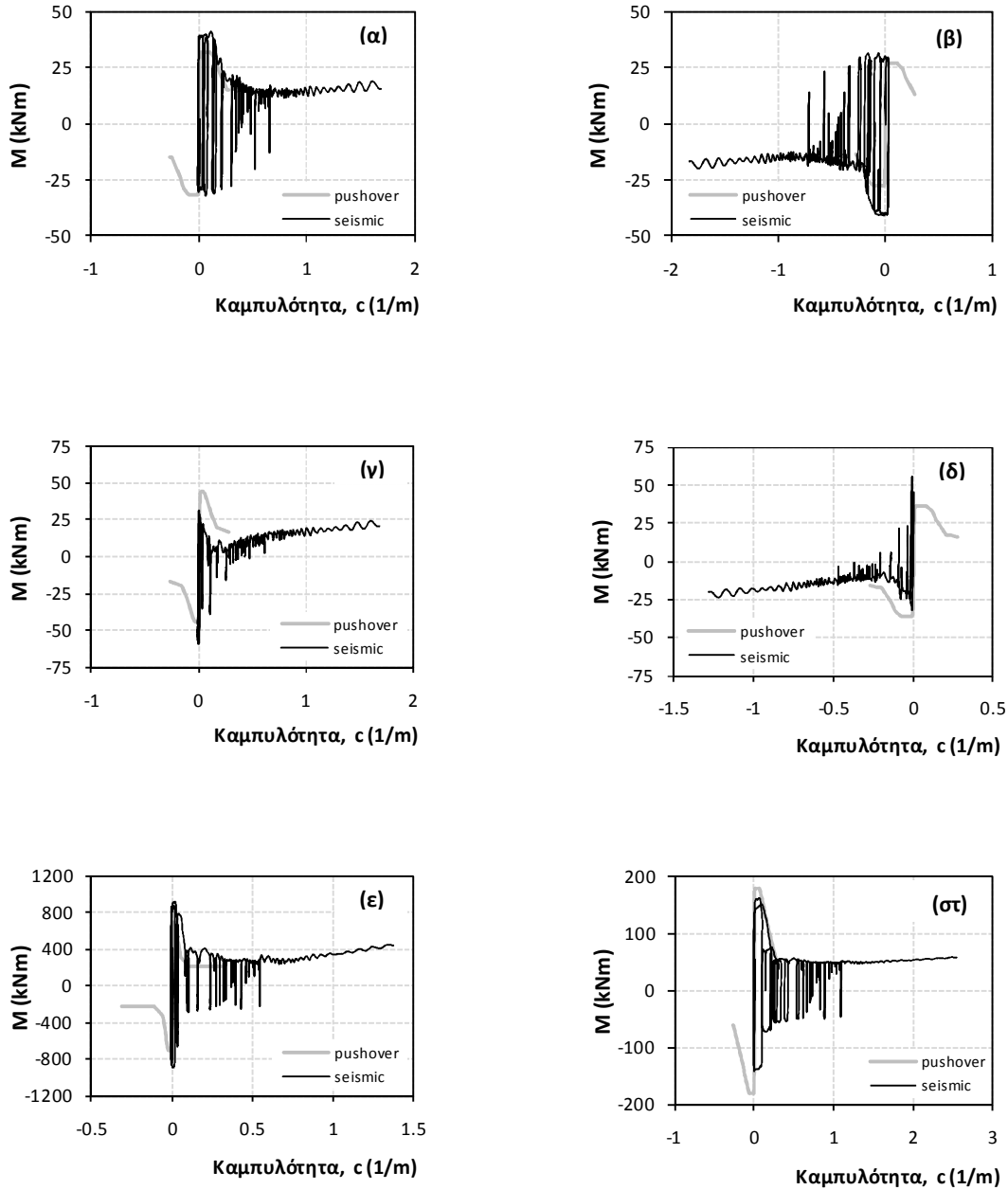


Σχήμα 65: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισογείου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Jensen_022.

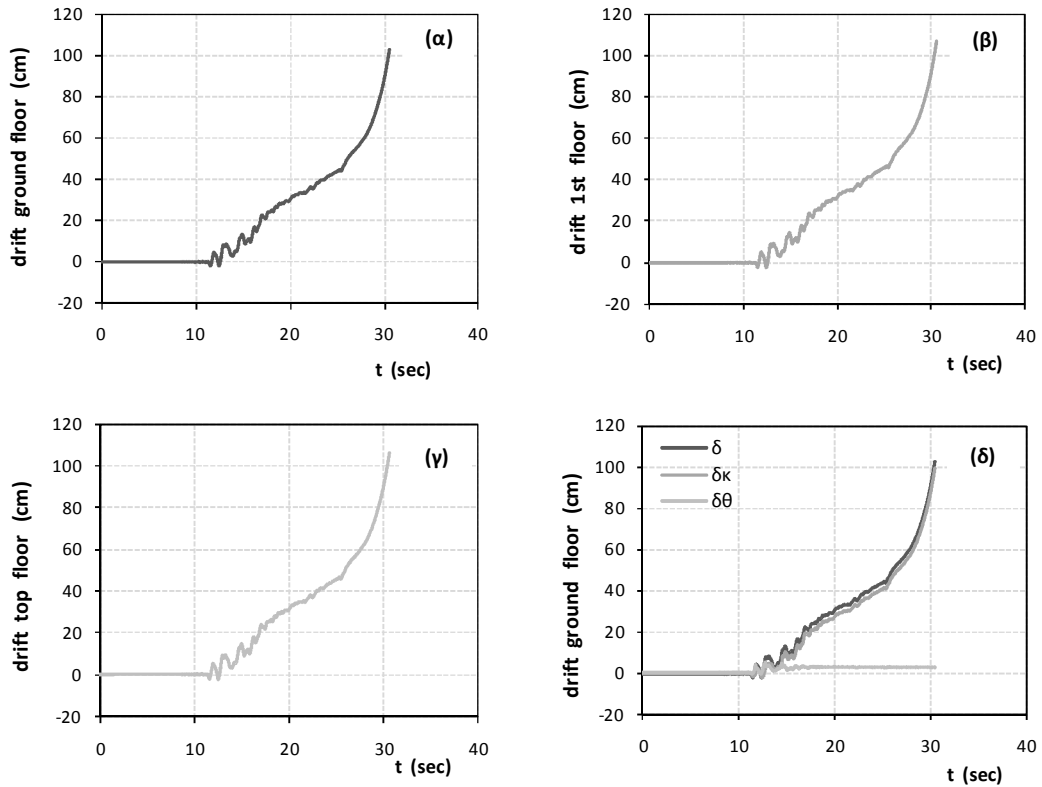


Σχήμα 66: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Jensen_022.

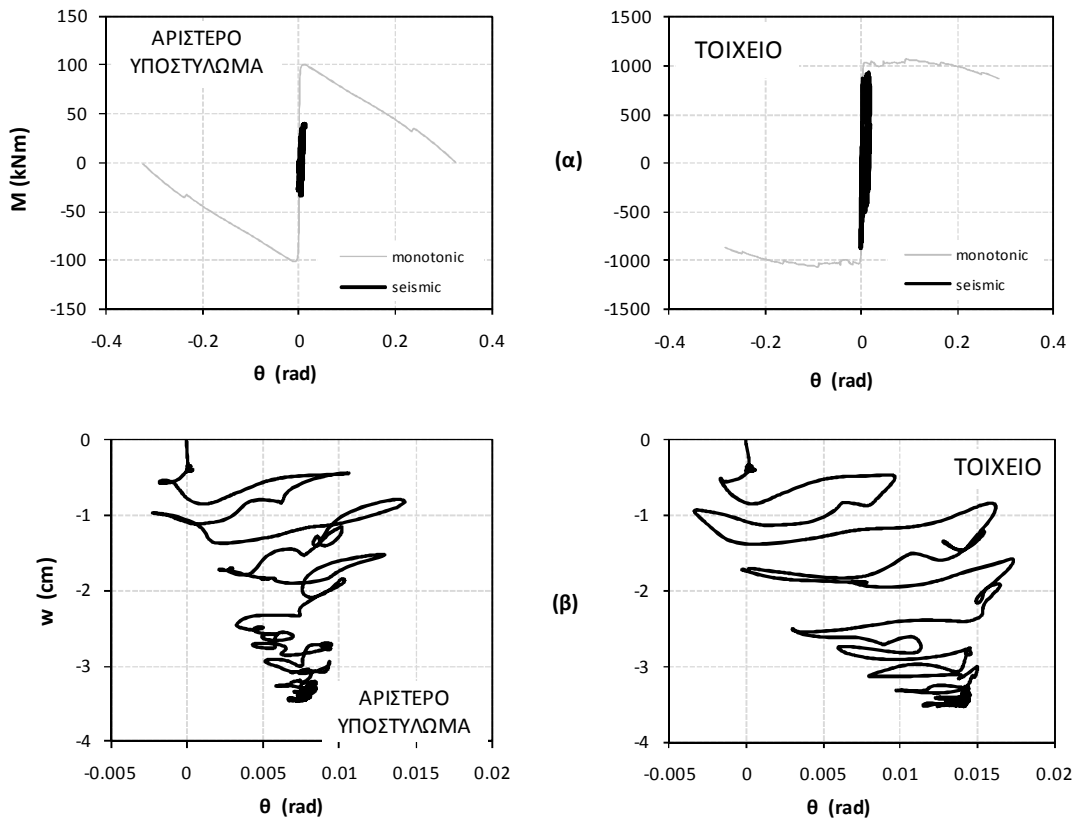
Σεισμική διέγερση JMA

Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00m$ 

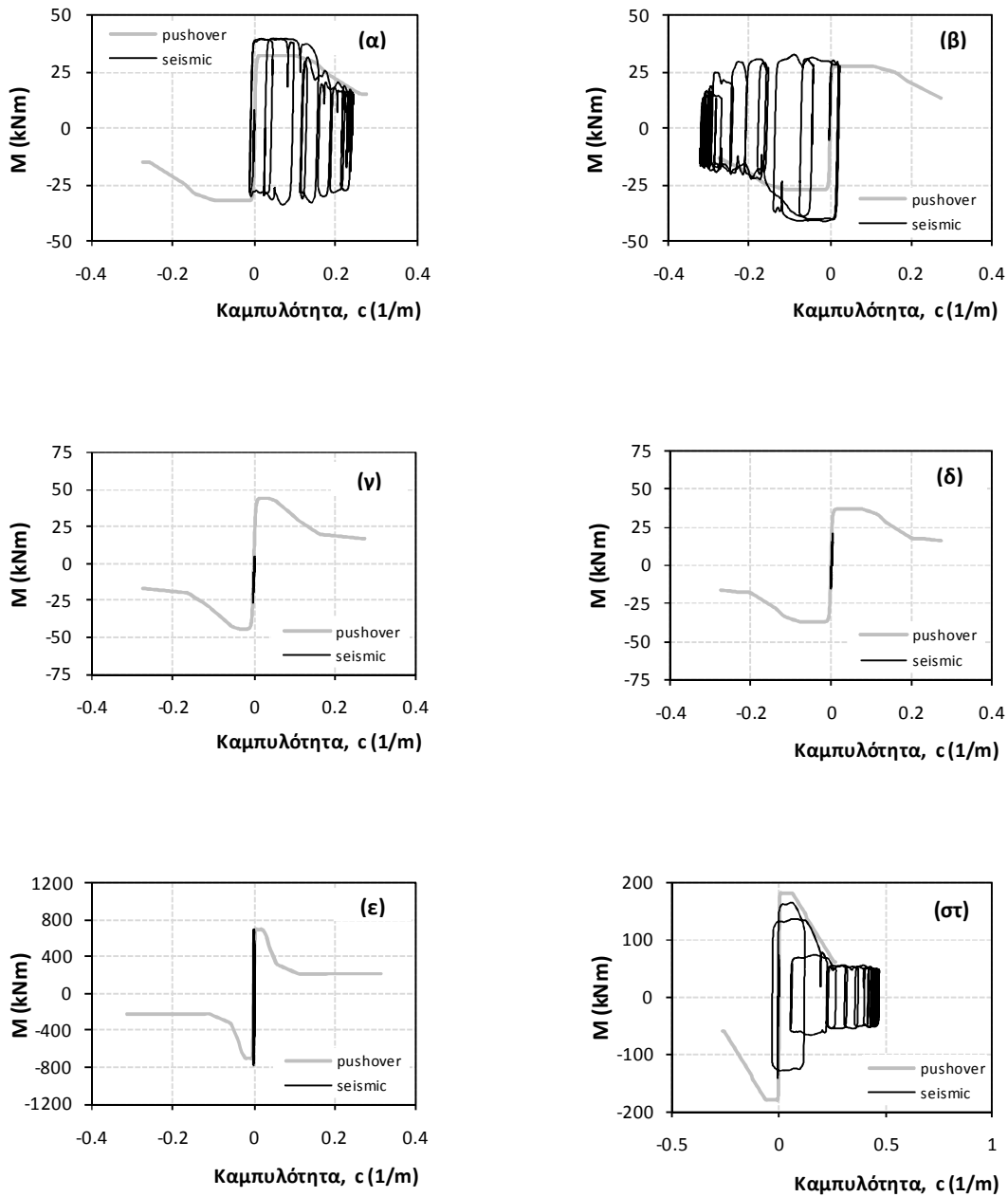
Σχήμα 67: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση JMA.



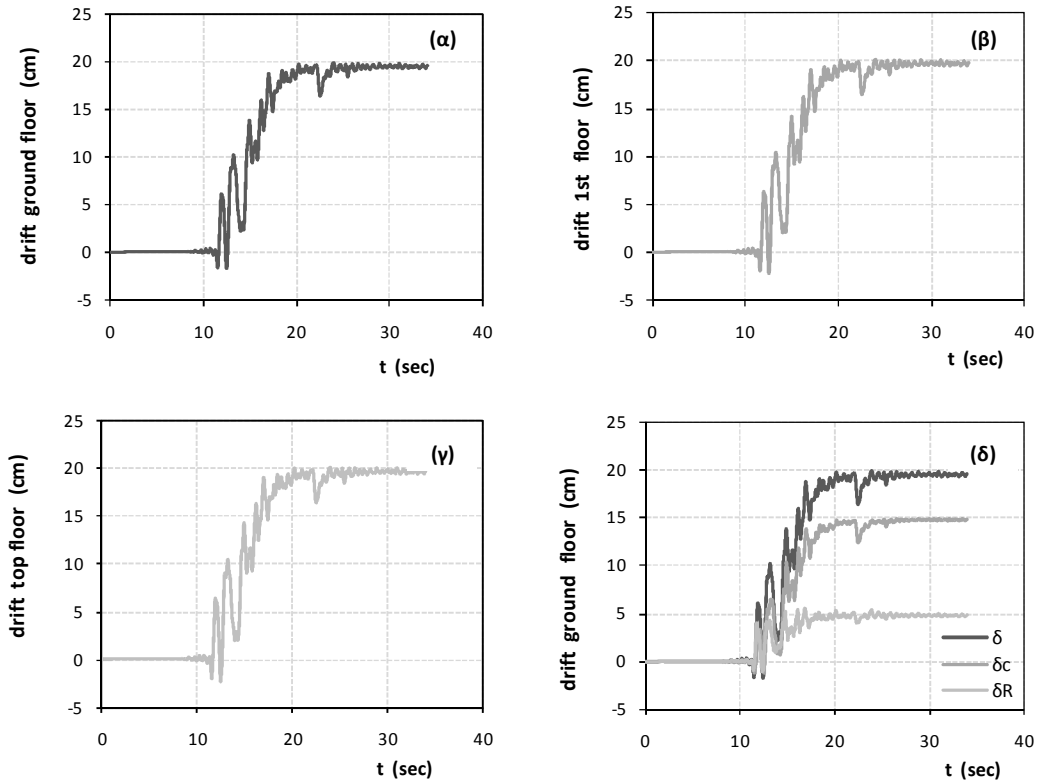
Σχήμα 68: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση JMA.



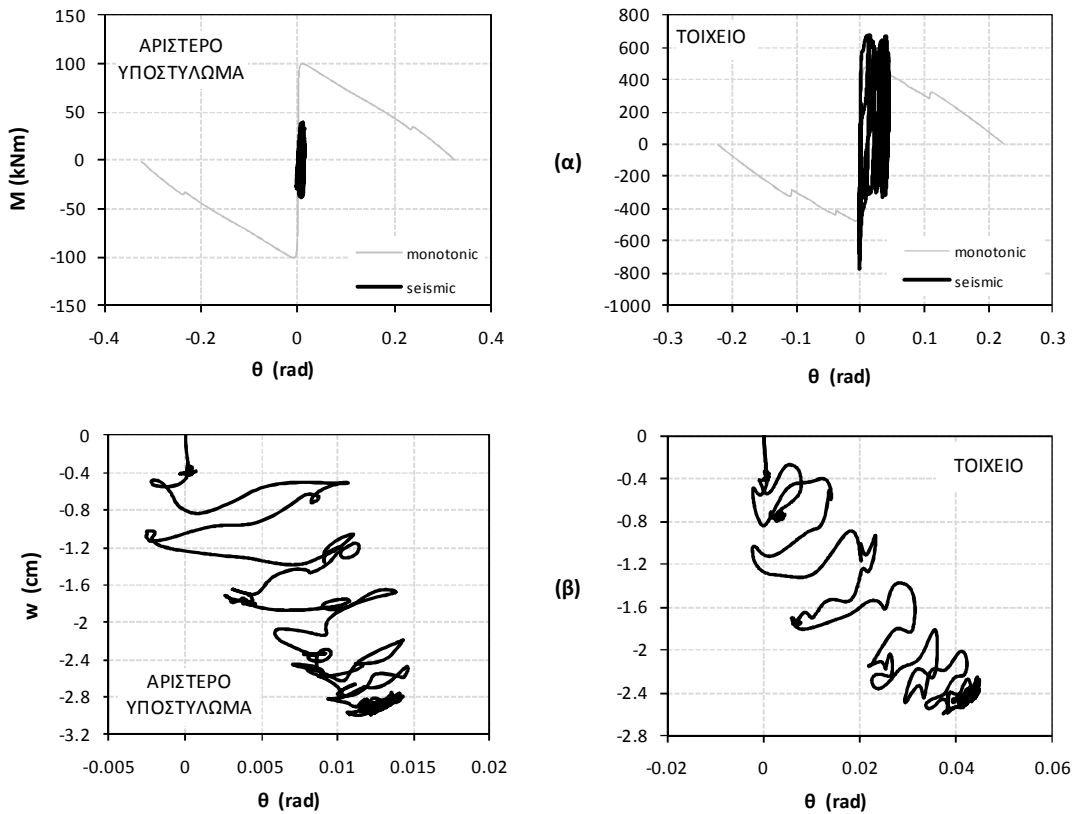
Σχήμα 69: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση JMA.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

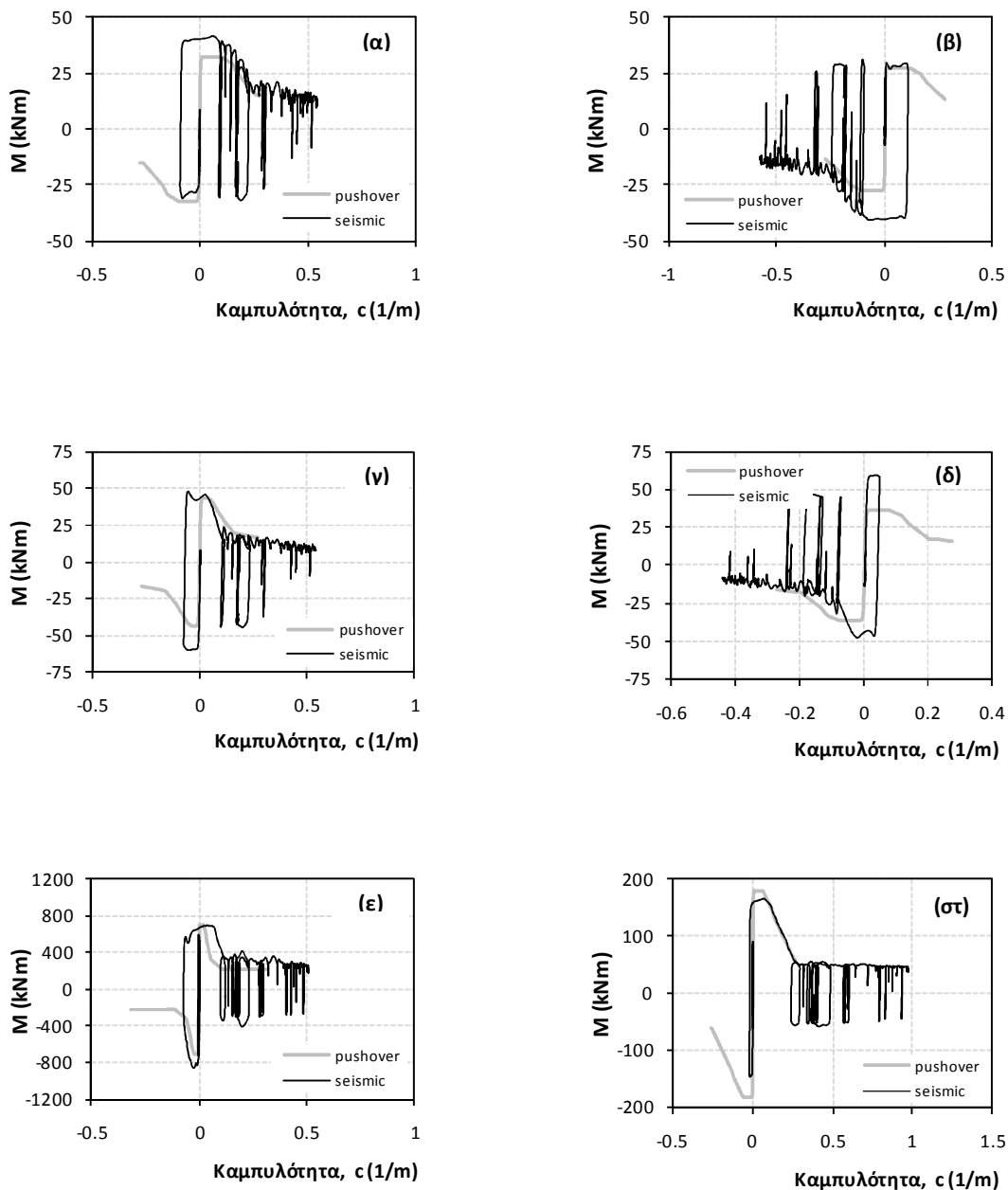
Σχήμα 70: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση JMA.



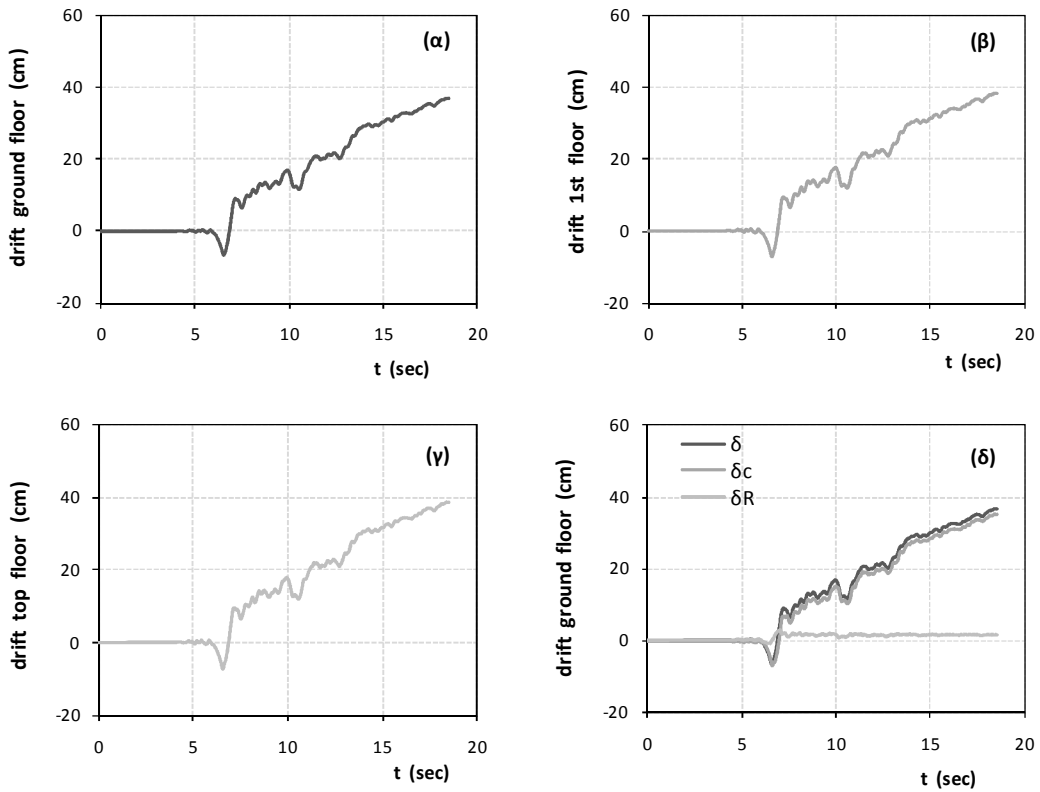
Σχήμα 68: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση JMA.



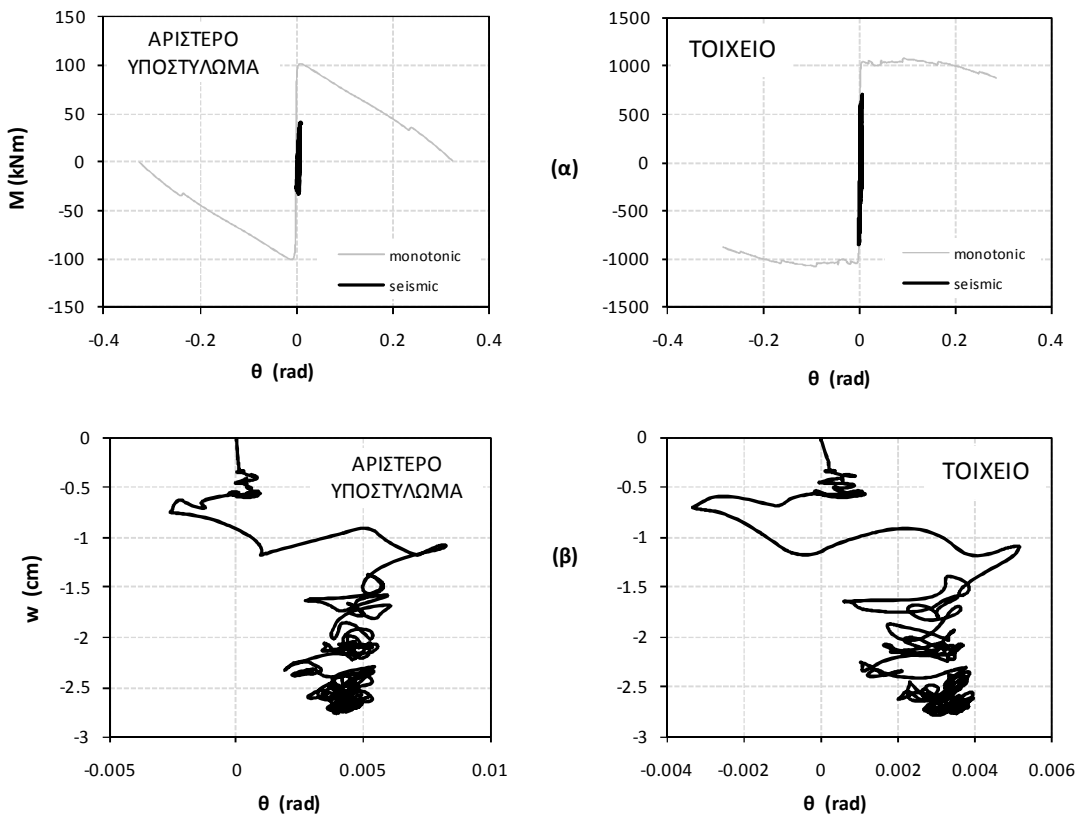
Σχήμα 69: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καδίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση JMA.

Σεισμική διέγερση Ribaldi-228Συμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

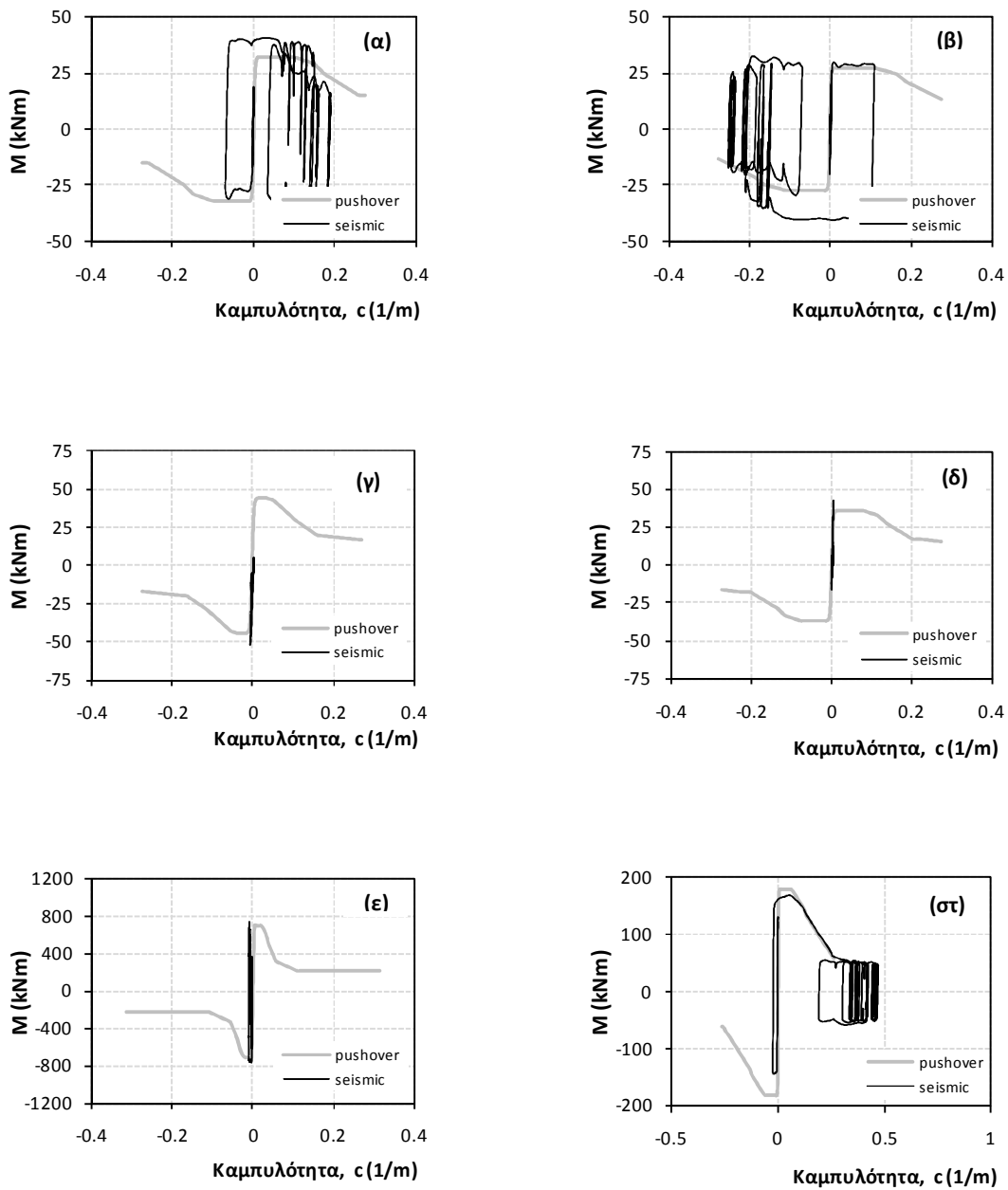
Σχήμα 70: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστύλωματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστύλωματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Ribaldi_228.



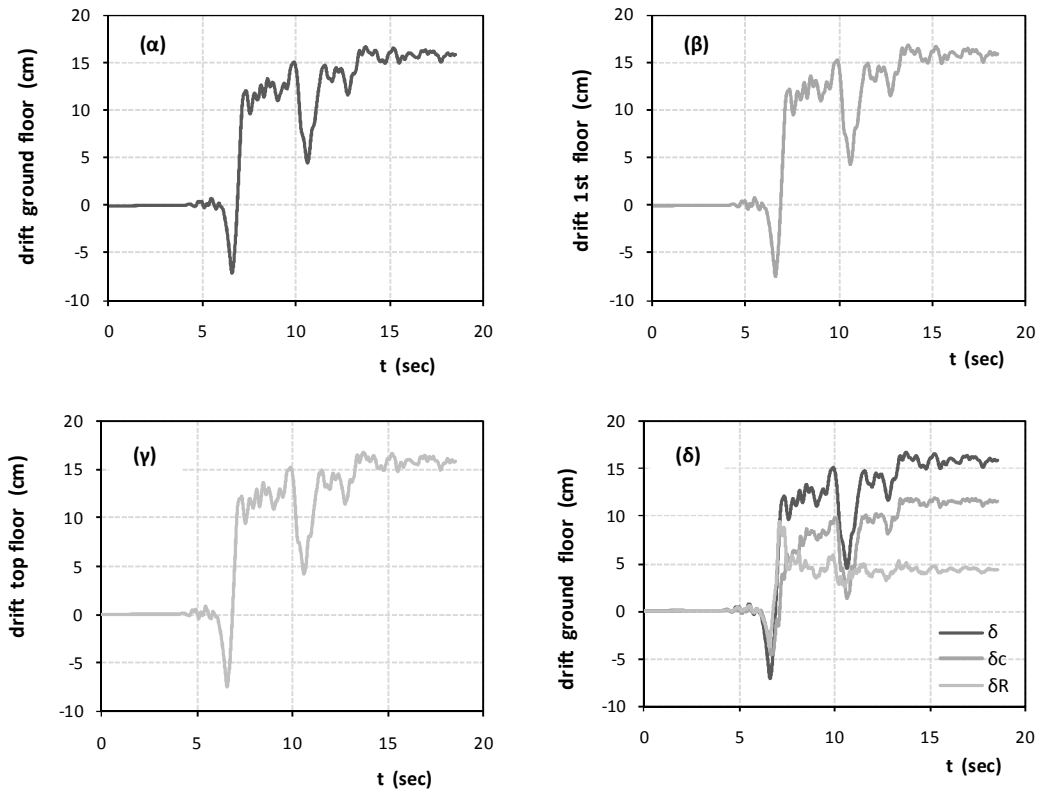
Σχήμα 71: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Rinaldi_228.



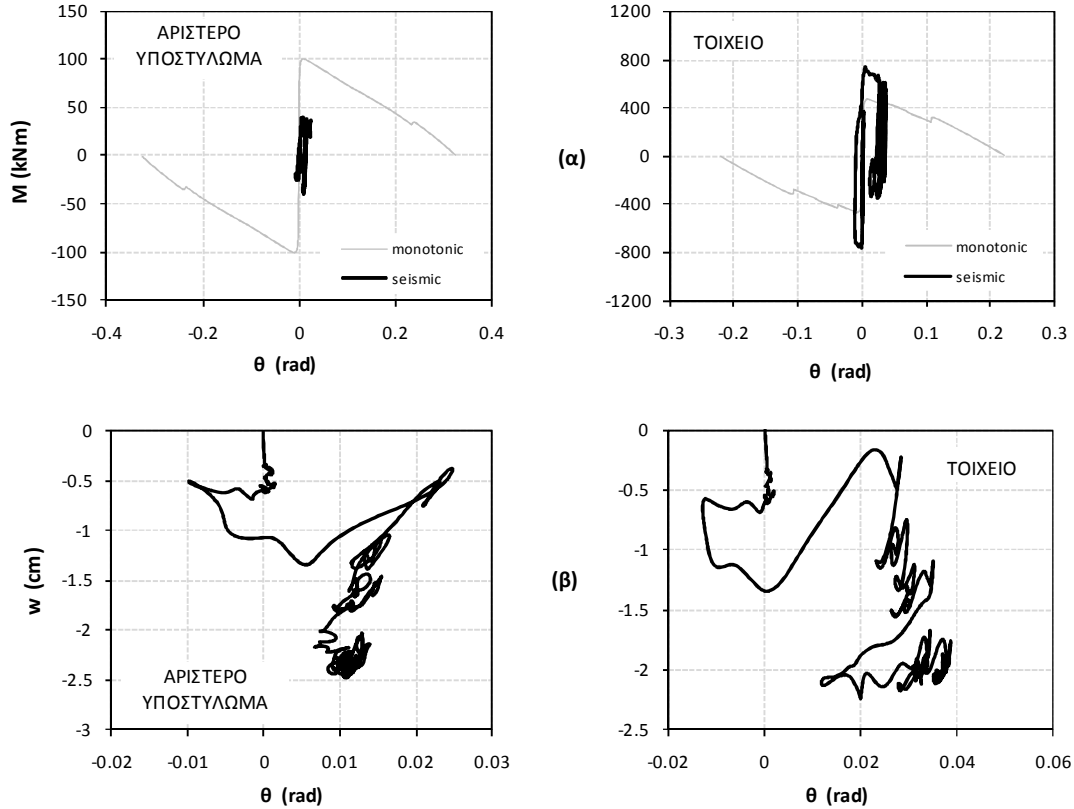
Σχήμα 72: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Rinaldi_228.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

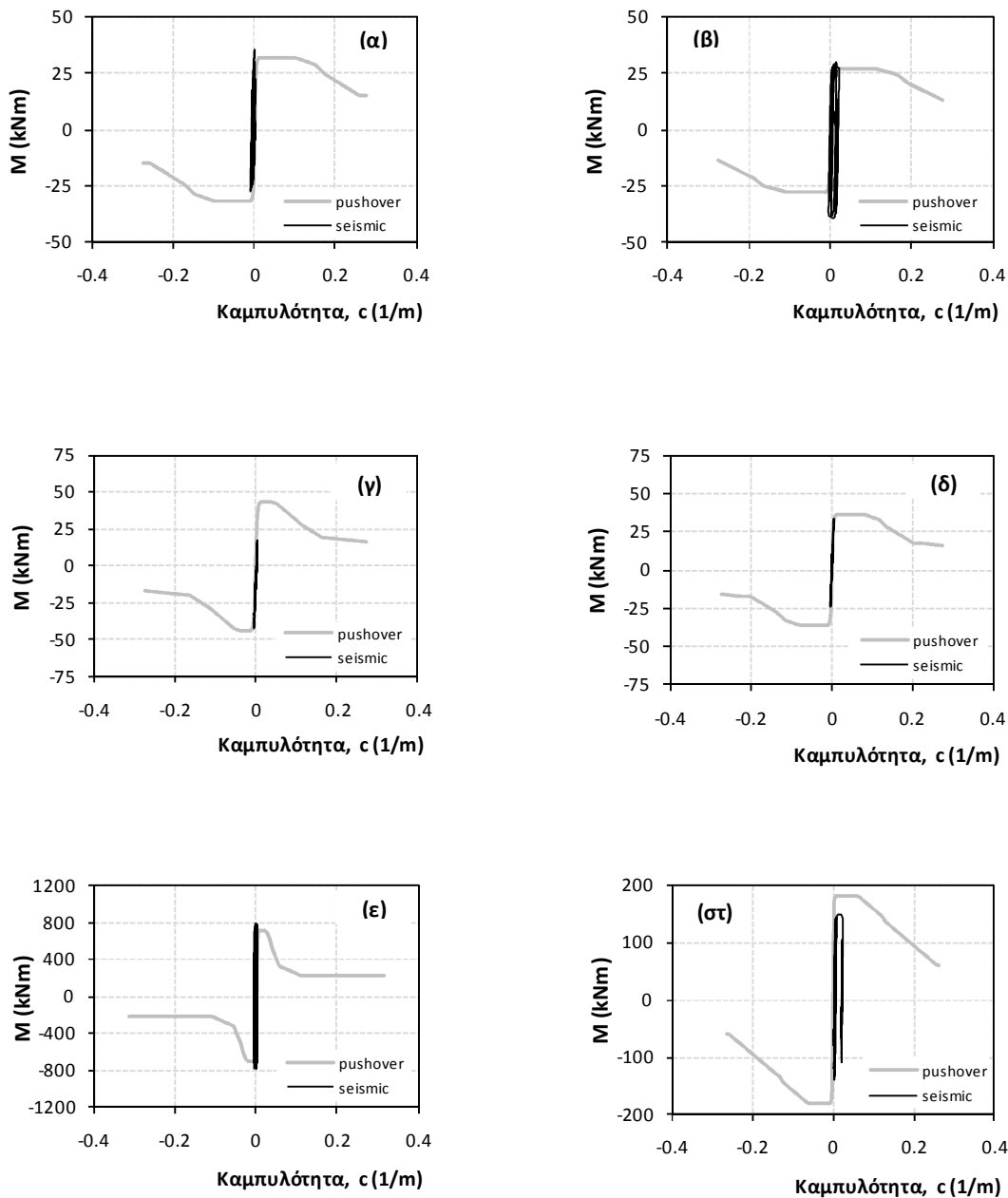
Σχήμα 70: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστύλωματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστύλωματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Rinaldi_228.



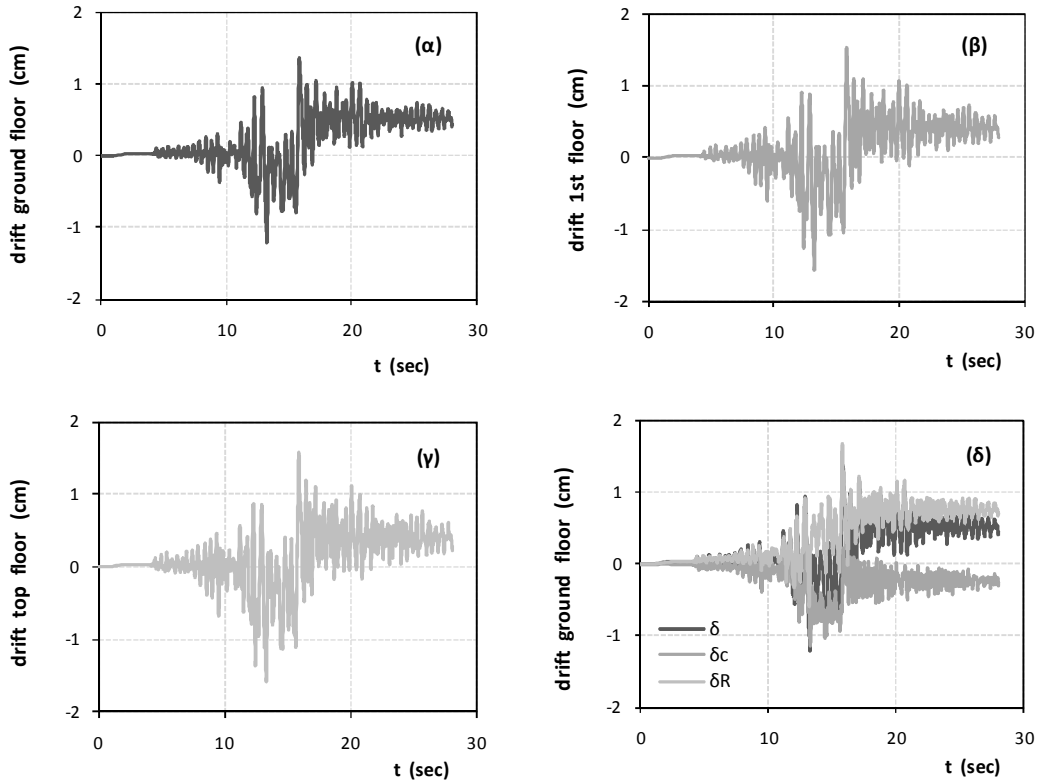
Σχήμα 71: Χρονιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Rinaldi_228.



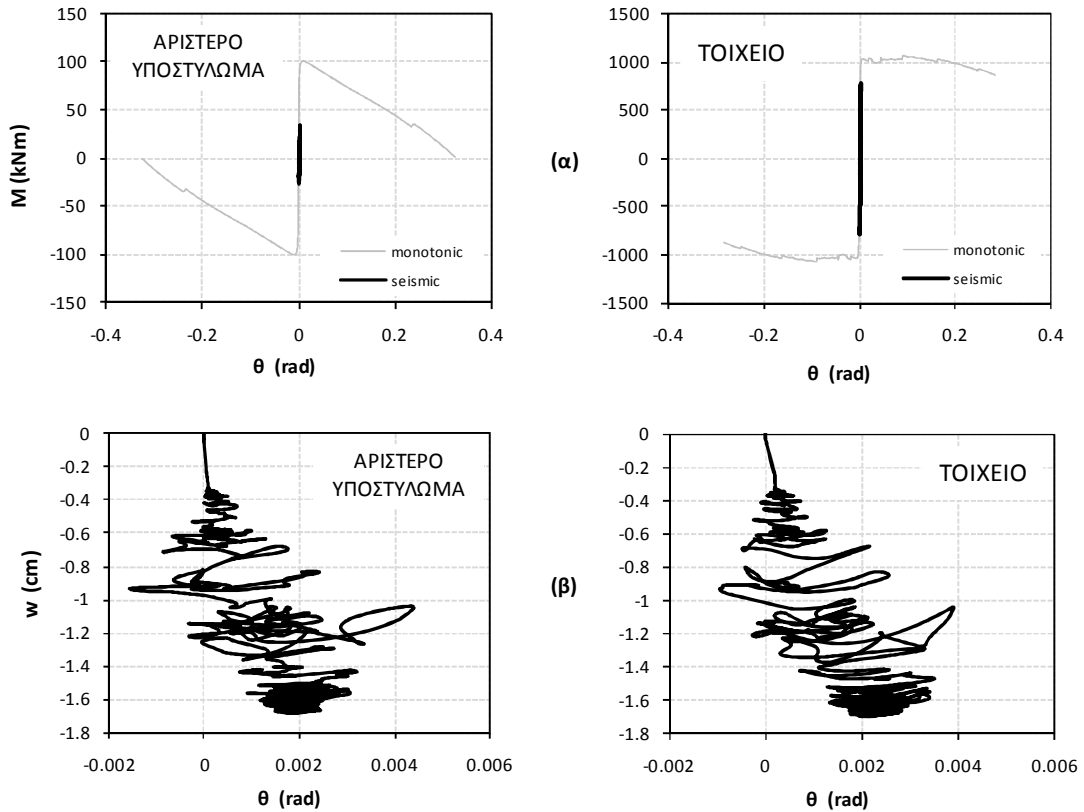
Σχήμα 72: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Rinaldi_228.

Σεισμική διέγερση Lucerne-000-tcΣυμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

Σχήμα 70: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Lucerne_000_tc.

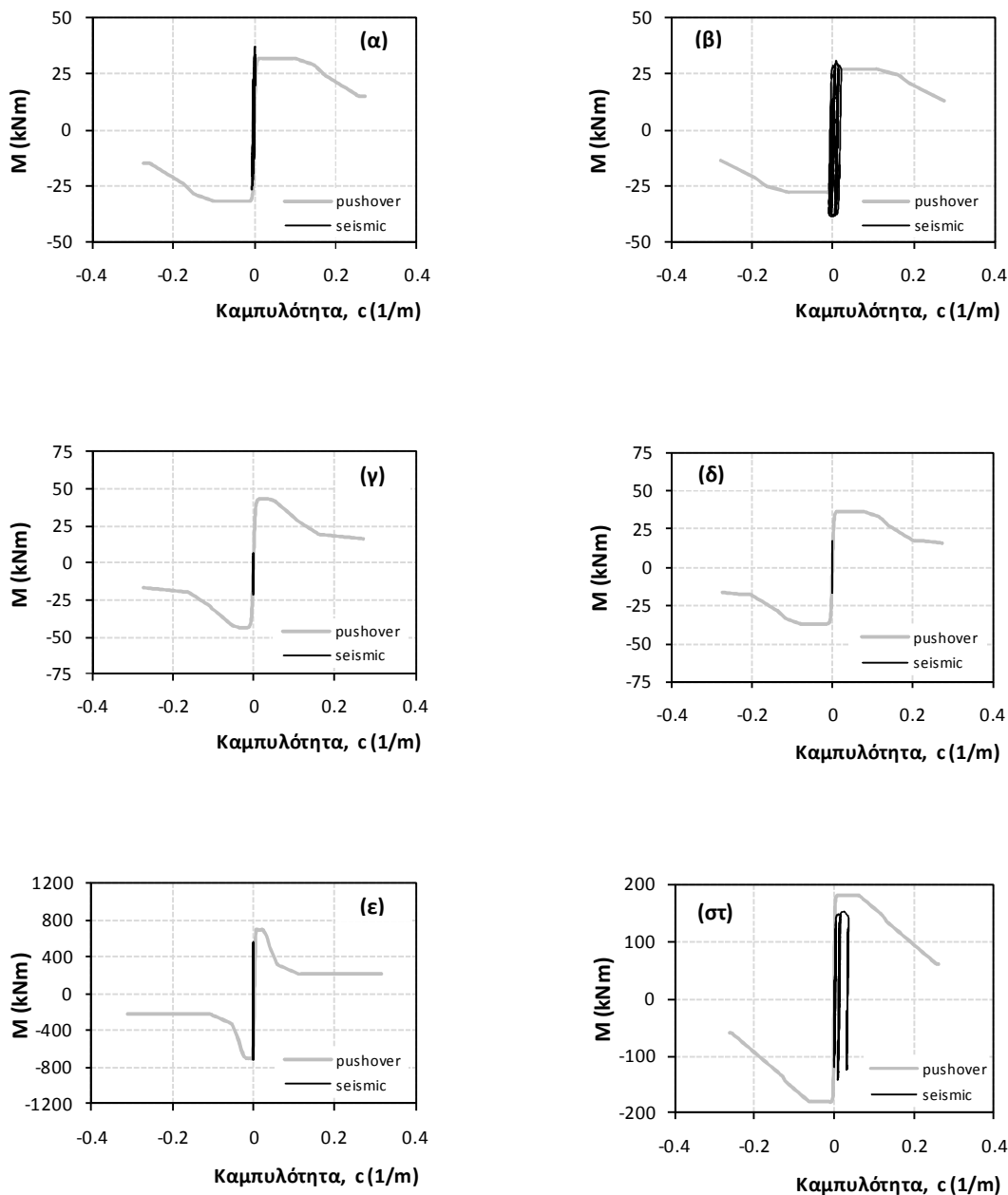


Σχήμα 71: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στρωφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση *Lucerne_000_tc*.

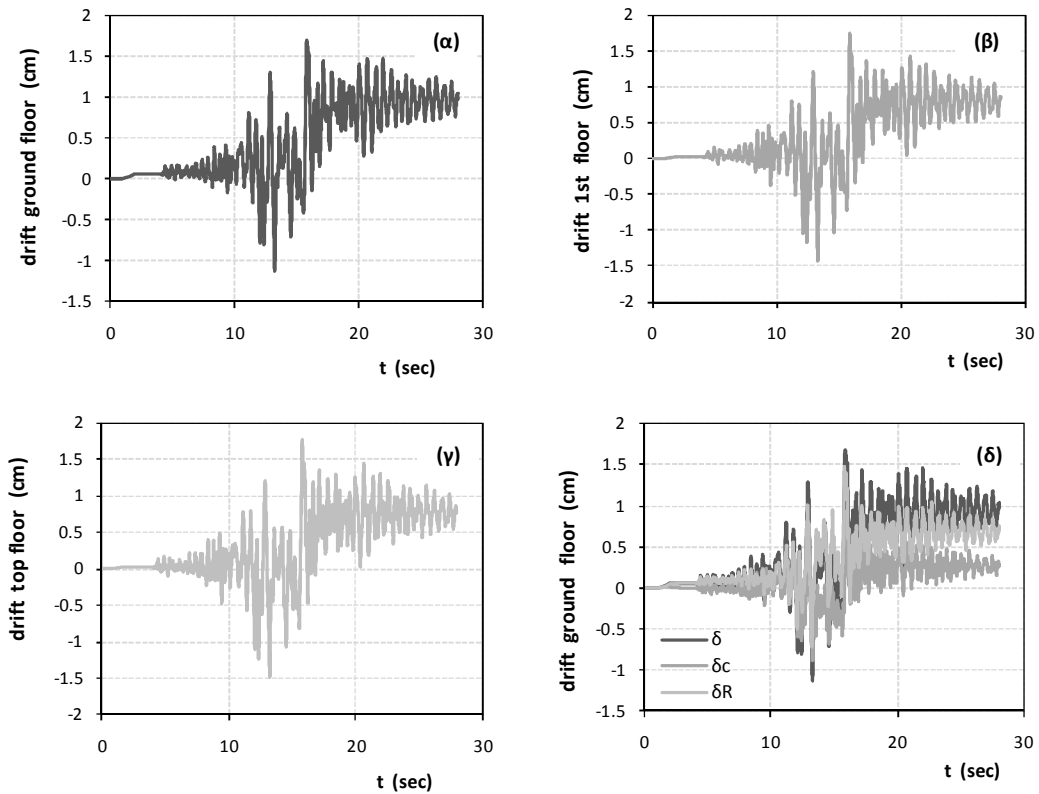


Σχήμα 72: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στρωφής και (β) σε όρους καθίζησης στρωφής υπό τη σεισμική διέγερση *Lucerne_000_tc*.

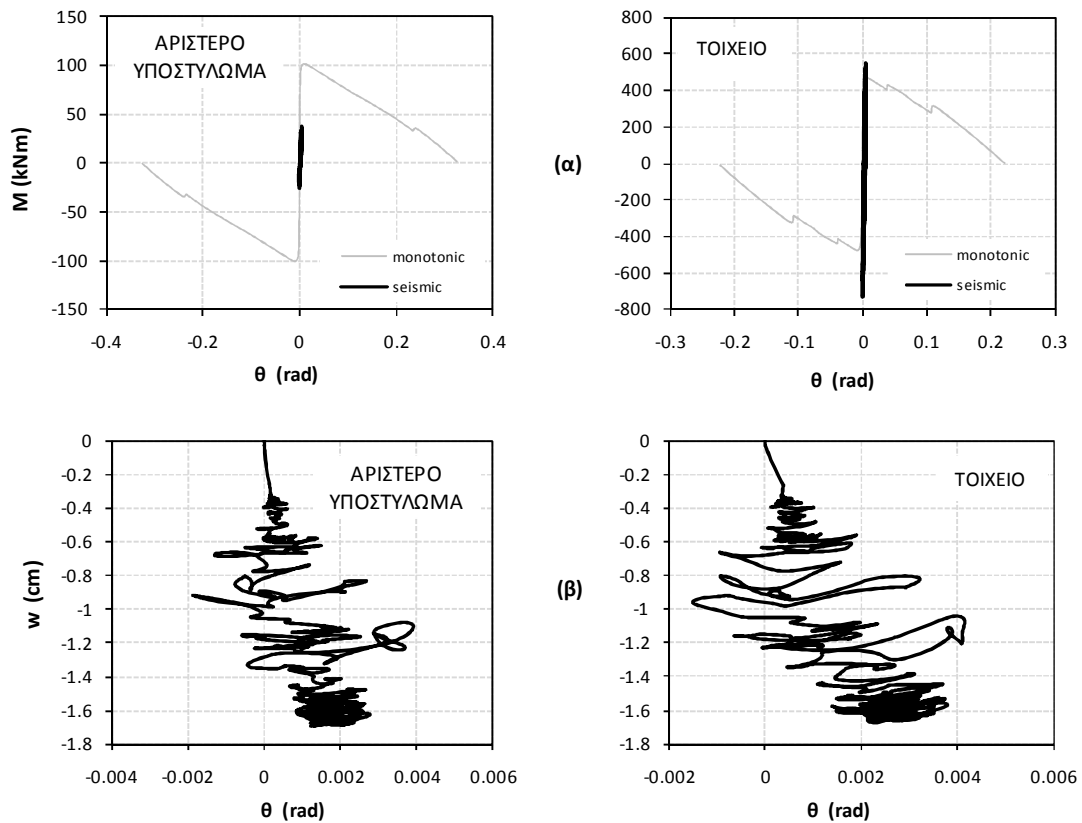
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$



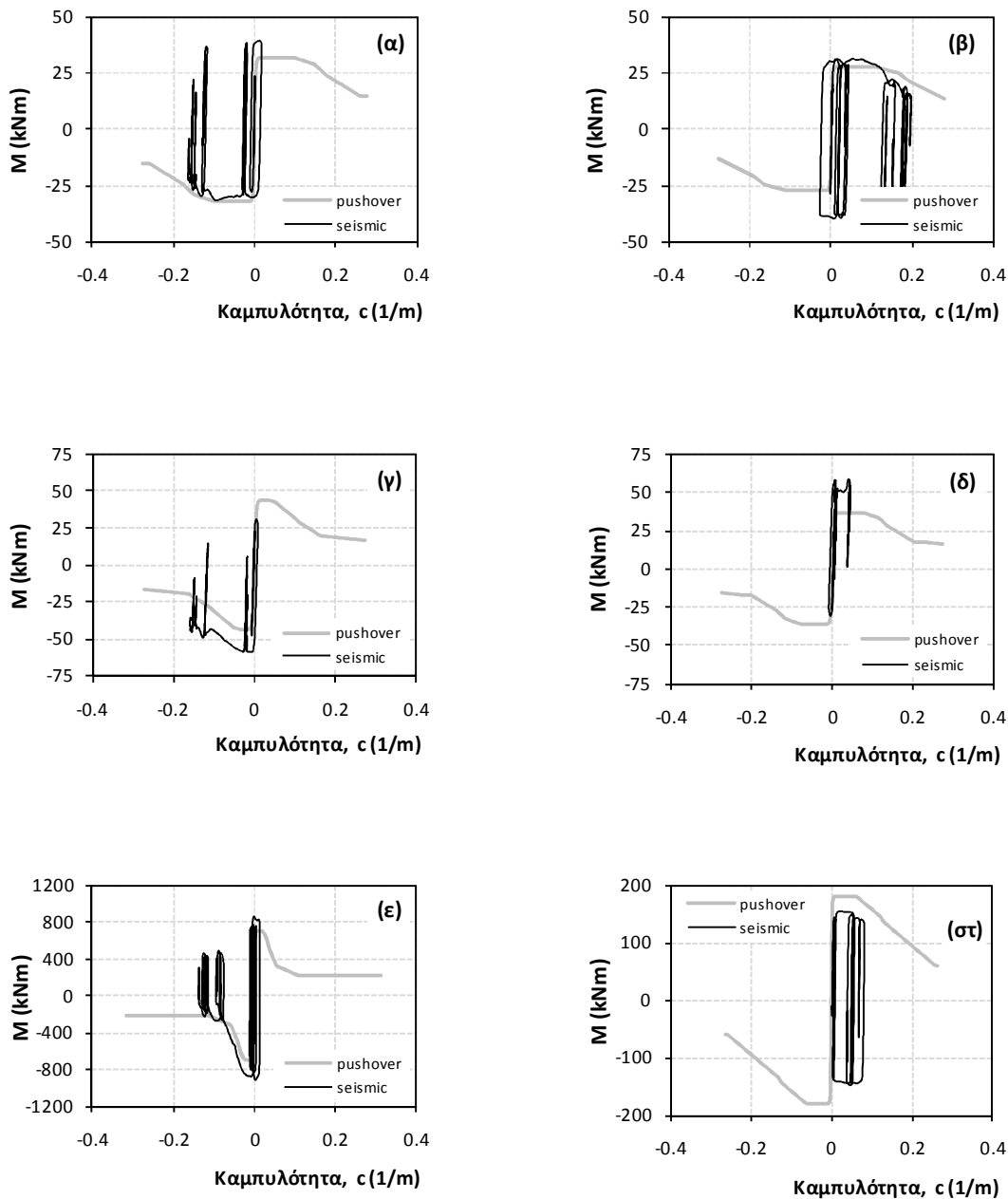
Σχήμα 73: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση *Lucerne_000_tc*.



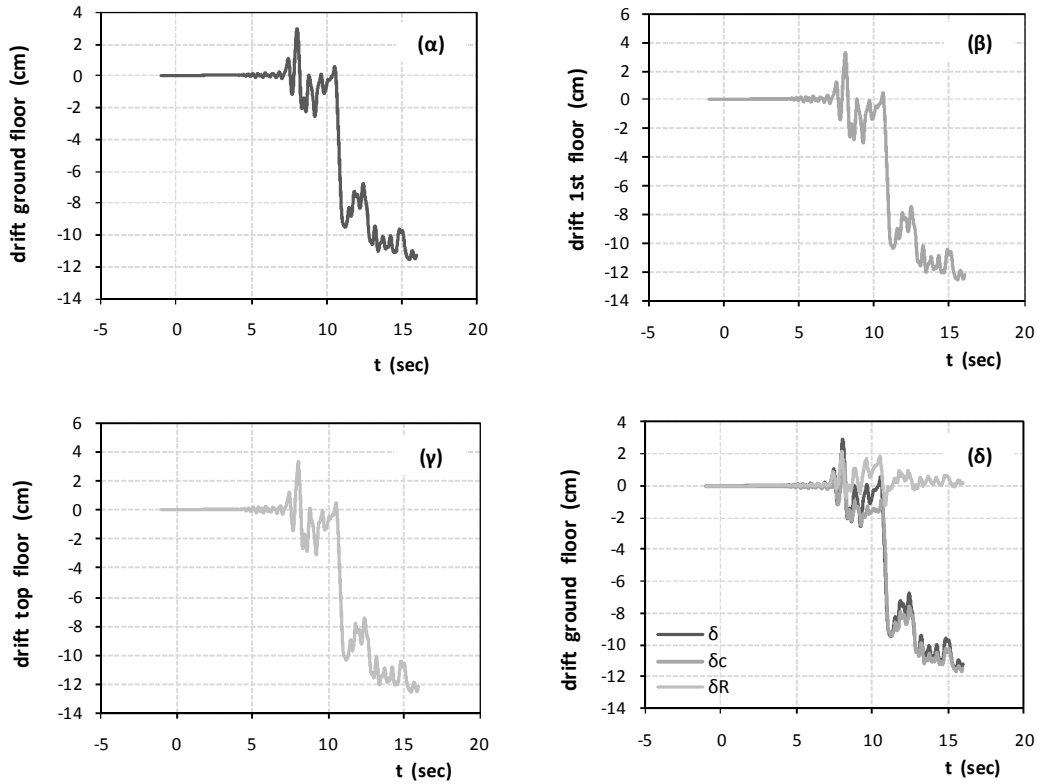
Σχήμα 74: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση *Lucerne_000_tc*.



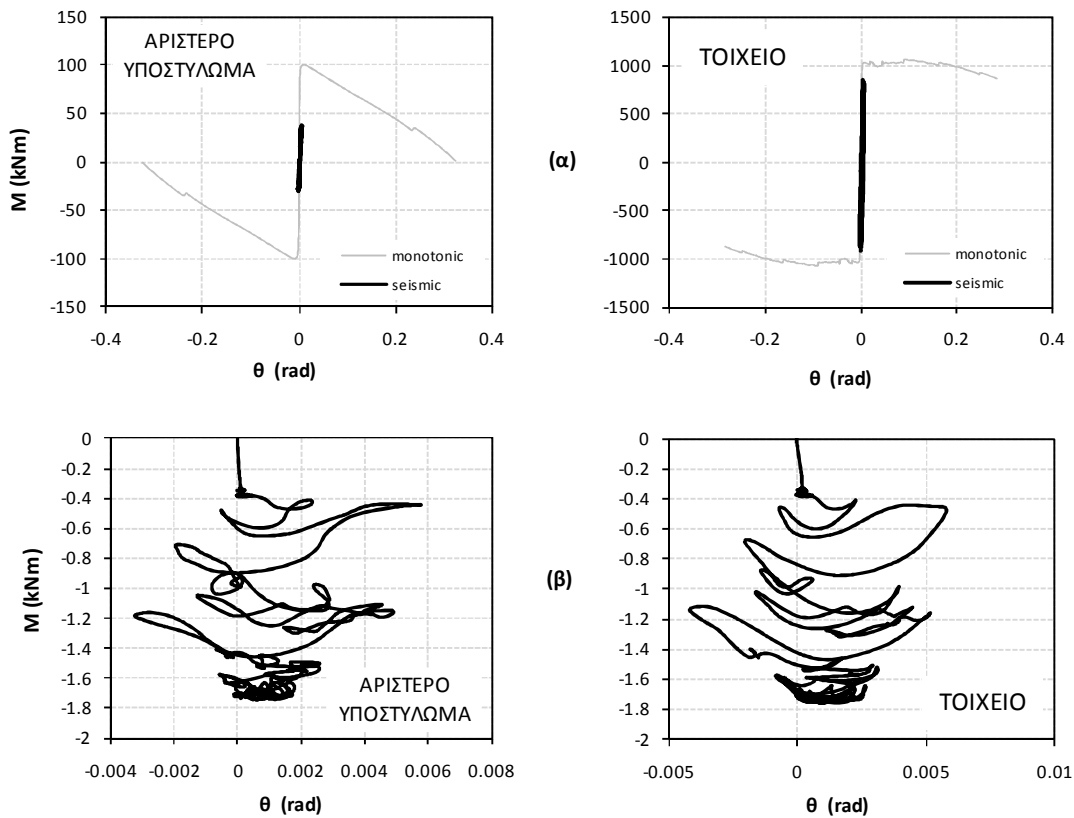
Σχήμα 75: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση *Lucerne_000_tc*.

Σεισμική διέγερση Northridge-Sylmaron090Συμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

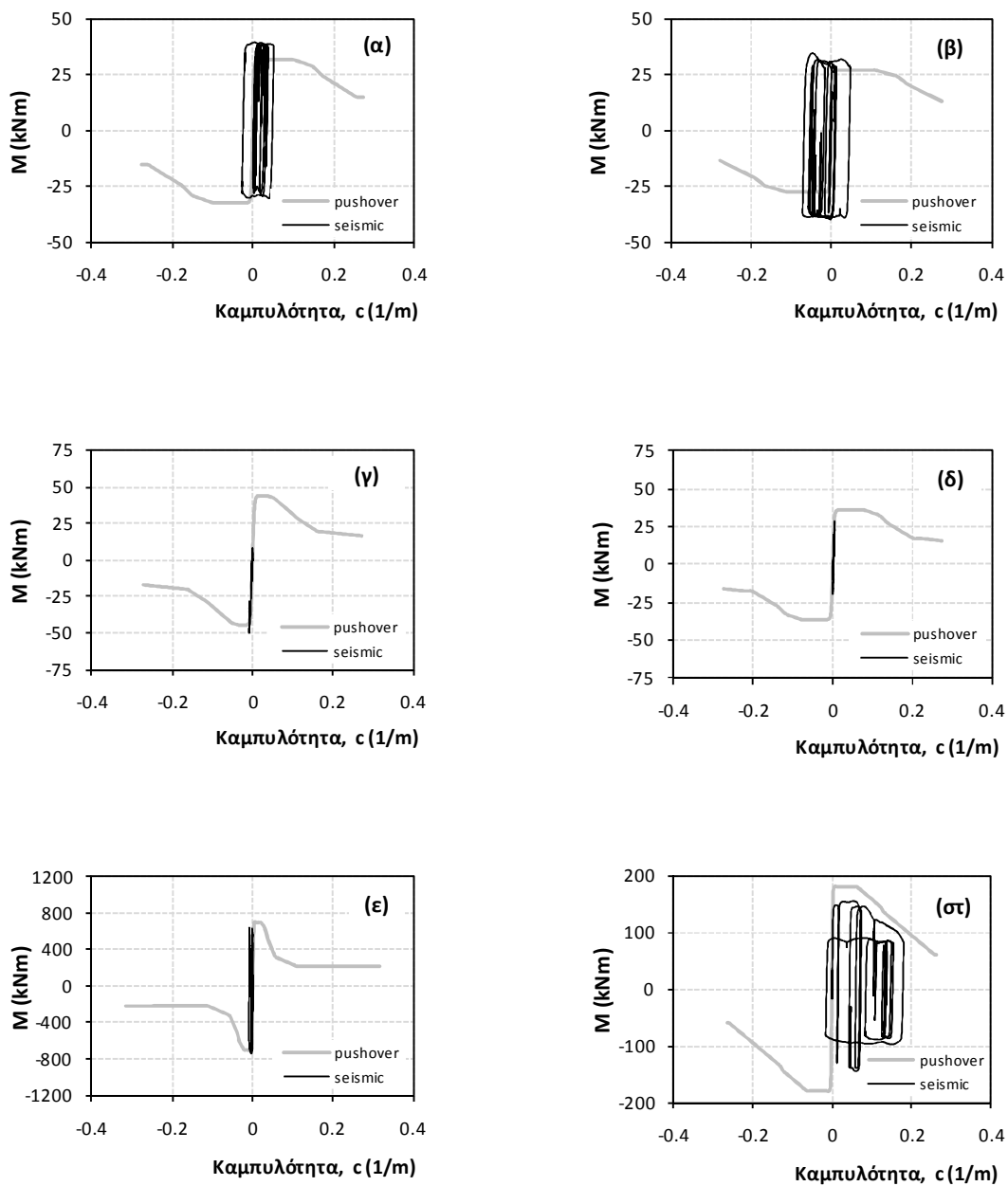
Σχήμα 76: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Northridge-Sylmaron090.



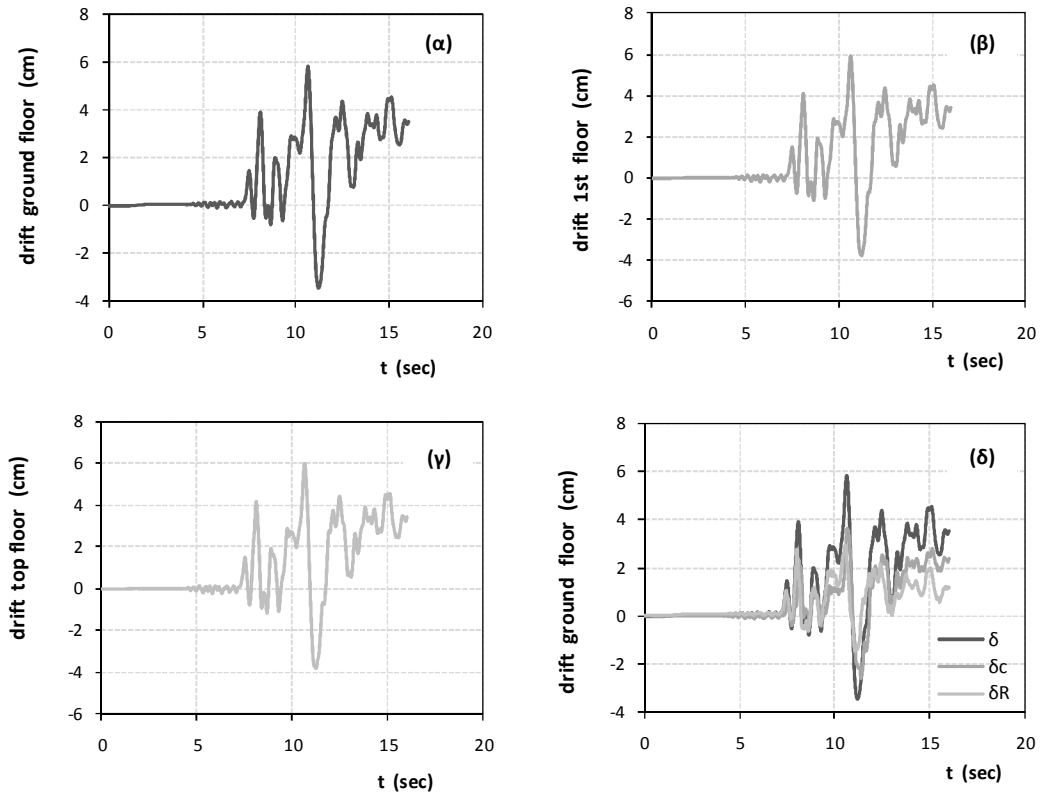
Σχήμα 77: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Northridge-Sylmarov090.



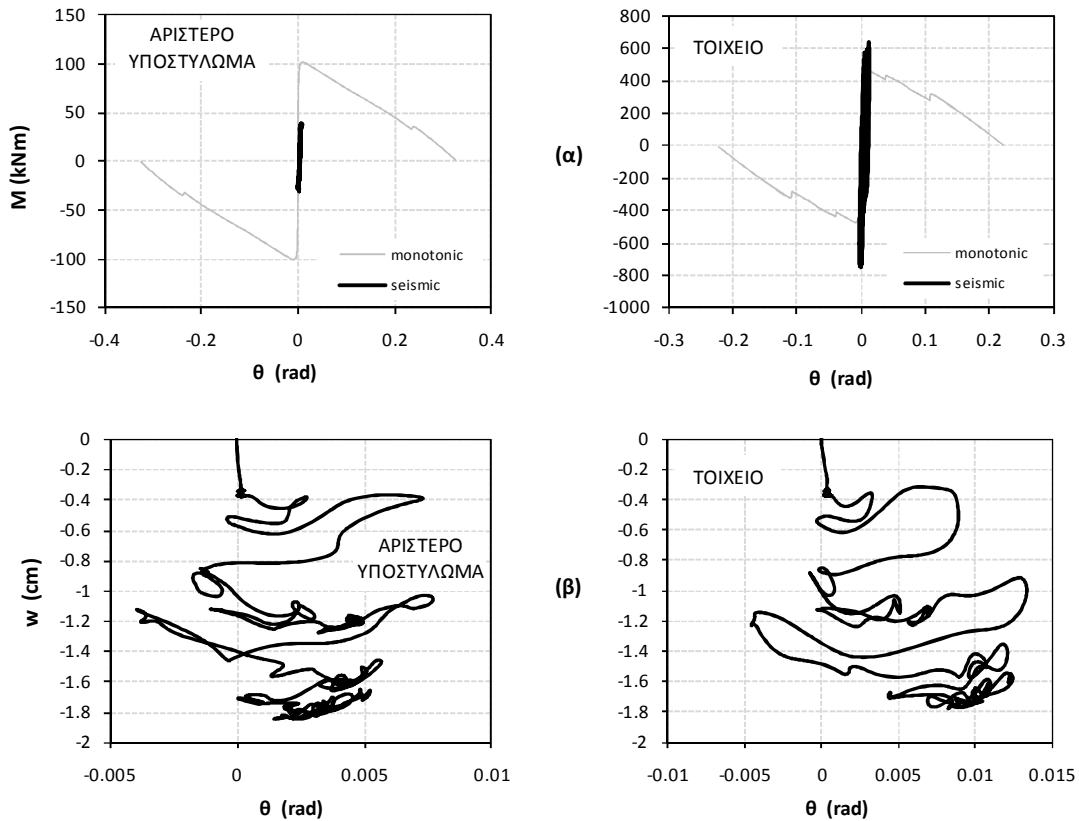
Σχήμα 78: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καδίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Northridge-Sylmarov090.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

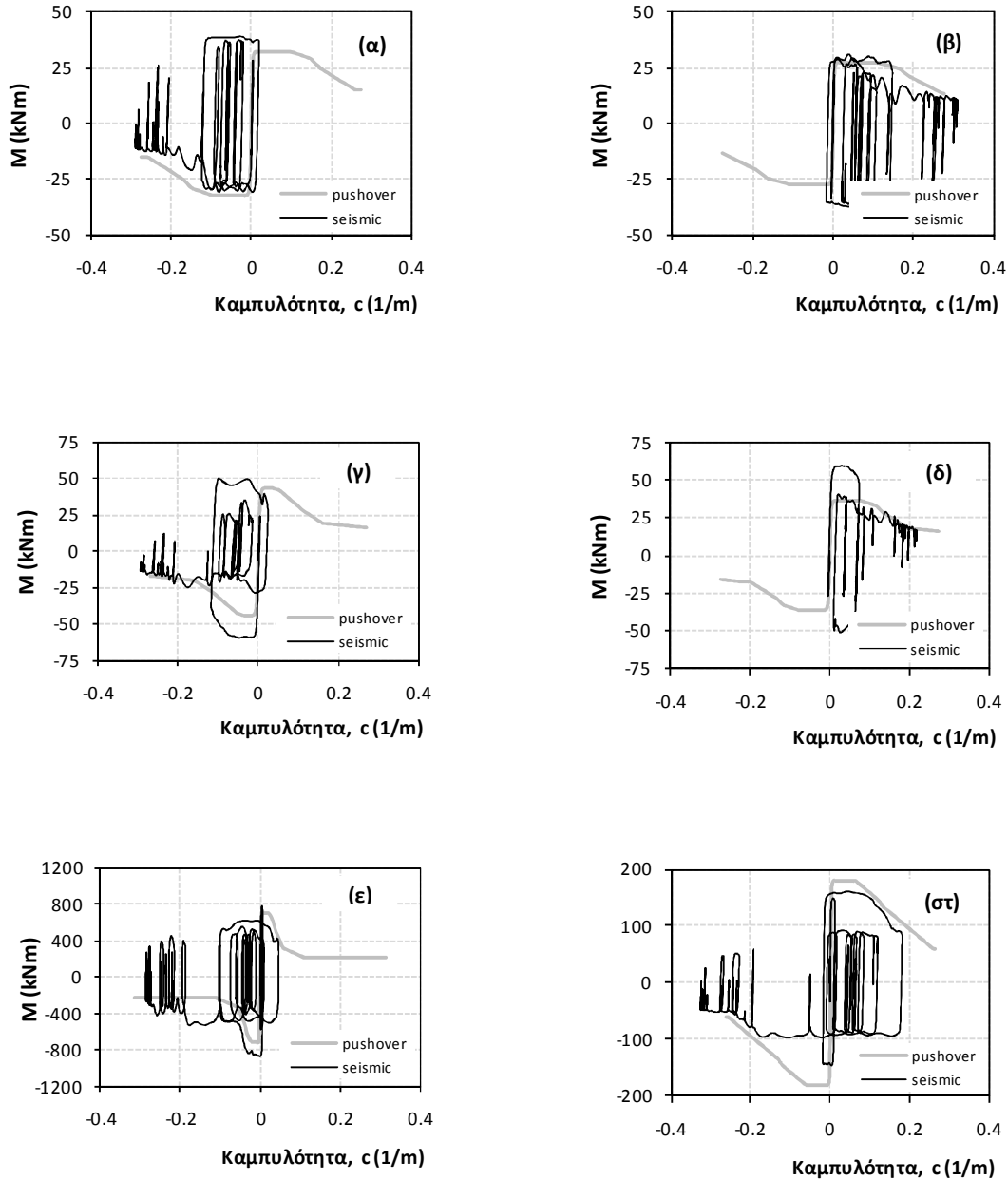
Σχήμα 79: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Northridge-Sylmar090.



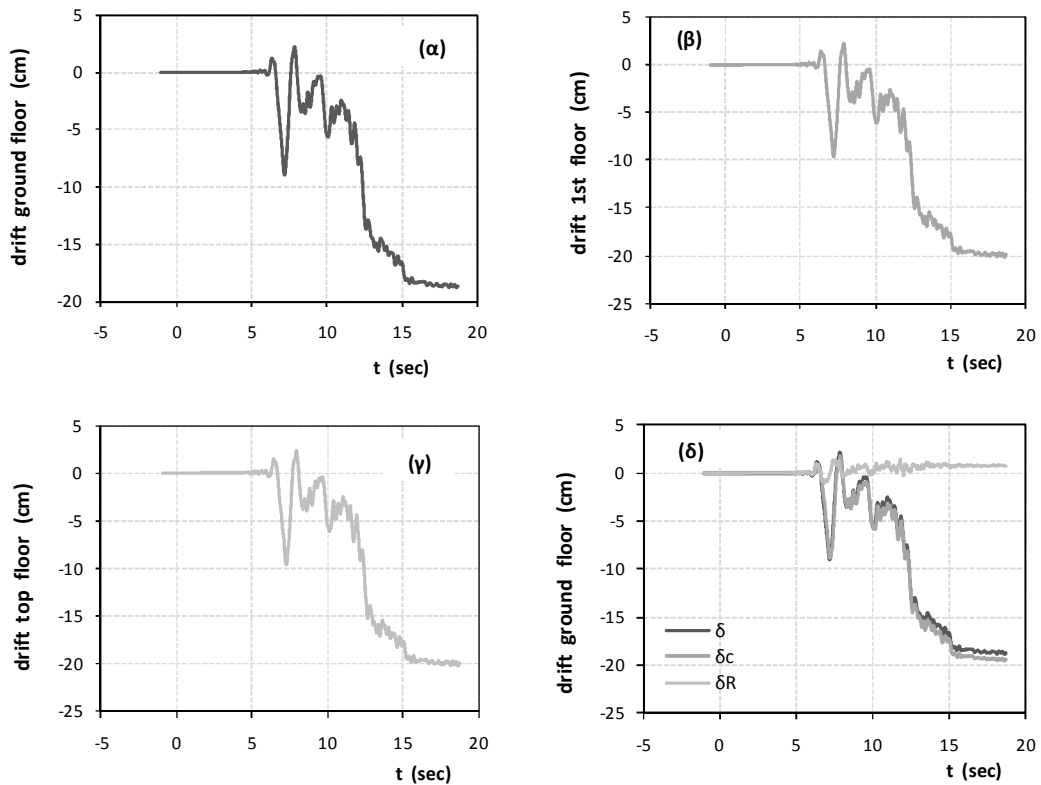
Σχήμα 80: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισογείου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Northridge-Sylmaron090.



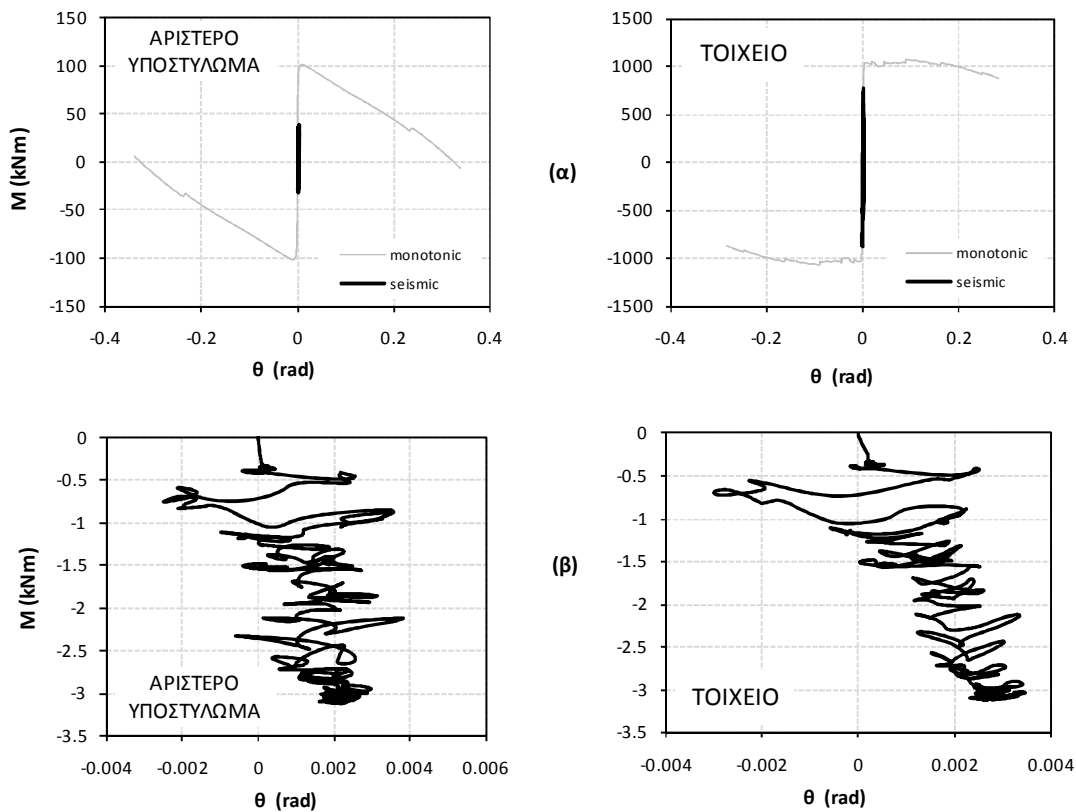
Σχήμα 81: Συμπεριφορά του θεμέλιου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Northridge-Sylmaron090.

Σεισμική διέγερση Racoima Dam164Συμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

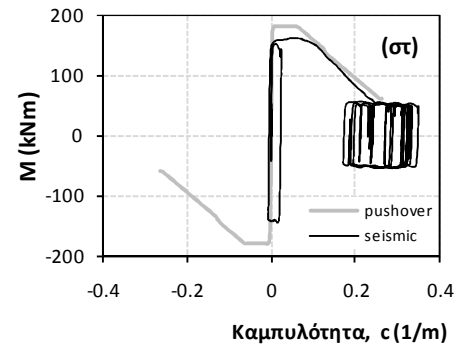
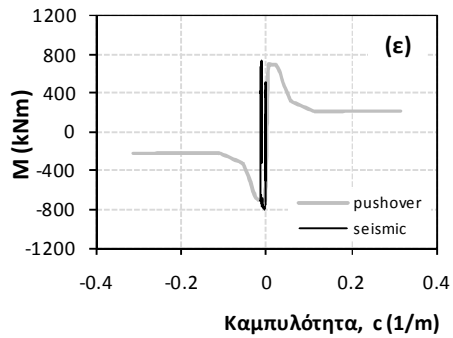
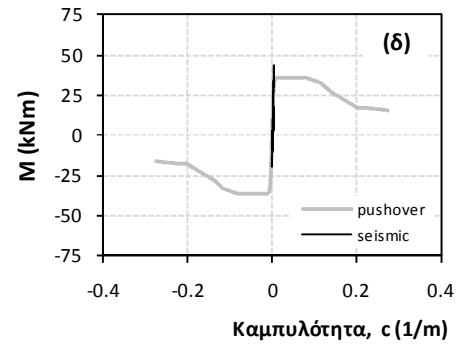
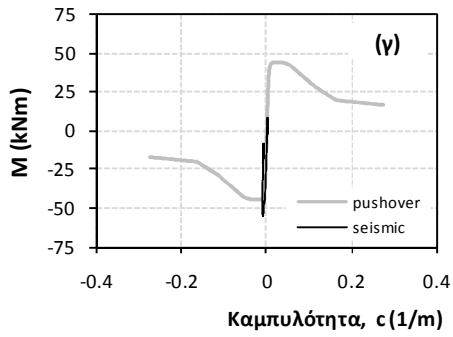
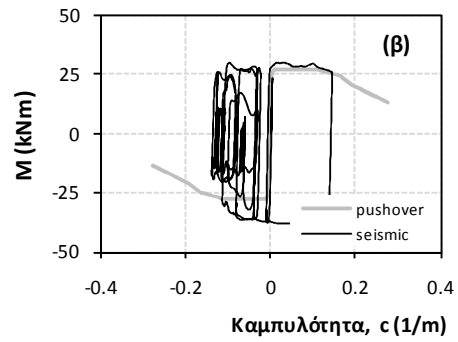
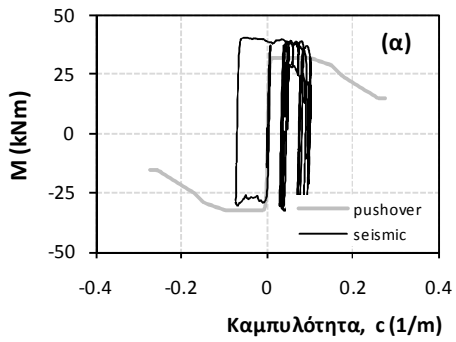
Σχήμα 82: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστύλωματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστύλωματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Racoima Dam_164.



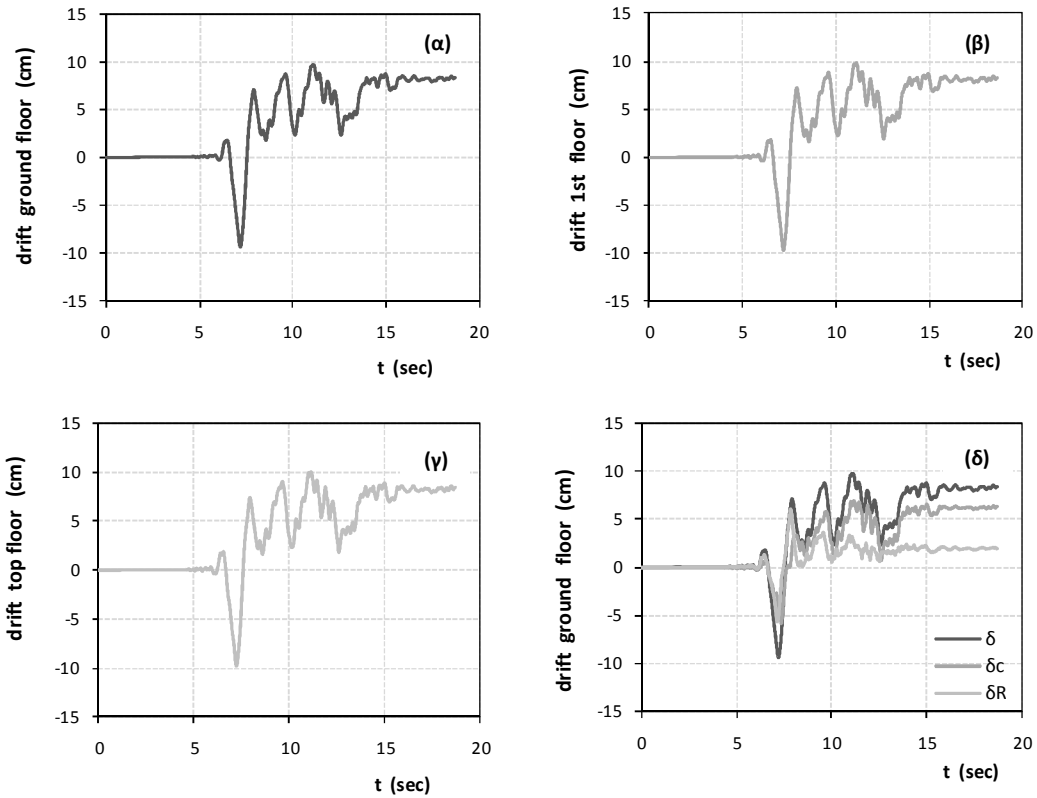
Σχήμα 83: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση *Racoima Dam_164*.



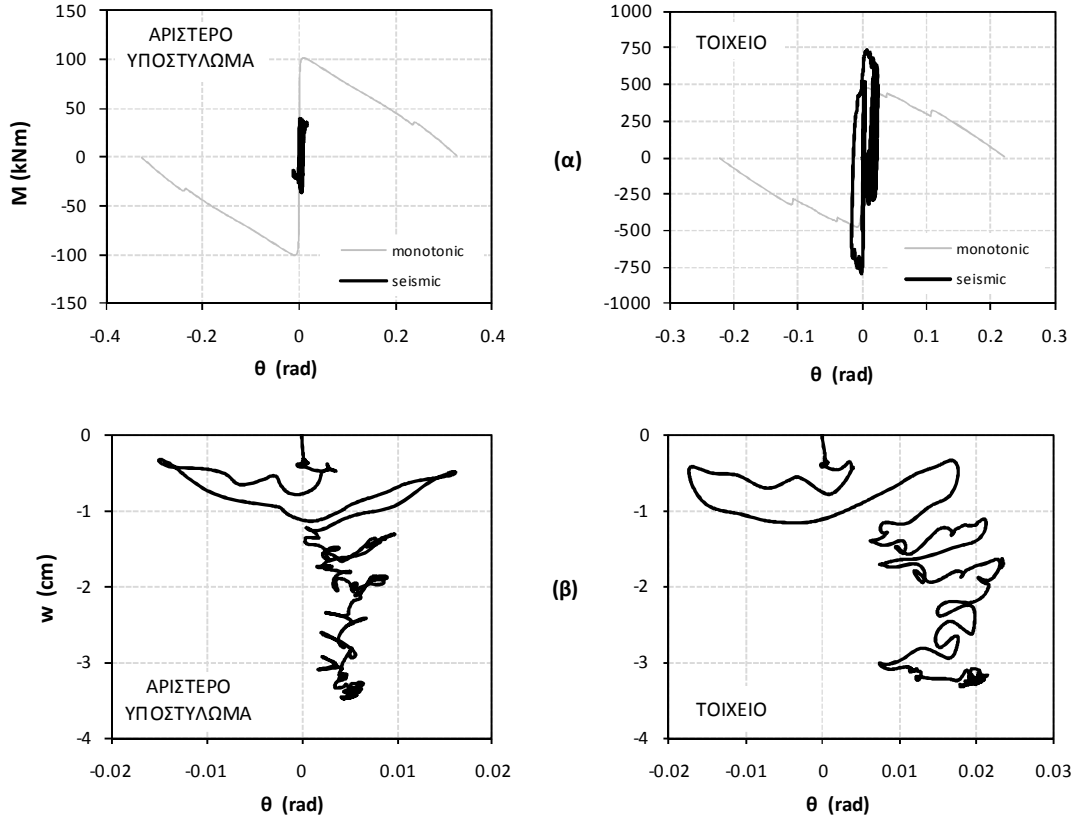
Σχήμα 84: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση *Racoima Dam_164*.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

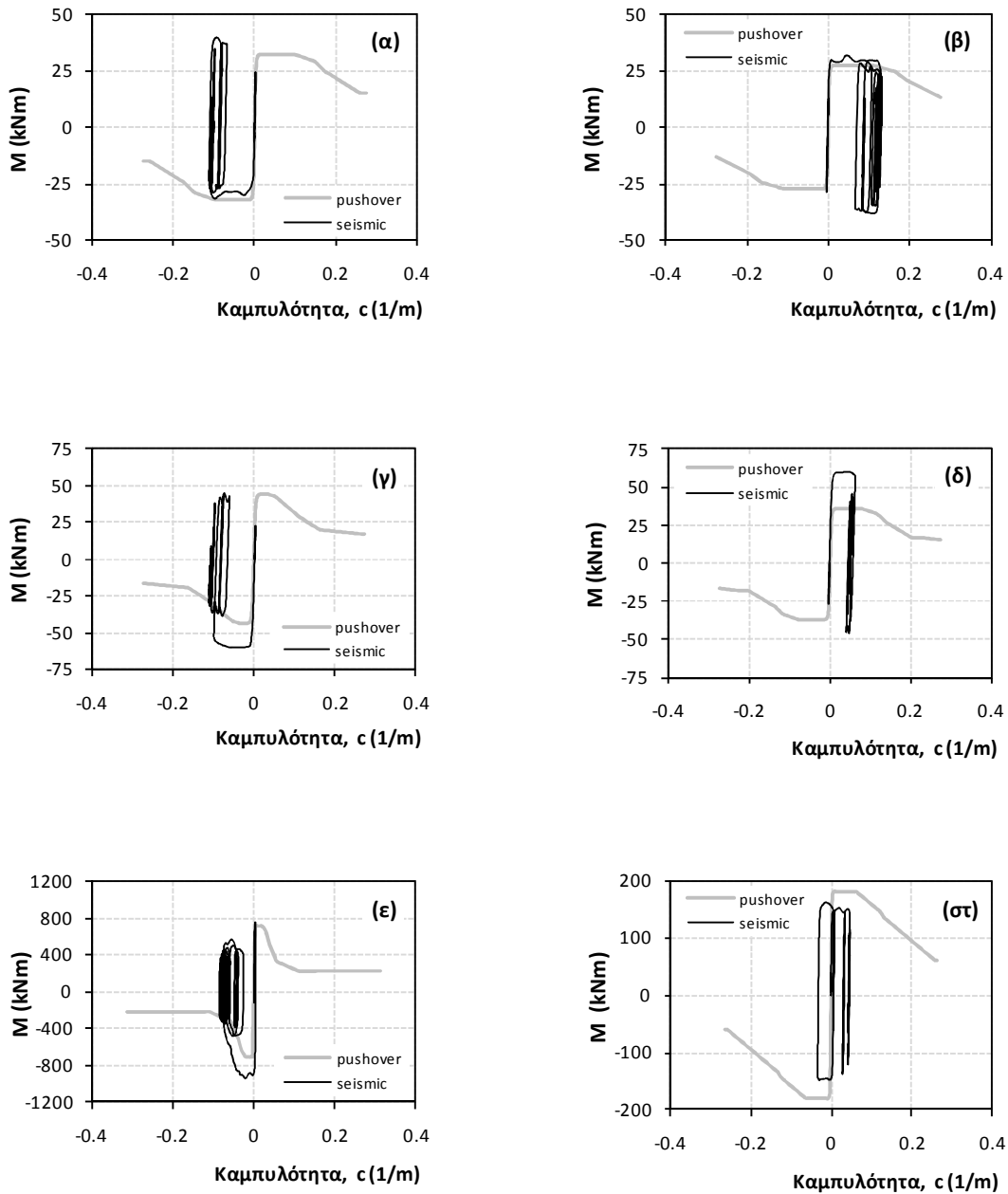
Σχήμα 85: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση *Rasoima Dam_164*.



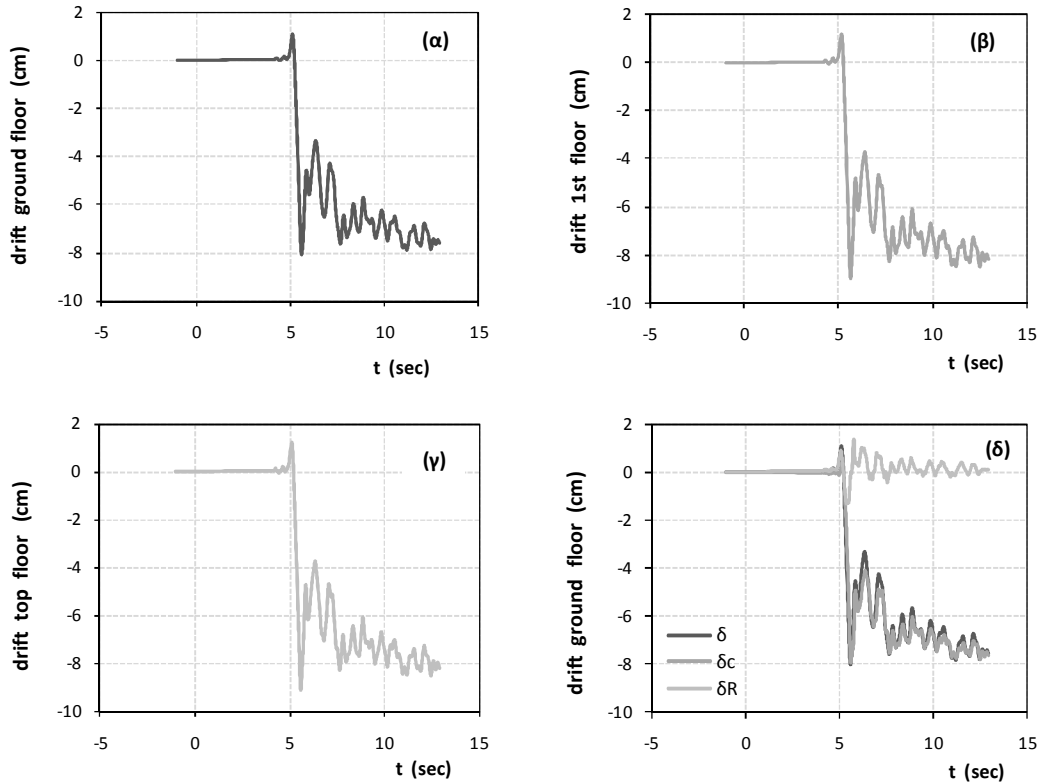
Σχήμα 86: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση *Rasoïma Dam_164*.



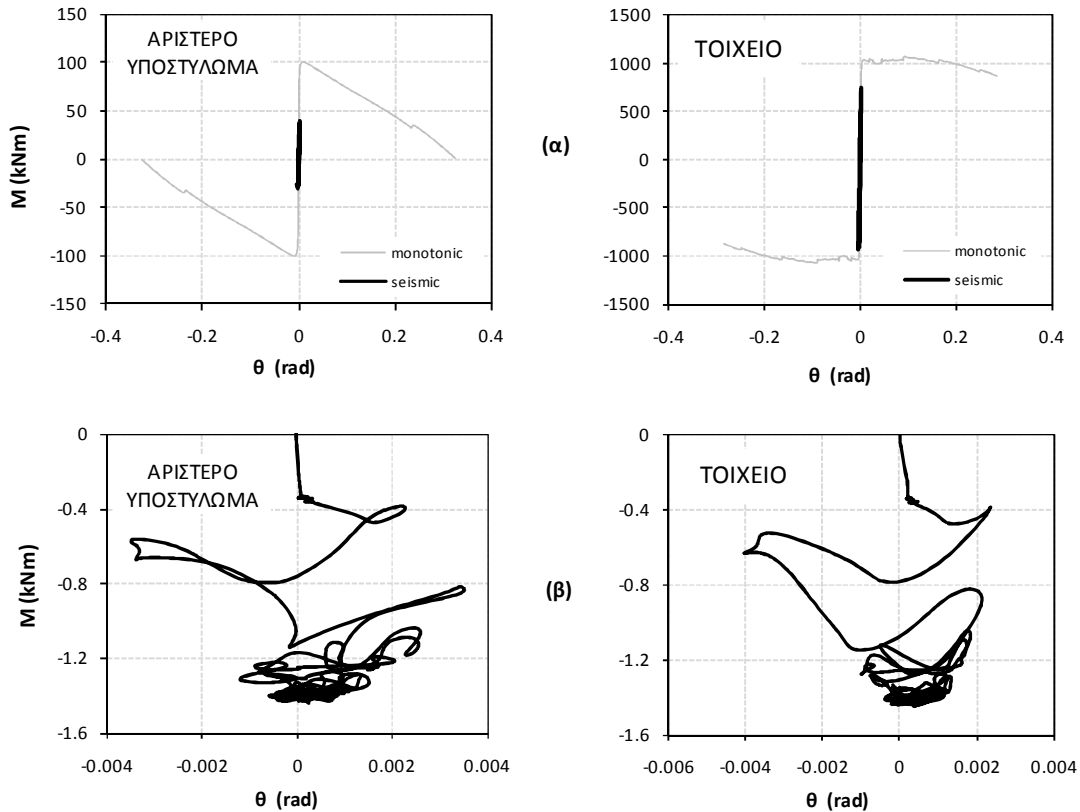
Σχήμα 87: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση *Rasoïma Dam_164*.

Σεισμική διέγερση GIC090, San SalvadorΣυμβατικός Σχεδιασμός, B = 6,00m

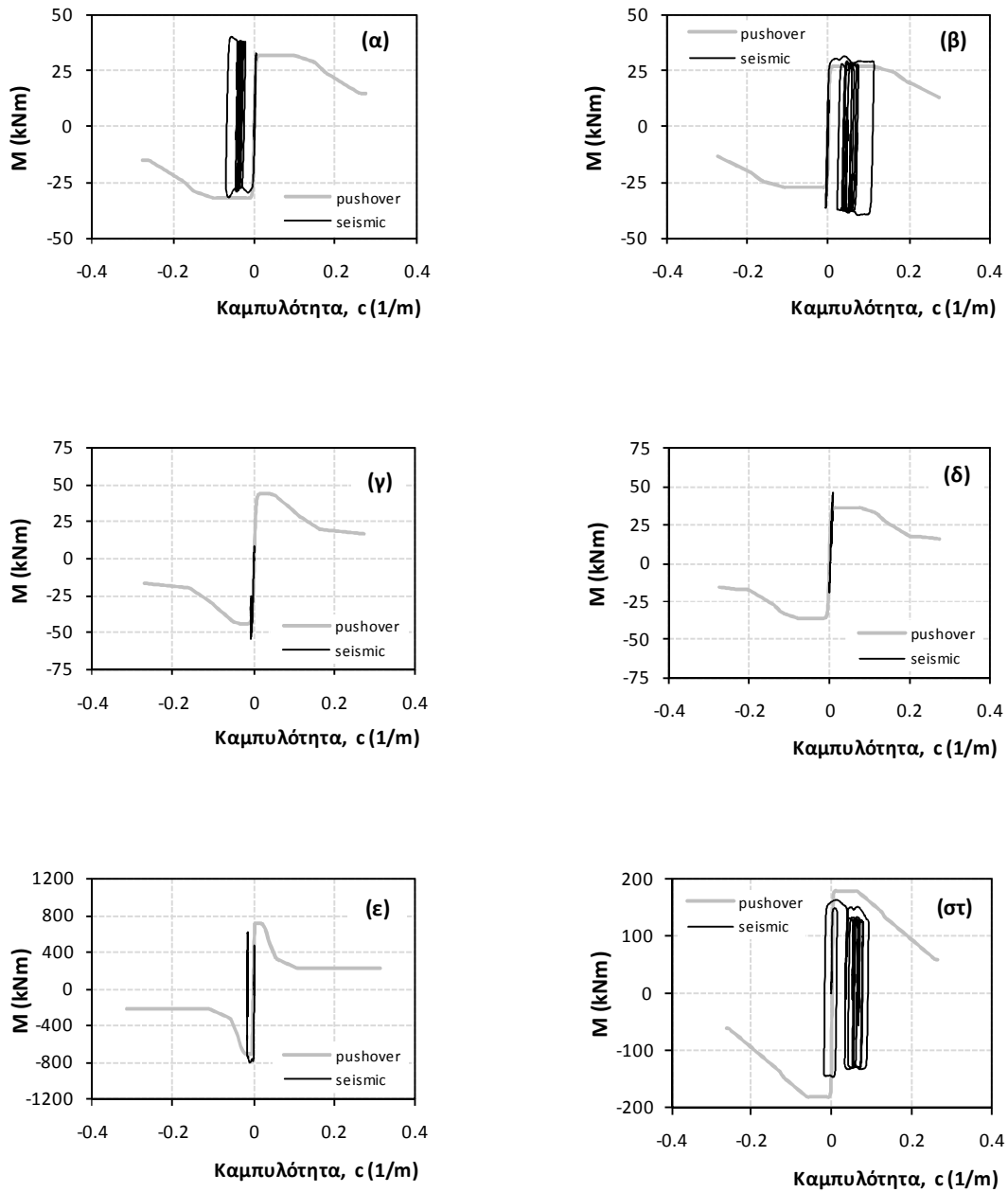
Σχήμα 88: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση GIC090, San Salvador.



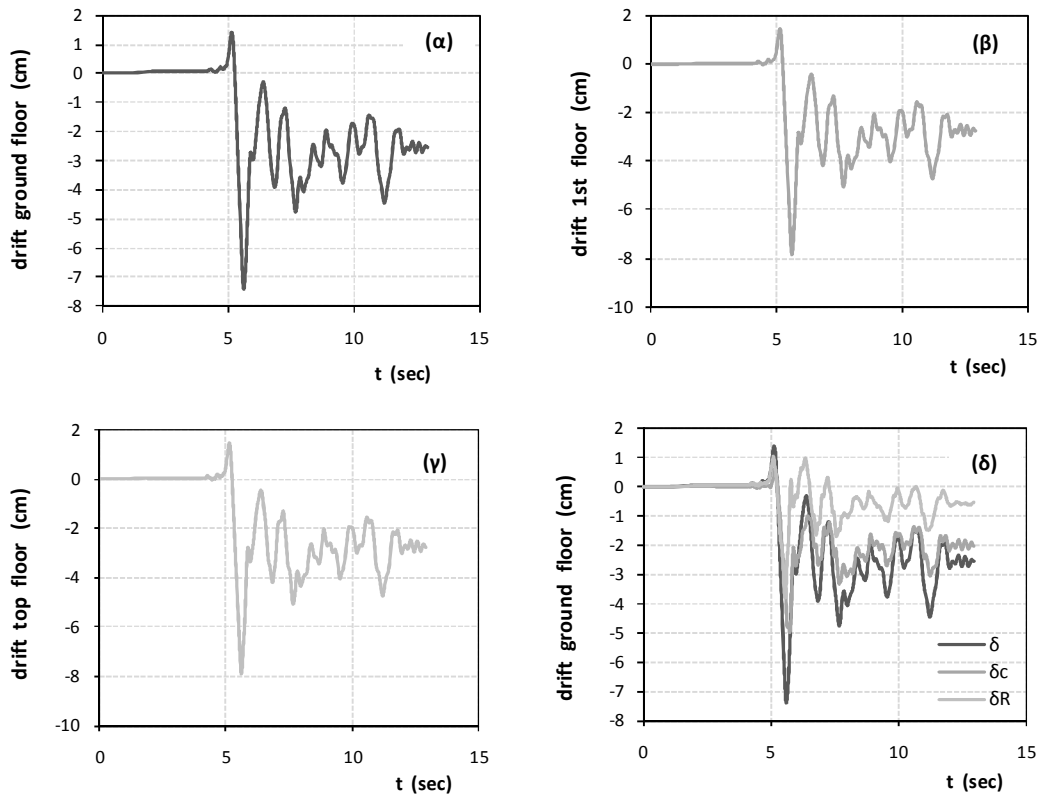
Σχήμα 89: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση GIC090, San Salvador.



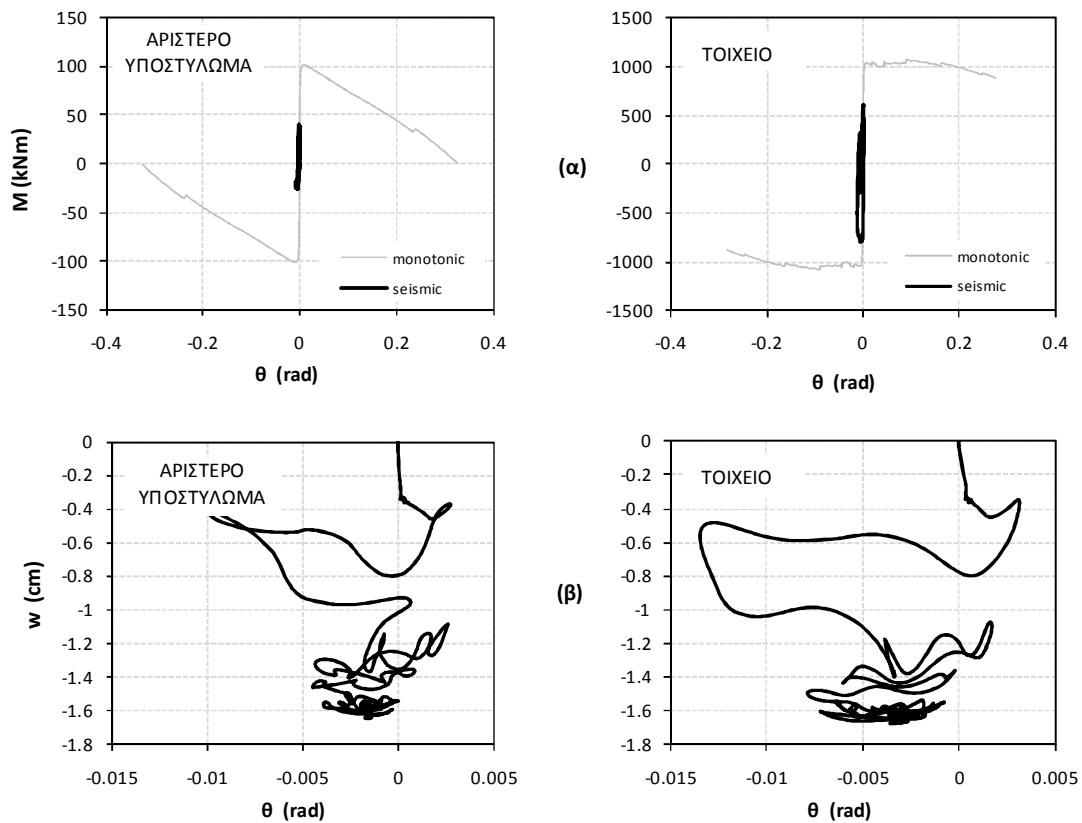
Σχήμα 90: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση GIC090, San Salvador.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

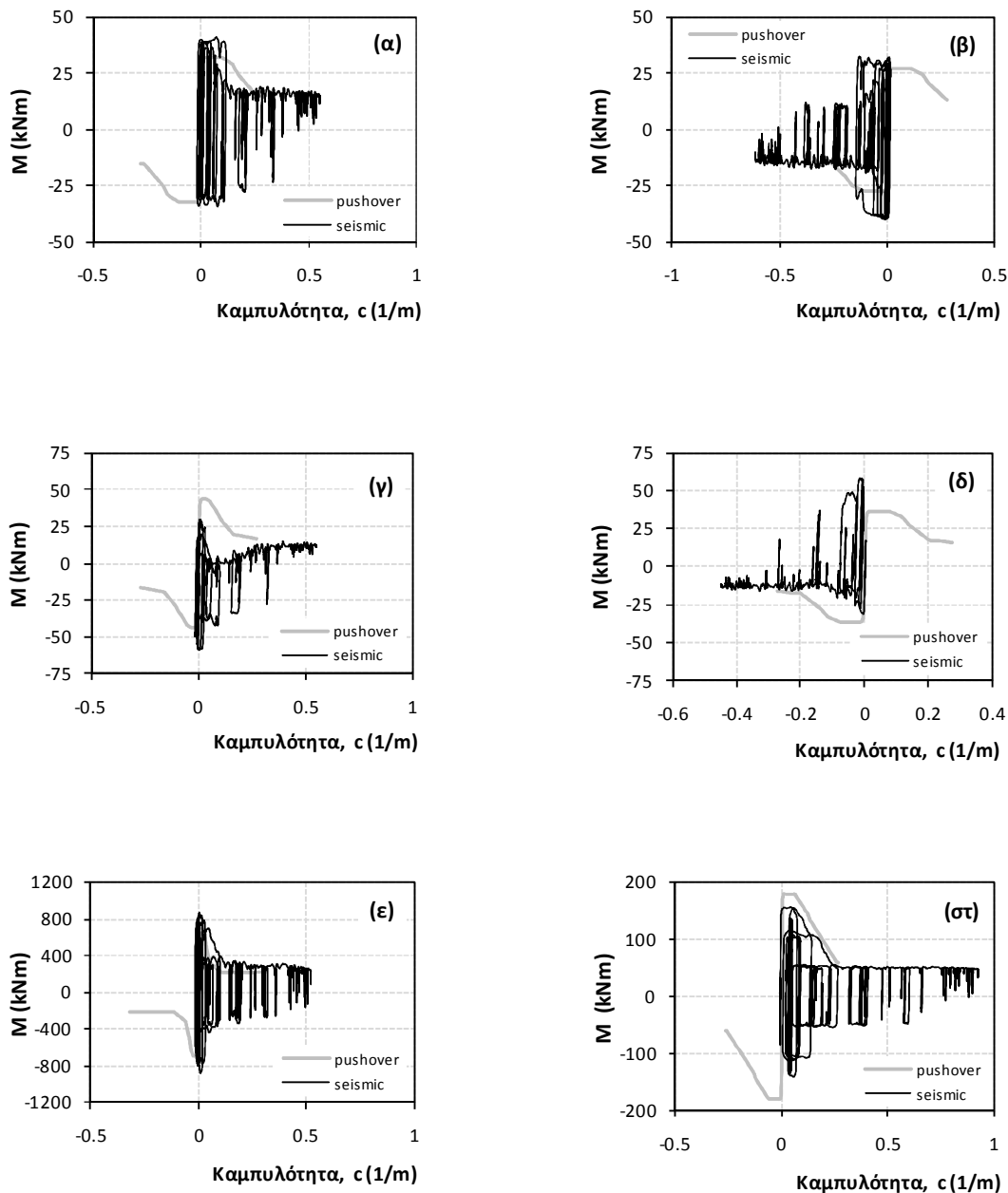
Σχήμα 91: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση GIC090, San Salvador.



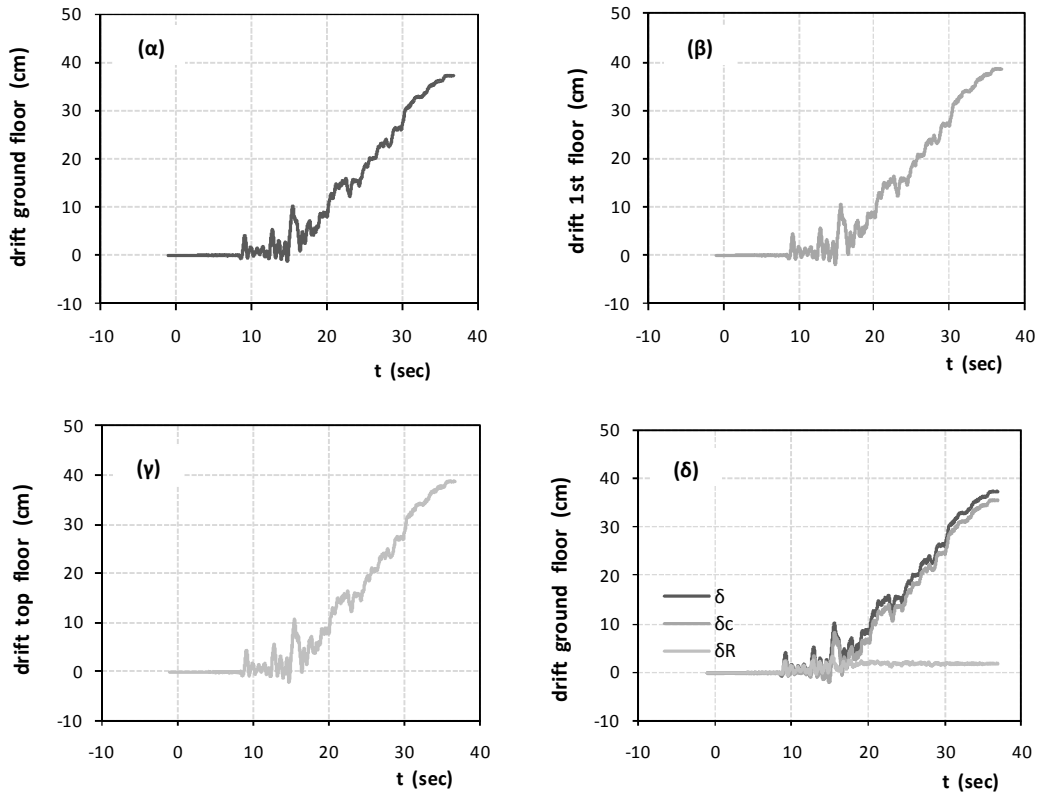
Σχήμα 92: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση GIC090, San Salvador.



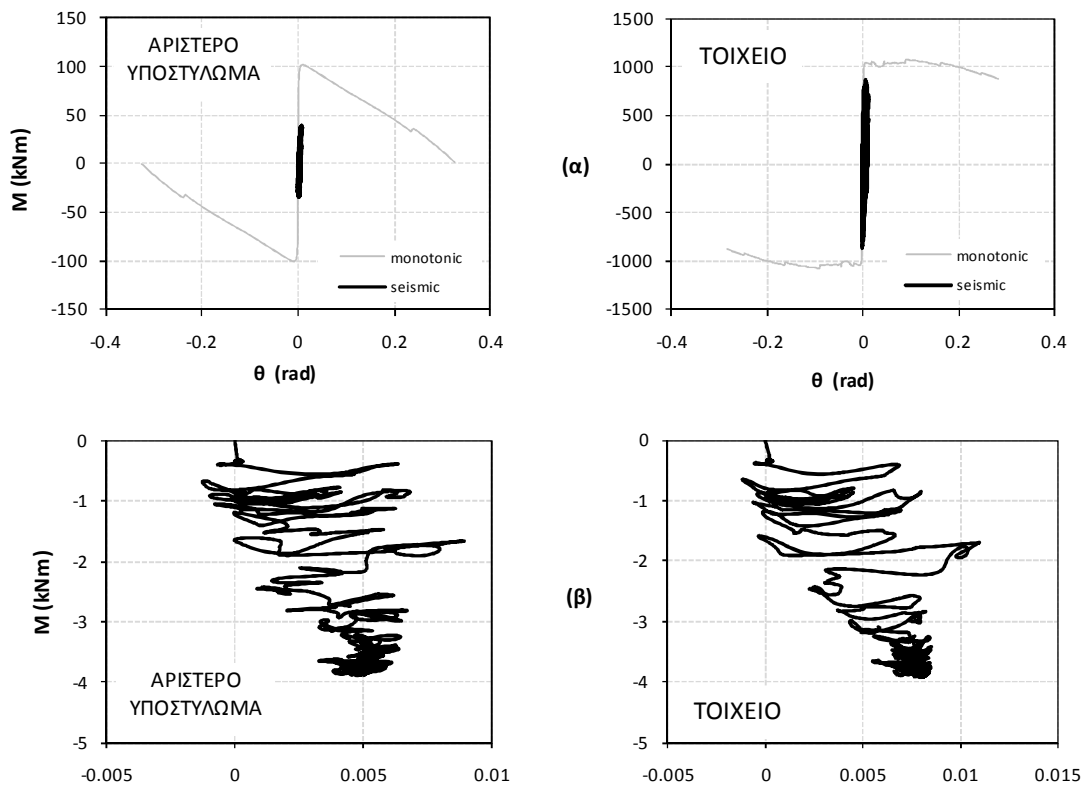
Σχήμα 93: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση GIC090, San Salvador.

Σεισμική διέγερση Tabas-LNΣυμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00m$ 

Σχήμα 94: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση Tabas_LN.

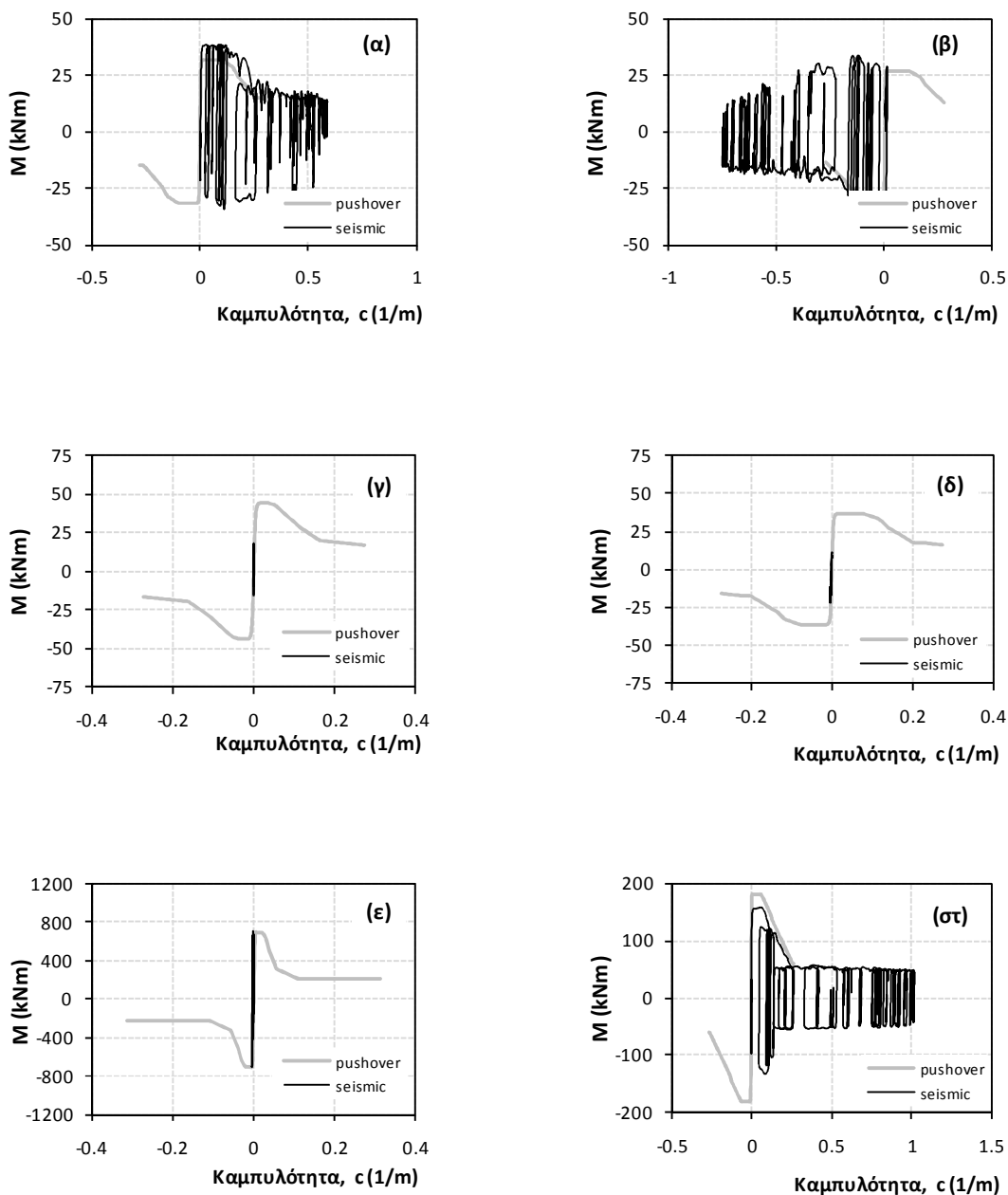


Σχήμα 95: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Tabas_LN.

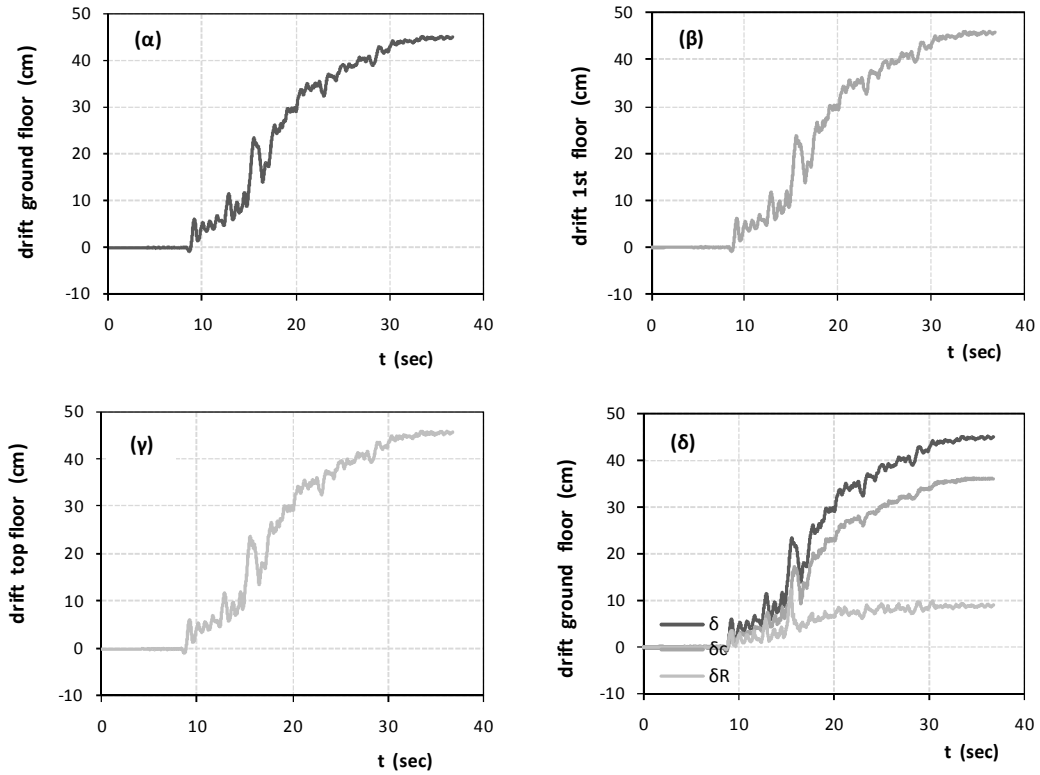


Σχήμα 96: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Tabas_LN.

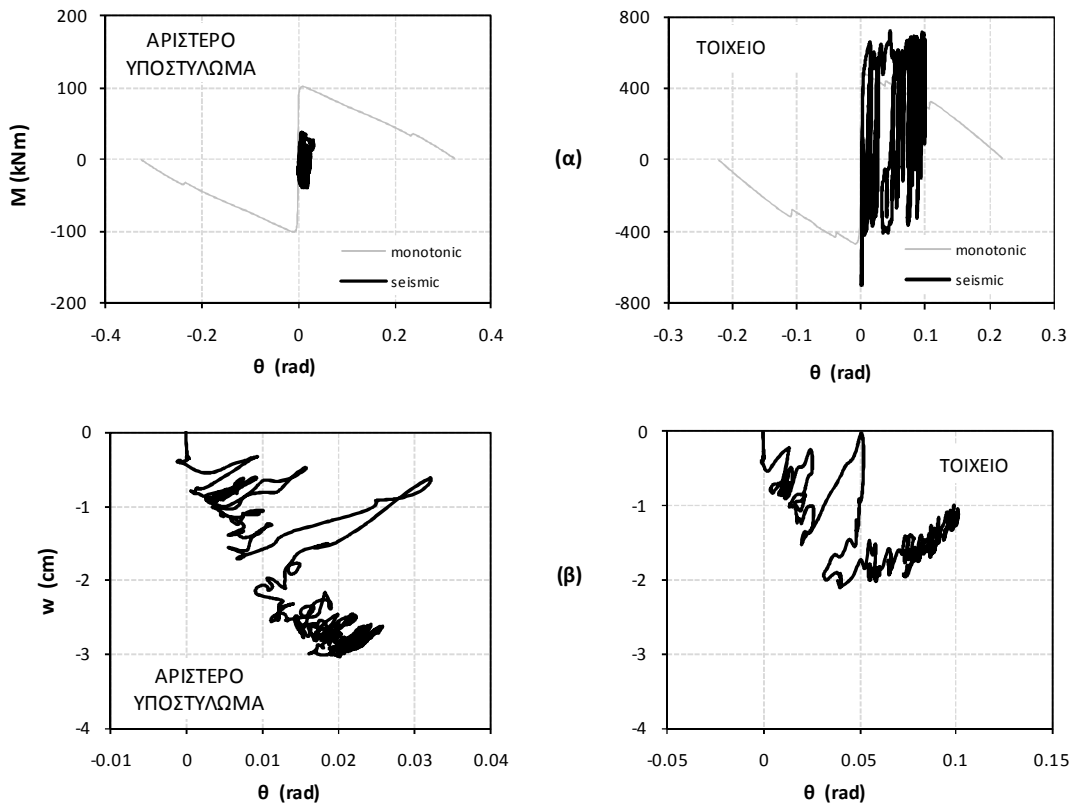
Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$



Σχήμα 97: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση *Tabas_LN*.

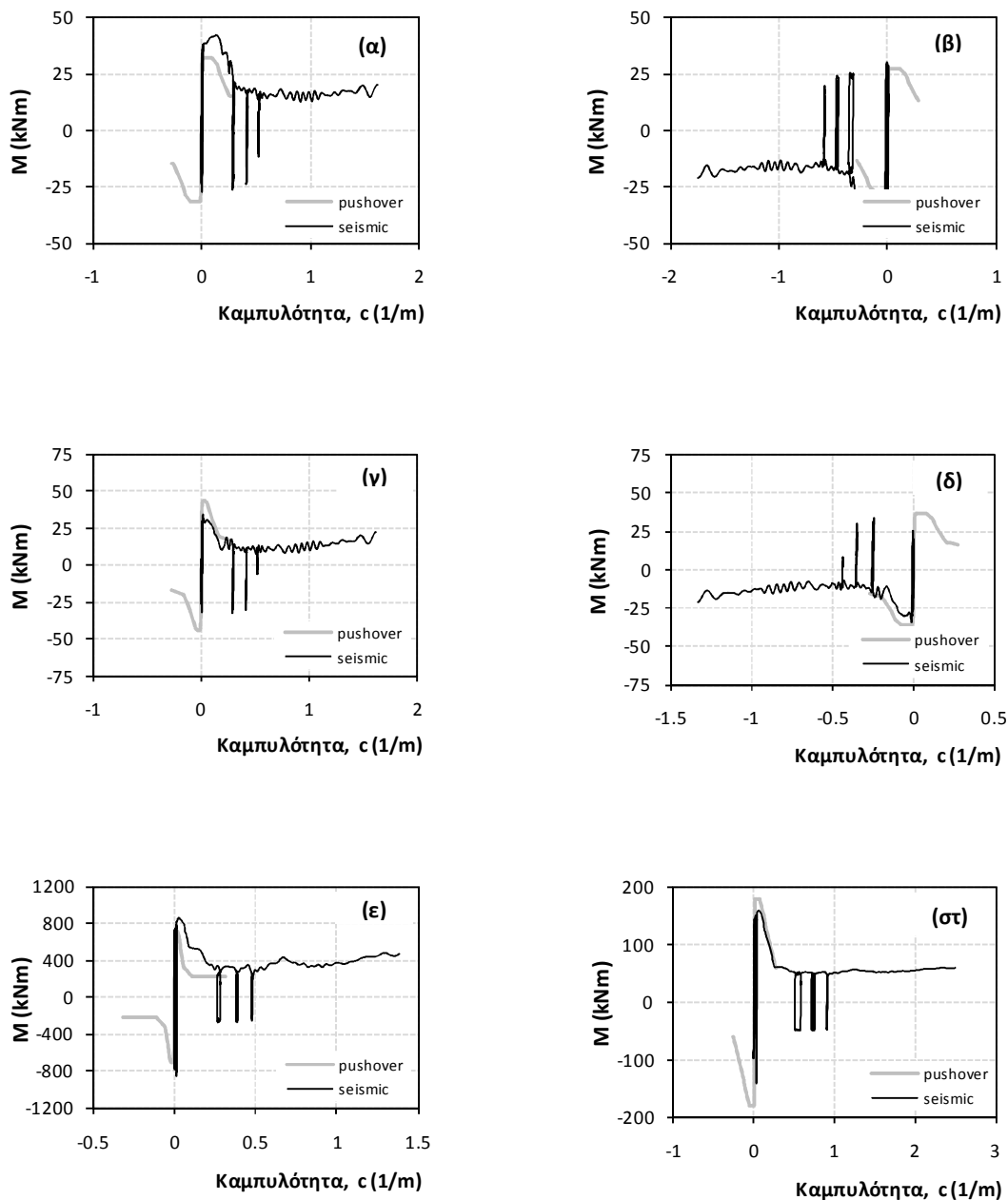


Σχήμα 98: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση Tabas_LN.

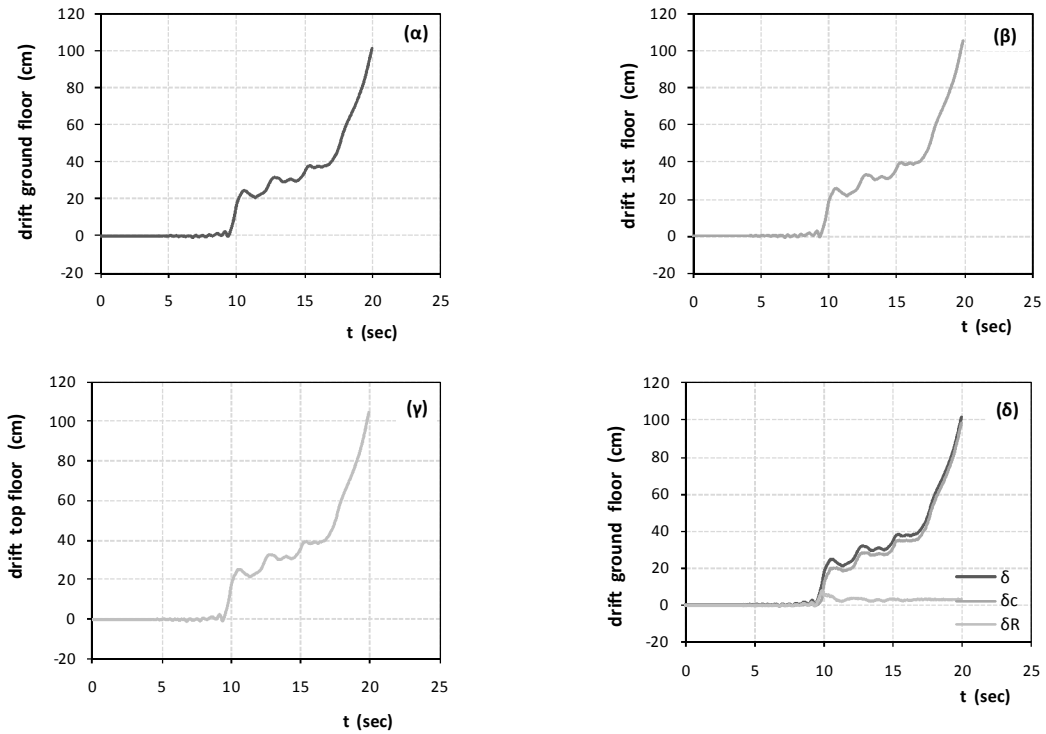


Σχήμα 99: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση Tabas_LN.

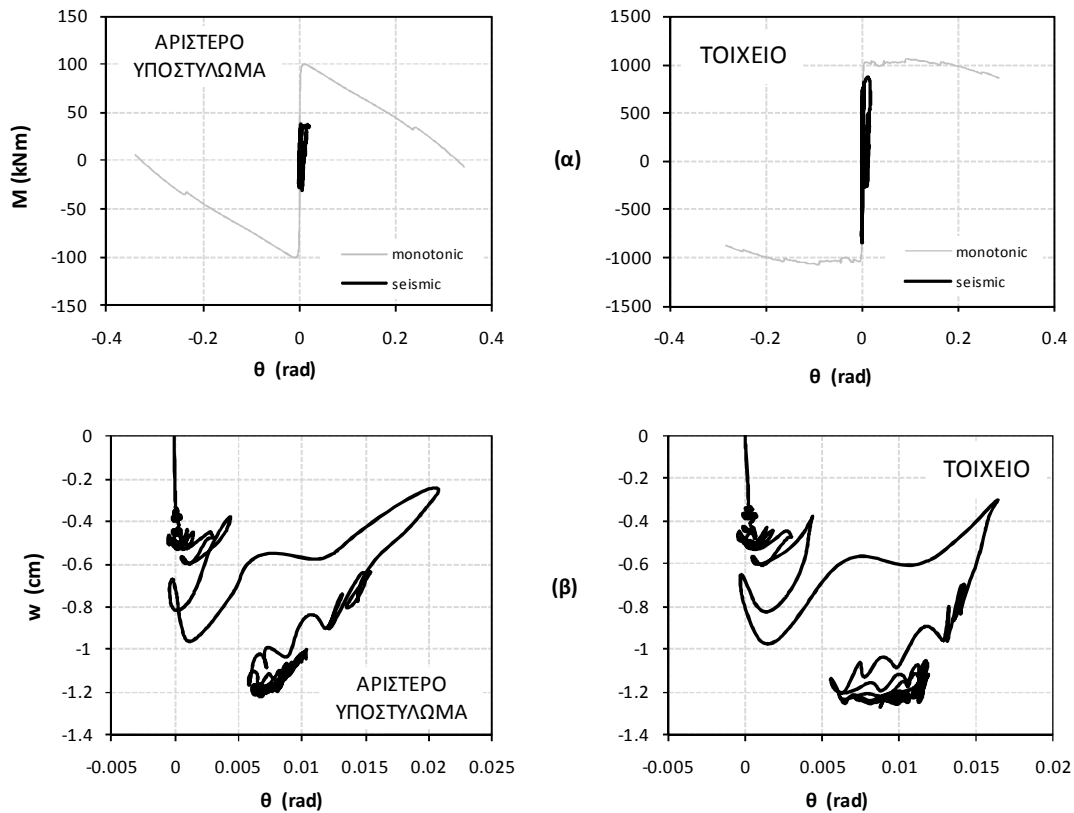
Σεισμική διέγερση TCU068-e-tc

Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00m$ 

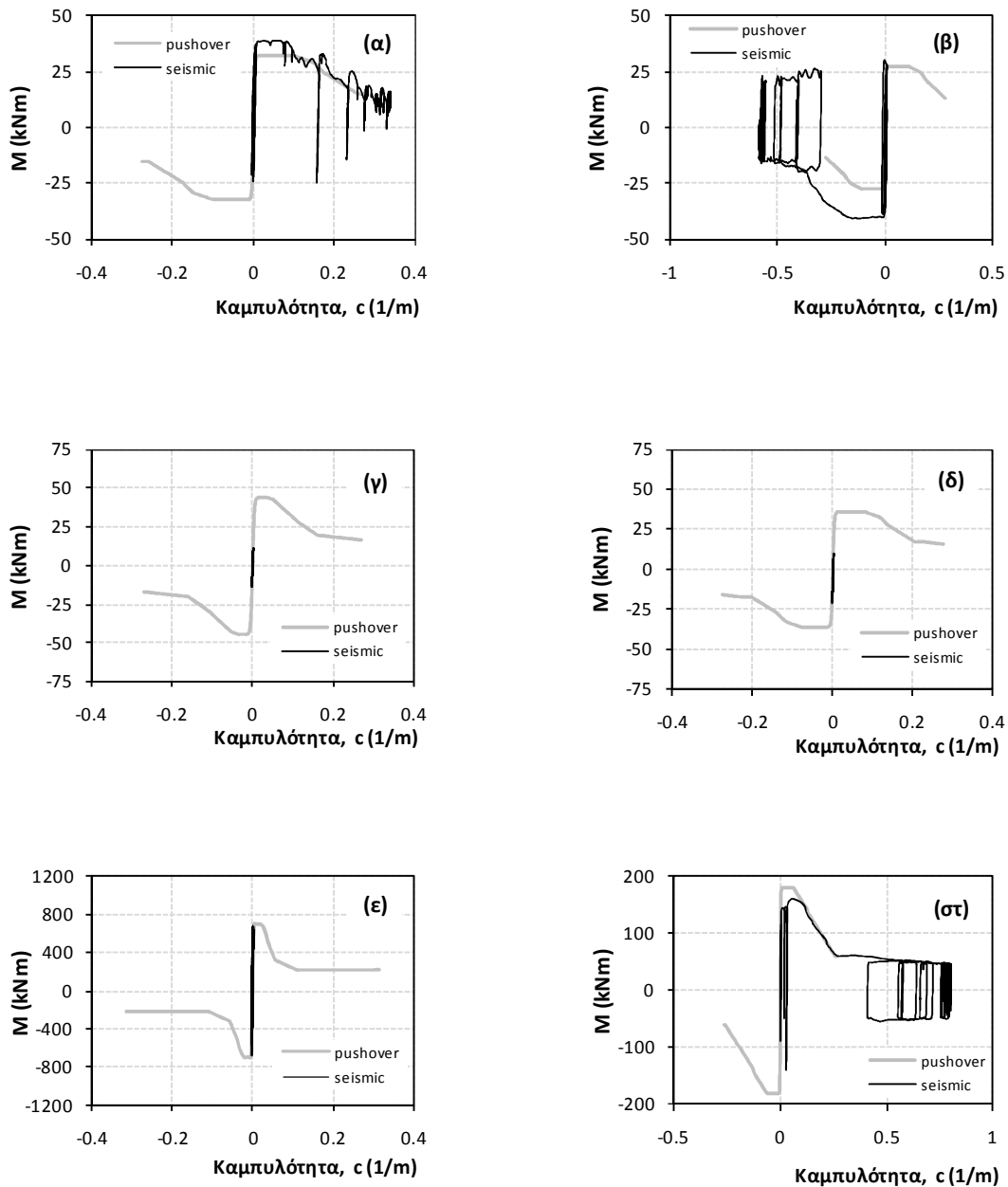
Σχήμα 100: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση TCU068_e_tc.



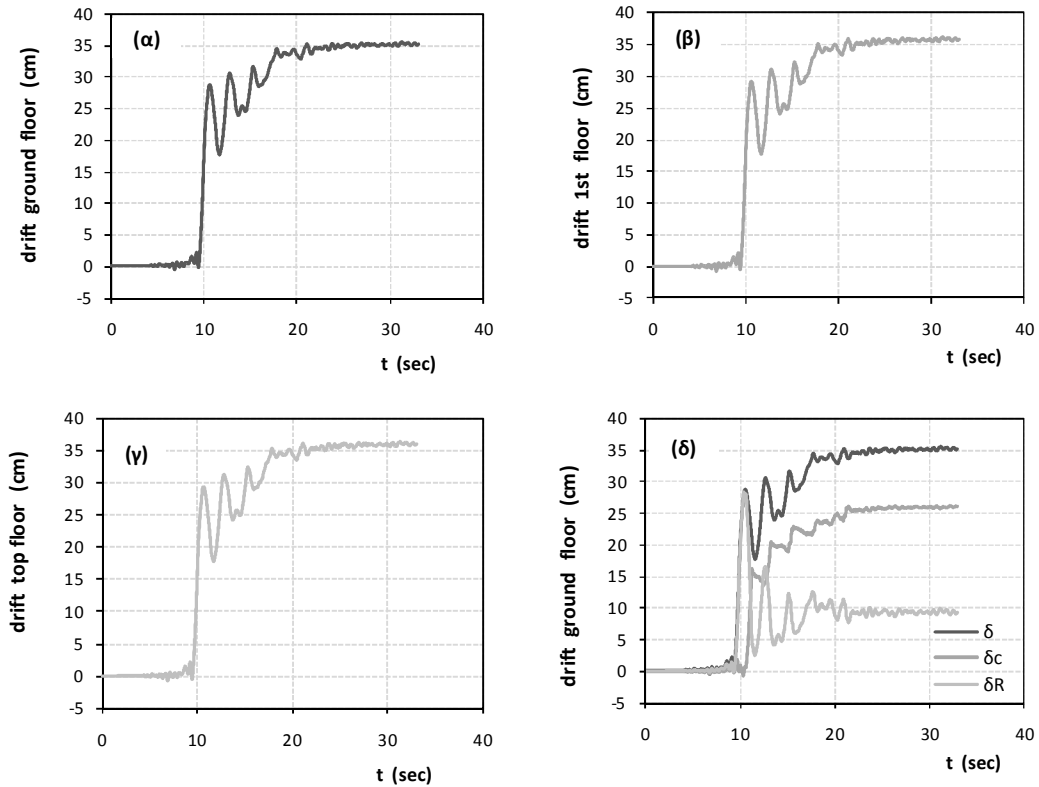
Σχήμα 101: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση TCU068_e_tc.



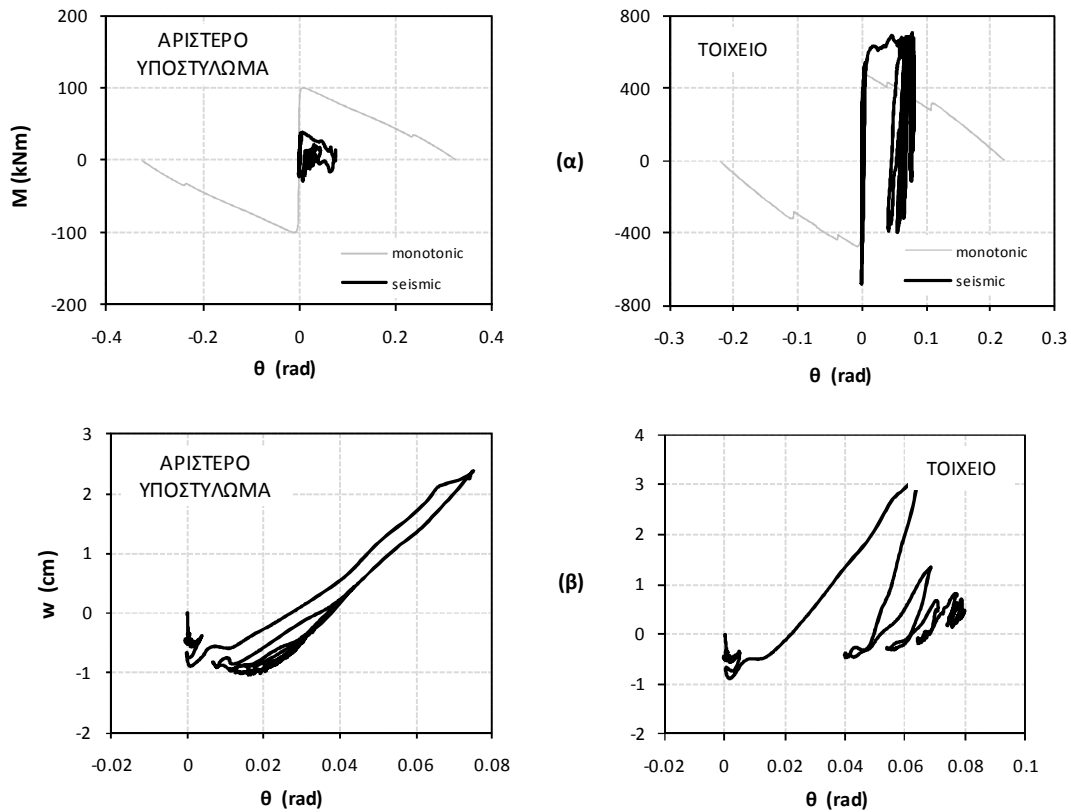
Σχήμα 102: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση TCU068_e_tc.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

Σχήμα 103: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση TC0068_e_tc.

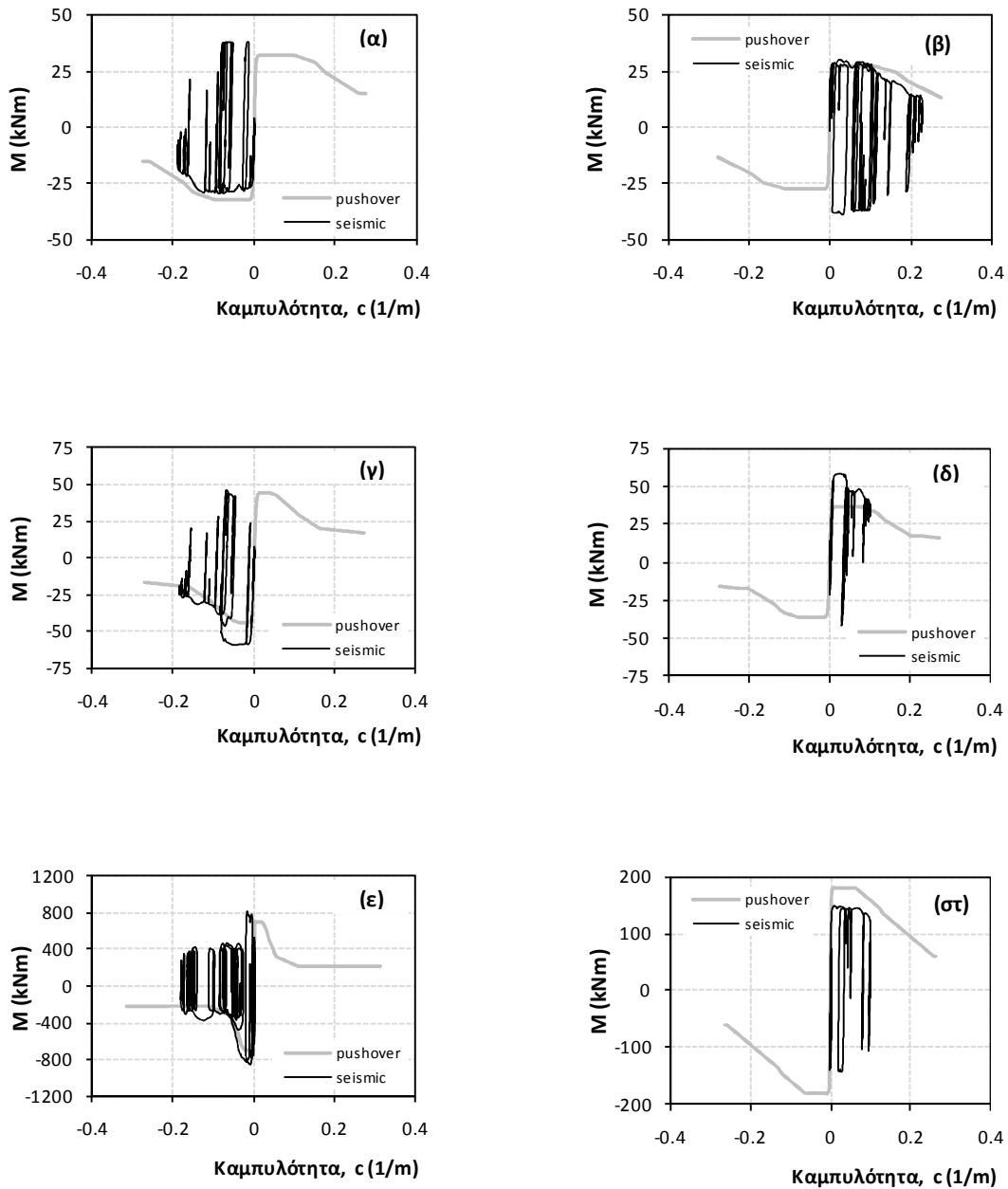


Σχήμα 104: Χρονιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση TCU068_e_tc.

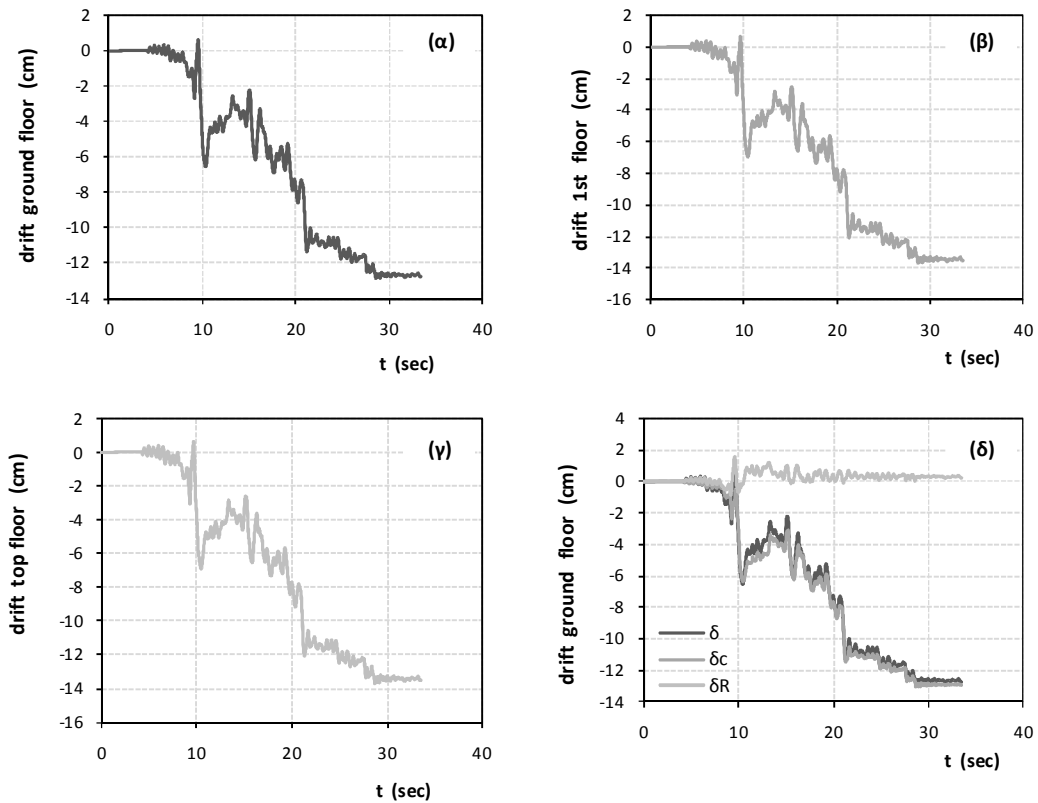


Σχήμα 105: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση TCU068_e_tc.

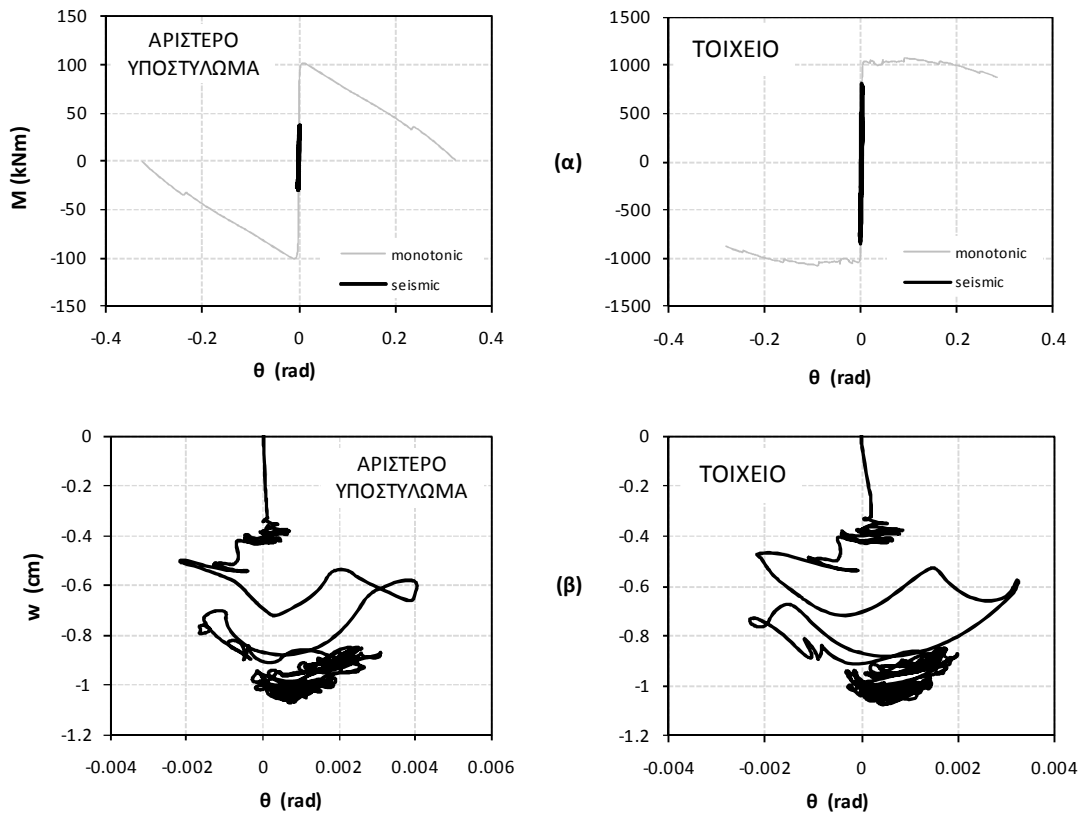
Σεισμική διέγερση TCU068-n-tc

Συμβατικός Σχεδιασμός, $B = 6,00m$ 

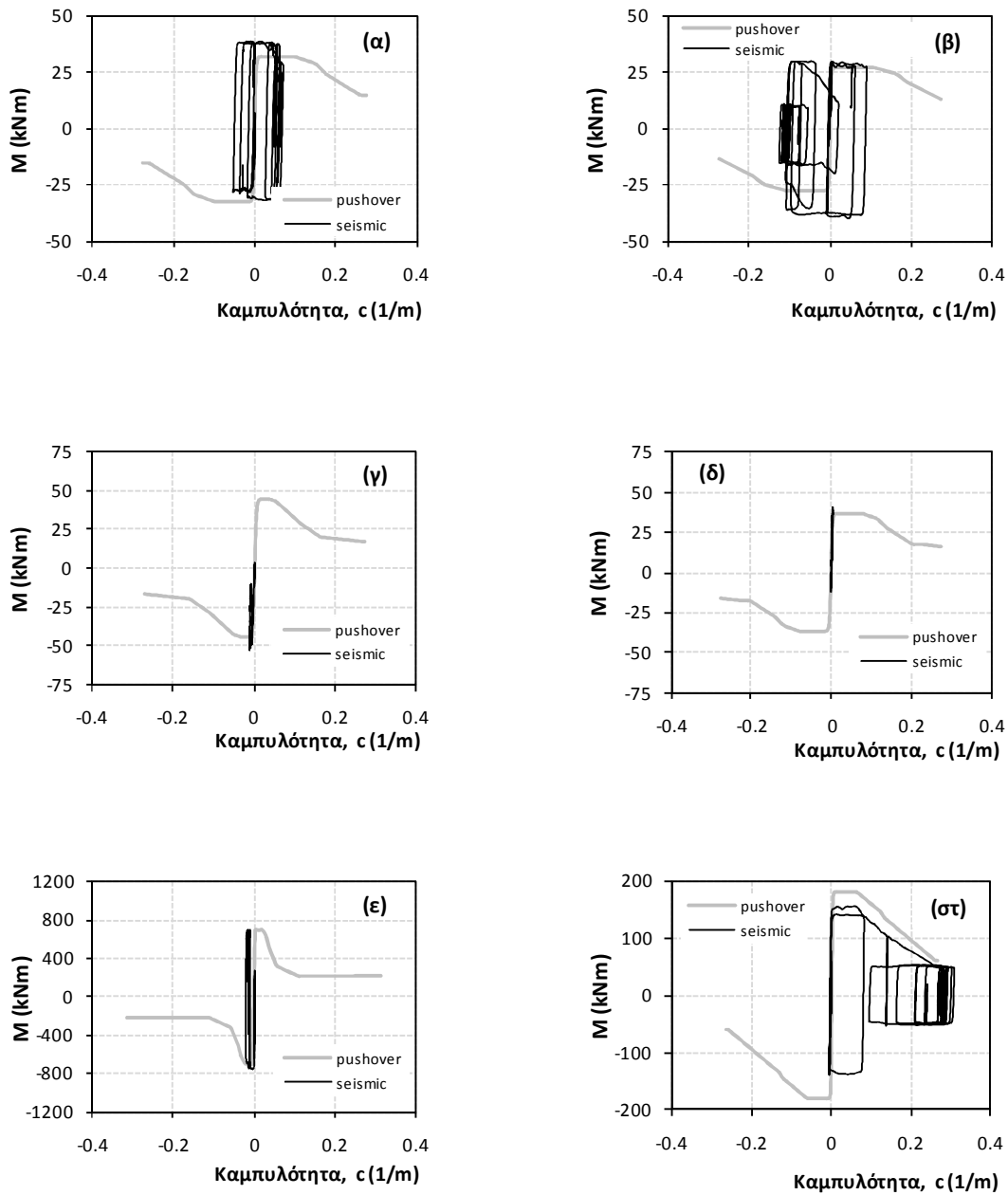
Σχήμα 106: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση TCU068_n_tc.



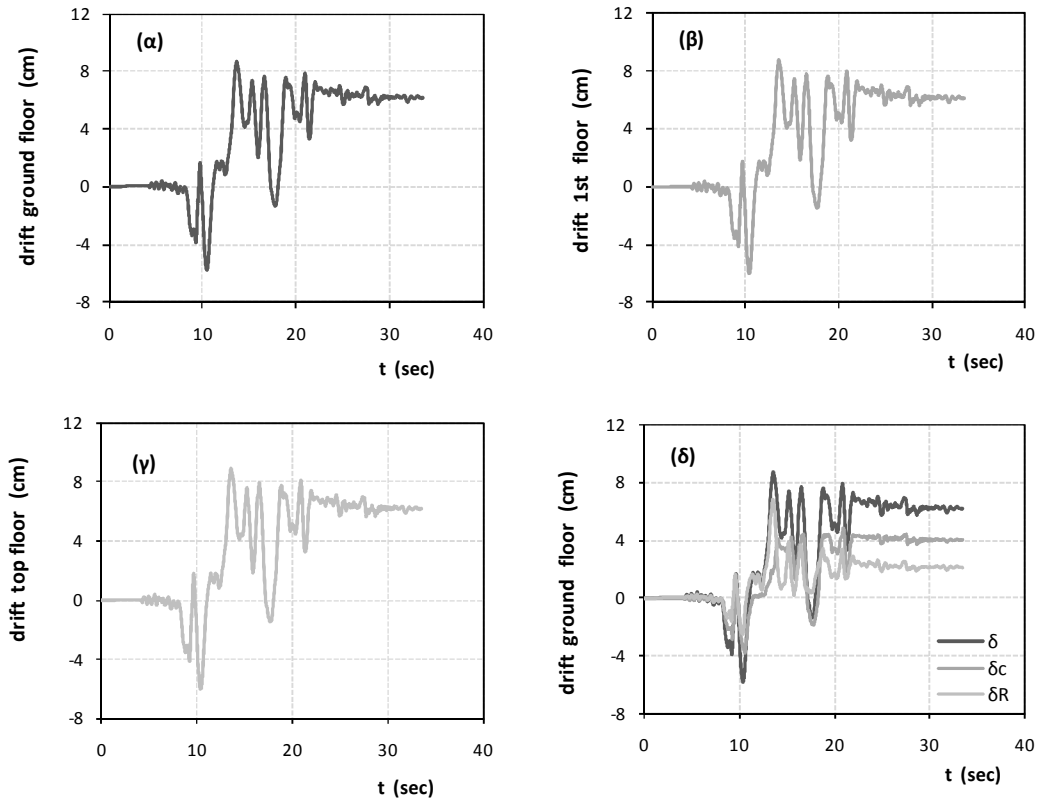
Σχήμα 107: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση TCU068_n_tc.



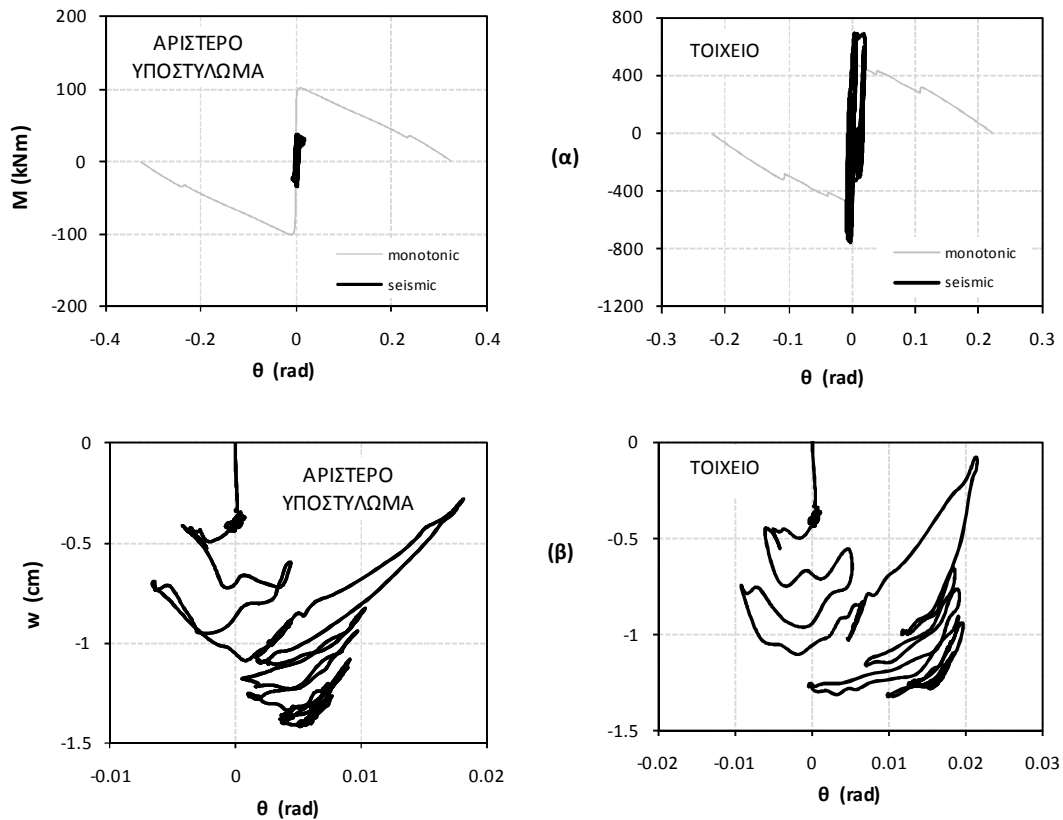
Σχήμα 108: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καδίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση TCU068_n_tc.

Λικνιστική Συμπεριφορά, $B = 4,20m$ 

Σχήμα 109: Διαγράμματα - ροπών καμπυλοτήτων για (α) τη βάση και (β) την κορυφή του αριστερού υποστυλώματος, (γ) τη βάση, και (δ) την κορυφή του μεσαίου υποστυλώματος, (ε) τη βάση του τοιχώματος, και (στ) τη δοκό στο αριστερό άνοιγμα, υπό τη σεισμική διέγερση TC068_n_tc.



Σχήμα 110: Χρονοιστορίες (α) σχετικής μετακίνησης (drift) του ισόγειου, (β) του πρώτου ορόφου, (γ) του τελευταίου ορόφου καθώς και (δ) των επιμέρους συνιστωσών λόγω στροφής και κάμψης για το ισόγειο κατά τη σεισμική διέγερση TCU068_n_tc.



Σχήμα 111: Συμπεριφορά του θεμελίου του ακραίου αριστερά υποστυλώματος και του τοιχείου (α) σε όρους ροπής στροφής και (β) σε όρους καθίζησης στροφής υπό τη σεισμική διέγερση TCU068_n_tc.

