



Διπλωματική εργασία

ΕΥΓΕΝΙΑΣ ΣΙΔΕΡΗ και ΑΘΗΝΑΣ ΣΠΥΡΙΔΑΚΗ

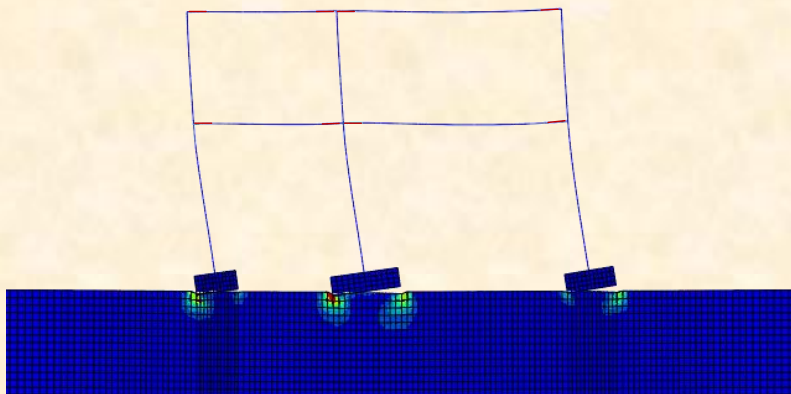
Επιβλέποντες :

Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

Καθηγητής Β. Κουμούσης

Δρ. Ι. Αναστασόπουλος

**ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΛΙΚΝΙΣΜΟΣ ΑΣΥΜΜΕΤΡΟΥ
ΠΛΑΙΣΙΟΥ**



**INELASTIC ROCKING OF ASYMMETRIC
FRAME**

Diploma Thesis

Evgenia SIDERI and Athina SPYRIDAKI

Supervised by :

Professor G. Gazetas

Professor V. Koumouis

Dr. I. Anastasopoulos

Abstract

Εξετάζεται μια νέα μεθοδολογία αντισεισμικού σχεδιασμού όπου η ανωδομή προστατεύεται μέσω της “αστοχίας” του εδάφους. Η θεμελίωση υπο-διαστασιολογείται εσκεμμένα έτσι ώστε η πλαστική άρθρωση να μεταφερθεί από τη βάση των υποστυλωμάτων στο έδαφος, είτε μέσω της πλαστικοποίησης του υποκειμένου εδάφους είτε μέσω του ανασηκώματος των θεμελίων. Προτείνεται, δηλαδή, η λικνιστική απόκριση του συστήματος θεμελίωσης-ανωδομής έναντι της καθαρά καμπτικής συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων. Μελετάται ένα δώροφο πλαίσιο δύο άνω ανοιγμάτων και συγκρίνεται η απόκρισή του όπως αυτή διαμορφώνεται από τους δύο εναλλακτικούς τρόπους θεμελίωσης: υπερ-διαστασιολόγηση των θεμελίων όπως επιβάλλει ο ισχύων κανονισμός και υπο-διαστασιολόγησή τους σύμφωνα με την νέα λογική σχεδιασμού. Πραγματοποιούνται αναλύσεις: (i) στατικής μονοτονικής επιβολής σταδιακά αυξανόμενης μετακίνησης, (ii) ανακυκλικής επιβολής της μετακίνησης, (iii) διεγέρσεως στην βάση με εξιδανικευμένους παλμούς και (iv) διεγέρσεως στην βάση με 20 πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα. Μέσω των στατικών αναλύσεων αποδεικνύεται το πλεονέκτημα του “αντι-συμβατικά” σχεδιασμένου πλαισίου σε όρους πλαστιμότητας. Για σεισμικές διεγέρσεις μικρής εντάσεως, εντός του φάσματος σχεδιασμού, τα δύο εναλλακτικά πλαίσια έχουν αποδεκτή συμπεριφορά, αλλά για σεισμούς που ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού το αντι-συμβατικό πλαίσιο αποδεικνύεται σαφώς ευνοϊκότερο αφού όχι μόνον αποφεύγει την κατάρρευση αλλά οι δομικές βλάβες που υφίσταται είναι επιδιορθώσιμες. Παρά το μικρό πλάτος των εξεταζομένων υπο-διαστασιολογημένων θεμελίων, οι τελικώς συσσωρευόμενες καθιζήσεις είναι συγκρίσιμες με εκείνες των αντίστοιχων υπερ-διαστασιολογημένων. Αλλά η τελική στροφή και διαφορική καθίζηση των θεμελίων καθιστούν αναγκαία την περαιτέρω διερεύνηση διορθωτικών επεμβάσεων σε ασύμμετρα πλαίσια. Εξετάζονται δύο πιθανές βελτιώσεις του προτεινόμενου αντι-συμβατικού πλαισίου : η προσθήκη συνδετηρίων δοκών με δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψεως στα άκρα τους και η προσθήκη συνδετηρίων δοκών αρθρωμένες στα άκρα τους. Η πρώτη λύση δεν οδηγεί σε βελτίωση διότι εμποδίζει τη λικνιστική απόκριση των θεμελίων, ενώ η δεύτερη παρέχει ενθαρρυντικά αποτελέσματα ως προς τη μείωση των διαφορικών καθιζήσεων και των στροφών του αντι-συμβατικού πλαισίου.

Abstract

A new design paradigm is investigated which protects the superstructure through soil “failure”. The foundation is intentionally under-designed in order to guide the plastic “hinge” to the soil instead of the base of the columns. This is accomplished either through soil plastification or through foundation uplifting. This new design method advocates the rocking response of the frame instead of the flexural column deformation. A two-storey two-bay asymmetric frame is used as an example to compare the two alternative foundation design approaches; over-designing the foundation, complying with the conventional capacity design and under-designing the foundation, according to this new design philosophy. Static monotonic and cyclic push-over analyses, as well as dynamic analyses using as excitation idealized pulses and 20 real accelograms, are performed. The static pushover analyses reveal that the ductility capacity of the new design concept is larger than that of the conventionally designed frame. For moderate intensity earthquake excitation, not exceeding the design limits, it is shown that the performance of both alternatives is acceptable, but under larger intensity motions, substantially exceeding the design limits, the performance of the unconventionally designed frame is proven advantageous, as not only does it avoid collapse but moreover the damage it suffers is repairable. Despite the small size of the under-designed footings, their residual settlements are comparable to those of the over-designed ones but, on the other hand, the unavoidable residual rotation and differential settlement of the under-designed footings must be critically evaluated. This need stems from the asymmetric nature of the examined frame. Two possible ways of improvement of the unconventional frame are proposed; the use of foundation tie beams capable of bearing bending moments through their whole length, and the use of tie beams hinged at their connection to the footings. The former solution is hardly an improvement, as it hinders the rocking performance of the footings, whereas the latter provides encouraging results in terms of both residual rotation and differential settlement.

Ευχαριστίες...

Ολοκληρώνοντας αυτή την εργασία, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε αρχικά την τριμελή μας επιτροπή που αποτελείται από τους καθηγητές : κ. Γ. Γκαζέτα, κ. Β. Κουμούση και κ. Ν. Γερόλυμο.

Κατόπιν θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τους επιβλέποντές μας κ. Γ. Γκαζέτα και κ. Β. Κουμούση για τη θερμή υποστήριξη και τη συνεχή βοήθεια που μας προσέφεραν. Υπήρξαν εμπνευστές και συνεργάτες μας όλους αυτούς τους μήνες και μας ενθάρρυναν διαρκώς να εμβαθύνουμε στην ουσία των εννοιών που μας απασχόλησαν.

Οφείλουμε επίσης ένα μεγάλο ευχαριστώ σε όλα τα μέλη του εργαστηρίου, που ήταν πάντα πρόθυμα να λύσουν κάθε απορία μας, και ιδιαίτερα στους διδάκτορες Ι. Αναστασόπουλος, Φ. Γελαγώτη, Ρ. Κουρκούλη και Ε. Σμύρου που μας παρείχαν σημαντική υποστήριξη και πολύτιμη βοήθεια.

Τέλος, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τις οικογένειές μας που σε μία ακόμα προσπάθειά μας μάς υποστήριξαν θερμά.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	11
ΣΧΗΜΑΤΑ.....	15
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	
1.1 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	19
1.1.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ του ΚΤΙΡΙΟΥ.....	19
1.1.2 ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΟΦΟΥ.....	19
1.1.3 ΟΠΛΙΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ.....	20
1.1.4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ.....	21
1.1.4.1 ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ.....	12
1.1.4.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ.....	22
1.2 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ.....	25
1.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ της ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	25
1.2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ του ΕΔΑΦΟΥΣ.....	25
ΣΧΗΜΑΤΑ.....	27
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	
ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΚΑΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ.....	35
2.1 ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ.....	35
2.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ.....	36

ΣΧΗΜΑΤΑ.....	39
--------------	----

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ.....	45
3.1 ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ.....	45
3.2 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ–ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (αεΚ).....	50
3.3 ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ.....	52
ΣΧΗΜΑΤΑ.....	59

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΕΠΙΒΟΛΗ ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΜΕΝΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ: ΠΑΛΜΟΙ ΗΜΙΤΟΝΟΥ, RICKER, TSANG.....	79
4.1 ΠΑΚΤΩΜΕΝΗ ΑΝΩΔΟΜΗ.....	78
4.2 ΣΥΜΒΑΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ.....	79
4.3 ΑΝΤΙ-ΣΥΜΒΑΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ.....	80
4.3.1 ΠΑΛΜΟΙ ΗΜΙΤΟΝΟΥ.....	80
4.3.2 ΠΑΛΜΟΙ RICKER.....	82
4.3.3 ΠΑΛΜΟΙ TSANG.....	83
4.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	85
ΣΧΗΜΑΤΑ.....	85

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΠΙΘΑΝΗΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ της ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ του ΑΝΤΙ-ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ: ΕΠΙΒΟΛΗ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ ΠΑΛΜΟΥ TSANG97

5.1 ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΜΕ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑ ΠΑΡΑΛΑΒΗΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΕΩΣ ΣΤΑ ΑΚΡΑ ΤΟΥΣ.....97

5.2 ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΙΔΕΩΔΩΣ ΑΠΕΙΡΗΣ ΔΥΣΤΕΝΕΙΑΣ ΑΡΘΡΩΜΕΝΕΣ ΣΤΑ ΑΚΡΑ ΤΟΥΣ.....100

5.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....102

ΣΧΗΜΑΤΑ.....105

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΕΠΙΒΟΛΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ.....115

6.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΚΑΙ ΑΝΤΙ-ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ.....115

6.1.1 ΕΞΕΤΑΣΗ ΤΡΙΩΝ ΣΤΑΘΜΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΕΩΣ: ΜΕΤΡΙΑ, ΙΣΧΥΡΗ, ΠΟΛΥ ΙΣΧΥΡΗ.....116

6.1.2 ΣΥΝΟΨΗ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....121

6.2 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ ΜΕ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑ ΠΑΡΑΛΑΒΗΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΕΩΣ ΣΤΑ ΑΚΡΑ ΤΟΥΣ125

6.3 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ ΑΡΘΡΩΜΕΝΕΣ ΣΤΑ ΑΚΡΑ ΤΟΥΣ.....127

6.3.1 ΕΞΕΤΑΣΗ ΤΡΙΩΝ ΣΤΑΘΜΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΕΩΣ: ΜΕΤΡΙΑ, ΙΣΧΥΡΗ, ΠΟΛΥ ΙΣΧΥΡΗ.....128

6.3.2 ΣΥΝΟΨΗ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....130

ΣΧΗΜΑΤΑ.....	133
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7	
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	165
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	167

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Δεδομένου ότι οι δομικές βλάβες στα κτίρια από σεισμικές φορτίσεις είναι αναπόφευκτες και έχοντας συνειδητοποιήσει ότι αύξηση της αντοχών δε συνεπάγεται απαραίτητως αυξημένα επίπεδα ασφάλειας, οι σύγχρονοι κανονισμοί στοχεύουν απλώς στον περιορισμό των βλαβών αντί στην αποφυγή τους. Σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό (EC8), ο σχεδιασμός των κατασκευών στοχεύει σε πλάστιμη συμπεριφορά των δομικών μελών, δηλαδή στην ικανότητά τους να δέχονται ανεκτές μετακινήσεις και μετά την διαρροή. Με αυτόν τον τρόπο (ικανοτικός σχεδιασμός), καθοδηγείται ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων σε επιλεγμένες, μή κρίσιμες διατομές της κατασκευής (στις δοκούς αντί στα υποστυλώματα) αλλά και αποφεύγονται οι ψαθυροί μηχανισμοί αστοχίας (αστοχία σε κάμψη αντί σε διάτμηση). Ως προς την θεμελίωση, ο κανονισμός επιβάλλει την οριζόντια ελαστική της απόκριση ακόμα και σε μεγάλες σεισμικές διεγέρσεις μέσω της εισαγωγής ειδικών “*συντελεστών υπεραντοχής*”. Ως αποτέλεσμα, τα θεμέλια υπερ-διαστασιολογούνται προς αποφυγήν ενεργοποίησης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, εξασφαλίζοντας την μετάδοση των αδρανειακών δυνάμεων της ανωδομής στο έδαφος.

Τα τελευταία χρόνια μια νέα φιλοσοφία σχεδιασμού αποτελεί αντικείμενο έρευνας για πολλούς μελετητές με πολύ ενθαρρυντικά αποτελέσματα. [Paolucci 1997; Pecker 1998, 2003; Martin and Lam 2000; FEMA 356 2000; Kutter et al. 2003; Faccioli et al. 2001; Gazetas et al. 2003; Gajan et al. 2005, 2008; Mergos and Kawashima 2005; Apostolou and Gazetas 2005; Paolucci et al. 2007; Kawashima et al. 2007; Gajan and Kutter 2008; Chatzigogos et al. 2009; Gerolymos et al. 2008, 2009; Anastasopoulos et al. 2010; Gelagoti et al. 2010.] Σύμφωνα με τη νέα αυτή φιλοσοφία, σκοπίμως υπο-διαστασιολογείται η θεμελίωση οδηγώντας στον σχηματισμό της πλαστικής άρθρωσης στο έδαφος και όχι στην βάση του υποστυλώματος. Έτσι, ο εσκεμμένος ανελαστικός σχεδιασμός της θεμελίωσης οδηγεί στη λικνιστική απόκριση της ανωδομής έναντι της καμπτικής που στην ουσία επιβάλλει ο ισχύων κανονισμός. Με άλλα λόγια, η ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, το ανασήκωμα του θεμελίου σε επιφανειακές θεμελιώσεις, η ολίσθηση στη διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους αποδεικνύεται ότι όχι μόνο δεν αποτελούν ένδειξη αστοχίας αλλά δρουν ευεργετικά στην συνολική απόκριση της κατασκευής, λόγω του δυναμικού και ανακυκλικού χαρακτήρα των σεισμικών διεγέρσεων και χάρη στους εντόνως μή-γραμμικούς μηχανισμούς της εδαφικής αντίδρασης.

Η εφαρμογή του νέου αυτού σχεδιασμού έχει ήδη μελετηθεί τόσο σε βάθρο γεφύρας [Anastasopoulos et al. 2010] όσο και σε νέες πλαισιωτές κατασκευές [Gelagoti et al. 2010.] Συγκεκριμένα, η Γελαγώτη εξέτασε ένα διώροφο πλαίσιο δύο ίσων ανοιγμάτων και σύγκρινε τους δύο εναλλακτικούς σχεδιασμούς, δηλαδή το “συμβατικό” σχεδιασμό όπου η θεμλίωση υπερ-διαστασιολογείται και τον “αντι-συμβατικό” σχεδιασμό όπου τα θεμέλια υπο-διαστασιολογούνται ώστε η μέγιστη ροπή αντιστάσεώς τους να είναι μικρότερη από την καμπτική ροπή αντοχής του αντίστοιχου υποστυλώματος. Μέσω αναλύσεων στατικά επιβαλλόμενης και σταδιακά αυξανόμενης μετακίνησης (static push over) , προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα :

- Το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο αποκρίνεται κυρίως καμπτικά μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων πρώτα στις δοκούς και κατόπιν στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου, οπότε το πλαίσιο μετατρέπεται σε μηχανισμό και καταρρέει. **(Σχήμα 1)**
- Αντίθετα, το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο αποκρίνεται στην αρχή καμπτικά μέχρι την διαρροή των δοκών. Έπειτα αποκρίνεται αφενός μεν καμπτικά μέχρι τον πλήρη σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών, αφετέρου δε λικνιστικά μέσω του ανασηκώματος του πεδίου. Τελικά για μεγάλη τιμή της μετακίνησης οι δοκοί φτάνουν στην απομένουσα ροπή αντοχής τους και το πλαίσιο εκφυλίζεται σε δύο μονοβάθμιους ταλαντωτές, αποκρινόμενο αμιγώς λικνιστικά μέχρι την πλήρη ανατροπή. **(Σχήμα 2)**

Οι γενικές διαφορές των δύο εναλλακτικών πλαισίων σκιαγραφούνται στο **Σχήμα 3**.

Ως προς σεισμικές διεγέρσεις προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα :

- Σε μετρίως ισχυρούς σειμούς που προσεγγίζουν τον σεισμό σχεδιασμού, τα δύο πλαίσια γενικά απέφυγαν την κατάρρευση. Το μεν συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο υπέστη σημαντικές δομικές βλάβες στις δοκούς και τα υποστυλώματα (με δυνατότητα επιδιορθώσεως αλλά κίνδυνο μη λειτουργικότητας του κτιρίου αμέσως μετά τον σεισμό), ενώ το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο υπέστη πολύ λιγότερες δομικές βλάβες, μέσα στα όρια της λειτουργικότητας αμέσως μετά το σεισμό.
- Σε πολύ ισχυρούς κραδασμούς που υπερβαίνουν σημαντικά την απαίτηση του κανονισμού, το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο καταρρέει ή υπόκειται σοβαρές μη επιδιορθώσιμες βλάβες. Αντίθετα το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο έχει σαφώς καλύτερη συμπεριφορά, “επιβιώνοντας” μετά τη διέγερση, αλλά έχοντας υποστεί σοβαρές βλάβες στις δοκούς και σε μη δομικά στοιχεία, που μπορούν όμως να επιδιορθωθούν. Πάντως, σε τόσο ακραίες σεισμικές

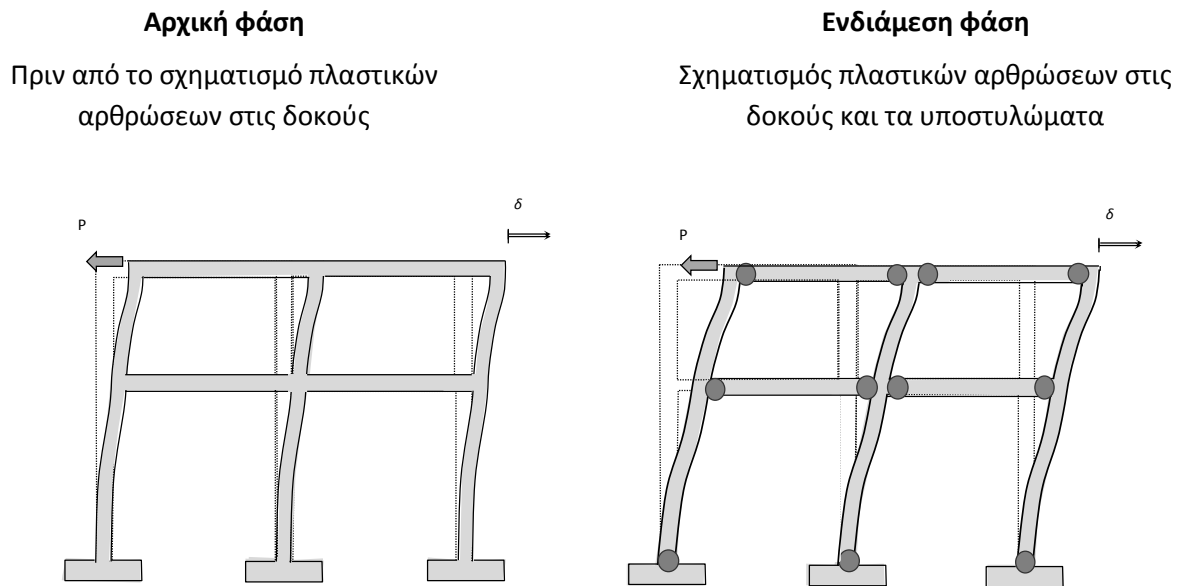
διεγέρσεις στόχος είναι η αποφυγή κατάρρευσης και επομένως η νέα φιλοσοφία της “μόνωσης” μέσω λικνισμού αποδεικνύεται εξαιρετικά αποδοτική.

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποσκοπεί στη γενίκευση των ενθαρρυντικών συμπερασμάτων για συμμετρικά πλαίσια στα οποία είχε καταλήξει η Γελαγώτη σε ασύμμετρα πλαίσια (άνισων ανοιγμάτων). Συγκριμένα σχεδιάστηκε και μελετήθηκε ένα πλαίσιο ίδιων καθ' ύψος διαστάσεων με το πλαίσιο της Γελαγώτη αλλά διαφορετικών ανοιγμάτων, με κοινές εδαφικές ιδιότητες (άργιλος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 150$ kPa), κοινές διατομές δοκών και υποστυλωμάτων, κοινά φορτία σχεδιασμού, και κοινή ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού $a_{GR} = 0.36$ g). Ο σχεδιασμός του πλαισίου έγινε και με τις δύο προαναφερθείσες εναλλακτικές μεθόδους, ώστε αφενός μεν να επιβεβαιωθούν τα ευεργετικά αποτελέσματα του μή συμβατικού σχεδιασμού σε ασύμμετρο πλαίσιο, αφετέρου δε να διερευνηθεί η επίδραση της ασυμμετρίας στην απόκριση του πλαισίου.

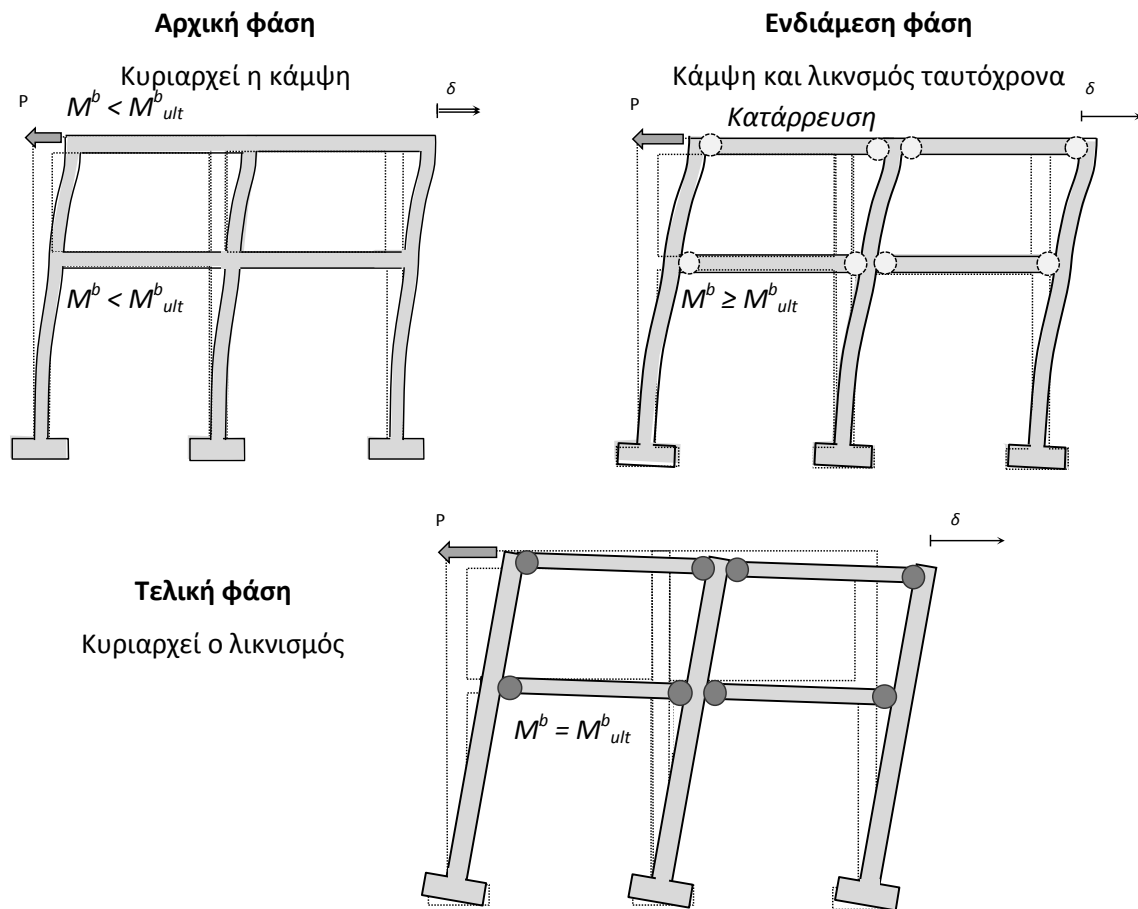
Αρχικά, με τη χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων SAP και με βάση τον ισχύοντα κανονισμό Ε.Κ.8, σχεδιάσαμε το πλαίσιο οπλίζοντας κατάλληλα όλες τις διατομές και επιλέγοντας τις απαιτούμενες διαστάσεις των πεδίων. Κατόπιν εκτελέσαμε αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, οι οποίες περιλαμβάνουν μονοτονικά και ανακυκλικά Push-Over, διεγέρσεις του πλαισίου με παλμούς ημιτόνου, Ricker και Tsang διαφόρων πλατών και περιόδων, και τέλος με ποικίλες πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις, ώστε να κατανοηθούν εις βάθος οι μηχανισμοί συμπεριφοράς του πλαισίου και οι τυχόν ιδιόμορφες “τάσεις” του που θα οφείλονταν στην ασύμμετρη φύση του. Στα τελευταία κεφάλαια προτείνονται και εξετάζονται δύο λύσεις βελτίωσης της απόκρισης του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου με χρήση δύο ειδών συνδετηρίων δοκών.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

ΣΧΗΜΑΤΑ

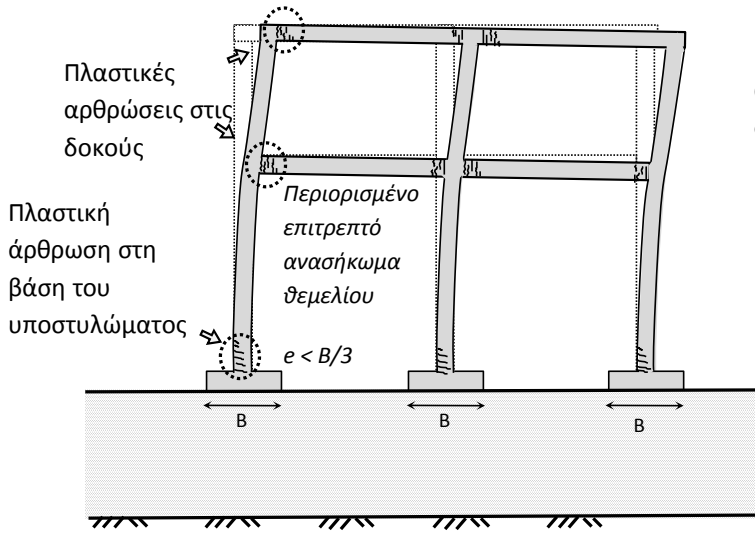


Σχήμα 1 Πορεία συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου σε στατικό push-over



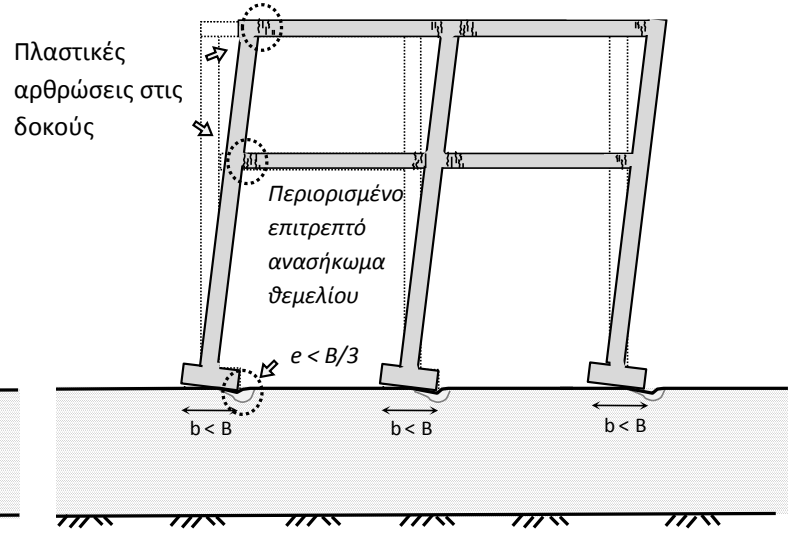
Σχήμα 2 Πορεία αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου σε στατικό push-over

Συμβατικός σχεδιασμός



(a)

Ενεργοποίηση του λικνισμού



(b)

Σχήμα 3 Σύγκριση του παραμορφωμένου φορέα : a) του συμβατικώς σχεδιασμένου πλαισίου που μελετήθηκε από τη με b) το σεισμικά μονωμένο μέσω λικνισμού πλαίσιο

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1.1 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

1.1.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ του ΚΤΙΡΙΟΥ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκε ένα σύνηθες διώροφο κτίριο δύο άνοιγων ανοιγμάτων σε μήκος και πολλών ίσων ανοιγμάτων σε πλάτος, και συγκεκριμένα εξετάστηκε ένα τυπικό φάτνωμα αυτού του κτιρίου σε κάποιο ενδιάμεσο κατά πλάτος άνοιγμα. Πρόκειται για ένα κτίριο συνολικού ύψους 7m, με ύψος ισογείου 4m και ύψος πρώτου ορόφου 3m. Η κάτοψη του κτιρίου είναι μη συμμετρική, με συνολικό μήκος 10m, 4m το αριστερό και 6m το δεξί άνοιγμα, και πλάτος 5m ανά φάτνωμα, όπως σκιαγραφείται στο **Σχήμα 1.1**.

Υπολογίστηκε το απαιτούμενο πάχος πλάκας $h = 18\text{cm}$ μέσω της απαίτησης λειτουργικότητας για περιορισμό των βελών της πλάκας και θεωρήθηκαν διαστάσεις δοκών 0.20×0.50 και υποστυλωμάτων 0.40×0.40 .

Θεωρήθηκαν για τους υπολογισμούς υλικά:

- σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25 (χαρακτηριστική αντοχή κυλίνδρου $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$)
- χάλυβας B500C με χαρακτηριστική αντοχή $f_y = 500 \text{ MPa}$.

1.1.2 ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΟΦΩΝ

Στα μόνιμα φορτία των ορόφων περιλαμβάνονται το ίδιο βάρος των δοκών και των πλακών και ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο στις πλάκες $g = 1.5 \text{ kN} / \text{m}^2$. Ως ομοιόμορφο κινητό φορτίο των πλακών θεωρήθηκε το $q = 2.0 \text{ kN} / \text{m}^2$. Οι πλάκες του πλαισίου είναι τετραέρειςτες και έτσι τα φορτία των πλακών κατανέμονται στις δοκούς βάσει των τραπεζοειδών επιφανειών επιρροής που δημιουργούνται, όπως απεικονίζονται στο **Σχήμα 1.2**. Στους κόμβους επιπλέον ασκούνται συγκεντρωμένα φορτία που προέρχονται από τα μόνιμα και κινητά φορτία των πλακών στα εκτός επιπέδου πλαίσια. Στον **Πίνακα 1.1** συνοψίζονται οι τιμές των φορτίων που αντιστοιχούν σε κάθε δοκό, όπως προέκυψαν από την παραπάνω κατανομή και στο **Σχήμα 1.3** και **σχήμα 1.4** απεικονίζονται τα μόνιμα και τα κινητά φορτία του πλαισίου στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων SAP.

1.1.3 ΟΠΛΙΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Η όπλιση των διατομών έγινε με βάση το δυσμενέστερο συνδυασμό μεταξύ των στατικών και σεισμικών φορτίων. Τα σεισμικά φορτία προέκυψαν από το φάσμα του EC8 για :

- επιτάχυνση σχεδιασμού $a_{GR} = 0.36 g$
- συντελεστή σπουδαιότητας κατασκευής $\gamma_2 = 1$
- κατηγορία εδάφους Γ που αντιστοιχεί σε άργιλο αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u = 150 \text{ kPa}$ άρα δείκτη εδάφους $S = 1.15$
- συντελεστή συμπεριφοράς $q = 3.9$ που προκύπτει από τη σχέση για πλασιωτές κατασκευές, κατηγορίας πλαστιμότητας μέσης (ΚΠΜ), $q = 3 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
όπου $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.3$ για πολυώροφα πλαίσια πολλών ανοιγμάτων

α_1 : η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζεται η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού, ώστε αυτή η δράση να φτάσει την καμπτική αντοχή σε κάθε μέλος της κατασκευής, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές.

α_u : η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζεται η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού, ώστε να σχηματίσει πλαστικές αρθρώσεις σε έναν ικανό αριθμό διατομών για την ανάπτυξη συνολικής αστάθειας στην κατασκευή, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές.

Γενικά, για να επιτύχουμε υψηλό βαθμό πλαστιμότητας στην κατασκευή, κατευθύνουμε την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στα λιγότερο κρίσιμα μέλη, δηλαδή στις δοκούς έναντι των υποστυλωμάτων, ώστε να αποφεύγεται η δημιουργία μαλακού ορόφου. Έτσι προκύπτει ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου, όπου υιοθετείται ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης κόμβου α_{CD} , που ισούται με :

$$\alpha_{CD} = \gamma_{RD} \frac{\sum MRD}{|\sum M_{E,b}|}$$

όπου :

γ_{RD} : συντελεστής υπεραντοχής ίσος με 1.40

$\sum MRD$: το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου με τη φορά που ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση που προκαλεί η ροπή $M_{E,c}$

$\Sigma M_{E,b}$: το άθροισμα των ροπών των ίδιων δοκών υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων

Επομένως, η ικανοτική ροπή σχεδιασμού στο υποστύλωμα είναι :

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} \cdot M_{E,c}$$

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. Τελικώς, το υποστύλωμα οπλίζεται με τη μεγαλύτερη ροπή μεταξύ της στατικής, σεισμικής και ικανοτικής.

Τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών για το στατικό και το σεισμικό συνδυασμό προέκυψαν μέσω του SAP. Στο **Σχήμα 1.5** καθώς και στο **Πίνακα 1.2** απεικονίζονται οι οπλισμοί που υπολογίστηκαν σύμφωνα με τα παραπάνω, καθώς και οι ροπές αντοχής σε κάθε διατομή.

1.1.4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

1.1.4.1 ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Η αστοχία του εδάφους υπό κατακόρυφη φόρτιση σχετίζεται άμεσα με την υπέρβαση της διατμητικής αντοχής του και εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους και της φόρτισης. Κλασικές μορφές αστοχίας είναι **(α)** η γενική αστοχία (γενική θραύση) που αφορά πυκνά εδάφη (πυκνές άμμους ή στιφρές αργίλους) και έχει ως αποτέλεσμα την καθίζηση και στροφή του θεμελίου και την ανύψωση του περιβάλλοντος εδάφους, **(β)** η τοπική αστοχία που αφορά εδάφη μέσης πυκνότητας και έχει ως αποτέλεσμα μικρότερη καθίζηση του θεμελίου και μικρότερη ανύψωση του περιβάλλοντος εδάφους, αφού η αστοχία εμφανίζεται τοπικά μόνο, κάτω από το θεμέλιο, και **(γ)** η διάτρηση (διείσδυση) που αφορά χαλαρά ή/και μαλακά εδάφη με αποτέλεσμα σημαντική καθίζηση του θεμελίου χωρίς ανύψωση του περιβάλλοντος εδάφους, δίχως την ενεργοποίηση της πλήρους επιφάνειας διατμητικής αστοχίας.

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας του εδάφους έχει αποτελέσει αντικείμενο έρευνας πολλών ερευνητών. Ειδικότερα, για τον υπολογισμό του οριακού φορτίου λωριδωτού θεμελίου με κεντρική κατακόρυφη φόρτιση σε συνεκτικό έδαφος με αστράγγιστες συνθήκες έχουν διατυπωθεί πολλές σχέσεις [Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Vesic(1975), Prandl (1921)].

Σύμφωνα με τον τύπο του Prandl, το οριακό φορτίο για λωριδωτό θεμέλιο σε συνεκτικό έδαφος υπολογίζεται από τη σχέση :

$$p_u = (\pi+2) \cdot S_u$$

ενώ για την περίπτωση ορθογωνικού θεμελίου υπό έκκεντρη φόρτιση έχουν εισαχθεί κατάλληλοι συντελεστές από τους Terzaghi και Meyerhof, οι οποίοι έχουν υιοθετηθεί από τον ισχύοντα κανονισμό EC-7 (Παράρτημα D). Επομένως, κατά EC-7 για τον έλεγχο επάρκειας της επιφανειακής θεμελίωσης έναντι υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας ισχύει η σχέση :

$$p_u = (\pi+2) \cdot S_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + (q + \gamma \cdot D)$$

όπου :

b_c : συντελεστής λοξότητας βάσης πεδίου

s_c : συντελεστής σχήματος πεδίου

i_c : συντελεστής απόκλισης της φόρτισης από την κατακόρυφο

q : επιφόρτιση

γ : ειδικό βάρος εδάφους

D : βάθος βάσης θεμελίου από την επιφάνεια

1.1.4.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Συμβατική διαστασιολόγηση θεμελίωσης

Ο κανονισμός επιβάλλει ελαστική απόκριση της θεμελίωσης ακόμα και σε ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις, χωρίς να προκαλούνται μεγάλες απομένουσες παραμορφώσεις στο έδαφος. Έτσι, τα θεμέλια υπέρ-διαστασιολογούνται ώστε η ροπή αντοχής τους M_{ult} να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που καταλήγουν σε αυτά και να αποφεύγονται μηχανισμοί ανασηκώματος ή/και ολίσθησης του πεδίου ή/και ενεργοποίησης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Για αυτό το λόγο οι δράσεις σχεδιασμού της θεμελίωσης επαυξάνονται με ένα συντελεστή υπεραντοχής σύμφωνα με τη σχέση :

$$S_{Fd} = S_v + \alpha_{CD} \cdot S_E$$

όπου :

S_V : η τιμή του εντατικού μεγέθους (ροπή, τέμνουσα, αξονική δύναμη) προερχόμενη από το σύνολο των μη σεισμικών δράσεων του σεισμού σχεδιασμού (G+0.3Q)

S_E : η τιμή του ίδιου εντατικού μεγέθους που προέρχεται από τη σεισμική δράση στην οποία αντιστοιχεί η σεισμική ροπή που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του ικανοτικού συντελεστή α_{CD} .

Σε θεμελιώσεις μεμονωμένων υποστυλωμάτων ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD} υπολογίζεται ξεχωριστά για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού από τη σχέση :

$$\alpha_{CD} = 1.2 \cdot M_R/M_E - M_V/M_E \leq q$$

όπου:

M_R και M_E : η υπολογιστική αντοχή και σεισμική ροπή αντιστοίχως, στη πλησιέστερη θέση πιθανής ή ενδεχόμενης πλαστικής άρθρωσης στο στοιχείο της ανωδομής που εδράζεται στο στοιχείο θεμελίωσης

M_V : η ροπή από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων του συνδυασμού (G+0.3Q)

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, για τη διαστασιολόγηση των μεμονωμένων πεδύλων έγιναν οι έλεγχοι σε :

- αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας υπό στατικά φορτία (1.35G+1.50Q) με συντελεστή ασφαλείας $SF^S \geq 3$
- αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας υπό σεισμικά φορτία για το συνδυασμό που περιλαμβάνει το συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD} με συντελεστή ασφαλείας $SF^E \geq 1$
- αστοχία λόγω ανασηκώματος του πεδύλου, που γίνεται μέσω της ικανοποίησης του κριτηρίου εκκεντρότητας $e < B/3$, όπου B το πλάτος του θεμελίου
- αστοχία λόγω ολίσθησης του πεδύλου, που εξαρτάται τόσο από τις δράσεις στη διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους όσο και από το είδος του εδάφους έδρασης (αργιλικά ή κοκκώδη εδάφη)
- λειτουργικότητα, δηλαδή έλεγχος των καθιζήσεων

Με κρίσιμο το κριτήριο της εκκεντρότητας προκύπτουν οι διαστάσεις των θεμελίων ίσες με $B = 2.7\text{m}$, $B = 2.5\text{m}$, $B = 2.4\text{m}$ στο αριστερό, μεσαίο και δεξί πέδιλο αντιστοίχως. Οι συντελεστές ασφαλείας στους οποίους καταλήγουμε για τα παραπάνω πλάτη πεδίων είναι :

Αριστερό : $SF^S = 11.5$ και $SF^E = 5.9$

Μεσαίο : $SF^S = 5.8$ και $SF^E = 2.8$

Δεξί : $SF^S = 8.4$ και $SF^E = 4.0$

Να σημειωθεί ότι οι συντελεστές ασφαλείας είναι αρκετά μεγαλύτεροι από τις απαιτήσεις $SF^S \geq 3$ και $SF^E \geq 1$ και ιδιαίτερα για τα ακραία πέδιλα γιατί οι διαστάσεις τους έχουν προκύψει από το κριτήριο της εκκεντρότητας. Αντιθέτως, στο μεσαίο πέδιλο οι συντελεστές ασφαλείας δεν απέχουν τόσο πολύ από τους απαιτούμενους γιατί ήδη απαιτούνταν μεγάλα πλάτη πεδίου για την ικανοποίηση των ελέγχων αστοχίας σε φέρουσα ικανότητα, λόγω των αυξημένων φορτίων που καταλήγουν σε αυτό. Τα αποτελέσματα των ανωτέρω υπολογισμών συνοψίζονται στον **Πίνακα 1.3**.

Μη-συμβατική διαστασιολόγηση θεμελίωσης

Όπως προαναφέρθηκε, προκειμένου να οδηγήσουμε την πλαστική άρθρωση μέσα στο έδαφος αντί στη βάση του υποστυλώματος υπό-διαστασιολογούμε τα πέδιλα και επιτρέπουμε το ανασήκωμά τους, προσφέροντας έτσι στο πλαίσιο ένα είδος σεισμικής μόνωσης μέσω λικνισμού. Αυτό βέβαια σημαίνει πως αναγκαστικά αγνοούμε το κριτήριο της εκκεντρότητας και λαμβάνουμε υπόψιν μας μόνο το κριτήριο της αστοχίας λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας υπό στατικά φορτία ($1.35G+1.50Q$) με συντελεστή ασφαλείας $SF^S \geq 3$, που είναι απαραίτητος προκειμένου να εξασφαλίσουμε τη λικνιστική συμπεριφορά της ανωδομής χωρίς αυτή να “βουλιάξει” στο έδαφος. Επιπλέον, ο σεισμικός συντελεστής ασφαλείας μπορεί να γίνει κάποια χρονική στιγμή ακόμα και μικρότερος της μονάδας χωρίς αυτό να σημαίνει απαραίτητα αστοχία, λόγω του ανακυκλικού και κινηματικού χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης. Τέλος, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν από τη Γελαγώτη (2010), αποδείχθηκε ότι η νέα μέθοδος σχεδιασμού έχει τα επιθυμητά αποτελέσματα για συντελεστές έναντι κατακόρυφων φορτίων του σεισμικού συνδυασμού $SF_V^E (G+0.3Q)$ περίπου ίσους με 5.

Λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω και επιδιώκοντας να επιτύχουμε κοινή τάξη μεγέθους καθιζήσεων και στα τρία πέδιλα, επιλέγουμε διαστάσεις θεμελίων ίσες με $B = 1.1\text{m}$, $B = 1.8\text{m}$, $B = 1.3\text{m}$ στο αριστερό, μεσαίο και δεξί πέδιλο αντιστοίχως που αντιστοιχούν σε κοινό συντελεστή ασφαλείας $SF_V^E \approx 5.4$. Οι ροπές αντοχής των τριών πεδίων είναι $M_{ult} = 80\text{ kNm}$, 360 kNm και 140 kNm αντιστοίχως, δηλαδή μικρότερες

από τις ροπές αντοχής του αριστερού, μεσαίου και δεξιού υποστυλώματος στη βάση τους, οι οποίες είναι $M_{RD} = 210 \text{ kNm}$, 390 kNm και 210 kNm , αντιστοίχως.

Ορίζοντας τον Απομειωτικό Ικανοτικό Συντελεστή (Capacity Reduction Factor) ως $CRF = M_{RD} / M_{ult}$ [Gelagoti et. al (2010)], υπολογίζεται για τα παραπάνω θεμέλια ίσος με 2.6, 1.1, και 1.5, αντιστοίχως. Όταν ο CRF είναι αρκετά μεγαλύτερος της μονάδας, τότε μειώνεται η φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης και εισάγεται περισσότερος λικνισμός, ο οποίος συνεπάγεται μεν μείωση των αδρανειακών δυνάμεων που μεταφέρονται στην ανωδομή αλλά και αύξηση της στροφής της θεμελίωσης, άρα και αύξηση της στροφικής σχετικής μετακίνησης (rotational drift). Αντίθετα, όταν ο CRF τείνει στη μονάδα, όπως στην περίπτωση του μεσαίου πεδίου, μειώνεται η αποδοτικότητα της μόνωσης μέσω λικνισμού αφού αυξάνεται σημαντικά ο κίνδυνος να είναι τελικώς η ροπή αντοχής της θεμελίωσης M_{ult} μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής του υποστυλώματος M_{RD} , λόγω των αβεβαιοτήτων που ενέχει ο καθορισμός των ιδιοτήτων του εδάφους και της ανωδομής.

1.2 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

1.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ της ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Για την ανάλυση της κατασκευής διεξήχθησαν αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιώντας τον κώδικα ABAQUS, κατασκευάζοντας το δισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα που απεικονίζει μια αντιπροσωπευτική ισοδύναμη “φέτα” του συστήματος εδάφους-ανωδομής (**Σχήμα 1.6**). Υπολογίστηκαν τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων των δοκών και των υποστυλωμάτων για τους δεδομένους οπλισμούς και η βαθμονόμηση της κατασκευής έγινε με τη βοήθεια του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων X-TRACT. Για τις δοκούς, θεωρήθηκε ότι καταπονούνται από μηδενική αξονική δύναμη, ενώ για τα υποστυλώματα θεωρήθηκε ότι καταπονούνται από τη στατική αξονική δύναμη $N_{G+0.3Q}$. Στο **Σχήμα 1.7** συγκρίνονται οι καμπύλες ροπών-καμπυλοτήτων όλων των διατομών όπως προέκυψαν από το X-TRACT και το ABAQUS, μέσω κατάλληλης υπορουτίνας. Συγκεκριμένα, για τη εξαγωγή του εκάστοτε διαγράμματος ροπής-καμπυλότητας, κάθε δομικό μέλος (δοκός ή υποστυλώμα), προσομοιάστηκε με έναν ομοιογενή, χαλύβδινο πρόβολο, πακτωμένο στο έδαφος και διατομής ίδιων διαστάσεων με τη διατομή του κάθε μέλους, στον οποίον επιβλήθηκε σταδιακά αυξανόμενη μετακίνηση. Το ύψος του προβόλου ελήφθη ενδεικτικά ίσο με το μήκος λυγισμού του αμφίπακτου υποστυλώματος του ισογείου, δηλαδή $H/2 = 2 \text{ m}$.

Τα μέλη της ανωδομής μοντελοποιήθηκαν με μη-γραμμικά δισδιάστατα στοιχεία δοκού, ενώ τα θεμέλια με μη-γραμμικά τετραπλευρικά συνεχή στοιχεία επίπεδης

παραμόρφωσης. Επειδή η πραγματικότητα είναι τρισδιάστατη εισήχθη ένας συντελεστής σχήματος κατά Meyerhof (1967) για τετραγωνικά θεμέλια ο οποίος ισούται με 1.2, προκειμένου να κατασκευάσουμε ένα ισοδύναμο δισδιάστατο πρόβλημα.

1.2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ του ΕΔΑΦΟΥΣ

Για την προσομοίωση του αργλικού εδάφους χρησιμοποιήθηκαν μη-γραμμικά τετραπλευρικά συνεχή στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (CPE4) στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου έχει διαστάσεις 37 m ($\approx 15B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 12 m ($\approx 5B$) στην κατακόρυφη διεύθυνση, όπου $B \approx 2.5m$ το μέσο πλάτος πεδίου, ενώ του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου έχει διαστάσεις 31 m ($\approx 24B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 10 m ($\approx 8B$) στην κατακόρυφη διεύθυνση, όπου $B \approx 1.3m$ το μέσο πλάτος πεδίου. Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων είναι πιο πυκνός ακριβώς κάτω από τα θεμέλια, ώστε να έχουμε την επιθυμητή ακρίβεια στα αποτελέσματα, και πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το κτίριο. Η διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους προσομοιώθηκε με ειδικά στοιχεία διεπιφάνειας που επιτρέπουν την αποκόλληση και το ανασήκωμα του θεμελίου μέσω της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής τους, αλλά και την ολίσθηση βάσει του νόμου τριβής Coulomb. Στα πλευρικά όρια του μοντέλου επιβάλλονται συνθήκες ελευθέρου πεδίου ενώ η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης των σεισμικών διεγέρσεων επιβάλλεται στη βάση του μοντέλου. Οι κόμβοι στο αριστερό άκρο του μοντέλου συνδέονται με τους αντίστοιχους καθ' ύψος στην δεξιά πλευρά με οριζόντιες κινηματικές δεσμεύσεις.

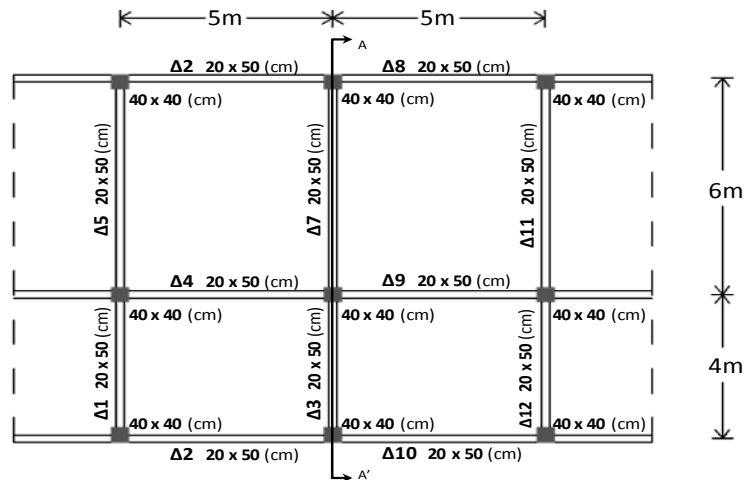
Για την προσομοίωση της μη-γραμμικής ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς της αργίλου χρησιμοποιήθηκε ένα καταστατικό προσομοίωμα που συνδυάζει τη μη-γραμμική κινηματική κράτνωση, το συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής και το κριτήριο διαρροής Von Mises. Σύμφωνα με το κριτήριο διαρροής Von Mises, η μέγιστη ορθή τάση για τη διαρροή για αργίλους υπό αστράγγιστες συνθήκες ορίζεται ως

$$\sigma_y = \sqrt{3} \cdot S_u$$

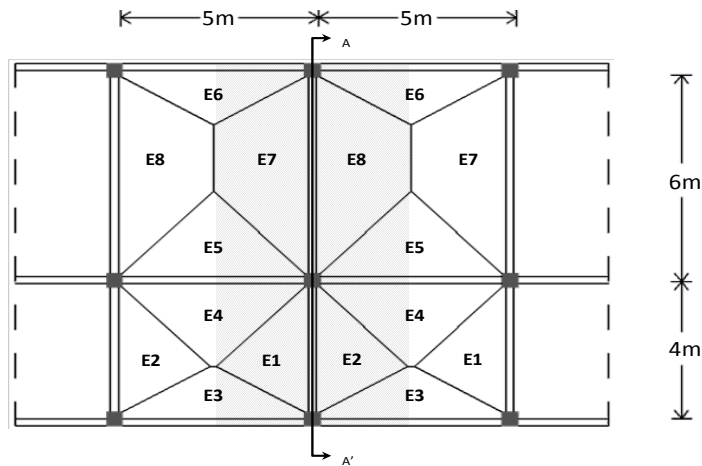
Η εξέλιξη της κινηματικής και ιστροπικής συνιστώσα του νόμου κράτνωσης για μονοαξονική φόρτιση περιγράφεται στο **Σχήμα 1.8**. Για τη βαθμονόμηση του παραπάνω προσομοιώματος απαιτούνται ο προσδιορισμός της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u και της αρχικής δυσκαμψίας G_o και οι καμπύλες $G-\gamma$. Στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιήθηκαν οι δημοσιευμένες καμπύλες $G-\gamma$ των Ishibashi & Zhang (1993), με $S_u = 150$ kPa, αρχικό μέτρο δυσκαμψίας $G_o = 1500 \cdot S_u$ και τέμνον μέτρο δυσκαμψίας $G_o = 400 \cdot S_u$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΣΧΗΜΑΤΑ



Σχήμα 1.1 Κάτοψη τυπικού φαντώματος

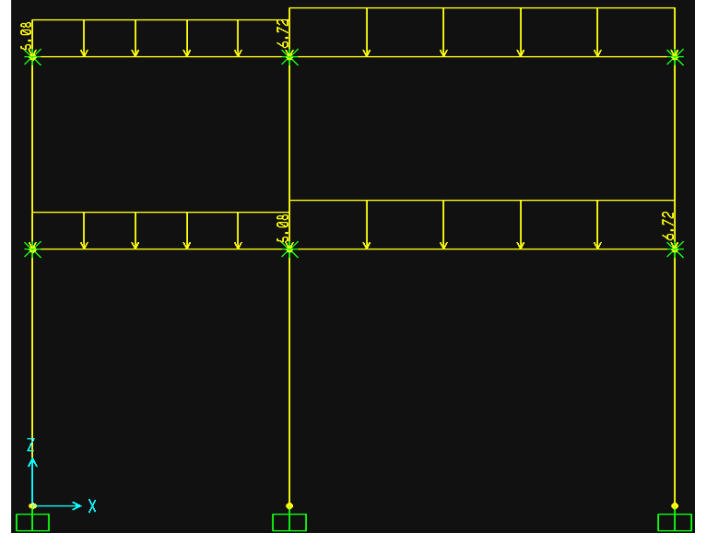
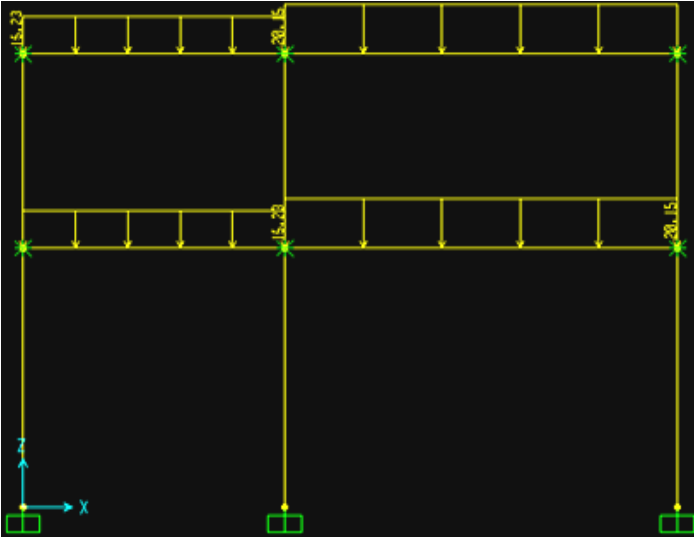


Σχήμα 1.2 Διανομή των φορτίων των πλακών στις δοκούς μέσω των επιφανειών επιρροής

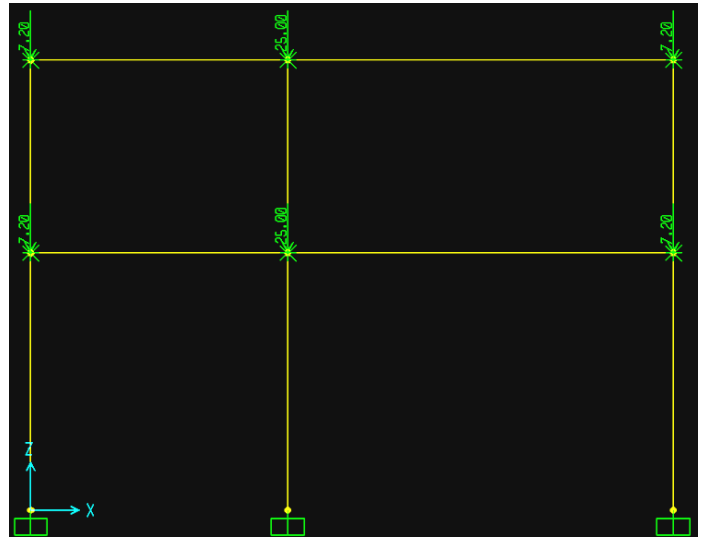
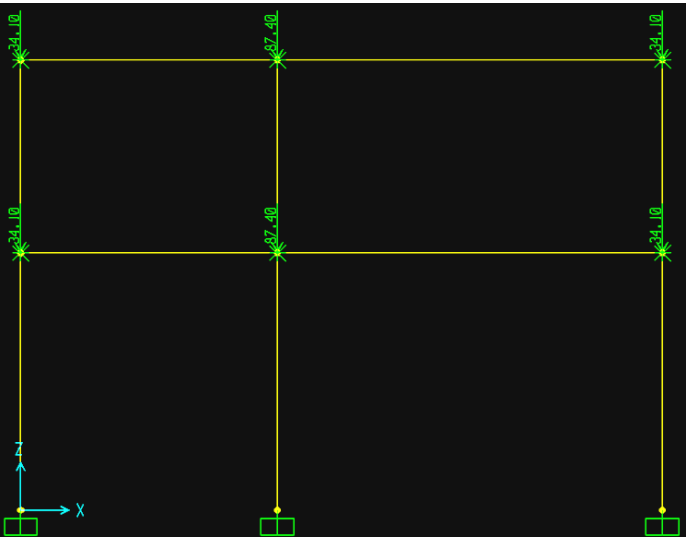
1ος - 2ος όροφος	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΟ ΕΠΙΡΡΟΗΣ	ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΑ	
			ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ
	[m]	[m ²]	[kN/m]	[kN/m]
Δ1	4	10.15	15.23	5.08
Δ2	5	3.60	4.32	1.44
Δ3	4	10.15	15.23	5.08
Δ4	5	12.50	15.00	5.00
Δ5	6	20.15	20.15	6.72
Δ6	5	3.60	4.32	1.44
Δ7	6	20.15	20.15	6.72

ΚΟΜΒΟΙ	ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΜΕΝΑ	
	ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ
	[kN]	[kN]
1	34.10	7.20
2	87.40	25.00
3	34.10	7.20
4	34.10	7.20
5	87.40	25.00
6	34.10	7.20

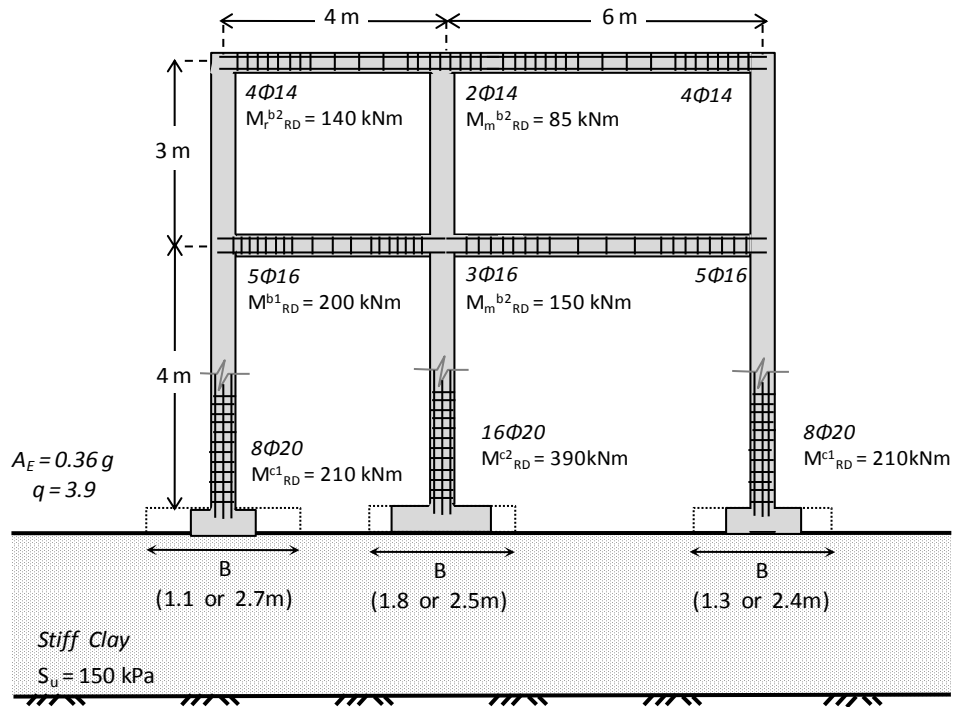
Πίνακας 1.1 Διανομή των φορτίων των πλακών στις δοκούς μέσω των επιφανειών επιρροής



Σχήμα 1.3 Μόνιμα και κινητά κατανεμημένα φορτία του πλαισίου (φωτογραφία από από το πρόγραμμα SAP)



Σχήμα 1.4 Μόνιμα και κινητά συγκεντρωμένα φορτία του πλαισίου (φωτογραφία από από το πρόγραμμα SAP)



Σχήμα 1.5 Οπλισμοί των διατομών του πλαισίου

		Μστόχος [kNm]	Οπλισμός [-]	M _{RD} [kNm]
Αριστερή δοκός ορόφου	άκρα	116	4Φ14	137
	μέση	62	2Φ14	87
Δεξιά δοκός ορόφου	άκρα	133	4Φ14	137
	μέση	52	2Φ14	87
Αριστερή δοκός ισογείου	άκρα	198	5Φ16	204
	μέση	145	3Φ16	149
Δεξιά δοκός ισογείου	άκρα	193	5Φ16	204
	μέση	73	3Φ16	149
Αριστερό υποστήλωμα ορόφου	πάνω	105	6Φ20	209
	κάτω	59	6Φ20	209
Αριστερό υποστήλωμα ισογείου	πάνω	190 (ικαν.)	6Φ20	209
	κάτω	182	6Φ20	209
Μεσαίο υποστήλωμα ορόφου	πάνω	173	14Φ20	390
	κάτω	137	14Φ20	390
Μεσαίο υποστήλωμα ισογείου	πάνω	291 (ικαν.)	14Φ20	390
	κάτω	200	14Φ20	390
Δεξί υποστήλωμα ορόφου	πάνω	123	6Φ20	209
	κάτω	63	6Φ20	209
Δεξί υποστήλωμα ισογείου	πάνω	199 (ικαν.)	6Φ20	209
	κάτω	177	6Φ20	209

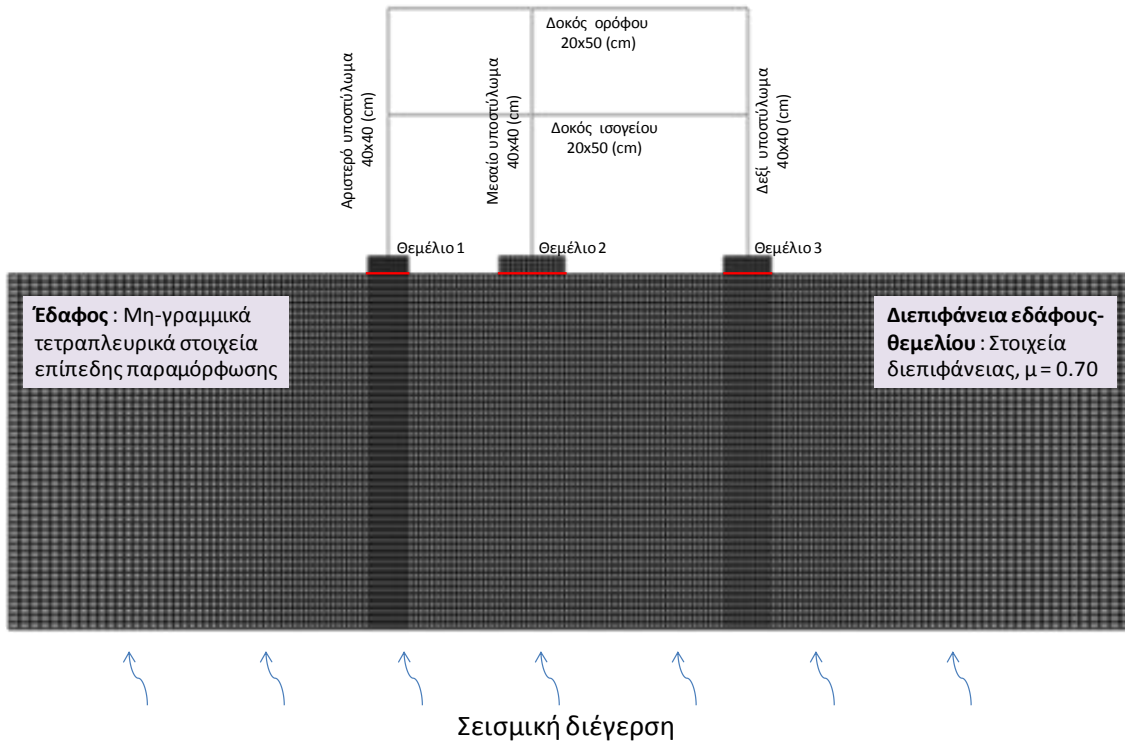
Πίνακας 1.2 Οπλισμοί και ροπές αντοχής των διατομών του πλαισίου

Αριστερό θεμέλιο	Κριτήρια			
	1.35G+1.50Q	G+0.3Q+a _{CD} ·E (a _{CD} = 1.33)	e = M/N < B/3	Μη ολίσθηση
M : kNm	12	291	291	-
Q : kN	5	102	-	102
N : kN	295	415	326	-
FS _{απαιτ.}	3	1	-	-
B _{απαιτ.} : m	1.1	1.9	2.7	2.1
FS _{πραγμ.}	11.5	5.9	-	-

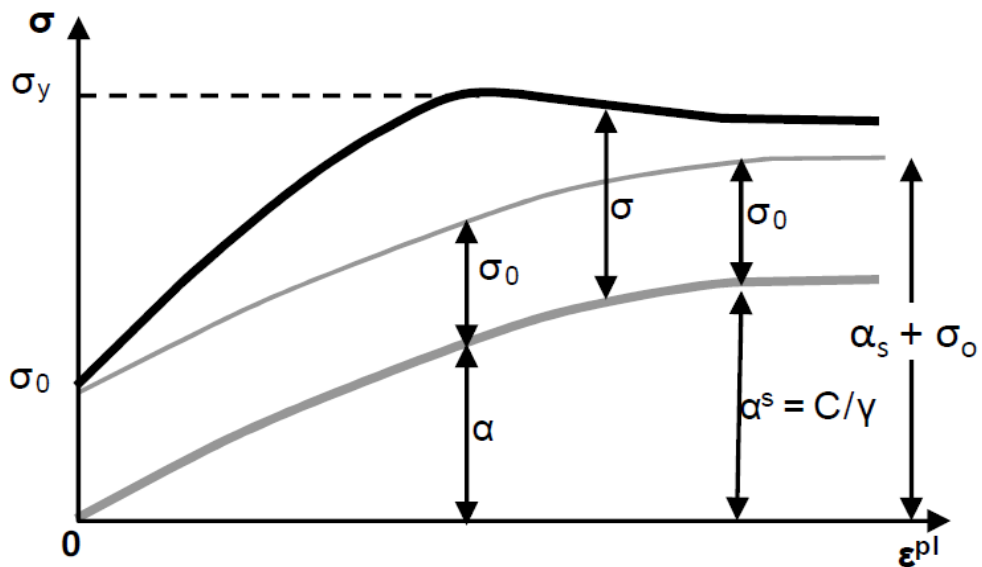
Μεσαίο θεμέλιο	Κριτήρια			
	1.35G+1.50Q	G+0.3Q+a _{CD} ·E (a _{CD} = 1.33)	e = M/N < B/3	Μη ολίσθηση
M : kNm	12	490	490	-
Q : kN	8	213	-	213
N : kN	797	693	590	-
FS _{απαιτ.}	3	1	-	-
B _{απαιτ.} : m	1.7	2.2	2.5	2.4
FS _{πραγμ.}	5.8	2.8	-	-

Αριστερό θεμέλιο	Κριτήρια			
	1.35G+1.50Q	G+0.3Q+a _{CD} ·E (a _{CD} = 1.33)	e = M/N < B/3	Μη ολίσθηση
M : kNm	25	298	298	-
Q : kN	13	91	-	91
N : kN	427	397	372	-
FS _{απαιτ.}	3	1	-	-
B _{απαιτ.} : m	1.3	2	2.4	1.9
FS _{πραγμ.}	8.4	4	-	-

Πίνακας 1.3 Κριτήρια διαστασιολόγησης θεμελίων του συμβατικού πλαισίου

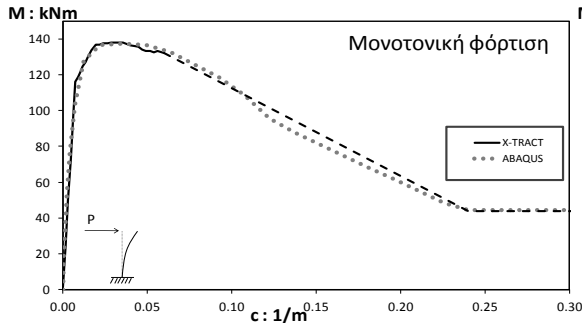


Σχήμα 1.6 Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων στον κώδικα ABAQUS

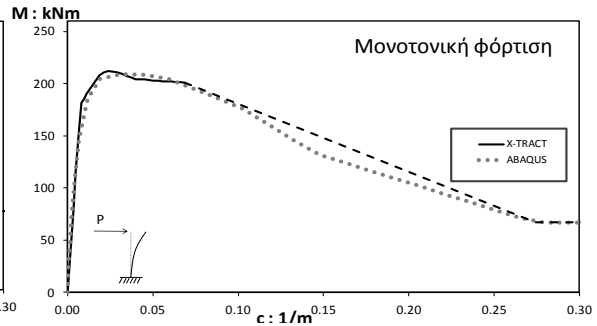


Σχήμα 1.8 Εξέλιξη του νόμου κράτυνσης του καταστατικού προσομοιώματος του εδάφους

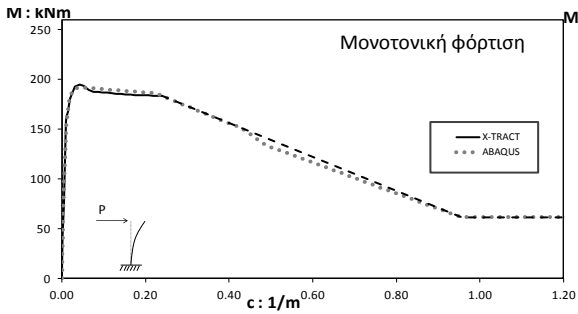
(a) Δοκός ορόφου 20x50 (4Ø16)



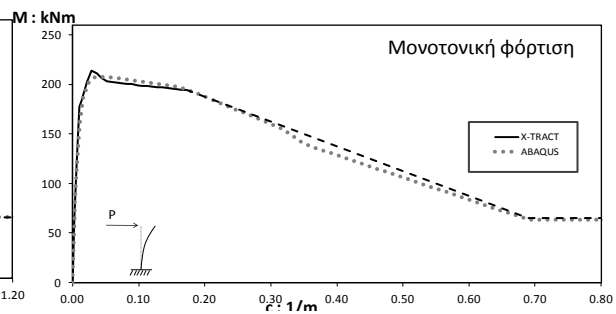
(b) Δοκός ισογείου 20x50 (5Ø16)



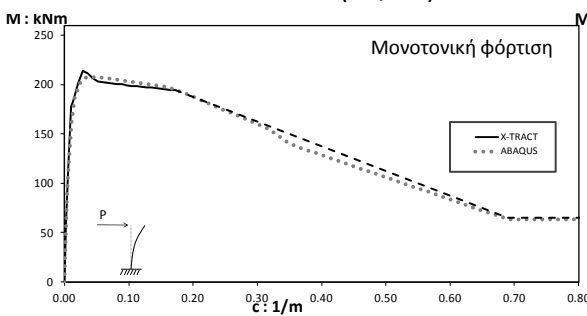
(c) Αριστερό υποστύλωμα ορόφου
40x40 (12Ø20)



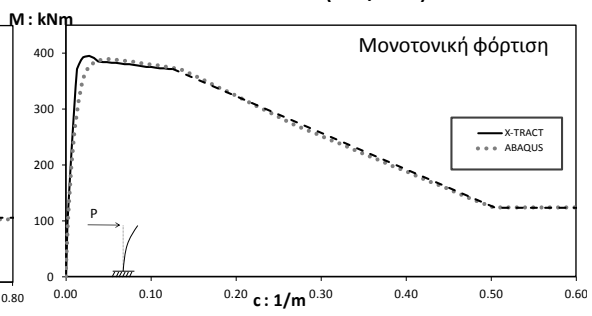
(c) Αριστερό υποστύλωμα ισογείου
40x40 (12Ø20)



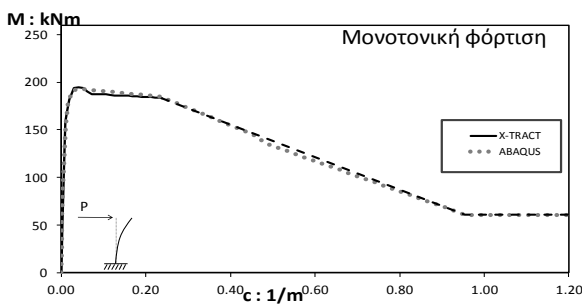
(e) Μεσαίο υποστύλωμα ορόφου
40x40 (28Ø20)



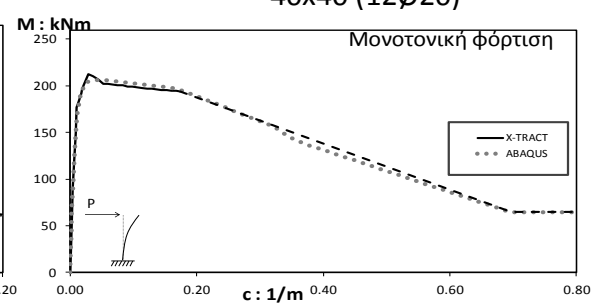
(f) Μεσαίο υποστύλωμα ισογείου
40x40 (28Ø20)



(g) Δεξί υποστύλωμα ορόφου
40x40 (12Ø20)



(h) Δεξί υποστύλωμα ισογείου
40x40 (12Ø20)



Σχήμα 1.7 Αντιπαράθεση του διαγράμματος ροπής–καμπυλότητας που υπολογίστηκε μέσω της ανάλυσης διατομής οπλισμένου σκυροδέματος από το X-TRACT σε μονοτονικό φορτίο με την προσομοίωση της ανωδομής από τον κώδικα ABAQUS

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΚΑΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

2.1 ΕΠΙΒΟΛΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Στην παρούσα φάση εκτελέστηκαν αναλύσεις στατικής επιβολής κατακόρυφης μετακίνησης σε μονοβάθμιους ταλαντωτές προκειμένου να υπολογιστεί το κατακόρυφο φορτίο αστοχίας κάθε θεμελίου. Πιο αναλυτικά, οι μονοβάθμιοι αυτοί ταλαντωτές αποτελούνται από ένα πρόβολο ύψους 2m, δηλαδή το μισό του ύψους του ισογείου (4m) αφού το υποσύλωμα αρχικά θεωρείται αμφίπακτο, με μία αμελητέα συγκεντρωμένη μάζα m στην κορυφή τους. Στη συγκεκριμένη σειρά αναλύσεων το μοντέλο έχει διαστάσεις $17B$ στην οριζόντια διεύθυνση και $3.5B$ στην κατακόρυφη, που διαμορφώνονται ανάλογα με το εκάστοτε πλάτος πεδίου B . Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαμορφώθηκε έτσι ώστε κάτω από το θεμέλιο να υπάρχουν 12 πεπερασμένα στοιχεία και να γίνεται πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το θεμέλιο.

Στο **Σχήμα 2.1** απεικονίζονται τα διαγράμματα αξονικού φορτίου–καθίζησης ($N-w$) και για τα δύο εναλλακτικά σενάρια σχεδιασμού του πλαισίου. Σύμφωνα με τα διαγράμματα, με τη βαθμιαία αύξηση της κατακόρυφης μετακίνησης–καθίζησης του πεδίου, αρχικά παρατηρείται σημαντική αύξηση του αξονικού φορτίου, έπειτα μείωση του ρυθμού αύξησης, μέχρι τελικά τη σταθεροποίηση της τιμής του αξονικού φορτίου στην τιμή της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης N_{ult} . Στο **Σχήμα 2.2** απεικονίζεται ένα τυπικό θεμέλιο στη φάση της αστοχίας του.

Μετά τη διεξαγωγή των αναλύσεων, υπολογίστηκε το φορτίο αστοχίας υπό κατακόρυφη σταδιακά αυξανόμενη μετακίνηση για κάθε ένα από τα έξι συνολικά θεμέλια και συγκρίθηκε με την αντίστοιχη θεωρητική τιμή του κατά Prandl (1921) που είναι :

$$P_u = (\pi+2) \cdot S_u \cdot B \cdot L$$

η οποία πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή σχήματος 1.2 .

Στον **Πίνακα 2.1** αναφέρονται συγκριτικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων με τις αναλυτικές λύσεις. Παρατηρείται μία απόκλιση μεταξύ των δύο προσεγγίσεων περίπου 6% όπου ο κώδικας ABAQUS συστηματικά δίνει αυξημένα αποτελέσματα για την τιμή

του P_u . Αυτό οφείλεται στην ύπαρξη τραχύτητας στη διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου, η οποία εμποδίζει τη φυσική τάση του εδάφους για πλευρική διόγκωση και επομένως αυξάνει το κατακόρυφο φορτίο που απαιτείται για την ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Στην περίπτωση του τύπου του Prandl, δε λαμβάνεται υπόψη η δράση της τριβής.

2.2 ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Κατόπιν εκτελέστηκαν αναλύσεις στατικής επιβολής οριζόντιας μετακίνησης σε μονοβάθμιους ταλαντωτές προκειμένου να υπολογιστεί η αντοχή του συστήματος εδάφους-θεμελίου σε όρους $M-\theta$. Στη συγκεκριμένη σειρά αναλύσεων το μοντέλο έχει διαστάσεις 17B στην οριζόντια διεύθυνση και 3.5B στην κατακόρυφη, που διαμορφώνονται ανάλογα με το εκάστοτε πλάτος πεδίου B.

Ένας από τους πιο σημαντικούς παράγοντες που επηρεάζουν την καμπύλη συμπεριφοράς των πεδίων $M-\theta$ είναι η διακύμανση της τιμής του αξονικού φορτίου N που ασκείται σε αυτά. Όταν επιβάλλεται στο πλαίσιο σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια μετακίνηση (push over), το αξονικό φορτίο που μεταβιβάζεται στα θεμέλια μεταβάλλεται από μία αρχική τιμή που αντιστοιχεί στα στατικά φορτία του πλαισίου $N_{G+0.3Q}$ σε μία αυξημένη τιμή για το θεμέλιο που βρίσκεται προς την πλευρά του πόλου περιστροφής του κτιρίου και σε μία μειωμένη τιμή για το θεμέλιο που βρίσκεται κάτω από τον κόμβο επιβολής της μετακίνησης. Ως προς το μεσαίο θεμέλιο, η αξονική του είναι σχετικά σταθερή, αλλά για την πλήρη περιγραφή της απόκρισής του θα αναφερθούμε εκτενέστερα σε επόμενο κεφάλαιο που αναφέρεται στο μονοτονικό push over όλου του πλαισίου.

Στις συγκεκριμένες αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν δύο ακραίες τιμές της αξονικής δύναμης, που μεταφράστηκαν ως συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η πρώτη αντιστοιχεί στην αρχική τιμή $N_{G+0.3Q}$ και η δεύτερη σε μία μεγάλη τιμή που προέκυψε από το σεισμικό συνδυασμό που σχεδιάστηκαν τα πέδιλα του συμβατικού πλαισίου N_{CD} . Η δεύτερη αυτή τιμή ελήφθη σκοπίμως ακραία μεγάλη γιατί, όπως είναι γνωστό από τη βιβλιογραφία και όπως διαπιστώθηκε από τις αναλύσεις μας, με την αύξηση του αξονικού φορτίου N , αυξάνεται η ροπή αντοχής του θεμελίου M_{ult} , κάτι που παραδόξως δεν είναι επιθυμητό στην περίπτωση του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου. Ο λόγος είναι ότι δημιουργείται ο κίνδυνος το M_{ult} να αυξηθεί υπέρμετρα και να ξεπεράσει τη ροπή αντοχής του στύλου M_{RD} , καταλήγοντας στην καμπτική απόκριση του συγκεκριμένου στύλου έναντι της επιθυμητής λικνιστικής απόκρισης του αντίστοιχου πεδίου.

Το ύψος του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή των αναλύσεων είναι μεταβαλλόμενο και ισούται με το λόγο ροπής προς τέμνουσα M/Q , σε αντίθεση με τις αναλύσεις στατικής επιβολής κατακόρυφης μετακίνησης, όπου το ύψος του ταλαντωτή λήφθηκε σε όλες τις αναλύσεις σταθερό. Ο λόγος αυτός M/Q είναι μία εξίσου σημαντική παράμετρος, γιατί εκφράζει την πορεία πλαστικοποιήσεων των διατομών του πλαισίου όταν σε αυτό επιβάλλεται σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια μετακίνηση (push over). Έτσι, αυτός ο λόγος χρησιμοποιείται για να ληφθεί υπόψη η επιρροή της συμπεριφοράς του πλαισίου σε ένα push over στην απόκριση ενός μεμονωμένου πέδιλου. Συγκεκριμένα, η τιμή του M/Q στη βάση των πεδίων του πλαισίου είναι περίπου $2m$ στην αρχική φάση πριν ξεκινήσουν οι πλαστικοποιήσεις και αυξάνει με το διαδοχικό άνοιγμα των πλαστικών αρθρώσεων. Τέλος καταλήγει στη τιμή περίπου $5m$, που είναι και το ύψος του κέντρου μάζας όλου του πλαισίου, όταν δηλαδή όλες οι δοκοί έχουν πλαστικοποιηθεί και το πλαίσιο έχει εκφυλιστεί σε τρεις προβόλους, που συνδέονται μεταξύ τους μέσω των δοκών. Στις αναλύσεις που αφορούν το αντίσυμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χρησιμοποιήθηκαν και οι δύο αυτές τιμές του λόγου M/Q , ενώ για το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο η τιμή $M/Q = 5m$ δεν έχει νόημα γιατί το πλαίσιο έχει καταρρεύσει για πολύ μικρότερες τιμές του M/Q .

Σε κάθε μία από τις παραπάνω αναλύσεις λάβαμε ως αποτελέσματα την καμπύλη $M-\theta$ για κάθε ένα από τα έξι θεμέλια των δύο εναλλακτικών πλαισίων για τις προαναφερθείσες δύο τιμές του αξονικού φορτίου και για τα δύο διαφορετικά ύψη του ισοδύναμου μονοβαθμίου ταλαντωτή. Επίσης, υπολογίστηκαν τα εξής μεγέθη:

- η οριακή ροπή αντοχής του θεμελίου M_{ult}
- ο λόγος $CRF = M_{RD} / M_{ult}$
- η οριακή γωνία ανατροπής του θεμελίου θ_{ult} , που συγκρίνεται με τη γωνία ανατροπής (θ_{cr}) ενός ισοδύναμου προς το μονοβάθμιο ταλαντωτή συμπαγούς στερεού σώματος επί άκαμπτης βάσης (rigid block), με ύψος διπλάσιο του ύψους του ταλαντωτή, ώστε το κέντρο μάζας του να συμπίπτει με το ύψος του μονοβάθμιου ταλαντωτή, και πλάτος ίδιο με εκείνο του πεδίου. Το θ_{cr} υπολογίζεται από τη σχέση: $\theta_{cr} = \arctan\left(\frac{B}{2H}\right)$, όπου B το πλάτος θεμελίου και H το ύψος του μονοβάθμιου ταλαντωτή
- ο συντελεστής ασφαλείας $SF = \frac{N_{ult}}{N}$, όπου N_{ult} η τιμή της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης και N οι δύο τιμές του αξονικού φορτίου $N_{G+0.3Q}$ και N_{CD} .

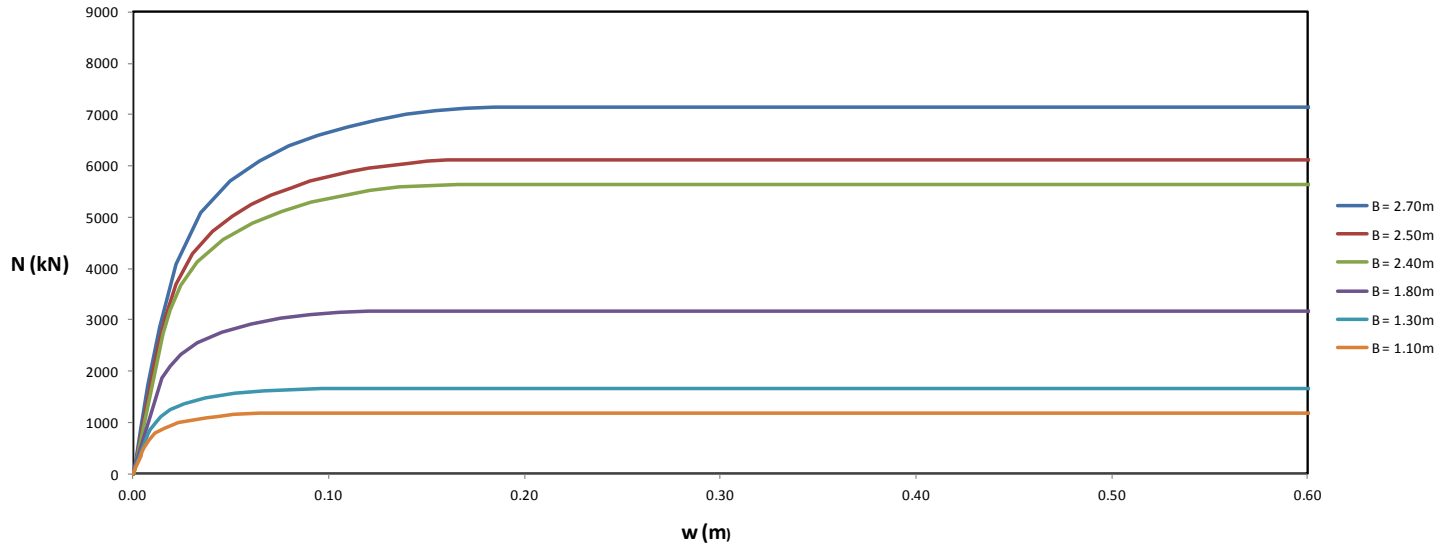
Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον **Πίνακα 2.2** και στο **Σχήμα 2.3** παρουσιάζονται ενδεικτικά οι καμπύλες $M-\theta$ για το πέδιλο πλάτους $B = 1.1\text{m}$. Στο **Σχήμα 2.4** απεικονίζεται ένα τυπικό θεμέλιο στη φάση της αστοχίας του.

Παρατηρούμε ότι :

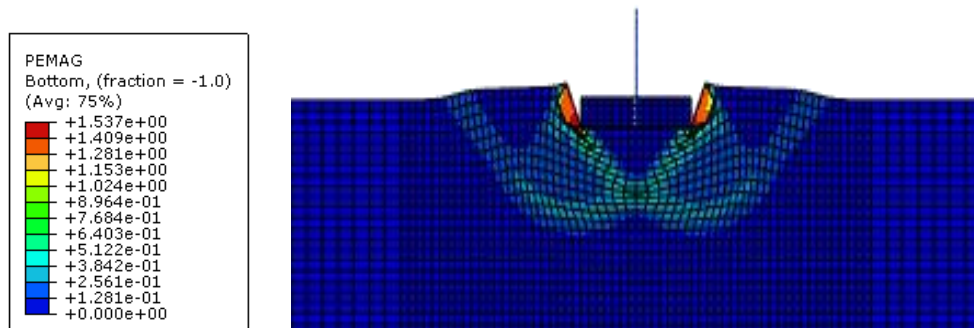
1. Όπως αναμέναμε, η οριακή ροπή αντοχής του θεμελίου M_{ult} αυξάνεται με την αύξηση της αξονικής δύναμης στο θεμέλιο και μειώνεται ανεπαίσθητα με την αύξηση του λόγου M/Q , γιατί τα φαινόμενα $P-\delta$ γίνονται πιο έντονα.
2. Στο συμβατικό πλαίσιο, ο συντελεστής CRF είναι πάντα σημαντικά μικρότερος της μονάδας, εξασφαλίζοντας την απαιτούμενη από τον κανονισμό καμπτική απόκριση των υποστυλωμάτων του ισογείου. Αντίθετα, στο αντι-συμβατικό πλαίσιο ο συντελεστής CRF είναι μεγαλύτερος της μονάδας, εξασφαλίζοντας την επιθυμητή λικνιστική απόκριση του πλαισίου, με εξαίρεση την περίπτωση του μεσαίου πεδίου, όπου ο CRF είναι οριακά μικρότερος της μονάδας όταν εξετάζουμε την αξονική N_{CD} , χωρίς όμως ιδιαίτερο πρόβλημα αφού η συγκεκριμένη αξονική δύναμη είναι ίσως μία υπερβολικά μεγάλη τιμή σεισμικού συνδυασμού ($G+0.3Q+a_{CD}\cdot E$) που μπορεί να μην συμβεί ποτέ. Συγκεκριμένα, το μεσαίο πέδιλο παρουσιάζει γενικά CRF κοντά στη μονάδα, κάτι που θα μπορούσε να εμποδίσει την επιθυμητή λικνιστική απόκριση. Αυτό θα μπορούσε να αποφευχθεί με μικρότερες διαστάσεις πεδίου, αλλά το κριτήριο αστοχίας λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας υπό στατικά φορτία ($1.35G+1.50Q$) καθιστά ανέφικτη την περαιτέρω μείωση των διαστάσεών του.
3. Όπως αναμέναμε, η οριακή γωνία ανατροπής του θεμελίου θ_{ult} μειώνεται με την αύξηση του λόγου M/Q και ελάχιστα με την αύξηση της αξονικής. Αξίζει να σημειωθεί ότι για συντελεστές ασφαλείας μεγαλύτερους του 3 ($SF>3$), η συμπεριφορά των συστημάτων τείνει σε αυτή του άκαμπτου σώματος και παρατηρείται ότι η θ_{ult} σχεδόν ταυτίζεται με την θ_{cr} . Αν ο συντελεστής προσεγγίζει ή γίνει μικρότερος του 3 ($SF<3$), αλλάζει ο μηχανισμός αστοχίας και πλέον το θεμέλιο εξαντλεί την φέρουσα ικανότητα του εδάφους, αντί να ανασηκώνεται. Γενικά, όσο μεγαλώνει ο SF, τόσο το θ_{ult} προσεγγίζει το θ_{cr} .
4. Οι συντελεστές ασφαλείας στο συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο έχουν πολύ μεγάλη τιμή γιατί προφανώς τα πέδιλα σχεδιάστηκαν με κρίσιμο το κριτήριο της εκκεντρότητας και όχι τα κριτήρια αστοχίας λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας υπό κατακόρυφα στατικά και σεισμικά φορτία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΧΗΜΑΤΑ



Σχήμα 2.1 Φορτίο αστοχίας συναρτήσει της καθίζησης για κατακόρυφο push-over στα θεμέλια και των δύο εναλλακτικών πλαισίων



Σχήμα 2.2 Παραμορφωμένη εικόνα και ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων ενός τυπικού θεμελίου (B = 2.5m) στη φάση αστοχίας του υπό κατακόρυφο push-over

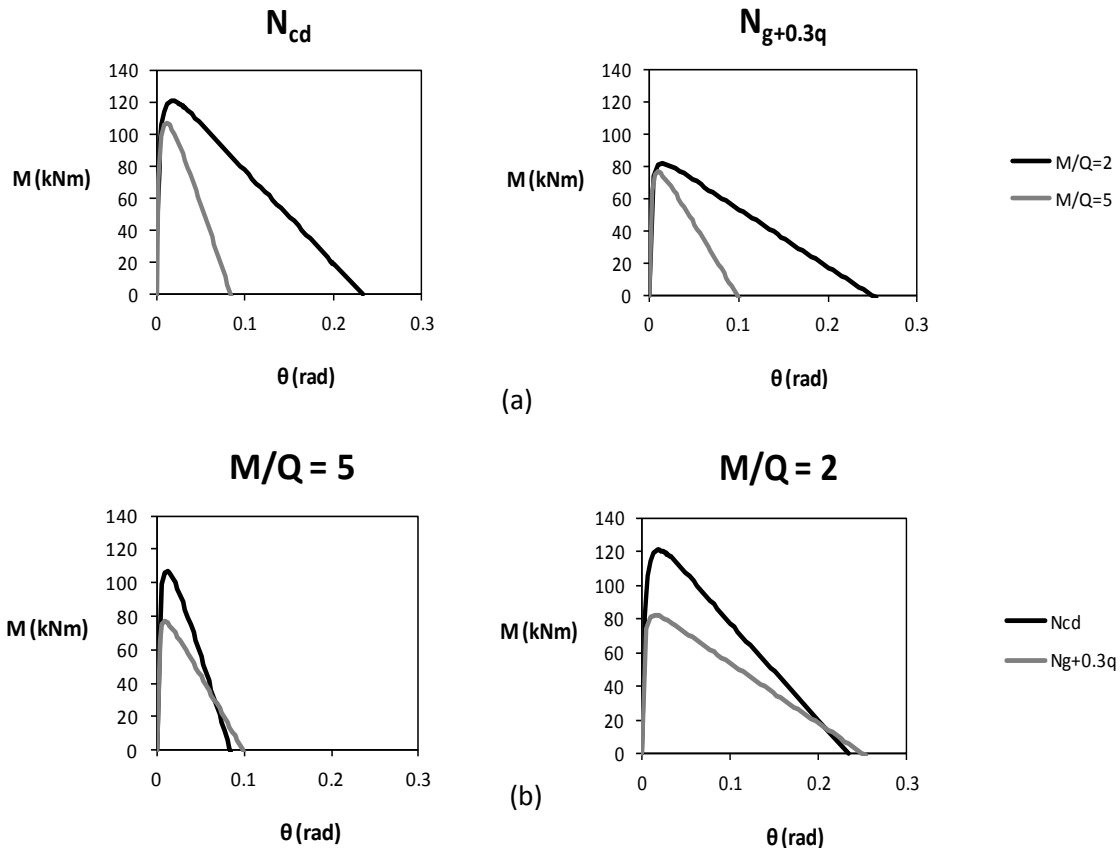
Συμβατικό πλαίσιο			Αντι-συμβατικό πλαίσιο		
B	N_{ult}	P_u	B	N_{ult}	P_u
[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN]
2.7	7145	6745	1.1	1185	1120
2.5	6125	5785	1.8	3175	3000
2.4	5645	5330	1.3	1656	1565

Πίνακας 2.1 Σύγκριση του οριακού φορτίου αστοχίας υπό κατακόρυφο push-over κατά Prandl (P_u) με αυτό που προκύπτει από τον κώδικα ABAQUS (N_{ult})

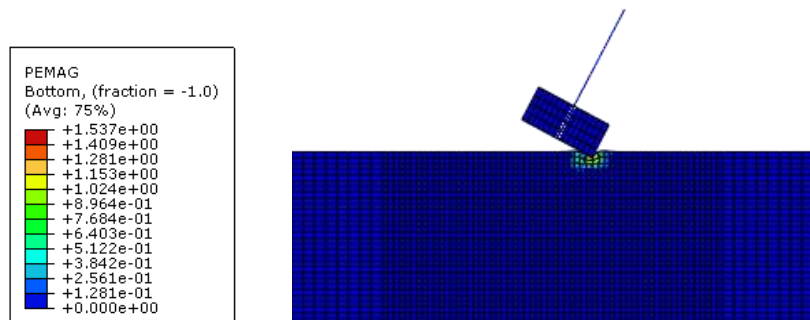
Α ν τ ι - σ υ μ β α τ ι κ ό π λ α ί σ ι ο				M_{ult}	θ_{ult}	M_{RD}	CRF	θ_{cr}	N_{ult}	SF
	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[rad]	[kNm]	[-]	[rad]	[kN]	[-]
B = 1.1	M/Q = 2	$N_{G+0.3Q} = 172$	82.1	0.250	213.8	2.63	0.268	1185.8	6.90	
		$N_{CD} = 336$	120.7	0.238	213.8	1.79	0.268	1185.8	3.53	
	M/Q = 5	$N_{G+0.3Q} = 172$	76.8	0.098	213.8	2.78	0.110	1185.8	6.90	
		$N_{CD} = 336$	107.1	0.084	213.8	2.00	0.110	1185.8	3.53	
B = 1.8	M/Q = 2	$N_{G+0.3Q} = 452$	360.9	0.410	395.1	1.10	0.423	3177.8	7.03	
		$N_{CD} = 586$	426.4	0.400	395.1	0.93	0.423	3177.8	5.42	
	M/Q = 5	$N_{G+0.3Q} = 452$	347.8	0.162	395.1	1.14	0.178	3177.8	7.03	
		$N_{CD} = 586$	409.8	0.156	395.1	0.96	0.178	3177.8	5.42	
B = 1.3	M/Q = 2	$N_{G+0.3Q} = 245$	138.5	0.298	212.7	1.54	0.314	1656.2	6.76	
		$N_{CD} = 308$	160.9	0.293	212.7	1.32	0.314	1656.2	5.37	
	M/Q = 5	$N_{G+0.3Q} = 245$	130.7	0.116	212.7	1.64	0.129	1656.2	6.76	
		$N_{CD} = 308$	190.6	0.091	212.7	1.11	0.129	1656.2	5.37	

Σ υ π λ α ί σ ι ο				M_{ult}	θ_{ult}	M_{RD}	CRF	θ_{cr}	N_{ult}	SF
	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[rad]	[kNm]	[-]	[rad]	[kN]	[-]
B = 2.7	M/Q = 2	$N_{G+0.3Q} = 172$	363.1	0.578	213.8	0.59	0.594	7146.5	41.55	
		$N_{CD} = 336$	554.9	0.593	213.8	0.38	0.594	7146.5	21.30	
B = 2.5	M/Q = 2	$N_{G+0.3Q} = 452$	605.5	0.540	395.1	0.65	0.559	6125.2	13.55	
		$N_{CD} = 586$	1424.7	0.515	395.1	0.28	0.559	6125.2	10.45	
B = 2.4	M/Q = 2	$N_{G+0.3Q} = 245$	368.8	0.540	212.7	0.57	0.540	5645.0	23.04	
		$N_{CD} = 308$	433.6	0.539	212.7	0.49	0.540	5645.0	18.30	

Πίνακας 2.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αναλύσεων οριζόντιου push-over θεμελίων



Σχήμα 2.3 Καμπύλες $M-\theta$ για το πέδιλο πλάτους $B=1.1m$. (a) Η επίδραση του λόγου ροπής προς τέμνουσα M/Q στην καμπύλη $M-\theta$ για τις δύο εξεταζόμενες αξονικές (b) Η επίδραση της δρώσας αξονικής δύναμης στην καμπύλη $M-\theta$ για τους δύο εξεταζόμενους λόγους M/Q



Σχήμα 2.4 Παραμορφωμένη εικόνα και ισουψείς πλαστικών παραμορφώσεων ενός τυπικού θεμελίου ($B = 1.1m$) στη φάση αστοχίας του υπό οριζόντιο push-over

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ

3.1 ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Στο παρόν υποκεφάλαιο μελετήθηκε η συμπεριφορά του πλαισίου σε επιβολή μονοτονικής σταδιακά αυξανόμενης οριζόντιας μετακίνησης για να κατανοηθούν εις βάθος οι μηχανισμοί απόκρισης του συστήματος πλαισίου-εδάφους. Για αυτό το λόγο εκτελέστηκε σειρά αναλύσεων στον κώδικα ABAQUS επιβάλλοντας μετακίνηση στον ακραίο κόμβο του πρώτου ορόφου μέχρι την ανατροπή του πλαισίου. Η φόρτιση έγινε και προς τις δύο κατευθύνσεις ώστε διερευνηθούν τυχόν διαφορές που θα οφείλονταν στην ασυμμετρία του πλαισίου. Οι αναλύσεις έγιναν και για τα δύο εναλλακτικά πλαίσια, λαμβάνοντας υπόψιν και το φαινόμενο P-δ.

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις δείχνεται στο **Σχήμα 3.1**. Όπως έχει προαναφερθεί, το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου έχει διαστάσεις 37 m ($\approx 15B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 12 m ($\approx 5B$) στην κατακόρυφη, όπου $B \approx 2.5\text{m}$ είναι το μέσο πλάτος πεδίου. Του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου έχει διαστάσεις 31 m ($\approx 24B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 10 m ($\approx 8B$) στην κατακόρυφη διεύθυνση, όπου $B \approx 1.3\text{m}$ το μέσο πλάτος πεδίου. Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαμορφώθηκε έτσι ώστε κάτω από το θεμέλιο να υπάρχουν 12 πεπερασμένα στοιχεία (που αποτελεί ένα βέλτιστο αριθμό όπως έχει διερευνηθεί) και να γίνεται πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το θεμέλιο (**Σχήμα 1.6**).

Συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο

Στο συμβατικό πλαίσιο επιβάλλεται προς τα δεξιά και έπειτα προς τα αριστερά μονοτονική σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια μετακίνηση μέχρι την αστοχία και καταγράφεται η αναπτυσσόμενη δύναμη αντίδρασης του πλαισίου P. Παράδειγμα δίδεται στο **Σχήμα 3.2**. Διακρίνουμε τρεις διαδοχικές καταστάσεις, οι οποίες οριοθετούνται από τον σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς, τον σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα και την εξάντληση της

διαθέσιμης πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων, αντικατοπτρίζοντας πλήρως τον ικανοτικό σχεδιασμό που απαιτεί ο κανονισμός. Η αστοχία λοιπόν επέρχεται μετά τον εκφυλισμό του πλαισίου σε μηχανισμό. Η μέγιστη οριζόντια αντίδραση $P \approx 305$ kN παρατηρείται λίγο πριν ολοκληρωθεί ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα και για τις δύο κατευθύνσεις φόρτισης. Επίσης και στις δύο περιπτώσεις φόρτισης το πλαίσιο παραλαμβάνει την ίδια τελική μετακίνηση $\delta \approx 1.04$ m. Επομένως, είτε σε όρους μέγιστης δύναμης, είτε σε όρους μέγιστης μετακίνησης άρα και πλαστιμότητας, η απόκριση του πλαισίου στις δύο διευθύνσεις είναι παρόμοια. Δεδομένου αυτού, η ανάλυση του πλαισίου με push-over προς τα δεξιά επαρκεί για την κατανόηση της συμπεριφοράς του.

Το **Σχήμα 3.3** απεικονίζει την εξέλιξη των αξονικών δυνάμεων συναρτήσει του δ στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου για push-over προς τα δεξιά. Αρχικά, με την προοδευτική αύξηση του δ έχουμε αύξηση της αξονικής δύναμης στο δεξιό και στο μεσαίο υποστύλωμα και μείωση της αξονικής στο αριστερό υποστύλωμα, ίση με το άθροισμα της διαφοράς των αξονικών των άλλων δύο. Έτσι φυσικά σε κάθε χρονική στιγμή το άθροισμα των τριών αξονικών να είναι σταθερό, ίσο με το συνολικό στατικό κατακόρυφο φορτίο του πλαισίου. Μέσω αυτής της ανακατανομής της αξονικής δύναμης, σε συνδυασμό με την ανάπτυξη ροπής και τέμνουσας στη βάση των υποστυλωμάτων, μεταβιβάζεται το επιβαλλόμενο οριζόντιο φορτίο από το πλαίσιο στο έδαφος. Κατόπιν, και ενώ σχηματίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς, η πλαισιακή λειτουργία εξασθενίζει και οι αξονικές τείνουν να επιστρέψουν στην αρχική τους (στατική) τιμή. Ο μόνος λόγος που δεν ξαναγίνονται ακριβώς ίσες με την αρχική τους τιμή είναι ότι στις άκρες των δοκών δεν σχηματίζονται τέλειες πλαστικές αρθρώσεις, αλλά η ροπή τους μειώνεται σε μία απομένουσα τιμή M_{res} ίση περίπου με το 30% της M_{ult} . Τελικά, σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων οπότε το πλαίσιο καταρρέει, χωρίς ιδιαίτερη μεταβολή των αξονικών δυνάμεων.

Αντί-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο

Στο **Σχήμα 3.4** συγκρίνεται η καμπύλη P- δ του συμβατικού πλαισίου με αυτή του αντι-συμβατικού για φόρτιση προς τα δεξιά, και περιγράφονται οι τρεις διαδοχικές φάσεις της απόκρισης του αντι-συμβατικού πλαισίου. Παρατηρούμε ότι το αντί-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο αναπτύσσει μικρότερη αντίδραση P (253 kN έναντι 305 kN) αλλά σημαντικά μεγαλύτερη μετακίνηση ανατροπής δ_{max} (1.68 m έναντι 1.04 m), γεγονός που δείχνει την μείωση της αντοχής του συστήματος λόγω μείωσης του πλάτους των πεδίων, αλλά και καταδεικνύει την επίτευξη αυξημένης πλαστιμότητας

χάρη στην υπο-διαστασιολόγηση των θεμελίων. Επιπλέον, όπως αναμέναμε, η αστοχία των δύο πλαισίων είναι διαφορετικής φύσεως, με το συμβατικό πλαίσιο να καταρρέει λόγω δημιουργίας μηχανισμού (πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών και στη βάση των υποστυλωμάτων ισογείου) και το αντι-συμβατικό πλαίσιο να αστοχεί λόγω ανατροπής (πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών και ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους – “πλαστική άρθρωση στο έδαφος”). Στο **Σχήμα 3.5** απεικονίζονται οι διαφορές των δύο εναλλακτικών λύσεων.

Στο **Σχήμα 3.4** παρατηρούμε για το αντί-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο τρεις διαδοχικές φάσεις, μέχρι την πλήρη ανατροπή του. Στην πρώτη φάση, το πλαίσιο αποκρίνεται καμπτικά μέχρι τη διαρροή των δοκών. Στην δεύτερη, το πλαίσιο υφίσταται συνδυασμό κάμψης των υποστυλωμάτων και λικνισμό, με τα τρία πέδιλα να χάνουν εν μέρει επαφή με το έδαφος, μέχρι να φτάσουν οι δοκοί στην απομένουσα αντοχή τους και εξαντληθεί η πλαστιμότητά τους. Στην τρίτη φάση, κυριαρχεί ο λικνισμός οπότε και το πλαίσιο εκφυλίζεται σε τρεις μονοβάθμιους ταλαντωτές που συνδέονται μεταξύ τους με τις πλαστικοποιημένες δοκούς, ώσπου το πλαίσιο ανατρέπεται.

Στο **Σχήμα 3.6** δείχνεται η σύγκριση της απόκρισης του αντί-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου για τις δύο κατευθύνσεις φόρτισης. Ουσιαστικά οι δύο αποκρίσεις είναι πανομοιότυπες με μέγιστη οριζόντια αντίδραση $P \approx 253$ kN. Μικρή εξαίρεση: με φόρτιση προς τα δεξιά το πλαίσιο ανατρέπεται για $\delta \approx 1.68$ m, ενώ με φόρτιση προς τα αριστερά για $\delta \approx 1.58$ m. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η μετακίνηση ανατροπής του πλαισίου δ_{max} συνδέεται άμεσα με την οριακή γωνία ανατροπής θ_{ult} του τελευταίου κατά σειράν θεμελίου που ανασηκώνεται, η οποία γωνία με την σειρά της εξαρτάται από το πλάτος του θεμελίου B . Έτσι για το push-over προς τα δεξιά, το τελευταίο πέδιλο που ανασηκώνεται έχει πλάτος $B = 1.3$ m, ενώ για το push-over προς τα αριστερά, το τελευταίο πέδιλο που ανασηκώνεται έχει πλάτος $B = 1.1$ m, οδηγώντας σε μικρότερη θ_{ult} και άρα μικρότερη δ_{max} .

Η εξέλιξη των αξονικών δυνάμεων είναι παρόμοια με αυτή που περιγράψαμε για το συμβατικό πλαίσιο. Στο **Σχήμα 3.7** δείχνεται η μεταβολή των αξονικών δυνάμεων στη βάση των υποστυλωμάτων συναρτήσει της επιβαλλόμενης μετακίνησης δ και για τις δύο διευθύνσεις φόρτισης. Πιο αναλυτικά, για το push-over του πλαισίου προς τα δεξιά, με αύξηση του δ έχουμε αύξηση της αξονικής δύναμης στο δεξί και στο μεσαίο υποστύλωμα και μείωση της αξονικής στο αριστερό μέχρι μηδενισμού. Κατόπιν, με την πλαστικοποίηση των άκρων των δοκών, η πλαισιακή λειτουργία εξασθενίζει και όλες οι αξονικές τείνουν προς την αρχική τους (στατική) τιμή. Τελικά, διατηρούν σταθερή απομένουσα τιμή μέχρι την πλήρη ανατροπή του πλαισίου. Για push-over προς τα αριστερά, αντιστρέφεται η ανωτέρω κατάσταση, με το αριστερό πέδιλο να αυξάνει την αξονική του και τα άλλα δύο να την μειώνουν ισόποσα, ώστε το άθροισμά τους να παραμένει σταθερό, ίσο με τα στατικά κατακόρυφα φορτία του πλαισίου.

Η πιο σημαντική διαφορά που υπάρχει στις δύο διευθύνσεις φόρτισης εντοπίζεται στο θεμέλιο στο οποίο μειώνεται η αξονική δύναμη, αφού στο μεν αριστερό πέδιλο η αξονική μηδενίζεται για το push-over προς τα δεξιά, ενώ η αξονική στο δεξί μειώνεται μεν αρκετά αλλά δεν μηδενίζεται για το push-over προς τα αριστερά. Αυτό συμβαίνει διότι **(i)** το αριστερό θεμέλιο έχει αρχική αξονική λόγω στατικών φορτίων πιο μικρή από αυτήν του δεξιού θεμελίου, αφού ανήκει στο μικρό άνοιγμα του πλαισίου και του μεταβιβάζονται λιγότερα φορτία, και **(ii)** η μείωση της αξονικής του αριστερού θεμελίου είναι μεγαλύτερη συγκριτικά με τη μείωση της αξονικής του δεξιού θεμελίου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η μείωση της αξονικής του αριστερού θεμελίου αντιστοιχεί στην αύξηση των αξονικών των άλλων δύο (**Σχήμα 3.7 (α)**), ενώ η μείωση της αξονικής του δεξιού θεμελίου συμψηφίζεται με τη μείωση της αξονικής του μεσαίου θεμελίου ώστε να αντισταθμιστεί η αύξηση της αξονικής του αριστερού θεμελίου (**Σχήμα 3.7 (β)**). Σε κάθε περίπτωση πάντως, η συμπεριφορά του μεσαίου και του δεξιού θεμελίου είναι παρόμοιες και αντίθετες με την συμπεριφορά του αριστερού.

Από τα push-over του πλαισίου και για τις δύο διευθύνσεις εξάγουμε τις καμπύλες $M-\theta$ των θεμελίων (**Σχήμα 3.8**), οι οποίες θα αποτελέσουν τις περιβάλλουσες της συμπεριφοράς των θεμελίων υπό σεισμική διέγερση, σε μετέπειτα κεφάλαιο. Για push-over προς τα δεξιά, παρατηρούμε ότι καθώς αυξάνει η αξονική δύναμη N στο μεσαίο και στο δεξί θεμέλιο αυξάνει συγχρόνως και η ροπή M , αφού αυτά τα δύο εντατικά μεγέθη συνδέονται άμεσα, όπως δείχθηκε στο κεφάλαιο 2.2. Έπειτα, με τη μείωση της αξονικής μειώνεται η ροπή σε αυτά τα θεμέλια μέχρι μηδενισμού, λόγω φαινομένων $P-\delta$. Αντίθετα, το αριστερό θεμέλιο παρουσιάζει μια ιδιάζουσα συμπεριφορά, με αυξομειώσεις της ροπής M και εναλλαγές του προσήμου της, που οφείλονται στον προαναφερθέντα μηδενισμό της αξονικής του δύναμης. Για να κατανοηθεί εις βάθος αυτή η ιδιάζουσα συμπεριφορά, επιλέχθηκαν τρεις χαρακτηριστικές μετακινήσεις κατά

τη διάρκεια του push-over, για τις οποίες παρατίθενται στα **Σχήματα 3.9, 3.10, 3.11** τα εντατικά μεγέθη των αξονικών δυνάμεων και των καμπτικών ροπών, καθώς και στιγμιότυπο της παραμορφωμένης εικόνας του φορέα από τον κώδικα ABAQUS. Οι τρεις αυτές μετακινήσεις “μεταφράστηκαν” σε όρους M-θ και N-δ στο **Σχήμα 3.12**.

- $\delta = 0.10 \text{ m}$: Σε αυτή την μετακίνηση (**Σχήμα 3.9**), το αριστερό θεμέλιο αναπτύσσει μία αρκετά μειωμένη αξονική δύναμη ($N \approx -33 \text{ kN}$), ενώ το μεσαίο και το δεξί έχουν αρκετά αυξημένες αξονικές ($N \approx -497 \text{ kN}$ και $N \approx -351 \text{ kN}$ αντιστοίχως). Τόσο από το διάγραμμα M-θ του αριστερού πεδίλου όσο και από το διάγραμμα των ροπών κάμψης του πλαισίου παρατηρούμε ότι ενώ το μεσαίο και το δεξί θεμέλιο υφίστανται σημαντικές ροπές ανατροπής ($M \approx 224 \text{ kNm}$ και $M \approx 121 \text{ kNm}$ αντιστοίχως), το αριστερό έχει σχεδόν μηδενική ροπή ($M \approx 11 \text{ kNm}$). Αυτή η μικρή ροπή υποδηλώνει μικρή φέρουσα ικανότητα του θεμελίου, εξαιτίας της μικρής θλιπτικής αξονικής που του ασκείται (βλ. **Σχήμα 3.13 Gourvenec, 2007**).
- $\delta = 0.22 \text{ m}$: Σ' ετούτη την μετακίνηση (**Σχήμα 3.10**) το αριστερό θεμέλιο έχει σχεδόν μηδενική αξονική δύναμη και το υπερκείμενο υποστύλωμα εφελκύεται σχεδόν σε όλο του το μήκος, ενώ η ροπή στο θεμέλιο αλλάζει πρόσημο ($M \approx -10 \text{ kNm}$). Πρακτικά, δηλαδή, το θεμέλιο έχει αποκολληθεί και δεν υπάρχει πια το εμπόδιο του εδάφους ώστε να θλίβονται οι δεξιές ίνες της βάσης του υποστυλώματος, όπως συμβαίνει για τα άλλα δύο θεμέλια, αλλά αντίθετα θλίβονται οι αριστερές ίνες, γιατί το θεμέλιο έχει την τάση να “κρεμαστεί” υπό το ίδιο βάρος του. Για το μεσαίο και το δεξί θεμέλιο οι αυξημένες αξονικές ($N \approx -508 \text{ kN}$ και $N \approx -371 \text{ kN}$) προκαλούν αντιστοίχως και αύξηση της ροπής ($M \approx -237 \text{ kNm}$ και $M \approx -123 \text{ kNm}$ αντιστοίχως).
- $\delta = 0.60 \text{ m}$: Σε αυτή την μετακίνηση (**Σχήμα 3.11**), οι αξονικές τείνουν να επιστρέψουν στην αρχική τους στατική τιμή, δηλαδή το αριστερό αυξάνει την αξονική του σε $N \approx -111 \text{ kN}$ και το μεσαίο και το δεξί μειώνουν την αξονική τους σε $N \approx -463 \text{ kN}$ και $N \approx -301 \text{ kN}$ αντιστοίχως. Έτσι, στο μεν αριστερό θεμέλιο αυξάνει η ροπή του σε θετικές πάλι τιμές ($M \approx 21 \text{ kNm}$), στο δε μεσαίο και δεξί μειώνονται οι ροπές σε $M \approx -179 \text{ kNm}$ και $M \approx -83 \text{ kNm}$, αντιστοίχως.

Σημειώνουμε ότι οι ροπές ανατροπής των πεδίων είναι μικρότερες από αυτές στη βάση των υποστυλωμάτων στα διαγράμματα ροπών λόγω φαινομένου P-δ.

Για push-over προς τα αριστερά, εξάγουμε τις καμπύλες M-θ του **Σχήματος 3.8**. Αντίστοιχα με το push-over του πλαισίου προς τα δεξιά, παρατηρούμε ότι καθώς μειώνεται η αξονική δύναμη N στο μεσαίο και στο δεξί θεμέλιο ταυτόχρονα μειώνεται και η ροπή M, αλλά χωρίς να φτάσει να αλλάξει πρόσημο όπως στο αριστερό θεμέλιο για push-over προς τα δεξιά, διότι οι αξονικές τους δεν μειώνονται τόσο ώστε να μηδενιστούν. Έπειτα, με την αύξηση της αξονικής και την σταθεροποίησή της στην στατική τιμή, το μεσαίο αλλά και το δεξί θεμέλιο ακόμα εμφανέστερα αυξάνουν τη ροπή τους πριν την τελική μείωση λόγω φαινομένων P-δ. Αντίθετα, στο αριστερό θεμέλιο αυξανόμενη της αξονικής του αυξάνεται παραλλήλως και η μεταβιβαζόμενη ροπή, ενώ μετά καθώς μειώνεται η αξονική και προσεγγίζει την αρχική της στατική τιμή συμπαρασύρει σε μείωση και τη ροπή μέχρι το μηδενισμό από φαινόμενα P-δ. Να σημειωθεί ότι τα φαινόμενα P-δ συμβάλλουν στη μείωση της ροπής στο διάγραμμα M-θ για μεγάλες τιμές της επιβαλλόμενης μετακίνησης δ, ενώ μέχρι τότε τον κυρίαρχο ρόλο στις αυξομειώσεις της ροπής παίζει η διακύμανση της αξονικής στα θεμέλια.

Συγκρίνοντας τώρα τις καμπύλες M-θ των θεμελίων στις δύο κατευθύνσεις φορτίσεως στο αντι-συμβατικό πλαίσιο, είναι εμφανές ότι στο μεσαίο και στο δεξί θεμέλιο η μέγιστη τιμή ροπής M είναι μικρότερη για το push-over προς τα αριστερά λόγω της προαναφερθείσας μείωσης της αξονικής, ενώ στο αριστερό θεμέλιο για το push-over προς τα αριστερά η μέγιστη τιμή ροπής M είναι πολύ μεγαλύτερη σε σύγκριση με το push-over προς τα δεξιά (100 kNm έναντι των 40 kNm), πάντα λόγω της επιρροής της N.

3.2 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (αεΚ)

Στο παρόν υποκεφάλαιο μελετάται η συμπεριφορά του συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου σε μονοτονική σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια μετακίνηση αρχικά αγνοώντας την ύπαρξη του εδάφους (θεωρώντας τα θεμέλια πακτωμένα) και κατόπιν θεωρώντας απλή έδραση του πλαισίου σε έδαφος με μή-γραμμική ελαστοπλαστική συμπεριφορά. Έτσι θα διερευνηθεί η επίδραση της ύπαρξης του εδάφους στην δυσκαμψία, την αντοχή και την ιδιοπερίοδο του συστήματος.

(i) Επίδραση της αεΚ στην καμπύλη ικανότητας P – δ του συμβατικού πλαισίου

Στο **Σχήμα 3.14** συγκρίνονται οι καμπύλες δύναμης – μετακίνησης του πλαισίου για τις δύο περιπτώσεις: με πακτώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων και με απλή έδραση των θεμελίων σε αργιλικό έδαφος αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u = 150$ kPa. Παρατηρούμε ότι η μέγιστη δύναμη των δύο συστημάτων έχει αμελητέα απόκλιση, συνεπώς η ύπαρξη ή μη του εδάφους δεν επηρεάζει την αντοχή του πλαισίου, η οποία παραμένει στα 305 kN, αλλά το σύστημα με το έδαφος είναι ελαφρώς πιο εύκαμπτο (μικρότερη αρχική κλίση). Δεδομένης της συνολικής μάζας του πλαισίου η οποία ισούται με $M \approx 115$ Mgr, η αντοχή της κατασκευής σε όρους επιταχύνσεων είναι $a \approx 0.27g$. Επιπλέον, η αστοχία του πλαισίου οφείλεται και στις δύο περιπτώσεις στην εξάντληση της πλαστιμότητας των μελών της ανωδομής, άρα οι δύο καμπύλες ακολουθούν σχεδόν την ίδια πορεία μέχρι το μηδενισμό της δύναμης P, που σηματοδοτεί και την αστοχία του πλαισίου.

(ii) Επίδραση της αεΚ στην ιδιοπερίοδο του συμβατικού πλαισίου

Αρχικά, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του πλαισίου υπολογίστηκε στον κώδικα SAP ίση με $T_{\text{πακτωμένου}} \approx 0.43$ sec, θεωρώντας πακτώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων. Κατόπιν, με τη χρήση του κώδικα ABAQUS για φόρτιση του πλαισίου με μονοτονική σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια μετακίνηση δ και με πακτώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων, εξήχθη η καμπύλη K – δ του **Σχήματος 3.15 (a)**, όπου K η ενεργός (τέμνουσα) τιμή της δυσκαμψίας. Με την προοδευτική αύξηση της επιβαλλόμενης μετακίνησης και την πλαστικοποίηση των διατομών, αυξάνεται η ιδιοπερίοδος τείνοντας ασυμπτωτικά στο άπειρο κατά την κατάρρευση του πλαισίου. Ως θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του πλαισίου λαμβάνεται αυτή που αντιστοιχεί σε $\delta = 0$, θεωρώντας πλήρως ελαστική συμπεριφορά των μελών του πλαισίου, είναι δε ίση με $T_{\text{πακτωμένου}} \approx 0.50$ sec. Η διαφορά στην ιδιοπερίοδο μεταξύ των αποτελεσμάτων που δίνουν τα δύο προγράμματα οφείλεται στο γεγονός ότι το πρόγραμμα SAP εκτελεί ελαστική ιδιομορφική ανάλυση, ενώ το πρόγραμμα ABAQUS λαμβάνει υπόψιν του μη-γραμμικότητες.

Κατόπιν, με τη χρήση του κώδικα ABAQUS για φόρτιση του πλαισίου με μονοτονική σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια μετακίνηση δ και με ελαστοπλαστικό έδαφος, εξήχθη η καμπύλη T – δ του **Σχήματος 3.15 (b)**. Αυτή τη φορά, η ιδιοπερίοδος του κτιρίου είναι $T_{\text{αεΚ}} \approx 0.55$ sec (για $\delta = 0$) άρα, όπως αναμέναμε, η ύπαρξη του εδάφους αυξάνει κατά 10% την ιδιοπερίοδο του πλαισίου και το καθιστά πιο εύκαμπτο. Αυτό επιβεβαιώνεται και από την καμπύλη δυσκαμψίας – μετατόπισης **Σχήμα 3.16**, όπου η αρχική τιμή της

δυσκαμψίας K στο πλαίσιο με πακτώσεις είναι κατά 17% αυξημένη σε σχέση με την αρχική K του πλαισίου που εδράζεται στο έδαφος (6880 kN/m έναντι 5870 kN/m, αντιστοίχως).

3.3 ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Στο υποκεφάλαιο αυτό μελετήθηκε η συμπεριφορά του πλαισίου σε στατική επιβολή ανακυκλικής οριζόντιας μετακίνησης για να διερευνηθούν οι πιθανές διαφορές από τη μονοτονική απόκριση. Το αριθμητικό προσομοίωμα δείχνεται στο **Σχήμα 3.17** και είναι ίδιο με αυτό που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις του μονοτονικού *push-over*, όπως περιγράφεται στο υποκεφάλαιο 3.1. Η επιβολή της ανακυκλικής μετακίνησης δ έγινε στον άνω αριστερά κόμβο του πλαισίου, μετά δε το πέρας των επιθυμητών κύκλων επιβλήθηκε η αναγκαία αντίστροφη μετακίνηση ώστε το πλαίσιο να επιστρέψει στην αρχική του θέση. Εκτελέστηκαν αναλύσεις ανακυκλικού *push-over* για τα δύο εναλλακτικά πλαίσια, για πέντε κύκλους φόρτισης, και τρεις διαδοχικές μετακινήσεις, μία πριν από τη διαρροή όλων των δοκών ($\delta = 0.08$ m και $\delta = 0.10$ m για το αντι-συμβατικό και το συμβατικό πλαίσιο αντιστοίχως), μία μετά την πλαστικοποίηση των υποστυλωμάτων ($\delta = 0.30$ m και $\delta = 0.22$ m αντιστοίχως), και μία περίπου ίση με το 70% της μετακίνησης για την οποία αστοχεί το πλαίσιο μονοτονικά ($\delta = 1.10$ m και $\delta = 0.70$ m αντιστοίχως). Μόνον για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο, αφού αυτό παρουσιάζει ενδιαφέρον όπως δείχτηκε και μονοτονικά, η κάθε ανάλυση εκτελέστηκε δύο φορές, όπου την πρώτη φορά ο πρώτος κύκλος ξεκινάει προς τα δεξιά και τη δεύτερη προς τα αριστερά. Έτσι διερευνούνται τυχόν επιρροές της ασυμμετρίας του πλαισίου στην απόκρισή του.

Συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο

Στο **Σχήμα 3.18 (a)** παρουσιάζεται η εξέλιξη της αντίδρασης P στον πάνω αριστερά κόμβο του πλαισίου συναρτήσει της επιβαλλόμενης μετακίνησης δ , για τις τρεις στάθμες επιβαλλόμενης μετακίνησης, με πρώτο κύκλο φόρτισης προς τα δεξιά: Συγκεκριμένα **(i)** για $\delta = 0.10$ m, η απόκριση του πλαισίου είναι σχεδόν ελαστική, αφού για αυτή τη στάθμη φόρτισης δεν δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σε όλες τις δοκούς, και το πλαίσιο αναπτύσσει τη μέγιστη αντοχή του, **(ii)** για $\delta = 0.22$ m, το πλαίσιο για τον πρώτο κύκλο φόρτισης αρχικά φτάνει στη μέγιστη αντοχή του και έπειτα ακολουθεί για λίγο τον καθοδικό κλάδο του μονοτονικού $P-\delta$, ενώ για τους υπόλοιπους κύκλους φόρτισης σχηματίζονται βρόγχοι μικρότερης αντοχής και **(iii)** για $\delta = 0.70$ m, όπως και παραπάνω, το διάγραμμα ακολουθεί αρχικά το αντίστοιχο

μονοτονικό και σχηματίζει κατόπιν βρόγχους αρκετά μειωμένης αντοχής. Αξίζει να σημειωθούν δύο χαρακτηριστικά των βρόγχων αυτών :

(α) μετά το πέρας του πρώτου τετάρτου του πρώτου κύκλου, όπου οι δοκοί έχουν πλαστικοποιηθεί και φτάσει στην απομένουσα ροπή αντοχής τους, οι δοκοί εμφανίζουν μια υπεραντοχή όσο το πλαίσιο φορτίζεται προς τα αριστερά, η οποία μεταφράζεται σε αυξημένη αντοχή όλου του πλαισίου και (β) κατά την αποφόρτιση από μια θέση μέγιστης μετακίνησης και την επαναφόρτιση προς την αντίθεση κατεύθυνση, η αντοχή διαρκώς μειώνεται.

Οι καθιζήσεις των θεμελίων στο πέρας του κάθε κύκλου συγκεντρώνονται στο **Σχήμα 3.19** για τις τρεις στάθμες φόρτισης. Λόγω της ελαστικής απόκρισης του εδάφους, σε κάθε κύκλο οι καθιζήσεις είναι της τάξεως του 1 cm. Πιο συγκεκριμένα, μετά τις καθιζήσεις από τα στατικά φορτία, επέρχεται μικρή μεταβολή τους μόνο κατά τον πρώτο κύκλο, ενώ για τους επόμενους κύκλους οι καθιζήσεις δεν αυξάνουν. Αυτό συμβαίνει γιατί μετά τον πρώτο κύκλο έχουν πλαστικοποιηθεί οι διατομές στη βάση των υποστυλωμάτων άρα δε μεταβιβάζεται πρόσθετη ροπή στα θεμέλια και δεν προκαλείται πρόσθετη καθίζηση.

Αντί-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο

Το **Σχήμα 3.18 (b)** είναι το αντίστοιχο του **3.18 (a)** αλλά για το αντι-συμβατικό πλαίσιο. Για $\delta = 0.08$ m, η απόκριση του πλαισίου είναι οπωσδήποτε ελαστική. Για αυτή τη στάθμη φόρτισης δεν έχουν ακόμη σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις σε όλες τις δοκούς, και το πλαίσιο αναπτύσσει σχεδόν τη μέγιστη αντοχή του. Για $\delta = 0.30$ m, το πλαίσιο για τον πρώτο κύκλο φόρτισης αρχικά φτάνει στη μέγιστη αντοχή του και έπειτα ακολουθεί για λίγο τον καθοδικό κλάδο του μονοτονικού P- δ , ενώ για τους υπόλοιπους κύκλους φόρτισης σχηματίζονται βρόγχοι με λίγο μικρότερη αντοχή. Τέλος, για $\delta = 1.10$ m, όπως και παραπάνω, το διάγραμμα ακολουθεί αρχικά το αντίστοιχο μονοτονικό και σχηματίζει κατόπιν βρόγχους αρκετά μειωμένης αντοχής. Οι βρόγχοι αυτοί διατηρούν σταθερή τιμή αντοχής ανά κατεύθυνση φόρτισης, σε αντίθεση με το συμβατικό πλαίσιο, το οποίο λόγω του εκφυλισμού του πλαισίου σε τρεις προβόλους αποκρίνονταν λικνιστικά. Ενδιαφέρον επίσης παρουσιάζει το γεγονός ότι οι βρόγχοι για τις δύο περιπτώσεις φόρτισης σταθεροποιούνται μετά τον πρώτο κύκλο σε διαφορετικές τιμές αντοχής και ότι δεν είναι συμμετρικοί ως προς τον άξονα των μετατοπίσεων. Πιο συγκεκριμένα, για τη φόρτιση με αρχική κατεύθυνση προς τα δεξιά, μετά το πέρας του πρώτου τετάρτου του πρώτου κύκλου, όπου οι δοκοί έχουν πλαστικοποιηθεί και φτάσει στην απομένουσα ροπή αντοχής τους, οι δοκοί εμφανίζουν

μια υπεραντοχή όσο το πλαίσιο φορτίζεται προς τα αριστερά, η οποία μεταφράζεται σε μία αυξημένη αντοχή ($P \approx -120 \text{ kN}$) όλου του πλαισίου όταν αυτό φορτίζεται κατά αυτή τη διεύθυνση. Αυτή η υπεραντοχή διατηρείται και στους υπόλοιπους κύκλους μόνο για φόρτιση με κατεύθυνση προς τα αριστερά ($\delta = 1.10 \text{ m}$ έως $\delta = -1.10 \text{ m}$), ενώ για κατεύθυνση προς τα δεξιά ($\delta = -1.10 \text{ m}$ έως $\delta = 1.10 \text{ m}$) η αντοχή του πλαισίου είναι σημαντικά μειωμένη ($P \approx 55 \text{ kN}$). Το ακριβώς αντίστροφο συμβαίνει για τη φόρτιση με αρχική κατεύθυνση προς τα αριστερά.

Η εξέλιξη των κατακορύφων δυνάμεων στα θεμέλια παρουσιάζει μεγαλύτερο ενδιαφέρον στην περίπτωση της μετακίνησης $\delta = 1.10 \text{ m}$. Επομένως, για αυτή τη μετακίνηση παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.20** η εξέλιξη των αξονικών δυνάμεων στη βάση των υποστυλωμάτων για τους πέντε κύκλους, για τα δύο push-over αντίθετης αρχικής κατεύθυνσης. Το πρώτο τμήμα της καμπύλης για το πρώτο τέταρτο του πρώτου κύκλου (για $\delta = 0$ έως 1.10 m) αντιστοιχεί στο μονοτονικό push-over, ενώ για τα άλλα τρία τέταρτα του πρώτου κύκλου και ολόκληρους τους άλλους κύκλους παρατηρείται αυξομείωση των αξονικών στα υποστυλώματα ανάλογα με τη φορά φόρτισης. Για παράδειγμα, για push-over με αρχική κατεύθυνση προς τα δεξιά, το αριστερό υποστύλωμα μετά το $\delta = 1.10 \text{ m}$ και με την αλλαγή κατεύθυνσης της φόρτισης αυξάνει την αξονική του κατά ΔN και τη διατηρεί σταθερή μέχρι το $\delta = -1.10 \text{ m}$. Τέλος, κατά την επιστροφή του πλαισίου στη θέση ισορροπίας $\delta = 0$ μειώνεται πάλι ισόποσα η αξονική κ.ο.κ. Παρατηρούμε λοιπόν ότι οι αξονικές δυνάμεις αφού φτάσουν στην απομένουσα τιμή τους μετά τις πλαστικοποιήσεις των δοκών, επαναλαμβάνουν τις τιμές του πρώτου κύκλου και στους υπόλοιπους τέσσερις, δημιουργώντας τρεις διακριτούς βρόγχους, έναν για κάθε υποστύλωμα.

Οι βρόγχοι αυτοί και στις δύο περιπτώσεις φόρτισης παρουσιάζουν την ίδια μεταβολή ΔN ανά πέδιλο, η οποία είναι $\Delta N \approx 135 \text{ kN}$, 85 kN και 45 kN για το αριστερό, το δεξί και το μεσαίο θεμέλιο αντιστοίχως. Εν τούτοις, συγκρίνοντας το βρόγχο του κάθε υποστυλώματος για τη φόρτιση με αρχική κατεύθυνση προς τα δεξιά με τον αντίστοιχο για φόρτιση με αρχική κατεύθυνση προς τα αριστερά, βλέπουμε ότι οι δύο βρόγχοι δεν ταυτίζονται, αλλά ο ένας αποτελεί την κατακόρυφη “μετατόπιση” του άλλου. Αυτό σημαίνει ότι αλλάζοντας την κατεύθυνση του πρώτου κύκλου φόρτισης αλλάζει και το μέγεθος των αξονικών δυνάμεων στο ίδιο υποστύλωμα για την ίδια μετατόπιση δ , ενώ θα αναμέναμε όμοια συμπεριφορά για ίδια μετατόπιση. Πιο συγκεκριμένα, στο αριστερό υποστύλωμα οι αξονικές δυνάμεις, μετά από το πέρασμα πολλών κύκλων, σταθεροποιούνται σε μεγαλύτερες τιμές για τη φόρτιση με αρχική κατεύθυνση προς τα δεξιά (ο βρόγχος βρίσκεται “χαμηλότερα” στο διάγραμμα), σε σύγκριση με τη φόρτιση με αρχική κατεύθυνση προς τα αριστερά. Παρόμοια συμπεριφορά έχει και το μεσαίο υποστύλωμα, ενώ στο δεξί συμβαίνει το αντίθετο. Για

παράδειγμα, στο **Σχήμα 3.20** τα δύο σημεία που απεικονίζονται αφορούν την ίδια μετατόπιση δ και την ίδια φορά κίνησης, αλλά αντιστοιχούν σε διαφορετική αξονική δύναμη, για το αριστερό υποστύλωμα. Αυτή η διαφορά οφείλεται στο ότι η απομένουσα αξονική του μονοτονικού push-over δεν προσεγγίζει τελείως την αξονική που αντιστοιχεί στα στατικά φορτία, αφού η απομένουσα αντοχή των δοκών M_{res} είναι μη μηδενική, όπως έχουμε εξηγήσει στο κεφάλαιο 2. Έτσι, για τα δύο ανακυκλικά push-over η απομένουσα αξονική, που αποτελεί και την αφετηρία κάθε βρόγχου, προσεγγίζει τα στατικά φορτία άλλοτε λιγότερο και άλλοτε περισσότερο, άρα διαφέρει σε κάθε υποστύλωμα και συνεπώς οι βρόγχοι δεν ταυτίζονται.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει επίσης η εξέλιξη των στροφών και των καθιζήσεων των θεμελίων μετά το πέρας πολλών κύκλων ιδιαιτέρως με μεγάλη επιβαλλόμενη μετακίνηση, όπου τα αποτελέσματα γίνονται περισσότερο αισθητά. Για αυτόν τον λόγο, στο **Σχήμα 3.21** και **Σχήμα 3.22** δείχνονται οι στροφές και οι καθιζήσεις συναρτήσει του αριθμού των κύκλων για τις δύο περιπτώσεις φόρτισης με επιβαλλόμενη μετακίνηση $\delta = 1.10$ m. Αναφορικά με τις στροφές για τη φόρτιση με αρχική κατεύθυνση προς τα δεξιά (**Σχήμα 3.21 (a)**), τα τρία θεμέλια παρουσιάζουν σχεδόν ίδια συμπεριφορά με το αριστερό να αναπτύσσει ελαφρώς μεγαλύτερες θετικές στροφές και το δεξί ελαφρώς μεγαλύτερες αρνητικές στροφές. (Ως θετική στροφή ορίζεται η δεξιόστροφη). Τελικά με την πάροδο των κύκλων, το σύστημα συσσωρεύει αρνητική στροφή, δηλαδή στρίβει προς τα αριστερά, διότι κατά το πρώτο τέταρτο του πρώτου κύκλου οι δοκοί περνούν από τη ροπή αντοχής τους M_{ult} και φτάνουν στο M_{res} , ενώ κατά το δεύτερο μισό του πρώτου κύκλου οι δοκοί αναπτύσσουν μόνο $-M_{res}$, άρα το πλαίσιο έχει μικρότερη αντίσταση προς τα αριστερά. Αναφορικά τώρα με τις στροφές για τη φόρτιση με αρχική κατεύθυνση προς τα αριστερά (**Σχήμα 3.21(b)**), τα θεμέλια έχουν ακριβώς ανάλογη συμπεριφορά, συσσωρεύοντας θετική στροφή.

Αναφορικά με τις καθιζήσεις για τη φόρτιση με αρχική κατεύθυνση προς τα δεξιά (**Σχήμα 3.22 (a)**), παρατηρούμε κατ' αρχήν ότι συστηματικά το μεσαίο πέδιλο έχει πολύ μεγαλύτερη καθίζηση από τα άλλα δύο, καθώς και ότι το δεξί πέδιλο έχει επίσης συστηματικά λίγο μεγαλύτερη καθίζηση από το αριστερό. Αυτό οφείλεται κυρίως στη διαστασιολόγηση και όχι τόσο στη φόρτιση αυτή καθεαυτή. Ως προς τη διαστασιολόγηση, αυτή έγινε έτσι ώστε τα τρία θεμέλια να έχουν κοινό συντελεστή έναντι κατακόρυφων φορτίων $SF_v^E \approx 5.4$ άρα να έχουν κοινή αδιάστατη καθίζηση w/B . Κανονικοποιώντας, λοιπόν, το **Σχήμα 3.22 (a)** με βάση το πλάτος B των θεμελίων προκύπτει το **Σχήμα 3.23**. Ακόμα όμως και μετά την αποδέσμευση από την επιρροή του πλάτους B , τα τρία διαγράμματα δεν συμπίπτουν, λόγω των διαφορών στη διακύμανση της αξονικής δύναμης ανά θεμέλιο, αλλά δεν απέχουν πια τόσο πολύ. Συγκεκριμένα, το μεσαίο θεμέλιο που εμφανίζει τη μικρότερη διακύμανση $\Delta N \approx 45$ kN έχει μεγαλύτερες

αδιαστατοποιημένες καθιζήσεις, γιατί διατηρεί σχεδόν σταθερή την αξονική του με αποτέλεσμα να έχει μικρότερο ανασήκωμα και μεγαλύτερη συσσώρευση καθίζησης. Ομοίως, το δεξί εξακολουθεί να έχει μεγαλύτερες καθιζήσεις από το αριστερό λόγω της μικρότερης διακύμανσης στην αξονική του $\Delta N \approx 85 \text{ kN}$ έναντι 135 kN του αριστερού.

Αυτή η διαστασιολόγηση της θεμελίωσης (κοινή αδιάστατη καθίζηση και όχι απόλυτη) εισάγει κάποια παρασιτική ένταση στο πλαίσιο λόγω των διαφορικών καθιζήσεων των πεδίων. Αυτό θα μπορούσε να αποφευχθεί αν αυξανόταν αναλογικά με το πλάτος του το μεγαλύτερο πέδιλο, δηλαδή το μεσαίο, και αν μειωνόταν αναλογικά με το πλάτος του το μικρότερο πέδιλο, δηλαδή το αριστερό. Κάτι τέτοιο όμως κρίθηκε απαγορευτικό για το πλαίσιο. Εάν αυξανόταν το μεσαίο πέδιλο θα ακυρωνόταν η επιθυμητή λικνιστική του απόκριση γιατί θα προέκυπτε $CRF < 1$ (ήδη με διαστάσεις 1.8m ο CRF προσεγγίζει επικίνδυνα τη μονάδα), ενώ περαιτέρω μείωση του αριστερού πεδίου θα οδηγούσε σε συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφων φορτίων SF_v^5 μικρότερο του 3, κάτι εξίσου μη αποδεκτό. Επομένως, προκύπτουν αθέλητες διαφορικές καθιζήσεις που για τη συγκεκριμένη γεωμετρία δε θα μπορούσαν να αποφευχθούν.

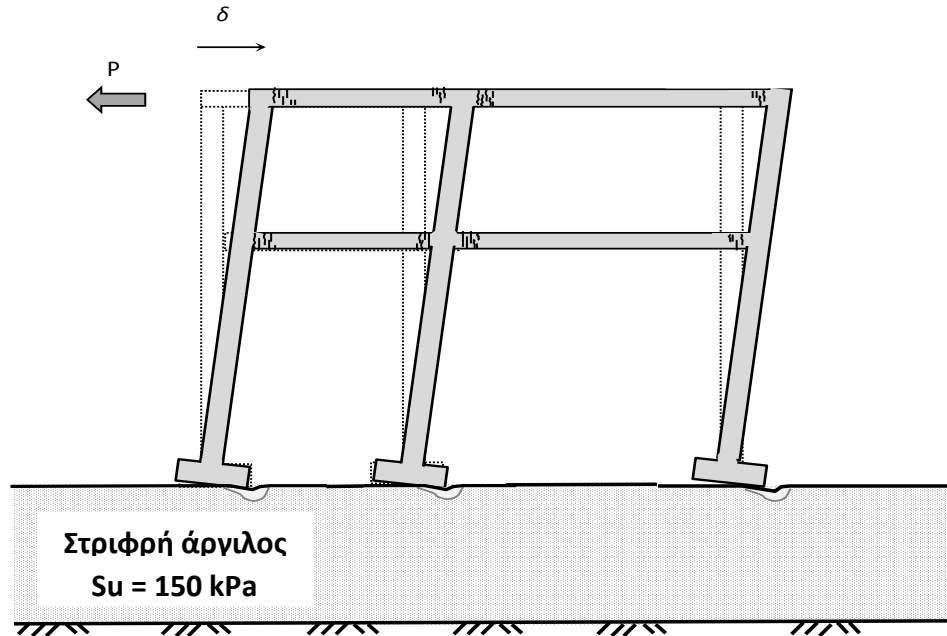
Συγκρίνοντας τώρα την εξέλιξη των καθιζήσεων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης για τις δύο περιπτώσεις φόρτισης (**Σχήμα 3.22 (α)** και **Σχήμα 3.22 (β)**), παρατηρούμε ότι για το ανακυκλικό push-over με αρχική κατεύθυνση προς τα δεξιά, το δεξί και το μεσαίο πέδιλο έχουν μεγαλύτερο ανασήκωμα κατά την επιστροφή του πλαισίου σε αρνητικές μετατοπίσεις (από $\delta = +1.10$ μέχρι $\delta = -1.10$), ενώ το αριστερό έχει περίπου συμμετρικά ανασηκώματα και προς τις δύο διευθύνσεις. Επίσης, το δεξί θεμέλιο ανασηκώνεται περισσότερο από το αριστερό, επιβεβαιώνοντας την προηγούμενη παρατήρηση ότι το πλαίσιο στη συγκεκριμένη φόρτιση συσσωρεύει αρνητικές στροφές. Αντίθετα, για το ανακυκλικό push-over με αρχική κατεύθυνση προς τα αριστερά, γενικά μεγαλύτερο ανασήκωμα έχει το αριστερό θεμέλιο, επαληθεύοντας τη συσσώρευση θετικής στροφής του πλαισίου. Στο **Σχήμα 3.24** συγκεντρώνονται οι καμπύλες καθίζησης – στροφής των θεμελίων για τις δύο περιπτώσεις ανακυκλικών push-over με επιβαλλόμενη μετακίνηση $\delta = 1.10 \text{ m}$.

Οι καθιζήσεις των θεμελίων συναρτήσει του πέρατος του κάθε κύκλου συγκεντρώνονται στο **Σχήμα 3.25** για τις δύο περιπτώσεις ανακυκλικών push-over. Για $\delta = 0.08 \text{ m}$, οι καθιζήσεις των τριών θεμελίων είναι μικρές και παρόμοιες, με το μεσαίο να έχει ήδη λίγο αυξημένη καθίζηση. Για $\delta = 0.30 \text{ m}$, οι καμπύλες απομακρύνονται, το μεσαίο συσσωρεύει ακόμα μεγαλύτερες καθιζήσεις και το αριστερό έχει μεγάλα ανασηκώματα και διατηρεί τις μικρότερες τιμές καθιζήσεων από τα τρία, ειδικά για το push-over με αρχική κατεύθυνση προς τα δεξιά που αποκολλάται από το έδαφος κατά

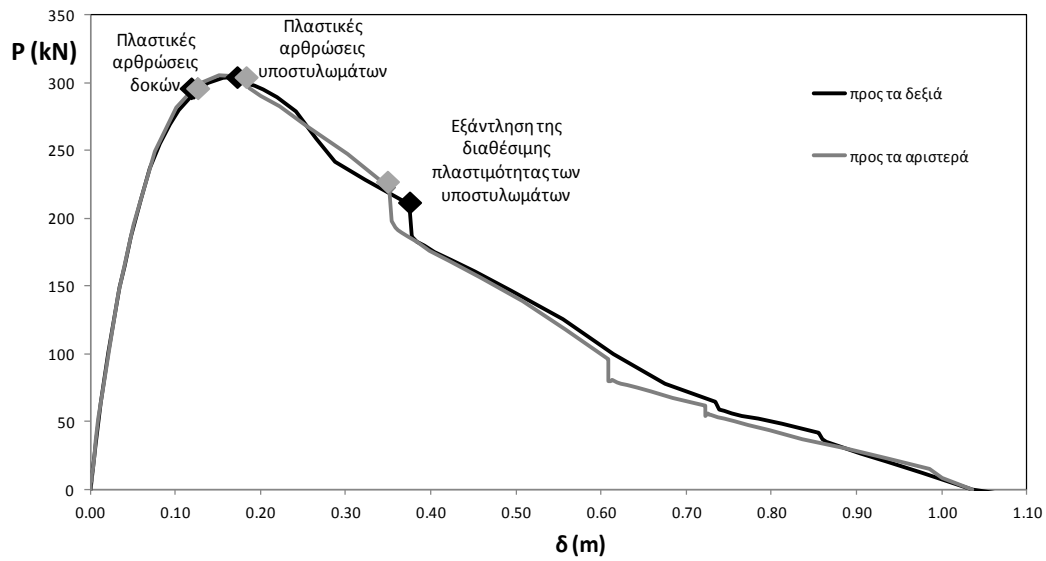
τον πρώτο κύκλο. Τέλος, για $\delta = 1.10$ m, το μεσαίο έχει πολύ αυξημένες καθιζήσεις σε σύγκριση με τα άλλα δύο που ανασηκώνονται, το αριστερό παρουσιάζει μείωση των καθιζήσεων με το πέρασμα των κύκλων φόρτισης λόγω του συνεχούς ανασηκώματός του και για τις δύο περιπτώσεις φόρτισης και το δεξί μειώνει τις καθιζήσεις με το πέρασμα των κύκλων για ανακυκλικό push-over με αρχική κατεύθυνση προς τα δεξιά όπου το πλαίσιο στρίβει περισσότερο προς τα αριστερά, ενώ για ανακυκλικό push-over με αρχική κατεύθυνση προς τα αριστερά συσσωρεύει κάποια καθίζηση γιατί το ανασήκωμά του είναι λιγότερο έντονο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

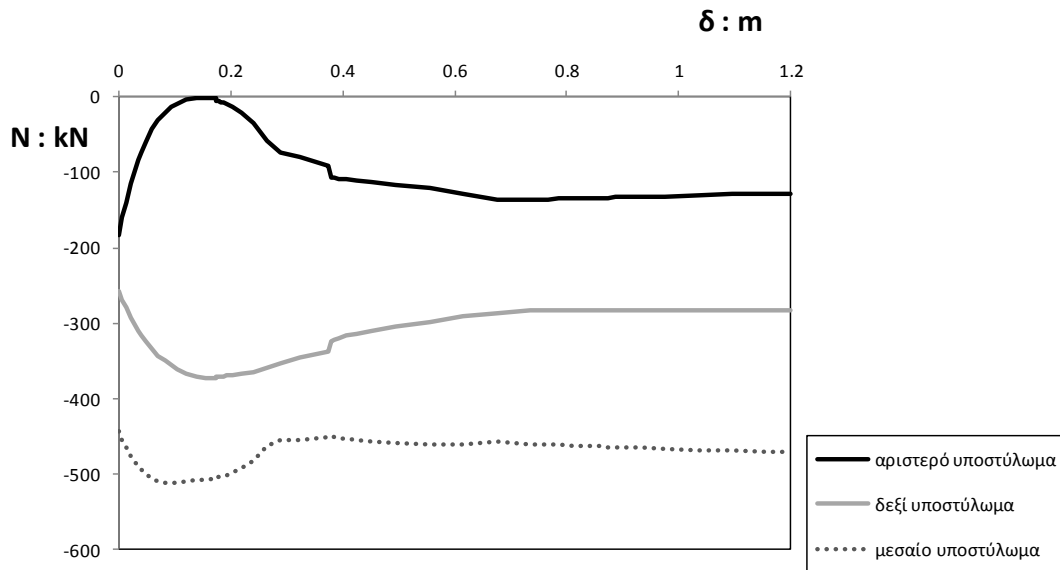
ΣΧΗΜΑΤΑ



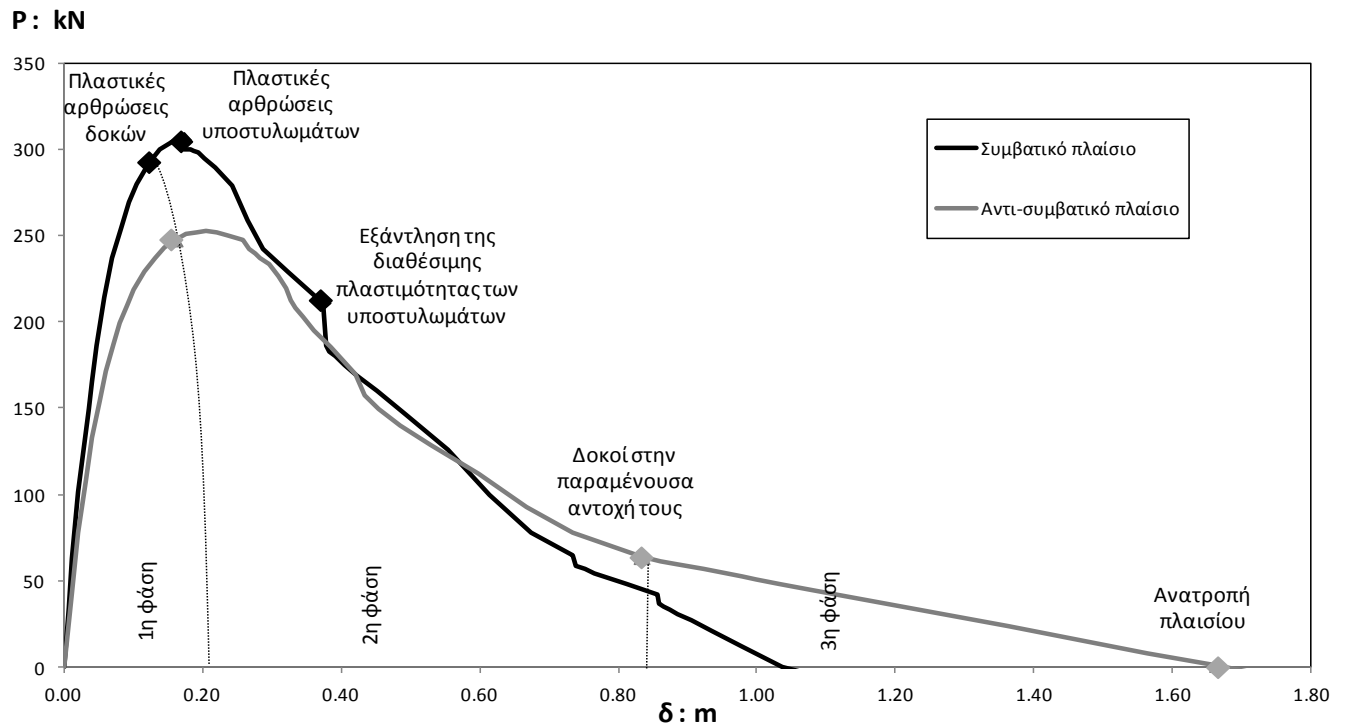
Σχήμα 3.1 Μονοτονική επιβολή σταδιακά αυξανόμενης μετακίνησης (static push-over)



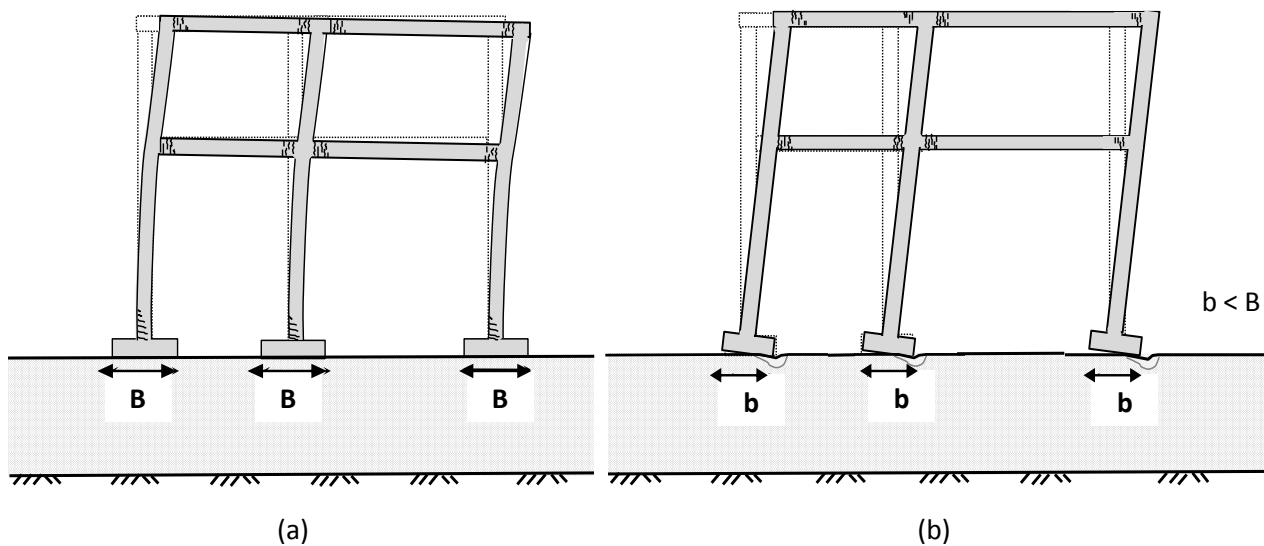
Σχήμα 3.2 Static push-over συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου για τις δύο διευθύνσεις φορτίσεως



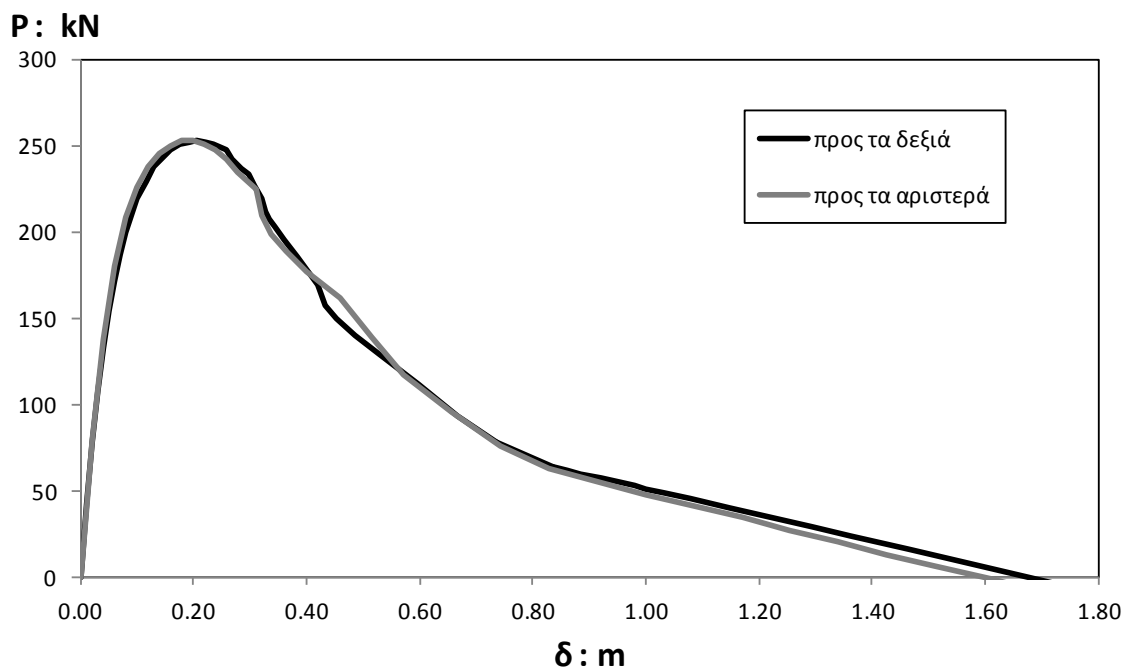
Σχήμα 3.3 Εξέλιξη των αξονικών δυνάμεων N συναρτήσει της επιβαλλόμενης μετακίνησης δ για το συμβατικό πλαίσιο υπό push-over προς τα δεξιά



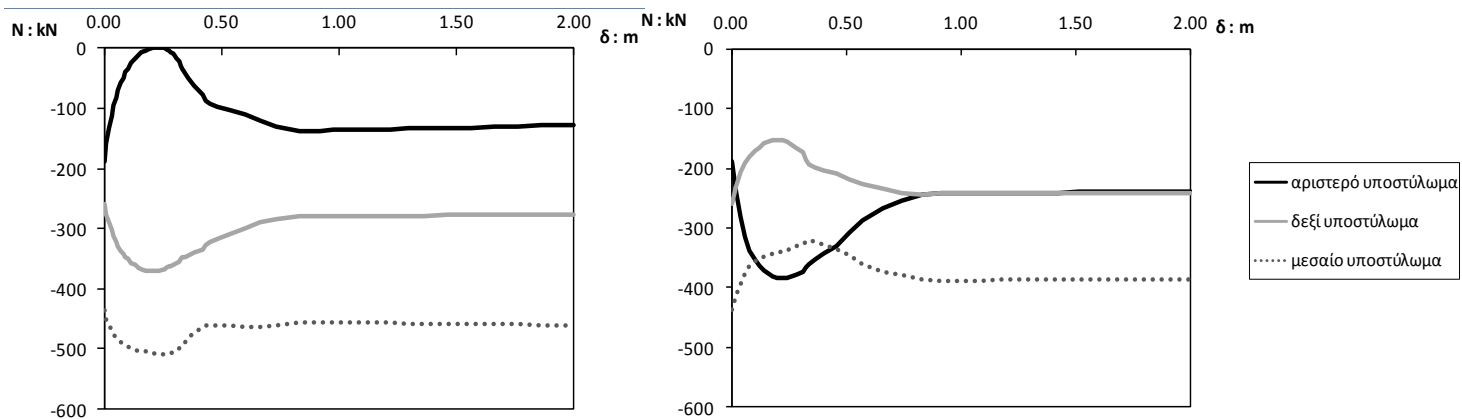
Σχήμα 3.4 Σύγκριση της καμπύλης P - δ του συμβατικού πλαισίου με το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο υπό static push-over προς τα δεξιά, καθώς και οι τρεις φάσεις της απόκρισης του αντι-συμβατικού πλαισίου.



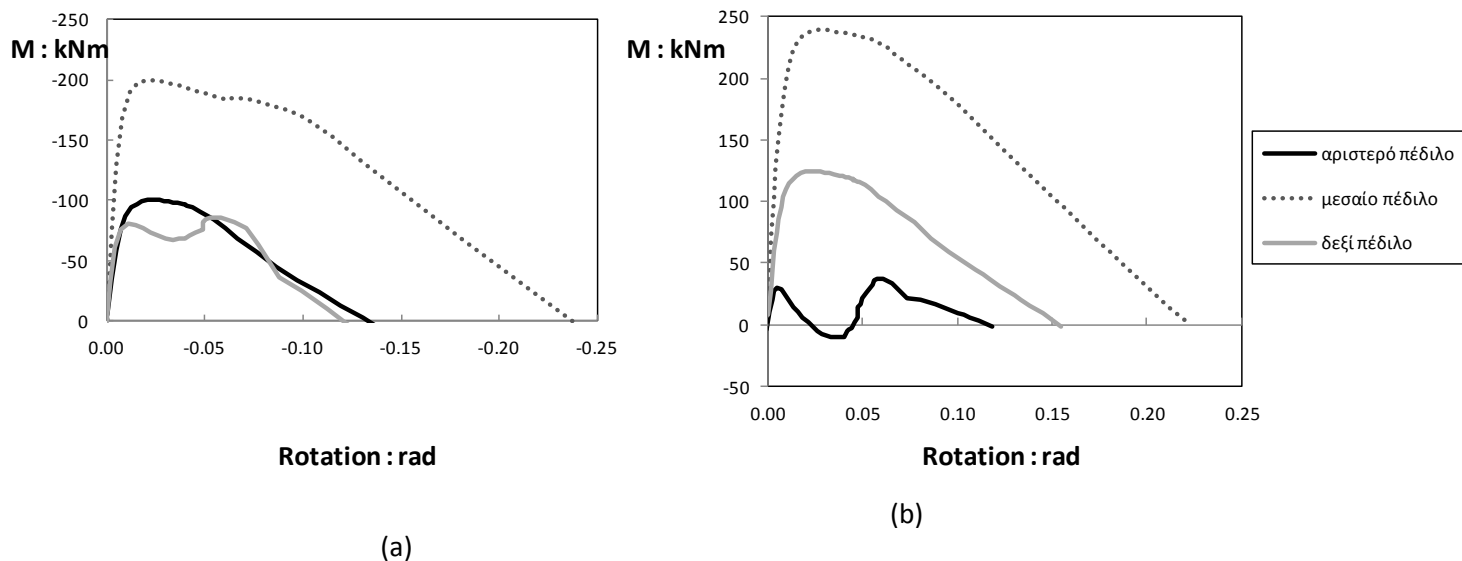
Σχήμα 3.5 Σύγκριση : (a) συμβατικού πλαισίου με (b) αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου σε στατική ανάλυση push-over προς τα δεξιά



Σχήμα 3.6 Σύγκριση της καμπύλης P- δ του συμβατικού πλαισίου υπό static push-over για τις δύο διευθύνσεις φόρτισης



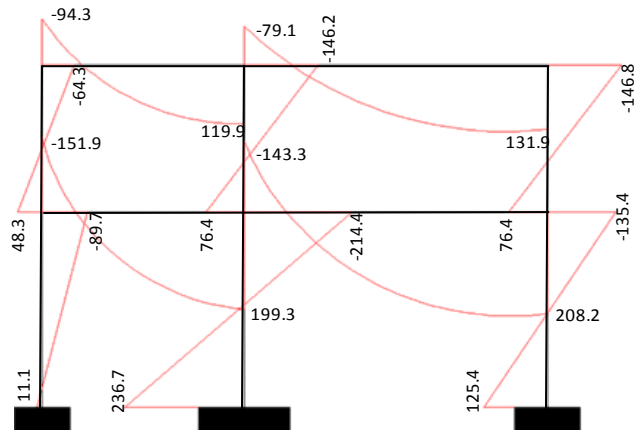
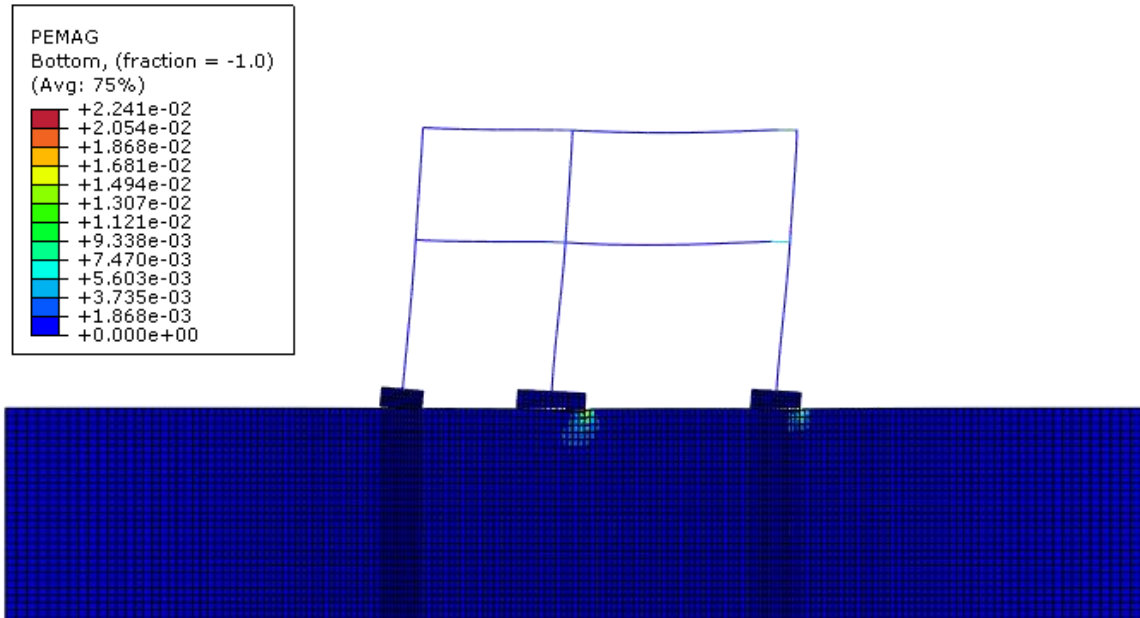
Σχήμα 3.7 Διακύμανση των αξονικών δυνάμεων N στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου συναρτήσει της επιβαλλόμενης μετατόπισης δ του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου για (a) push-over προς τα δεξιά και (b) push-over προς τα αριστερά



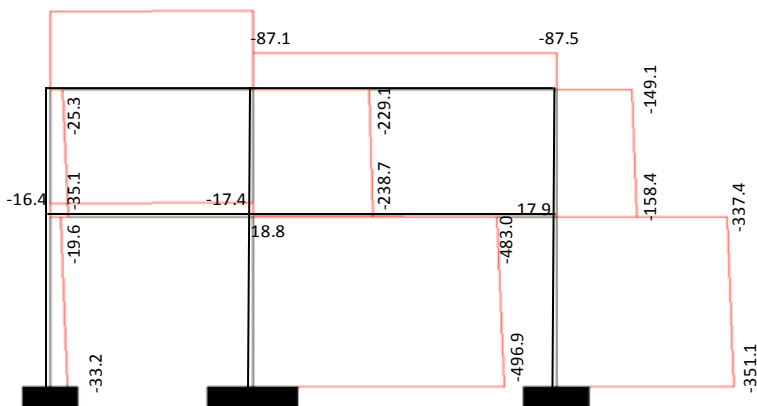
Σχήμα 3.8 Καμπύλες $M-\theta$ των πεδίων του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου για (a) push-over προς τα δεξιά και (b) push-over προς τα αριστερά

Στιγμιότυπο push-over προς τα δεξιά

$\delta = 0.10 \text{ m}$



Διάγραμμα ροπών [kNm]

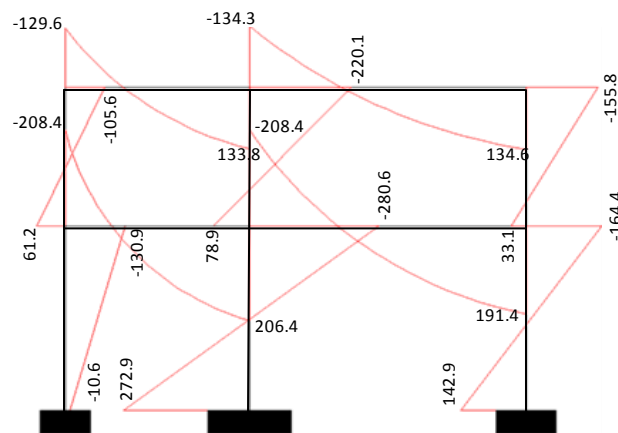
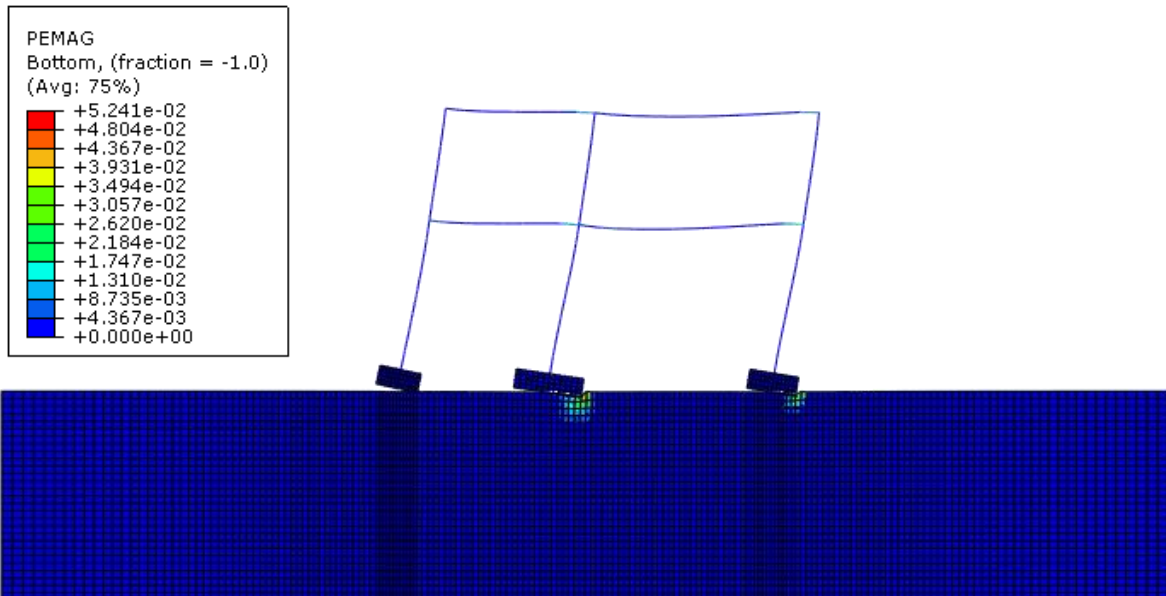


Διάγραμμα αξονικών [kN]

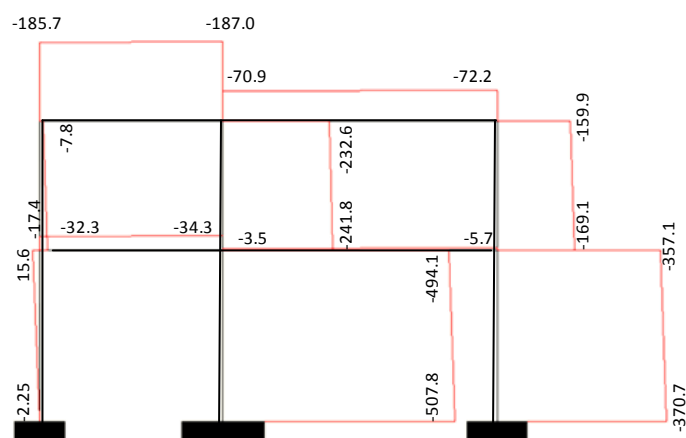
Σχήμα 3.9 Παραμορφωμένος φορέας και διαγράμματα ροπών κάμψης και αξονικών δυνάμεων του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου για $\delta = 0.10 \text{ m}$ (static push-over προς τα δεξιά)

Στιγμιότυπο push-over προς τα δεξιά

$\delta = 0.22 \text{ m}$



Διάγραμμα ροπών [kNm]

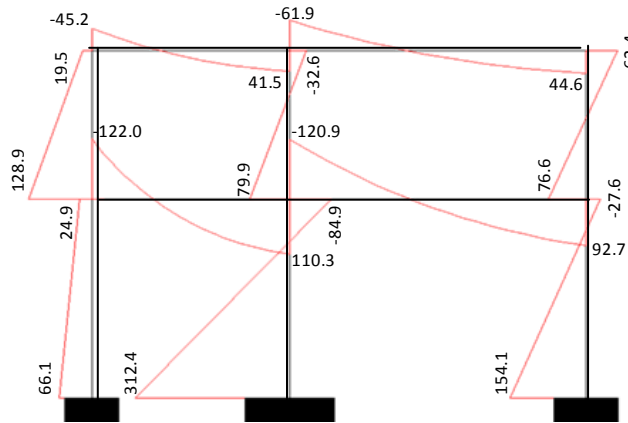
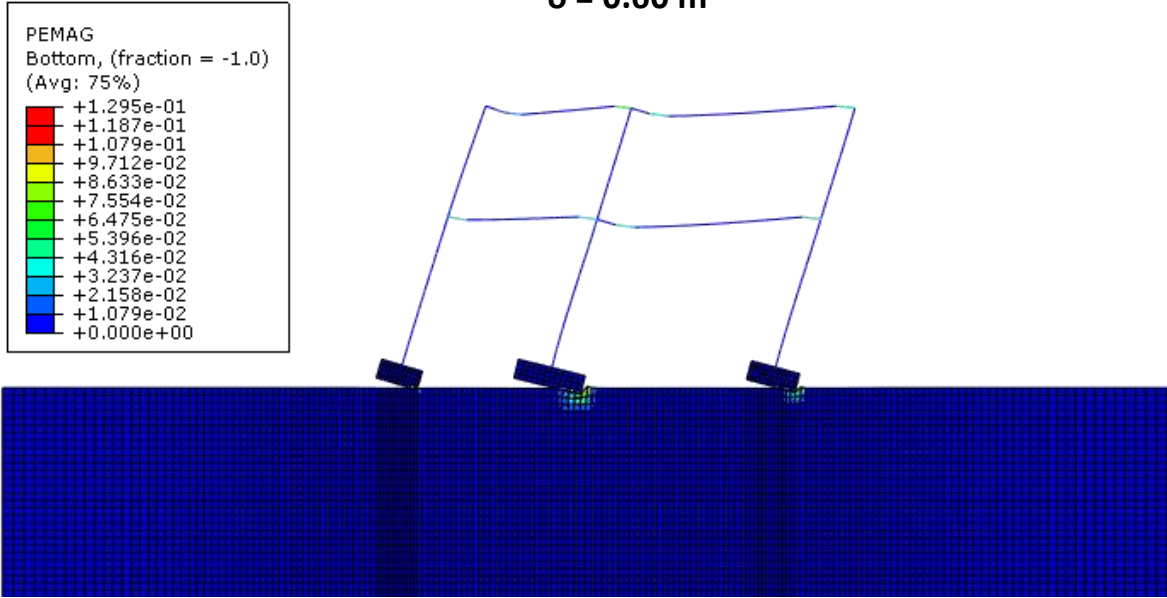


Διάγραμμα αξονικών [kN]

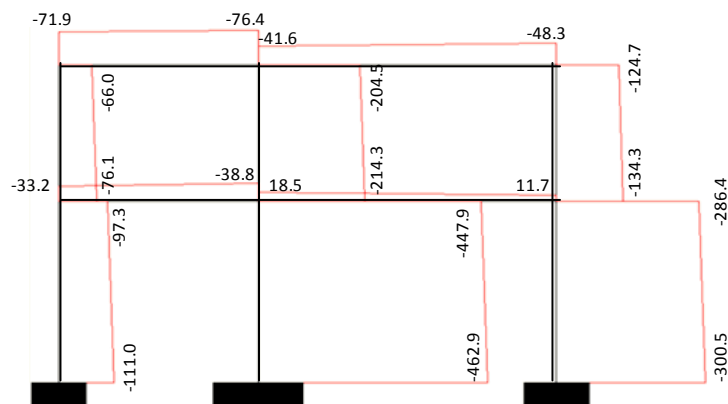
Σχήμα 3.10 Παραμορφωμένος φορέας και διαγράμματα ροπών κάμψης και αξονικών δυνάμεων του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου για $\delta = 0.22 \text{ m}$ (static push-over προς τα δεξιά)

Στιγμιότυπο push-over προς τα δεξιά

$\delta = 0.60 \text{ m}$

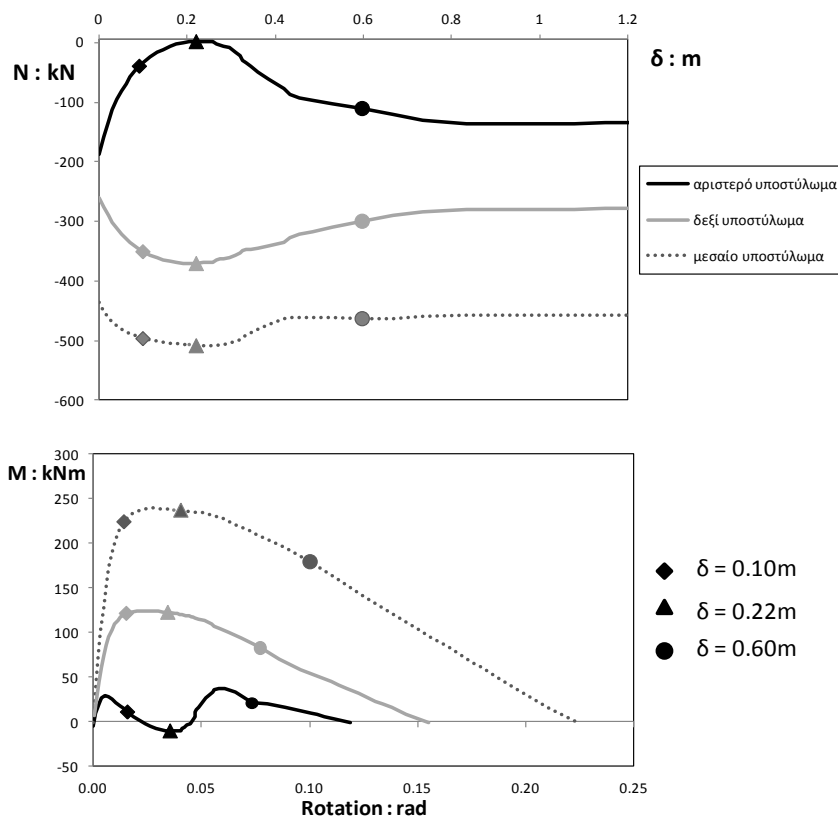


Διάγραμμα ροπών [kNm]

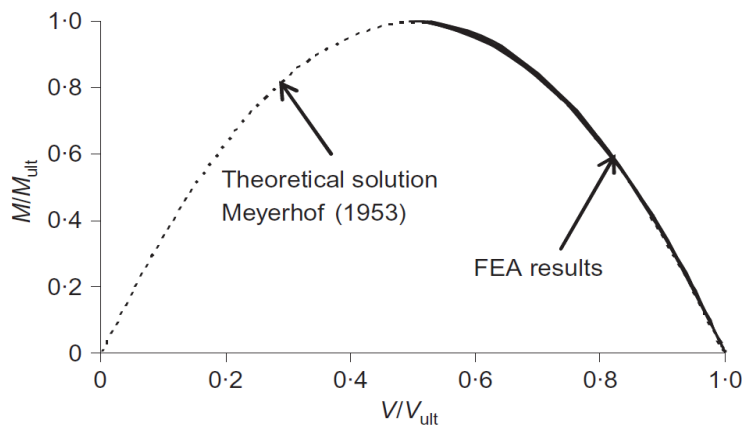


Διάγραμμα αξονικών [kN]

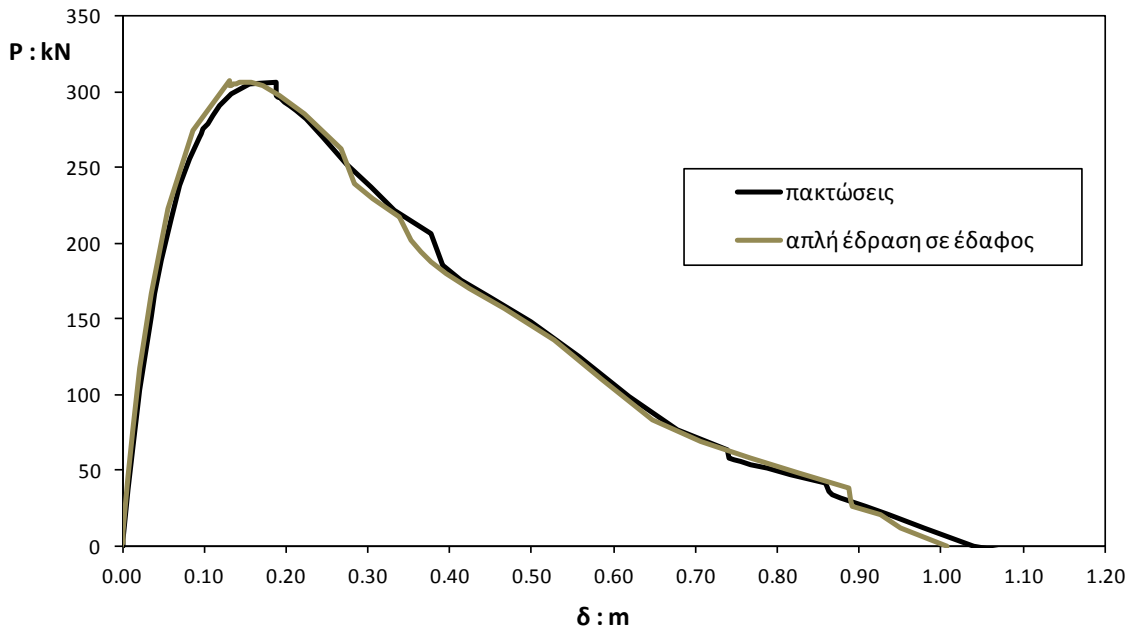
Σχήμα 3.11 Παραμορφωμένος φορέας και διαγράμματα ροπών κάμψης και αξονικών δυνάμεων του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου για $\delta = 0.60 \text{ m}$ (static push-over προς τα δεξιά)



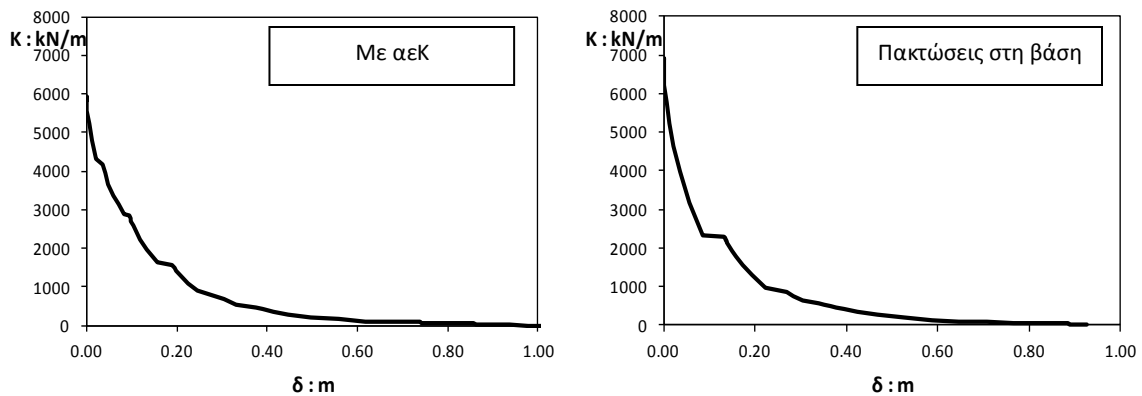
Σχήμα 3.12 Οι τρεις χαρακτηριστικές μετακινήσεις σε όρους $M-\theta$ των πεδίων και $N-\delta$ των υποστυλωμάτων του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου υπό static push-over προς τα δεξιά



Σχήμα 3.13 Αναλυτική λύση κατά Meyerhof (1953) και αριθμητική λύση μέσω κώδικα πεπερασμένων στοιχείων κατά Gouvenec (2007) για την αλληλεπίδραση της οριακής ροπής M_{ult} και της φέρουσας ικανότητας σε κατακόρυφη φόρτιση V_{ult} τετραγωνικού πεδίου σε ομοιογενές έδαφος



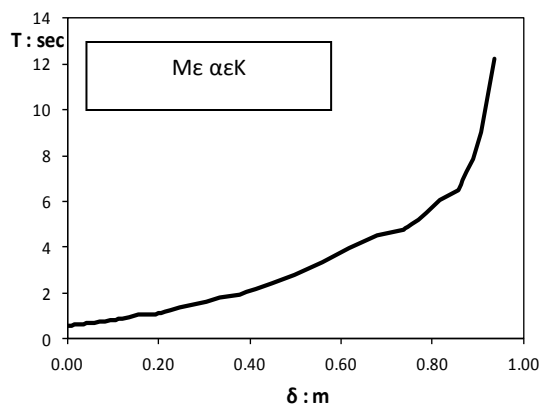
Σχήμα 3.14 Σύγκριση των καμπυλών P-δ του συμβατικού πλαισίου υπό static push-over για την περίπτωση πακτώσεων στη βάση των υποστυλωμάτων και για την απλή έδραση των θεμελίων σε αργιλικό έδαφος αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u=150$ kPa



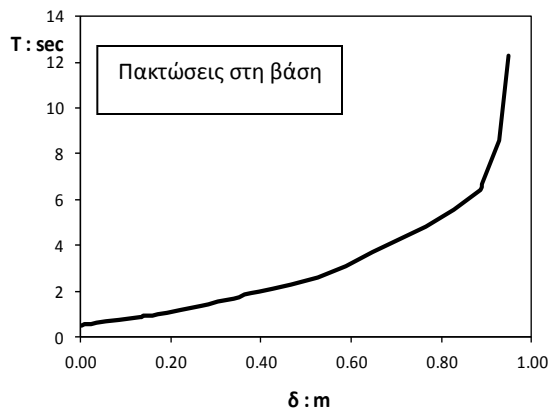
(a)

(b)

Σχήμα 3.15 Σύγκριση των καμπυλών T-δ του συμβατικού πλαισίου υπό static push-over (a) για την περίπτωση πακτώσεων στη βάση των υποστυλωμάτων και (b) για την απλή έδραση των θεμελίων σε αργιλικό έδαφος αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u=150$ kPa

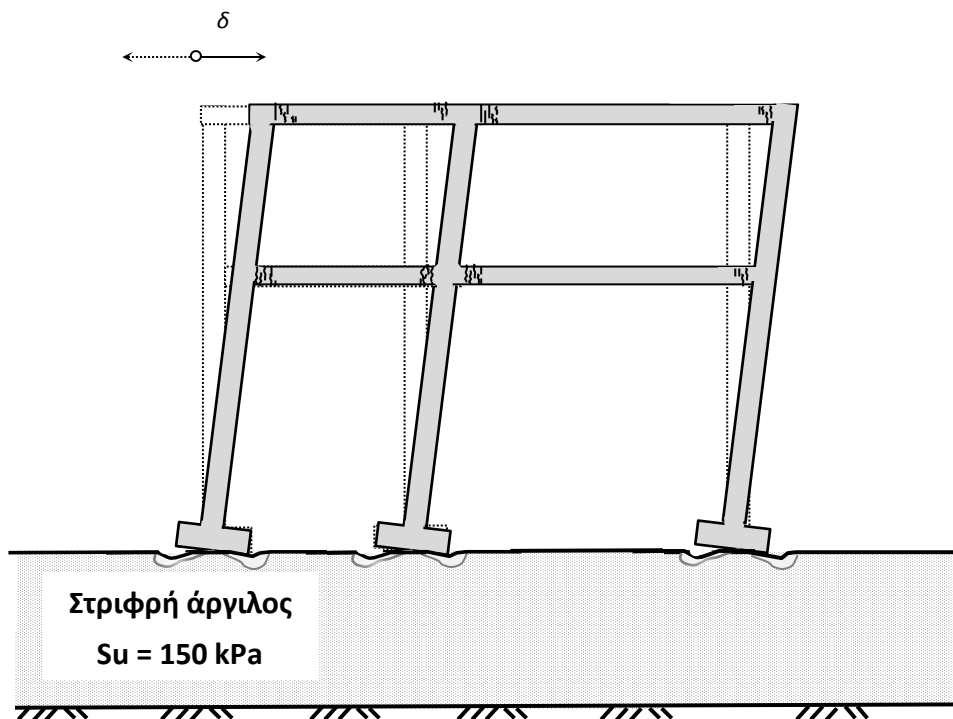


(a)

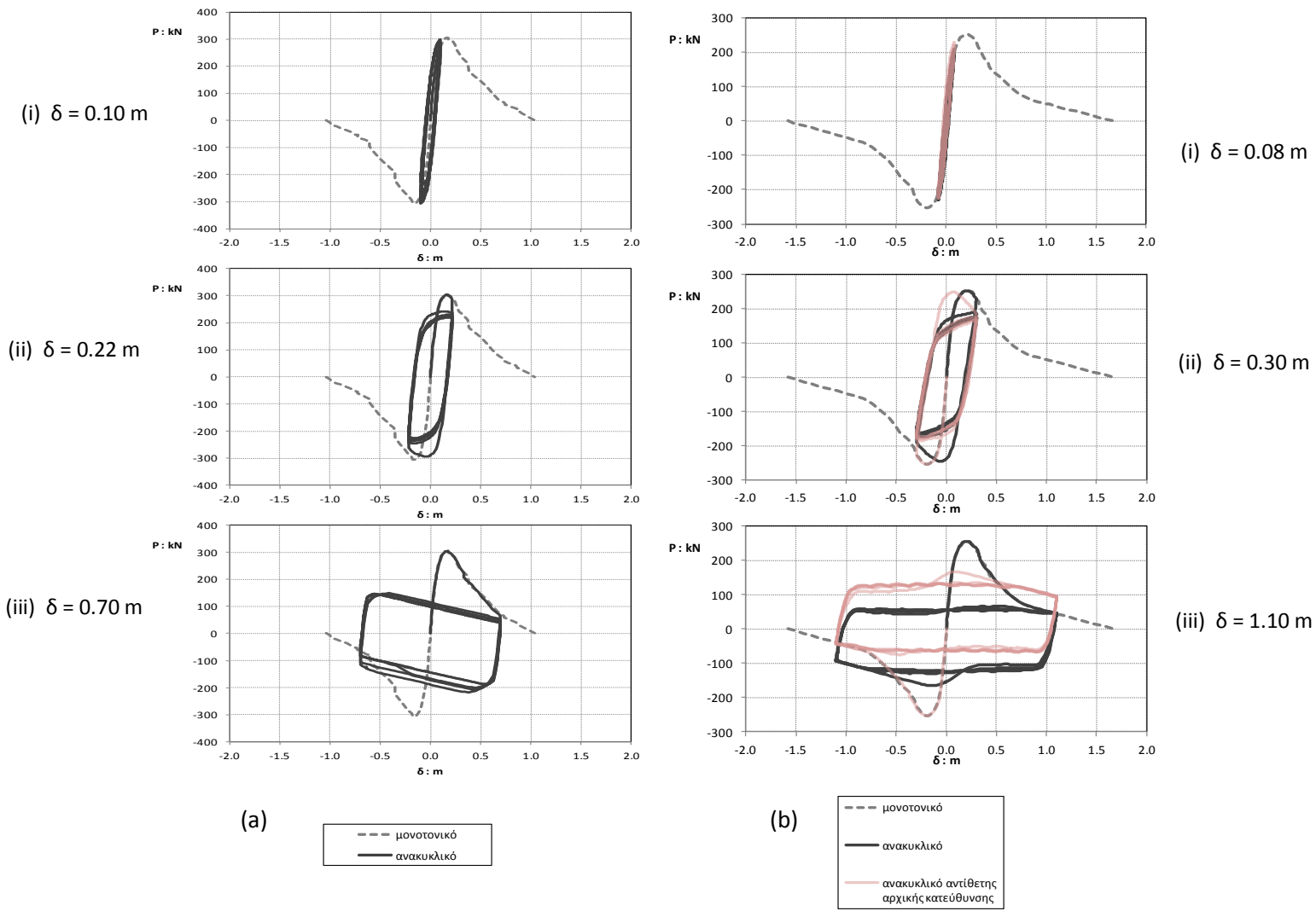


(b)

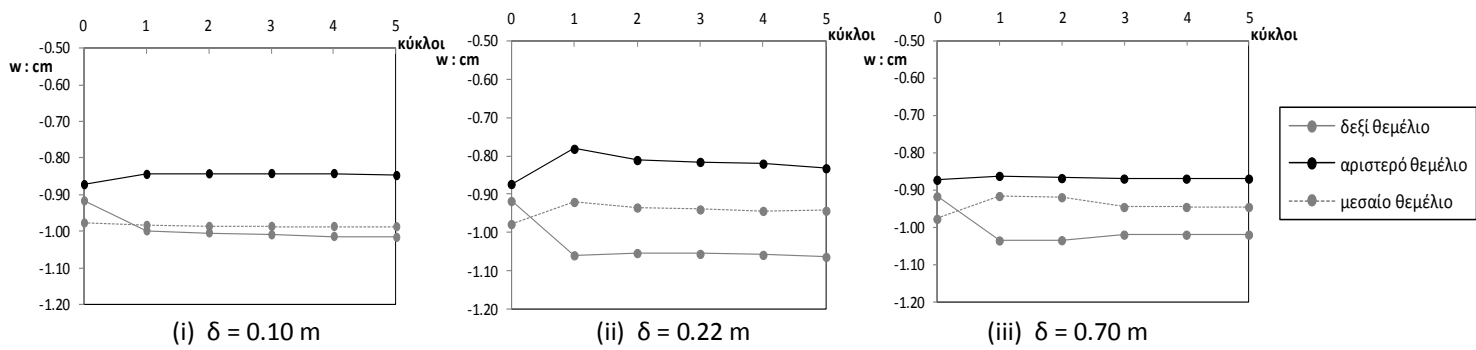
Σχήμα 3.16 Σύγκριση των καμπυλών $K-\delta$ του συμβατικού πλαισίου υπό static push-over (a) για την περίπτωση πακτώσεων στη βάση των υποστυλωμάτων και (b) για την απλή έδραση των θεμελίων σε αργιλικό έδαφος αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u=150$ kPa



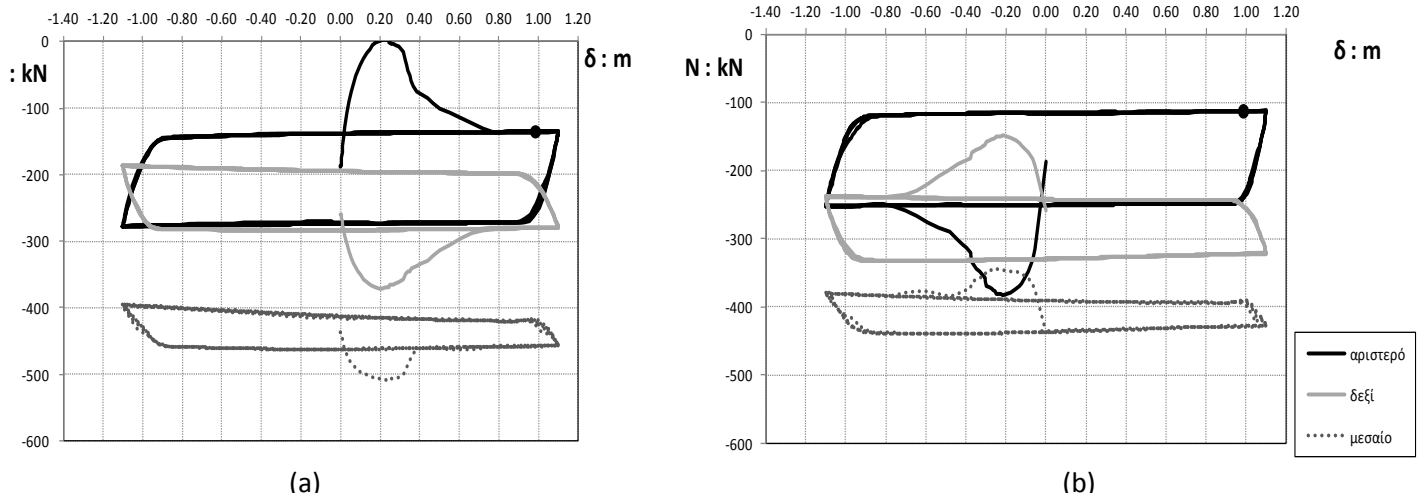
Σχήμα 3.17 Ανακυκλική επιβολή οριζόντιας μετακίνησης



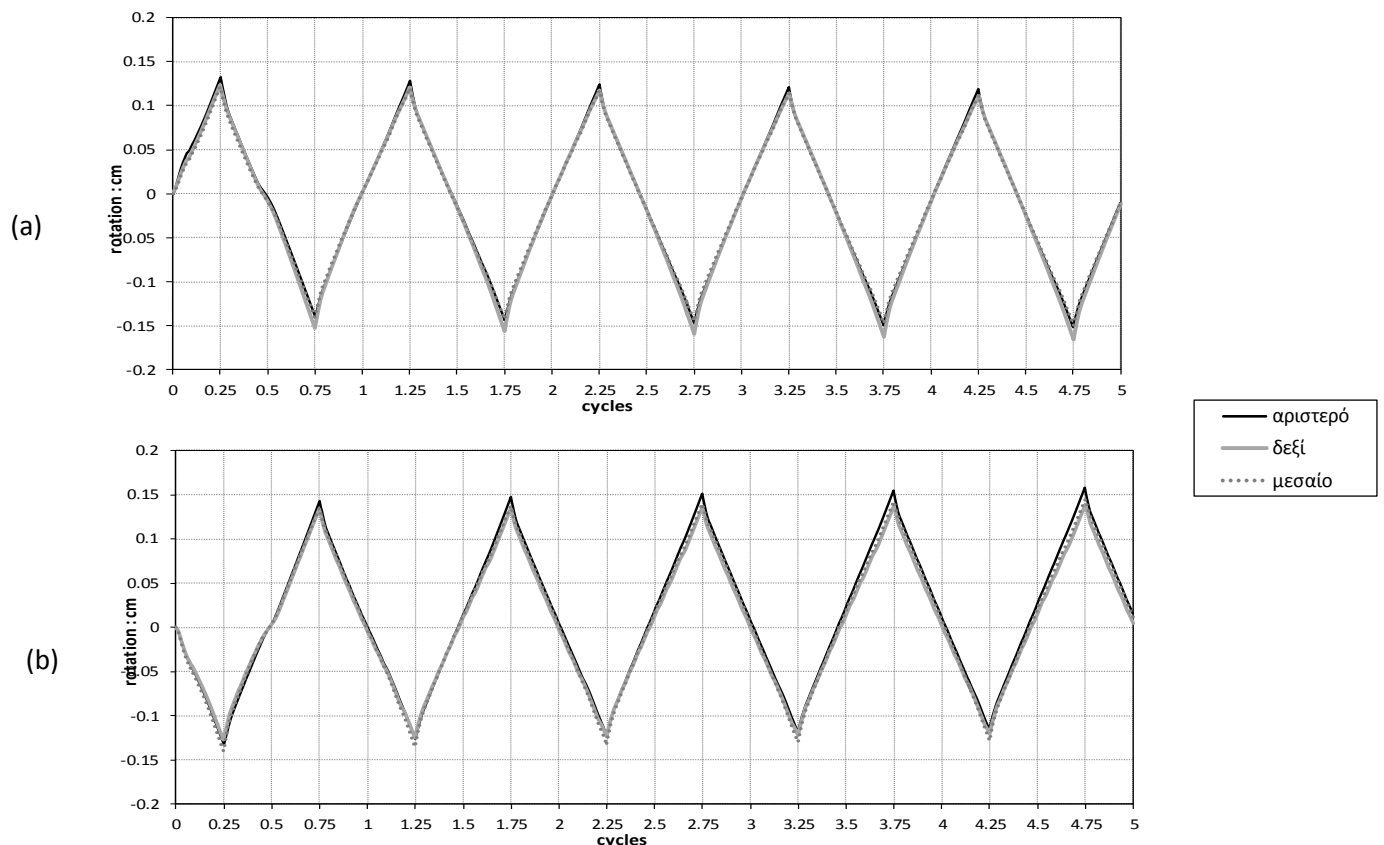
Σχήμα 3.18 Εξέλιξη της αντίδρασης P συναρτήσει της δ , για τις τρεις στάθμες επιβαλλόμενης μετακίνησης, για πέντε κύκλους φόρτισης, για το (a) συμβατικά σχεδιασμένο και (b) το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο για τις δύο αρχικές κατευθύνσεις φόρτισης



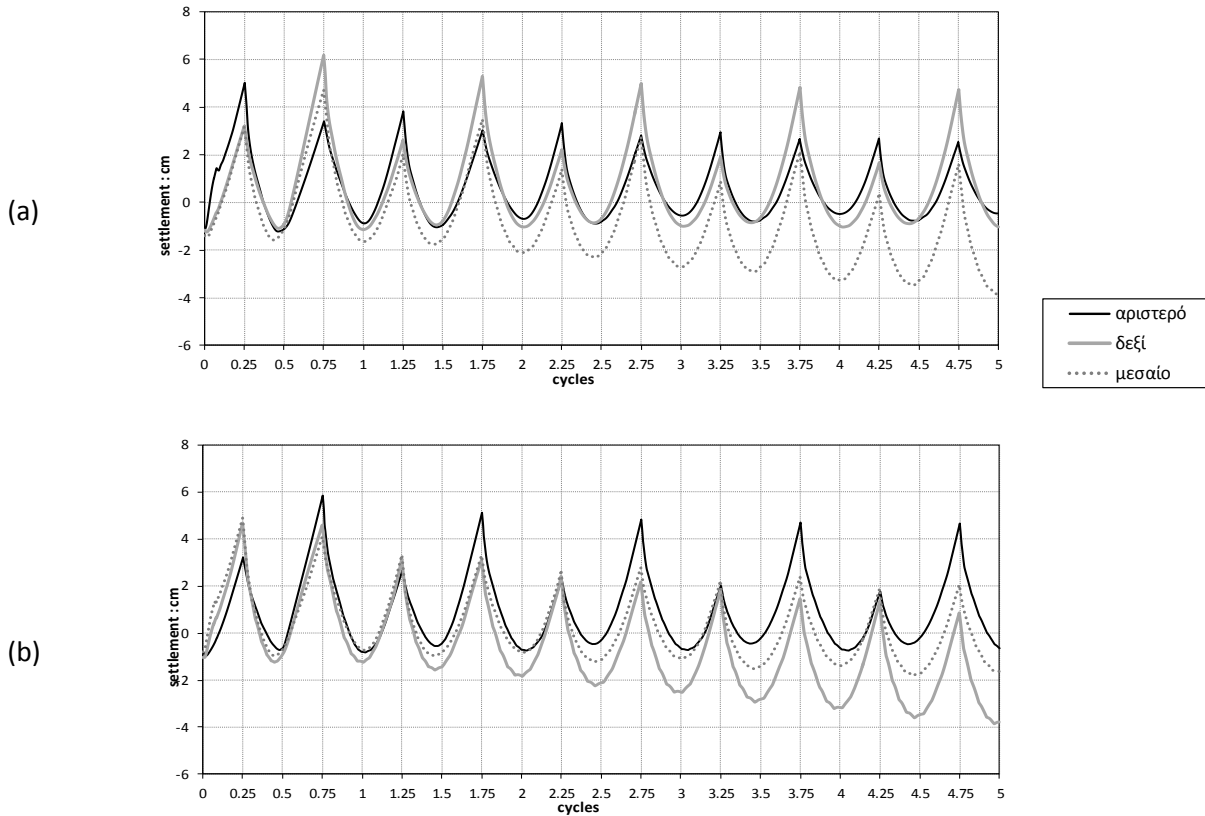
Σχήμα 3.19 Εξέλιξη των καθιζήσεων συναρτήσει του αριθμού των κύκλων για ανακυκλικό push-over, με μέγιστη επιβαλλόμενη μετακίνηση (i) $\delta = 0.10$ m, (ii) $\delta = 0.22$ m, (iii) $\delta = 0.70$ m, για το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο



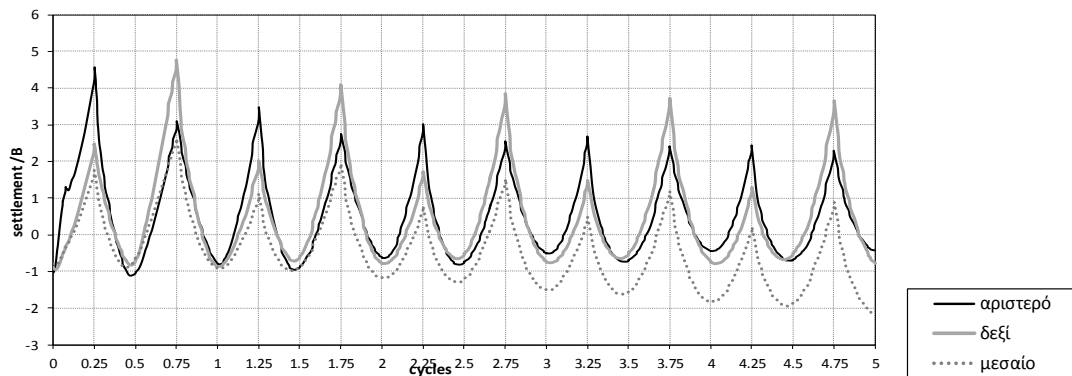
Σχήμα 3.20 Εξέλιξη των αξονικών δυνάμεων N στη βάση των τριών υποστυλωμάτων συναρτήσει της επιβαλλόμενης μετακίνησης για ανακυκλικό push-over με αρχική κατεύθυνση (a) προς τα δεξιά και (b) προς τα αριστερά, για πέντε κύκλους φόρτισης, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο



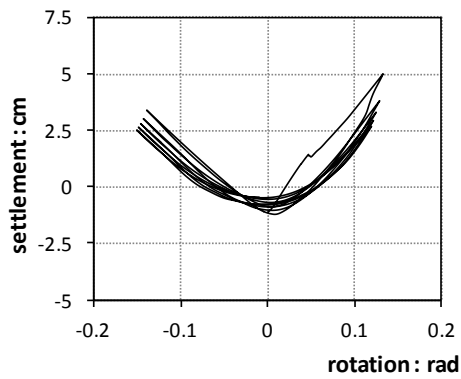
Σχήμα 3.21 Η εξέλιξη των στροφών των θεμελίων συναρτήσει του αριθμού των κύκλων για ανακυκλικό push-over με αρχική κατεύθυνση (a) προς τα δεξιά και (b) προς τα αριστερά, για πέντε κύκλους φόρτισης μέγιστης επιβαλλόμενης μετακίνησης $\delta = 1.10\text{m}$, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο



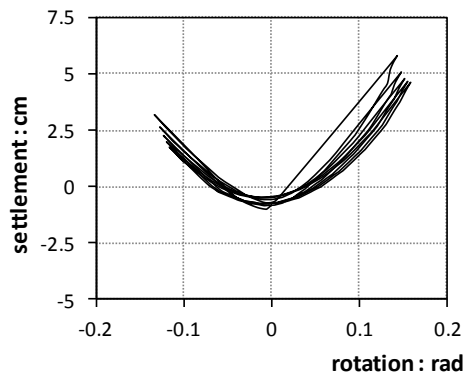
Σχήμα 3.22 Η εξέλιξη των καθιζήσεων των θεμελίων συναρτήσει του αριθμού των κύκλων για ανακυκλικό push-over με αρχική κατεύθυνση (a) προς τα δεξιά και (b) προς τα αριστερά, για πέντε κύκλους φόρτισης με μέγιστη επιβαλλόμενη μετακίνηση $\delta = 1.10\text{m}$, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο



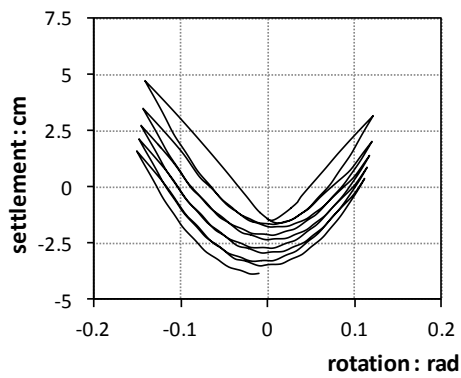
Σχήμα 3.23 Οι κανονικοποιημένες καθιζήσεις με βάση το πλάτος θεμελίου συναρτήσει του αριθμού των κύκλων για ανακυκλικό push-over με αρχική κατεύθυνση προς τα δεξιά, για πέντε κύκλους φόρτισης με μέγιστη επιβαλλόμενη μετακίνηση $\delta = 1.10\text{ m}$, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο



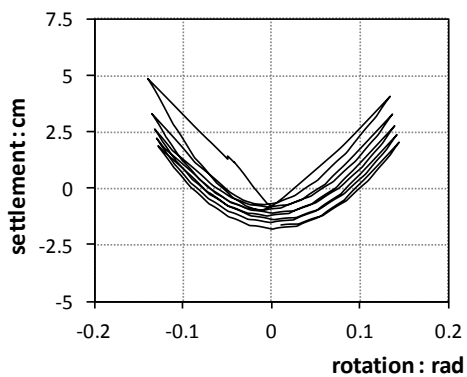
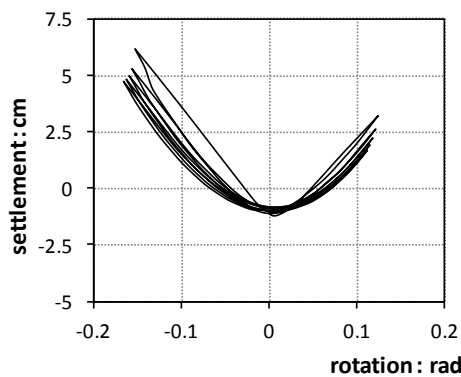
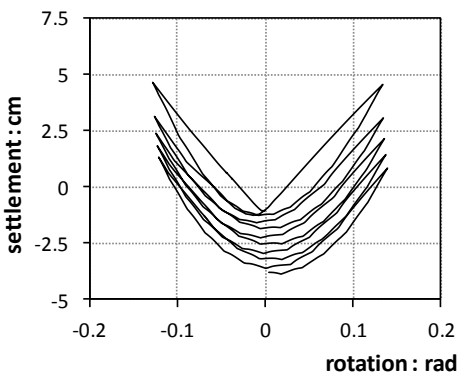
αριστερό θεμέλιο



μεσαίο θεμέλιο



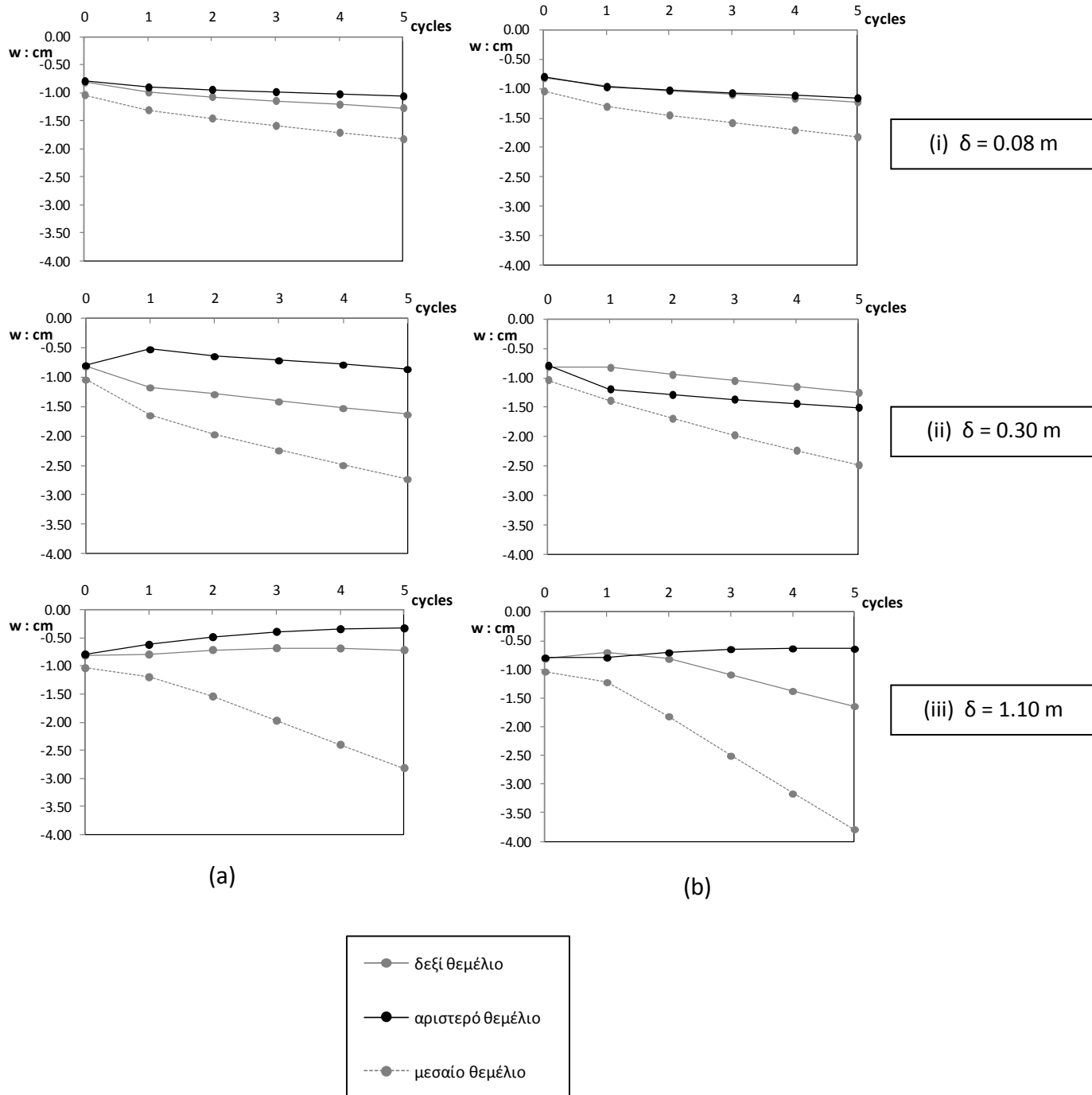
δεξί θεμέλιο



(a)

(b)

Σχήμα 3.24 Διαγράμματα καθιζήσεων – στροφών για τα τρία θεμέλια για ανακυκλικό push-over με αρχική κατεύθυνση (a) προς τα δεξιά και (b) προς τα αριστερά, για πέντε κύκλους φόρτισης, με μέγιστη επιβαλλόμενη μετακίνηση $\delta = 1.10$ m, για το αντισυμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο



Σχήμα 3.25 Η εξέλιξη των καθιζήσεων στα τρία θεμέλια συναρτήσει του αριθμού των κύκλων για ανακυκλικό push-over με αρχική κατεύθυνση (a) προς τα δεξιά και (b) προς τα αριστερά, για πέντε κύκλους φόρτισης, με μέγιστη επιβαλλόμενη μετακίνηση (i) $\delta = 0.08 \text{ m}$, (ii) $\delta = 0.30 \text{ m}$, (iii) $\delta = 1.10 \text{ m}$, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΕΠΙΒΟΛΗ ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΜΕΝΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ : ΠΑΛΜΟΙ ΗΜΙΤΟΝΟΥ, RICKER, TSANG

Στο παρόν κεφάλαιο μελετήθηκε η συμπεριφορά του πλαισίου κατά την επιβολή εξιδανικευμένων παλμικών διεγέρσεων, για να διερευνηθεί η επιρροή της ασυμμετρίας του πλαισίου στο μηχανισμό απόκρισης του συστήματος πλαίσιο-έδαφος. Για αυτό το λόγο εκτελέστηκε μια σειρά αναλύσεων στον κώδικα ABAQUS επιβάλλοντας μία σειρά παλμικών διεγέρσεων απλής και αντίστροφης πολικότητας, μεταβαλλόμενου πλάτους και για δύο χαρακτηριστικές συχνότητες (**Σχήμα 4.1**). Οι αναλύσεις έγιναν και για τα δύο εναλλακτικά πλαίσια για να διερευνηθεί το σύστημα πλαίσιο-έδαφος, αλλά και με πακτωμένη ανωδομή για να απομονωθεί η επιρροή της ασυμμετρίας του πλαισίου από την ολική συμπεριφορά του συστήματος πλαίσιο-θεμέλια-έδαφος.

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις δείχνεται στο **Σχήμα 3.1**. Όπως έχει προαναφερθεί, το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου έχει διαστάσεις 37 m ($\approx 15B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 12 m ($\approx 5B$) στην κατακόρυφη διεύθυνση, όπου $B \approx 2.5m$ το μέσο πλάτος πεδίου, ενώ του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου έχει διαστάσεις 31 m ($\approx 24B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 10 m ($\approx 8B$) στην κατακόρυφη διεύθυνση, όπου $B \approx 1.3m$ το μέσο πλάτος πεδίου. Το αριθμητικό προσομοίωμα των αναλύσεων με πακτωμένη ανωδομή υλοποιήθηκε χρησιμοποιώντας το προσομοίωμα του συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου και δεσμεύοντας τη σχετική μετακίνηση και στροφή μεταξύ θεμελίων και εδάφους, ώστε να διατηρηθεί η επιρροή του εδάφους, μέσω της εδαφικής ενίσχυσης, στη διέγερση που επιβάλλεται στη βάση του προσομοιώματος. Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαμορφώθηκε έτσι ώστε κάτω από το θεμέλιο να υπάρχουν 12 πεπερασμένα στοιχεία και να γίνεται πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το θεμέλιο (**Σχήμα 1.6**). Η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης επιβάλλεται στη βάση του προσομοιώματος, ενώ στα πλευρικά του όρια έχουμε επιβάλλει συνθήκες ελευθέρου πεδίου.

4.1 ΠΑΚΤΩΜΕΝΗ ΑΝΩΔΟΜΗ

Εξετάστηκαν διεγέρσεις τύπου Tsang, μέγιστου πλάτους 0.2 g, 0.4 g, 0.6 g, 0.8 g και 1.0 g, περιόδου 0.5 sec, απλής και αντίστροφης πολικότητας. Ο παλμός αυτός επιλέχθηκε γιατί είναι συμμετρικός, με πολλούς κύκλους προοδευτικώς αυξανόμενου πλάτους. Έτσι, απαλοίφουμε τις ασυμμετρίες που εισάγει μια τυχούσα διέγερση και επικεντρωνόμαστε στην επιρροή της ασυμμετρίας του κτιρίου στην απόκρισή του υπό ισχυρές και μεγάλης διάρκειας διεγέρσεις.

Ενδιαφέρον σε αυτές τις αναλύσεις έχει μόνο η παράμετρος του drift του ισογείου και του ορόφου, δηλαδή η σχετική μετακίνηση μεταξύ των ακραίων αριστερά κόμβων στη στάθμη της θεμελίωσης και στη στάθμη της οροφής ισογείου (drift ισογείου), και στη στάθμη της οροφής ισογείου και στάθμη της οροφής πρώτου ορόφου (drift ορόφου). Επειδή οι τιμές των drift ισογείου είναι σχεδόν μηδενικές, σε αντίθεση με τα αποτελέσματα των σεισμικών διεγέρσεων που θα παρουσιαστούν σε επόμενο κεφάλαιο, στο **Σχήμα 4.2** συνοψίζονται τα drift ορόφου συναρτήσει του πλάτους της παλμικής διέγερσης.

Παρατηρούμε ότι για σχετικά μικρά πλάτη του παλμού (0.2 g, 0.4 g, 0.6 g) η απόκριση του πλαισίου είναι ανεξάρτητη της πολικότητας και το πλαίσιο έχει παραμένον drift προς τα αριστερά (οι δύο καμπύλες σχεδόν ταυτίζονται). Αντίθετα, για μεγάλα πλάτη του παλμού (0.8 g και 1.0 g) η πολικότητα της διέγερσης επηρεάζει ουσιαστικά το τελικό αποτέλεσμα. Για πλάτος 0.8 g απλής πολικότητας το παραμένον drift εξακολουθεί να είναι αρνητικό (προς τα αριστερά), ενώ για διέγερση αντίστροφης πολικότητας είναι θετικό (προς τα δεξιά). Επιπλέον, για πλάτος 1.0 g απλής πολικότητας το πλαίσιο καταρρέει προς τα αριστερά, ενώ για διέγερση αντίστροφης πολικότητας το πλαίσιο “επιβιώνει” με μεγάλο παραμένον drift προς τα δεξιά.

Επομένως, συμπεραίνουμε ότι το πακτωμένο πλαίσιο, ουσιαστικά δηλαδή η απομονωμένη ανωδομή, έχει την τάση για απομένον drift προς τα αριστερά για διεγέρσεις μικρού έως μεσαίου μεγέθους, ενώ για μεγαλύτερης εντάσεως διεγέρσεις η συμπεριφορά του είναι ακαθόριστη, χωρίς μια συγκεκριμένη τάση.

4.2 ΣΥΜΒΑΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ

Επεκτείνοντας τη μελέτη του πακτωμένου πλαισίου, διεξάγουμε τις παραπάνω αναλύσεις Tsang, μέγιστου πλάτους 0.2 g, 0.4 g, 0.6 g, 0.8 g και 1.0 g, περιόδου 0.5 sec, απλής και αντίστροφης πολικότητας στο συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο, ώστε να ληφθεί υπόψιν σε αυτή τη φάση και η επιρροή των υπερσχεδιασμένων θεμελίων.

Στο **Σχήμα 4.3** παρουσιάζονται τα απομένοντα drift ισογείου συναρτήσεως του πλάτους του παλμού. Παρατηρούμε αρχικά ότι η πολικότητα της διέγερσης δεν επηρεάζει την ολική συμπεριφορά του πλαισίου, αφού οι καμπύλες σχεδόν ταυτίζονται. Φαίνεται λοιπόν ότι το συμβατικό πλαίσιο έχει μια τάση συμπεριφοράς ανεξάρτητη της πολικότητας της διέγερσης, σε αντίθεση με την απόκριση του πακτωμένου πλαισίου το οποίο είχε μια τάση για αρνητικά drift για μικρά πλάτη του παλμού αλλά η συμπεριφορά του ήταν συγκεχυμένη για μεγαλύτερα πλάτη του παλμού, πάντα σε σχέση με την πολικότητα της διέγερσης. Όσον αφορά τώρα την τάση συμπεριφοράς του συμβατικού πλαισίου πιο συγκεκριμένα, για μικρά πλάτη του παλμού (0.2 g, 0.4 g, 0.6 g) το πλαίσιο έχει παραμένον αρνητικό drift, ακολουθώντας την ίδια τάση με αυτή της πακτωμένης ανωδομής, ενώ για μεγάλα πλάτη (0.8 g, 1.0 g) το πλαίσιο έχει παραμένον θετικό drift.

Στο **Σχήμα 4.4** παρουσιάζονται οι απομένουσες στροφές θ_{res} των τριών θεμελίων συναρτήσεως του πλάτους του παλμού. Όπως και προηγουμένως, η πολικότητα της διέγερσης δεν επηρεάζει την ολική συμπεριφορά των θεμελίων, αφού οι καμπύλες σχεδόν ταυτίζονται. Επιπλέον, κάθε θεμέλιο φαίνεται να έχει μια δική του ξεχωριστή τάση για απομένουσα στροφή, με το αριστερό θεμέλιο να έχει για όλα τα πλάτη του παλμού απομένουσα θετική στροφή (προς τα δεξιά) και το μεσαίο μαζί με το δεξί θεμέλιο να έχουν απομένουσα αρνητική στροφή (προς τα αριστερά). Να σημειωθεί ότι η τάξη μεγέθους της απομένουσας στροφής των υπερδιαστασιολογημένων θεμελίων είναι σαφώς πολύ μικρότερη σε σχέση αυτή των υποδιαστασιολογημένων θεμελίων, που θα παρουσιαστεί στην επόμενη υπο-παράγραφο.

Στο **Σχήμα 4.5** παρουσιάζονται οι τελικές καθιζήσεις των τριών θεμελίων συναρτήσεως του πλάτους του παλμού. Παρατηρούμε διαφορική καθίζηση με μέγιστη τιμή τα 5 cm για πλάτος παλμού 1.0 g. Επίσης, γενικά εντοπίζουμε αυξημένες τιμές καθιζήσεων ακόμα και για αυτά τα υπερδιαστασιολογημένα θεμέλια αλλά αυτό οφείλεται στο μεγάλο πλάτος και τη διάρκεια της διέγερσης.

4.3 ANTI-ΣΥΜΒΑΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ

Προκειμένου να κατανοήσουμε την επιρροή της ασυμμετρίας της ανωδομής στη συμπεριφορά του συστήματος ανωδομή–υποδιαστασιολογημένα θεμέλια–έδαφος, διεξάγουμε περισσότερες αναλύσεις με διέγερση εξιδανικευμένων παλμών από ότι για το πακτωμένο και το συμβατικό πλαίσιο. Αυτό έγινε γιατί αφενός τα υποδιαστασιολογημένα θεμέλια εισάγουν περισσότερες ασυμμετρίες στο ολικό σύστημα, αφού έχουν μικρότερο μέγεθος και άρα απέχουν περισσότερο από την έννοια της πάκτωσης σε σχέση με τα υπερδιαστασιολογημένα θεμέλια, και αφετέρου γιατί το σεισμικά μονωμένο μέσω λικνισμού πλαίσιο αποτελεί προτεινόμενη εναλλακτική λύση στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, οπότε οφείλουμε να διερευνήσουμε εις βάθος τυχόν αδυναμίες του. Έτσι, εκτός από εξιδανικευμένους παλμούς Tsang, εξετάστηκαν παλμοί ημιτόνου ενός κύκλου και Ricker, απλής και αντίστροφης πολικότητας, οι οποίοι εισάγουν πρόσθετες ασυμμετρίες στο πρόβλημα και προσομοιάζουν μικρής διάρκειας αλλά ισχυρές διεγέρσεις που μπορούν να εντοπιστούν προσεγγιστικά σε επιταχυνσιογραφήματα σεισμών με χαρακτηριστικά κατευθυντικότητας, κάτι ιδιαίτερος καταστροφικό για κατασκευές θεμελιωμένες στο εγγύς πεδίο ενός σεισμογόνου ρήγματος.

4.3.1 ΠΑΛΜΟΙ ΗΜΙΤΟΝΟΥ

Για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο, εξετάστηκαν ημιτονικές διεγέρσεις ενός κύκλου, πλάτους 0.2 g, 0.4 g, 0.6 g, 0.8 g και 1.0 g, περιόδου 0.5 sec και 1.0 sec, απλής και αντίστροφης πολικότητας. Οι περίοδοι επιλέχθηκαν κοντά στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου, η πρώτη $T_1 = 0.5$ sec και η δεύτερη είναι μεγαλύτερη αφενός μεν για να εκφράζει την αύξηση της ιδιοπεριόδου του κτιρίου με την πάροδο των πλαστικοποιήσεων και αφετέρου δε για να δίνει μεγαλύτερης διάρκειας, δυσμενέστερες διεγέρσεις. Εξάλλου, όπως δείχνεται και στο **Σχήμα 3.16**, η ιδιοπερίοδος του πλαισίου φτάνει το 1.0 sec για σχετικά μικρή επιβαλλόμενη μετακίνηση στον πρώτο όροφο $\delta \approx 0.17$ m.

Στο **Σχήμα 4.6 (a,b,c)** παρουσιάζονται οι απομένουσες στροφές θ_{res} των τριών θεμελιών συναρτήσει του πλάτους του ημιτονικού παλμού. Είναι εμφανές ότι οι παλμοί κοινής περιόδου αλλά αντίστροφης πολικότητας παράγουν περίπου συμμετρικές ως προς τον οριζόντιο άξονα καμπύλες με τη διαφορά ότι οι θετικές απομένουσες στροφές είναι κατ' απόλυτο τιμή μεγαλύτερες από τις αρνητικές. Αυτό υποδηλώνει την τάση του πλαισίου να στρίβει περισσότερο προς τα δεξιά. Ενδεικτικά αναφέρουμε ότι, για το ημίτονο πλάτους 1.0 g και ιδιοπεριόδου 1 sec, η απομένουσα στροφή του μεσαίου πεδίου ισούται με $\theta_{res} \approx +0.043$ rad για το ημίτονο αντίστροφης

πολικότητας και $\theta_{res} \approx -0.030$ rad για το ημίτονο απλής πολικότητας. Επιπλέον, παρατηρούμε ότι και τα τρία πέδιλα στρίβουν με τον ίδιο τρόπο καθ'όλη τη διάρκεια της διέγερσης, δηλαδή έχουν πάντα κοινό πρόσημο στροφής, καθώς και ότι οι στροφές είναι γενικά μεγαλύτερες στην περίπτωση ημιτόνου περιόδου 1.0 sec αντί 0.5 sec. Το τελευταίο συμβαίνει γιατί αφενός η αρχική ιδιοπερίοδος 0.5 sec του πλαισίου αυξάνεται γρήγορα με τις πλαστικοποιήσεις οπότε προσεγγίζει τα 1 sec και έτσι το αποτέλεσμα της διέγερσης ενισχύεται, και αφετέρου παλμός μεγαλύτερης διάρκειας είναι δυσμενέστερος για το πλαίσιο. Τέλος, αναφορικά με τη μορφή των καμπυλών, για το μεν ημίτονο περιόδου 0.5 sec έχουμε γνήσια αύξηση της θ_{res} με την αύξηση του πλάτους της διέγερσης, ενώ για το δε ημίτονο περιόδου 1 sec έχουμε αυξομειώσεις της θ_{res} με αποτέλεσμα αυτή να μη διατηρεί σταθερό πρόσημο. Για παράδειγμα, για το μεσαίο πέδιλο και το ημίτονο περιόδου 1 sec αντίστροφης πολικότητας έχουμε $\theta_{res} \approx -0.0036$ rad για 0.4 g πλάτος, ενώ $\theta_{res} \approx +0.011$ rad για τα 0.8 g. Το παράδοξο του αρνητικού προσήμου της στροφής για πλάτος 0.4 g, τη στιγμή που θα αναμέναμε τα θεμέλιο να στρίψει κυρίως λόγω του πρώτου παλμού άρα προς τα δεξιά ($\theta_{res} > 0$), οφείλεται στο γεγονός ότι το πλάτος του παλμού είναι σχετικά μικρό οπότε το δεύτερο μισό του παλμού μπορεί να υπερνικήσει το πρώτο και να προκαλέσει $\theta_{res} < 0$. Αυτό δε συμβαίνει για την πιο υψίσυχη διέγερση ημιτόνου περιόδου 0.5 sec για μικρά πλάτη γιατί πάντα η στροφή των θεμελίων καθορίζεται από το πρώτο μισό του παλμού αφού το δεύτερο μισό είναι τόσο σύντομο–υψίσυχο που τελικά δεν επηρεάζει την απομένουσα στροφή.

Στο **Σχήμα 4.6 (d)** παρουσιάζονται τα απομένοντα drift του πρώτου ορόφου συναρτήσει του πλάτους του ημιτονικού παλμού. Φαίνεται λοιπόν και εδώ ότι η διέγερση ημιτόνου με περίοδο 1.0 sec είναι δυσμενέστερη από αυτή με περίοδο 0.5 sec. Η μορφή των καμπυλών είναι παρόμοια με αυτή της απομένουσας στροφής συναρτήσει του πλάτους, όπου και πάλι βλέπουμε ότι τα θετικά drift είναι μεγαλύτερα από τα αρνητικά, άρα το πλαίσιο στρίβει περισσότερο προς τα δεξιά. Ενδεικτικά αναφέρουμε ότι, για το ημίτονο πλάτους 1.0 g και ιδιοπεριόδου 1 sec, το παραμένον drift ισούται με +18 cm για το ημίτονο αντίστροφης πολικότητας και -12 cm για το ημίτονο απλής πολικότητας. Οι χρονοϊστορίες των drift για τις δύο παραπάνω διεγέρσεις δίδονται στο **Σχήμα 4.7**, όπου παρουσιάζεται το συνολικό drift καθώς και οι δύο συνιστώσες του, το καμπτικό και το στροφικό. Να σημειωθεί ότι το ολικό drift ισογείου ορίζεται ως η σχετική μετατόπιση των ακραίων αριστερά κόμβων του ισογείου και της βάσης του αριστερού υποστυλώματος, το *στροφικό* ως το γινόμενο της στροφής του αριστερού πεδύλου επί το ύψος του ισογείου και το *καμπτικό* ως η διαφορά των δύο παραπάνω. Καθοριστική αναδεικνύεται η στροφική συνιστώσα, ενώ η καμπτική είναι σχεδόν μηδενική. Όπως δείχνεται και στο **Σχήμα 4.8**, όσον αφορά το ημίτονο απλής πολικότητας, η μετακίνηση λόγω στροφής του αριστερού πεδύλου (στροφικό

drift) είναι μεγαλύτερη από τη μετακίνηση του πλαισίου (ολικό drift ισογείου), γιατί η κάμψη του στύλου (καμπτικό drift) μειώνει το ολικό drift, ενώ για το ημίτονο αντίστροφης πολικότητας, η μετακίνηση λόγω κάμψης του στύλου είναι ομόσημη με αυτή λόγω στροφής άρα αυξάνει το το ολικό drift.

4.3.2 ΠΑΛΜΟΙ RICKER

Για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο, εξετάστηκαν διεγέρσεις τύπου Ricker, μέγιστου πλάτους 0.2 g, 0.4 g, 0.6 g, 0.8 g και 1.0 g, συχνότητας 2 Hz και 1 Hz (αντιστοίχως με τις περιόδους 0.5 sec και 1.0 sec του ημιτόνου), απλής και αντίστροφης πολικότητας. Ο παλμός Ricker είναι μεν εξιδανικευμένος, αλλά πιο ρεαλιστικός από το ημίτονο γιατί προσφέρει μία πιο ομαλή μετάβαση στον ισχυρό παλμό.

Στο **Σχήμα 4.9 (a,b,c)** παρουσιάζονται οι απομένουσες στροφές θ_{res} των τριών θεμελίων συναρτήσει του πλάτους του παλμού. Όπως και στην περίπτωση του ημιτόνου, οι στροφές είναι γενικά μεγαλύτερες στην περίπτωση Ricker συχνότητας 1 Hz αντί 2 Hz. Γενικά, οι παλμοί κοινής περιόδου αλλά αντίστροφης πολικότητας παράγουν περίπου συμμετρικές ως προς τον οριζόντιο άξονα καμπύλες (λιγότερο συμμετρικές από ότι της ημιτονικής διέγερσης), αλλά οι θετικές απομένουσες στροφές είναι κατ' απόλυτο τιμή πολύ μεγαλύτερες από τις αρνητικές. Επομένως, επιβεβαιώνεται και από τους παλμούς Ricker η τάση του πλαισίου για μεγαλύτερη στροφή προς τα δεξιά. Εξαιρεση στην προηγούμενη παρατήρηση αποτελεί το αριστερό πέδιλο για διέγερση συχνότητας 1 Hz, απλής πολικότητας και πλάτους 0.8 g και δευτερευόντως 1.0 g. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρούμε ότι ο ισχυρός παλμός που φορτίζει το πλαίσιο προς τα δεξιά, προκαλεί μηδενισμό της αξονικής δύναμης του αριστερού υποστυλώματος και αποκόλληση του θεμελίου, το οποίο κατόπιν δεν "προσγειώνεται" στην ίδια θέση, αφού δεν υπάρχουν συνδετήριες δοκοί. Έτσι, το θεμέλιο καταλήγει να εδράζεται σε άλλο σημείο του εδάφους που δεν έχει τόση μεγάλη παραμόρφωση με αποτέλεσμα τη μικρότερη στροφή του, για το μεν πλάτος 1.0 g, ή ακόμα την αλλαγή του προσήμου της θ_{res} σε αρνητική, για το δε πλάτος 0.8 g. Αντίθετα, για ίδια διέγερση αντίστροφης πολικότητας, ο ισχυρός παλμός φορτίζει το πλαίσιο προς τα αριστερά, όπου τα παραπάνω προβλήματα μηδενισμού της αξονικής και αποκόλλησης του θεμελίου δεν εντοπίζονται για το δεξί θεμέλιο, παρ' όλο του έντονου ανασηκώματός του λόγω μείωσης της αξονικής του.

Στο **Σχήμα 4.9 (d)** παρουσιάζονται τα απομένοντα drift του πρώτου ορόφου συναρτήσει του πλάτους του παλμού. Η μορφή των καμπυλών είναι παρόμοια με αυτή της απομένουσας στροφής συναρτήσει του πλάτους του αριστερού πεδίου, όπου και πάλι βλέπουμε ότι τα θετικά drift είναι μεγαλύτερα από τα αρνητικά, άρα το πλαίσιο

στρίβει περισσότερο προς τα δεξιά. Επιπλέον, πάλι εξαίρεση αποτελούν οι αναλύσεις με παλμό συχνότητας 1 Hz, απλής πολικότητας και πλάτους 0.8 g και δευτερευόντως 1.0 g, όπου ο προαναφερθέντας μηχανισμός μειώνει σημαντικά το drift, εφόσον αυτό υπολογίζεται για το αριστερό υποστύλωμα.

Είναι εμφανές ότι η παραπάνω συμπεριφορά της αποκόλλησης του αριστερού θεμελίου και της μετέπειτα αναπόφευκτης μετατόπισής του σε άλλη θέση αποτελεί πρόβλημα στη συνολική απόκριση του πλαισίου γιατί εισάγει παρασιτικές εντάσεις στα μέλη της ανωδομής. Προκειμένου να ξεπεραστεί το παραπάνω πρόβλημα, εκτελέστηκαν επιπρόσθετες αναλύσεις στα Κεφάλαια 5 και 6 προσομοιώνοντας ένα διαφορετικό σύστημα θεμελίωσης που περιλαμβάνει συνδετήρια δοκούς μεταξύ των πεδίων ώστε να δεσμεύεται η διαμήκης διαφορική μετακίνησή τους.

4.3.3 ΠΑΛΜΟΙ TSANG

Προκειμένου να εμβαθύνουμε στην απόκριση του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου και να επιβεβαιώσουμε τα αποτελέσματα που εξήχθησαν από τους παλμούς ημιτόνου και Ricker ως προς την τάση του πλαισίου για μεγαλύτερη στροφή προς τα δεξιά, εξετάστηκαν διεγέρσεις τύπου Tsang, μέγιστου πλάτους 0.2 g, 0.4 g, 0.6 g, 0.8 g και 1.0 g, περιόδου 0.5 sec, απλής και αντίστροφης πολικότητας. Ο παλμός αυτός επιλέχθηκε γιατί είναι συμμετρικός, με πολλούς κύκλους και εξαλείφει την αρχική μη ρεαλιστική “ασυμμετρία” του ημιτόνου, με μία σειρά από κύκλους προσοδευτικώς αυξανόμενου πλάτους. Έτσι, απαλοψίφουμε τις ασυμμετρίες που εισάγει η διέγερση και επικεντρωνόμαστε στην επιρροή της ασυμμετρίας του κτιρίου στην απόκρισή του υπό ισχυρές και μεγάλης διάρκειας διεγέρσεις.

Εξετάζοντας τα αποτελέσματα των παραπάνω αναλύσεων παρατηρούμε, κατ’ αρχήν, ότι η πολικότητα του παλμού δεν επηρεάζει καθόλου την απόκριση του πλαισίου γιατί η τάση του πλαισίου για απομένουσα στροφή προς τα δεξιά κυριαρχεί της επιρροής του παλμού μέσω της αλλαγής της φοράς του, όπως ισχύει και για το συμβατικό πλαίσιο. Επιπλέον, διακρίνουμε παρόμοια συμπεριφορά με τις αναλύσεις για διέγερση παλμού Ricker, όπου για μεγαλύτερα πλάτη του παλμού το αριστερό θεμέλιο αποκολλάται και “προσγειώνεται” σε διαφορετική θέση από την αρχική του, που απέχει μεγαλύτερη απόσταση από το μεσαίο θεμέλιο. Αυτή η αποκόλληση καθορίζει την τελική κατάσταση του πλαισίου, προσδίδοντάς του μια τάση απομένουσας στροφής και σχετικής μετακίνησης (drift) προς τα δεξιά. Ακόμα, όμως, και για μικρότερα πλάτη του παλμού όπου δεν υπάρχει αποκόλληση, αυτή η τάση διατηρείται με μικρότερες απομένουσες στροφές και σχετικές μετακινήσεις (drift) προς τα δεξιά.

Στο **Σχήμα 4.10 (a,b,c)** παρουσιάζονται οι απομένουσες στροφές θ_{res} των τριών θεμελίων συναρτήσει του πλάτους του παλμού. Για τις δύο πολικότητες τα διαγράμματα σχεδόν ταυτίζονται αποδεικνύοντας ότι η τάση του πλαισίου δεν επηρεάζεται από τη φορά της διέγερσης. Επίσης, για πλάτη 0.8 g και 1.0 g, τα θεμέλια παρουσιάζουν κατακόρυφη αύξηση της απομένουσας στροφής τους λόγω του προαναφερθέντος μηχανισμού αποκόλλησης του αριστερού πεδίου.

Στο **Σχήμα 4.10 (d)** παρουσιάζονται τα απομένοντα drift ισογείου συναρτήσει του πλάτους του παλμού. Η μορφή των καμπυλών είναι παρόμοια με αυτή της απομένουσας στροφής των θεμελίων, δηλαδή τα drift είναι πάντα θετικά ανεξαρτήτως πολικότητας του παλμού και αυξάνονται υπέρμετρα για πλάτη 0.8 g και 1.0 g. Αυτό συμβαίνει γιατί η πλευρική μετάθεση του αριστερού πεδίου προς τα αριστερά (**Σχήμα 4.11**) καθιστά αδύνατη την ισόποση στροφή του πλαισίου προς τα αριστερά κατά τη διάρκεια της λικνιστικής απόκρισής του. Έτσι, το πλαίσιο συσσωρεύει θετικές στροφές και drift.

Ως προς την εικόνα των καθιζήσεων των τριών θεμελίων συναρτήσει του πλάτους του παλμού (**Σχήμα 4.12**), από τη μία παρατηρούμε πολύ μεγάλα απόλυτα μεγέθη καθιζήσεων, ειδικά για το μεσαίο θεμέλιο (19 cm για πλάτος παλμού 1.0 g), που είναι απαγορευτικά στα πλαίσια της λειτουργικότητας και από την άλλη διακρίνουμε μεγάλη διαφορική καθίζηση μεταξύ των θεμελίων (18 cm μεταξύ μεσαίου και αριστερού θεμελίου και 11 cm μεταξύ μεσαίου και δεξιού θεμελίου για πλάτος παλμού 1.0 g), που προκαλεί μεγάλη παρασιτική ένταση στο κτίριο. Είναι αξιοσημείωτο ότι οι διατομές στη βάση των τριών υποστυλωμάτων εισέρχονται λίγο στην πλαστική περιοχή ενώ θα αναμέναμε τελείως ελαστική συμπεριφορά σύμφωνα με το σχεδιασμό που καθοδηγεί την πλαστική άρθρωση στο έδαφος, γεγονός που αποτελεί απεικόνιση αυτής της παρασιτικής έντασης (**Σχήμα 4.13**). Τέλος, στο μεσαίο και το δεξί θεμέλιο η αύξηση της καθίζησης είναι ανάλογη της αύξησης του πλάτους της διέγερσης, ενώ στο αριστερό θεμέλιο, ο ρυθμός αύξησης της καθίζησης με την αύξηση του πλάτους του παλμού μειώνεται, με αποκορύφωση τη μείωση της καθίζησης για πλάτος παλμού 1.0 g λόγω της “προσγείωσης” του θεμελίου σε μη πλαστικοποιημένο έδαφος.

Ερμηνεύοντας εις βάθος την απόκριση του πλαισίου για μικρότερα και μεγαλύτερα πλάτη παλμού Tsang, παραθέτουμε χαρακτηριστικά διαγράμματα για πλάτη 0.4 g και 1.0 g. Για πλάτος παλμού 0.4 g, τα drift ισογείου και ορόφου βρίσκονται εντός των επιτρεπτών ορίων με μέγιστες τιμές τα 6.1 cm και 2.3 cm αντιστοίχως, το οποίο μεταφράζεται σε μέγιστο ποσοστιαίο drift (drift ratio) $\delta/h \approx 1.50\%$ και 0.80% , όπου h το ύψος του ισογείου και του ορόφου αντιστοίχως, και απομένοντα drift ισογείου και ορόφου 0.8 cm και 0.5 cm αντιστοίχως. Αντίθετα, για πλάτος παλμού 1.0 g, τα drift

ισογείου και ορόφου βρίσκονται εμφανώς εκτός των επιτρεπτών ορίων με μέγιστες τιμές τα 48.9 cm και 27.0 cm αντιστοίχως, το οποίο μεταφράζεται σε μέγιστο ποσοστιαίο drift (drift ratio) $\delta/h \approx 12.20\%$ και 9.00% αντιστοίχως, και απομένοντα drift ισογείου και ορόφου ίδια με τα μέγιστα (**Σχήμα 4.14**).

Αναφορικά με τα διαγράμματα ροπής – στροφής των θεμελίων, για 0.4 g και τα τρία θεμέλια παραμένουν ελαστικά, ενώ για 1.0 g το μεσαίο και το δεξί θεμέλιο αποκρίνονται σχεδόν ελαστικά και το αριστερό συσσωρεύει θετική στροφή σε κάθε κύκλο φόρτισης, αποκρινόμενο πλαστικά (**Σχήμα 4.15**).

Αναφορικά με τα διαγράμματα καθίζησης – στροφής των θεμελίων, για 0.4 g το αριστερό και το μεσαίο πέδιλο έχουν απομένουσα θετική στροφή και το δεξί αρνητική, ενώ για 1.0 g και τα τρία θεμέλια έχουν απομένουσα θετική στροφή (**Σχήμα 4.16**). Στο **Σχήμα 4.17** παρουσιάζεται επίσης η εξέλιξη των καθιζήσεων με το χρόνο για τα τρία θεμέλια. Για 0.4 g, το αριστερό και το δεξί θεμέλιο έχουν κοινή εξέλιξη καθιζήσεων ενώ το μεσαίο παρουσιάζει σταθερά μεγαλύτερη καθίζηση και στο τέλος της διέγερσης να αναπτύσσεται διαφορετική καθίζηση της τάξης των 2 cm. Αντίθετα, για 1.0 g, το δεξί και το αριστερό θεμέλιο αρχικά καθιζάνουν ομοιόμορφα και κατόπιν, όσο το αριστερό θεμέλιο αποκολλάται και απομακρύνεται σταδιακά σε κάθε κύκλο προς τα αριστερά, τόσο αναπτύσσεται διαφορετική καθίζηση μεταξύ τους. Επιπλέον, το μεσαίο θεμέλιο αναπτύσσει ως συνήθως τη μέγιστη καθίζηση, προκαλώντας διαφορετική καθίζηση της τάξης των 11 cm με το δεξί και 17.5 cm με το αριστερό.

4.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

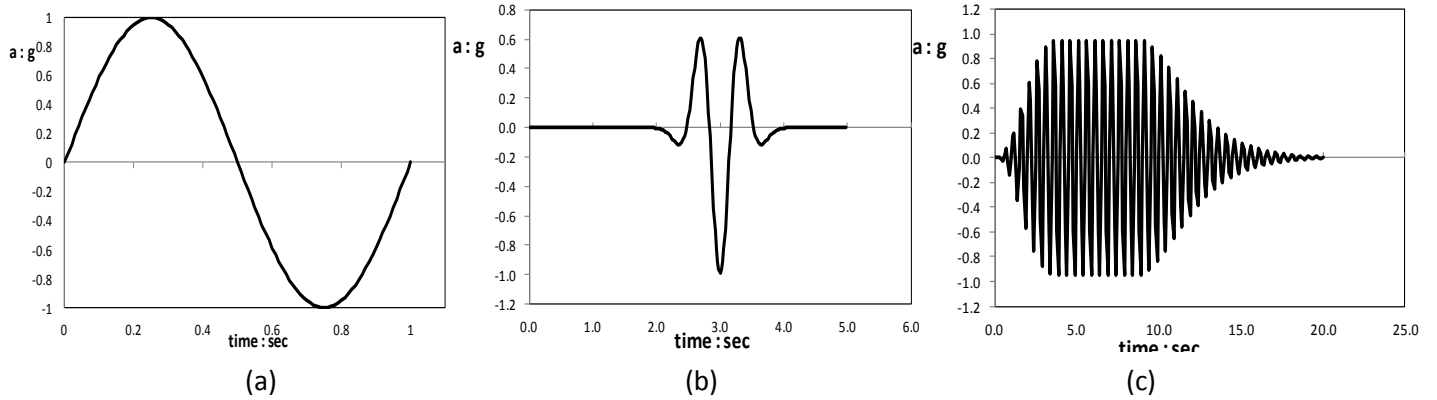
Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι :

- Το πακτωμένο στη βάση του πλαίσιο έχει την τάση να συσσωρεύει διαφορικές μετακινήσεις (drift) προς τα αριστερά για μικρότερης έντασης διεγέρσεις, αλλά ακαθόριστη συμπεριφορά, δηλαδή εξαρτώμενη της πολικότητας του παλμού, σε διεγέρσεις πολύ μεγάλης έντασης.
- Το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο έχει την τάση να συσσωρεύει στροφές και διαφορικές μετακινήσεις (drift) προς τα αριστερά για μικρότερης έντασης διεγέρσεις, ενώ προς τα δεξιά για διεγέρσεις πολύ μεγάλης έντασης.
- Το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο έχει την τάση να συσσωρεύει στροφές και διαφορικές μετακινήσεις (drift) προς τα δεξιά ανεξαρτήτως της έντασης και της πολικότητας της διέγερσης, κυρίως λόγω του προβλήματος αποκόλλησης του αριστερού θεμελίου.

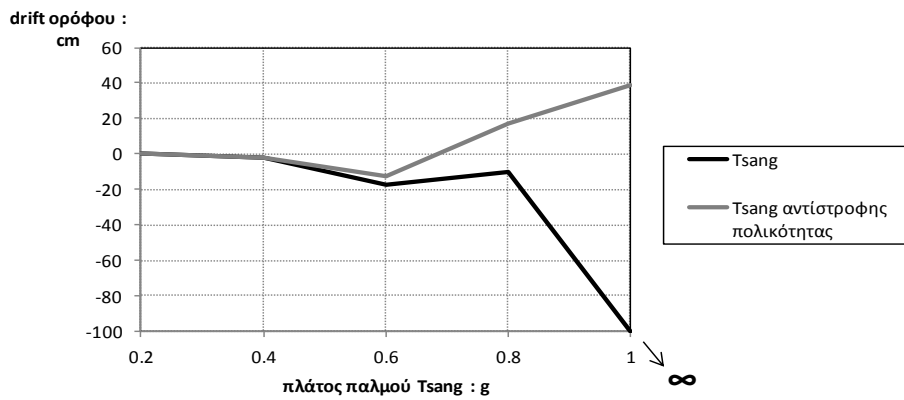
Για το αντι-συμβατικό πλαίσιο, η ύπαρξη αυτής της τάσης ήταν αναμενόμενη δεδομένης της ασυμμετρίας της ανωδομής και της θεμελίωσης, οδηγεί όμως σε μη αποδεκτές τιμές καθίζησης, στροφής των θεμελίων και διαφορικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων για ισχυρές διεγέρσεις. Επομένως, ο σχεδιασμός του αντι-συμβατικού πλαισίου έχει περιθώρια βελτίωσης που θα εξεταστούν στο επόμενο κεφάλαιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

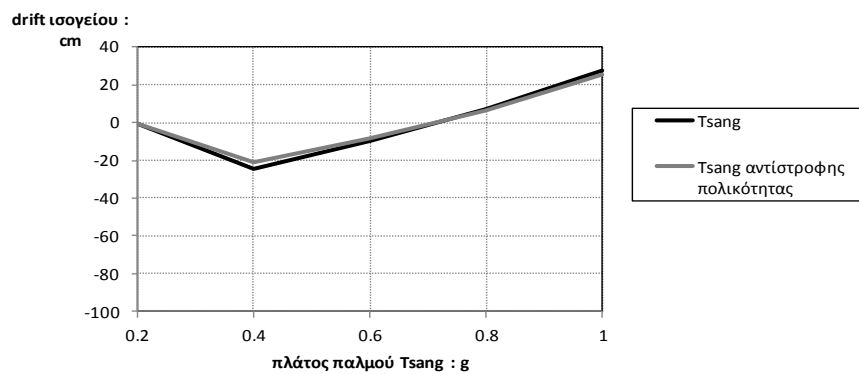
ΣΧΗΜΑΤΑ



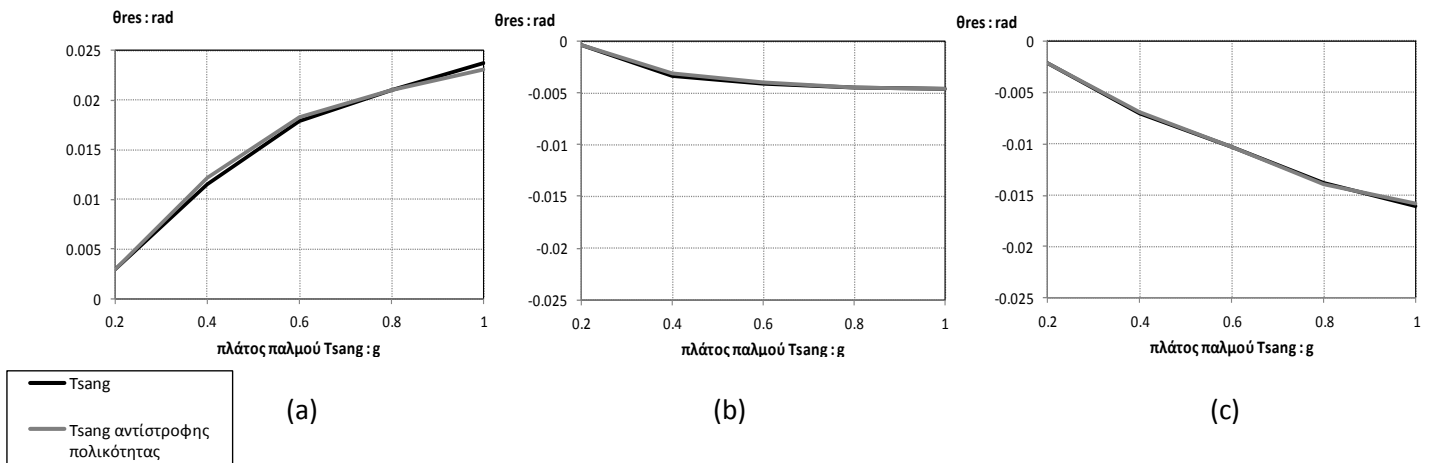
Σχήμα 4.1 Εξεταζόμενοι παλμοί (α) ημιτόνου απλής πολικότητας με περίοδο 1 sec και πλάτος 1.0 g, (β) Ricker απλής πολικότητας με συχνότητα 1 Hz και πλάτος 1.0 g και (γ) Tsang απλής πολικότητας με περίοδο 1 sec και πλάτος 1.0 g



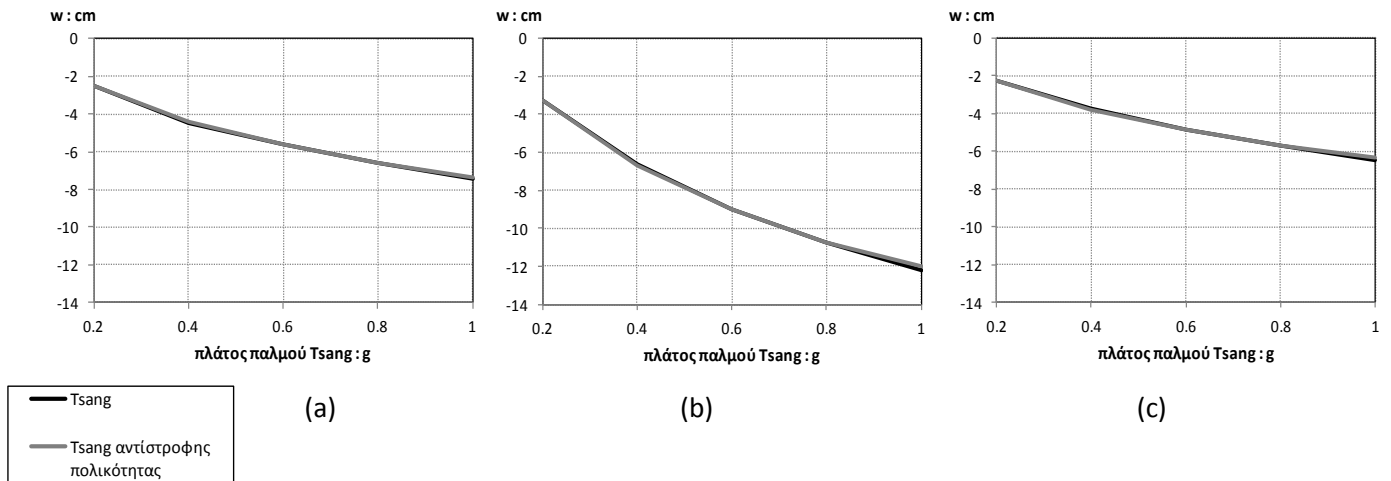
Σχήμα 4.2 Drift ορόφου συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang, απλής και αντίστροφης πολικότητας, για την πακτωμένη ανωδομή



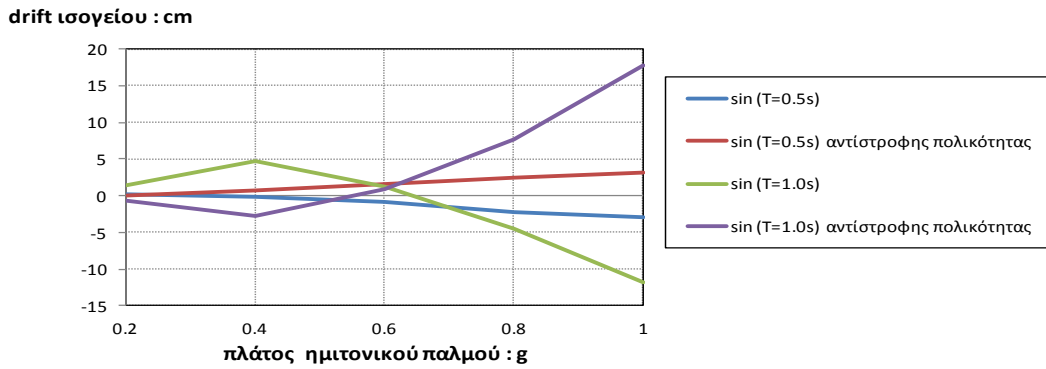
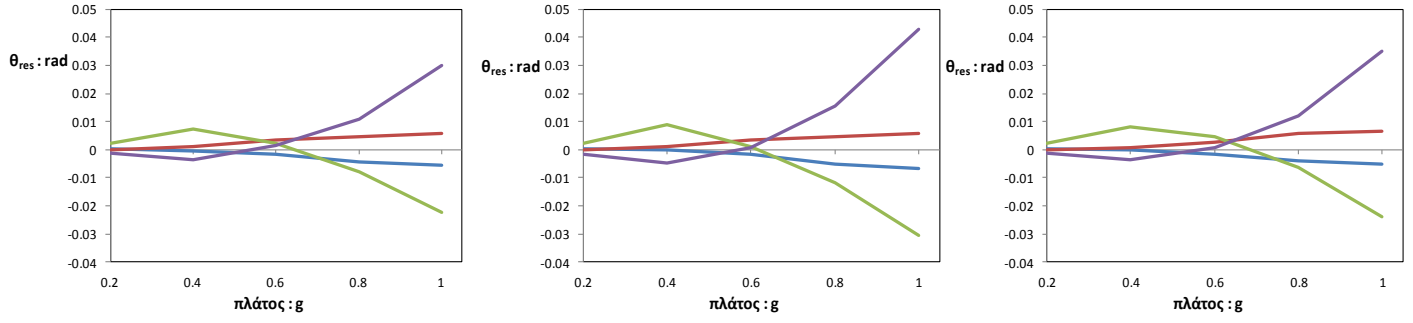
Σχήμα 4.3 Drift ισογείου συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang, απλής και αντίστροφης πολικότητας, για το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο



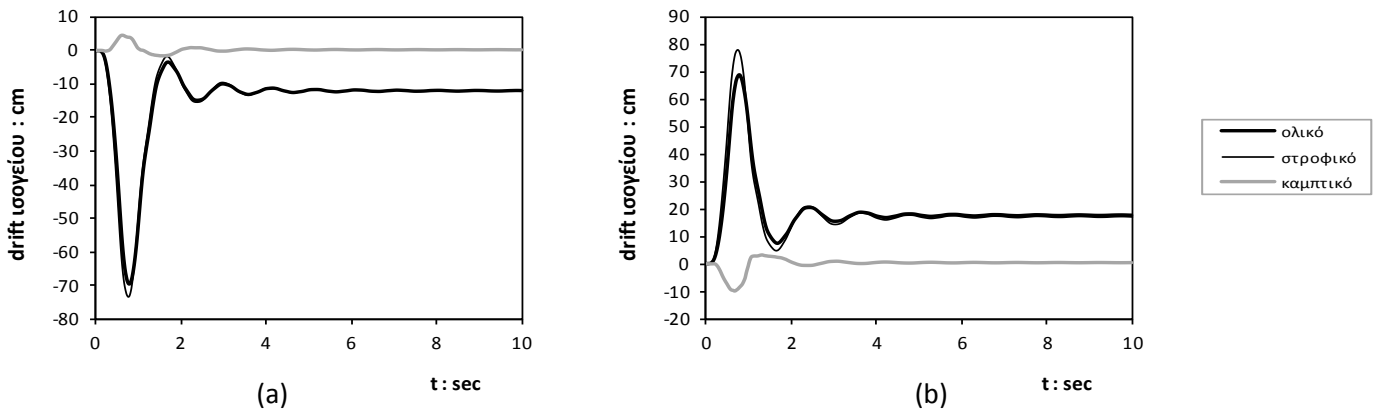
Σχήμα 4.4 Απομένουσες στροφές θ_{res} συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang, απλής και αντίστροφης πολικότητας, για το (a) αριστερό, (b) μεσαίο και (c) δεξί θεμέλιο του συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου



Σχήμα 4.5 Τελικές καθιζήσεις w συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang, απλής και αντίστροφης πολικότητας, για το (a) αριστερό, (b) μεσαίο και (c) δεξί θεμέλιο του συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου

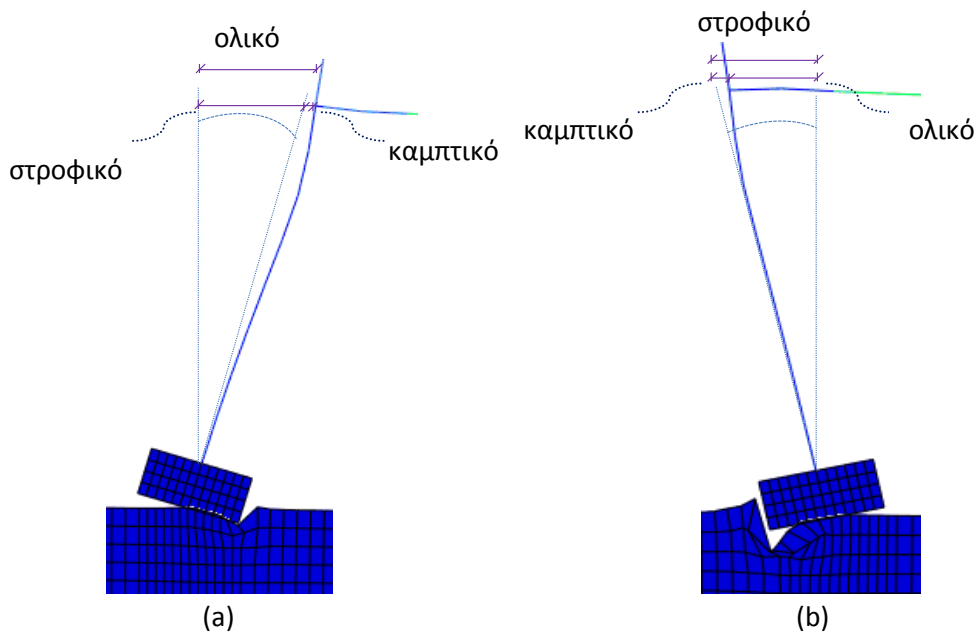


Σχήμα 4.6 Απομένουσες στροφές συναρτήσεϊ του πλάτους του ημιτονικού παλμού για το (a) μεσαίο, (b) αριστερό και (c) δεξί θεμέλιο, και απομένοντα drift ισογείου συναρτήσεϊ του πλάτους του ημιτονικού παλμού (d), για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο

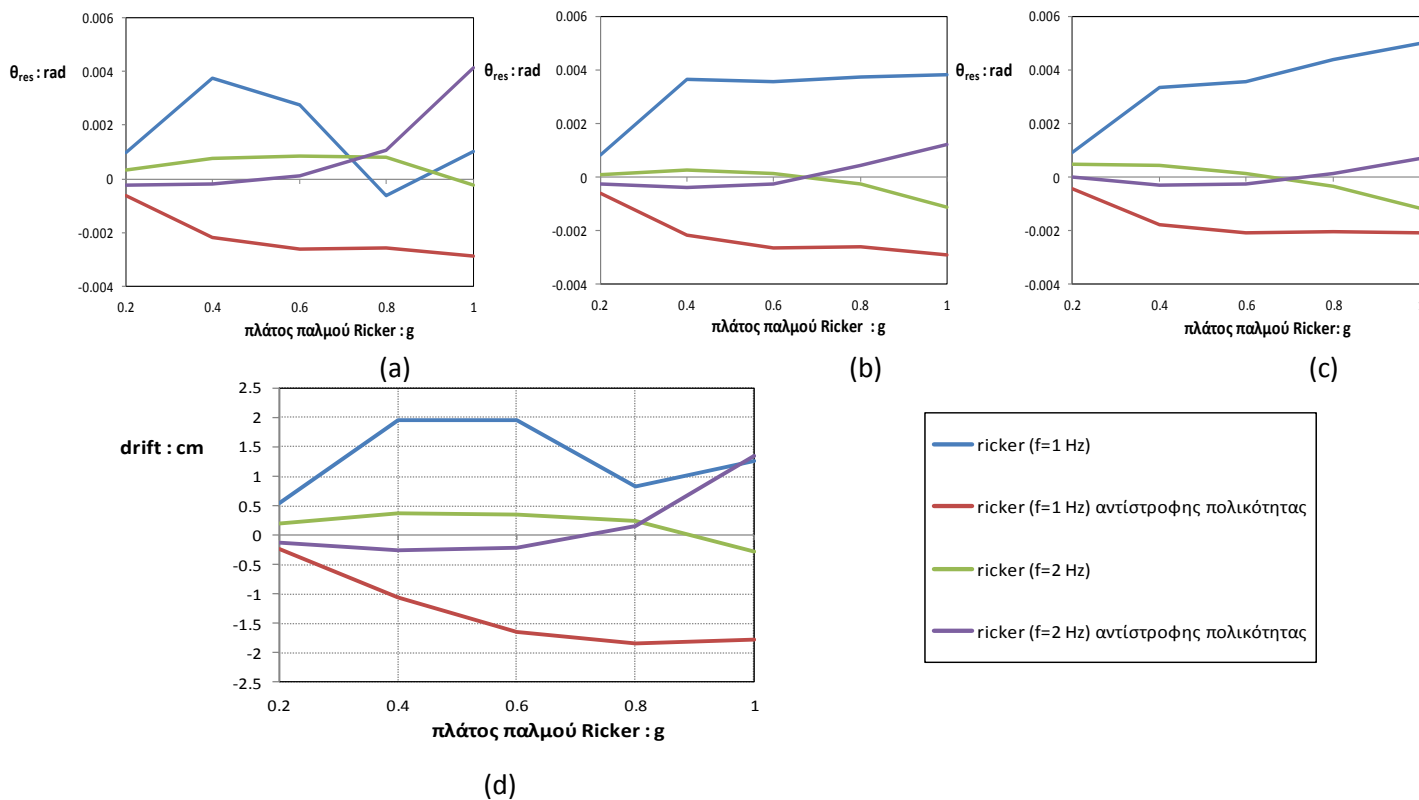


Σχήμα 4.7 Χρονοϊστορία drift ημιτονικού παλμού περιόδου 1 sec και πλάτους 1.0 g (a) απλής πολικότητας και (b) αντίστροφης πολικότητας, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο

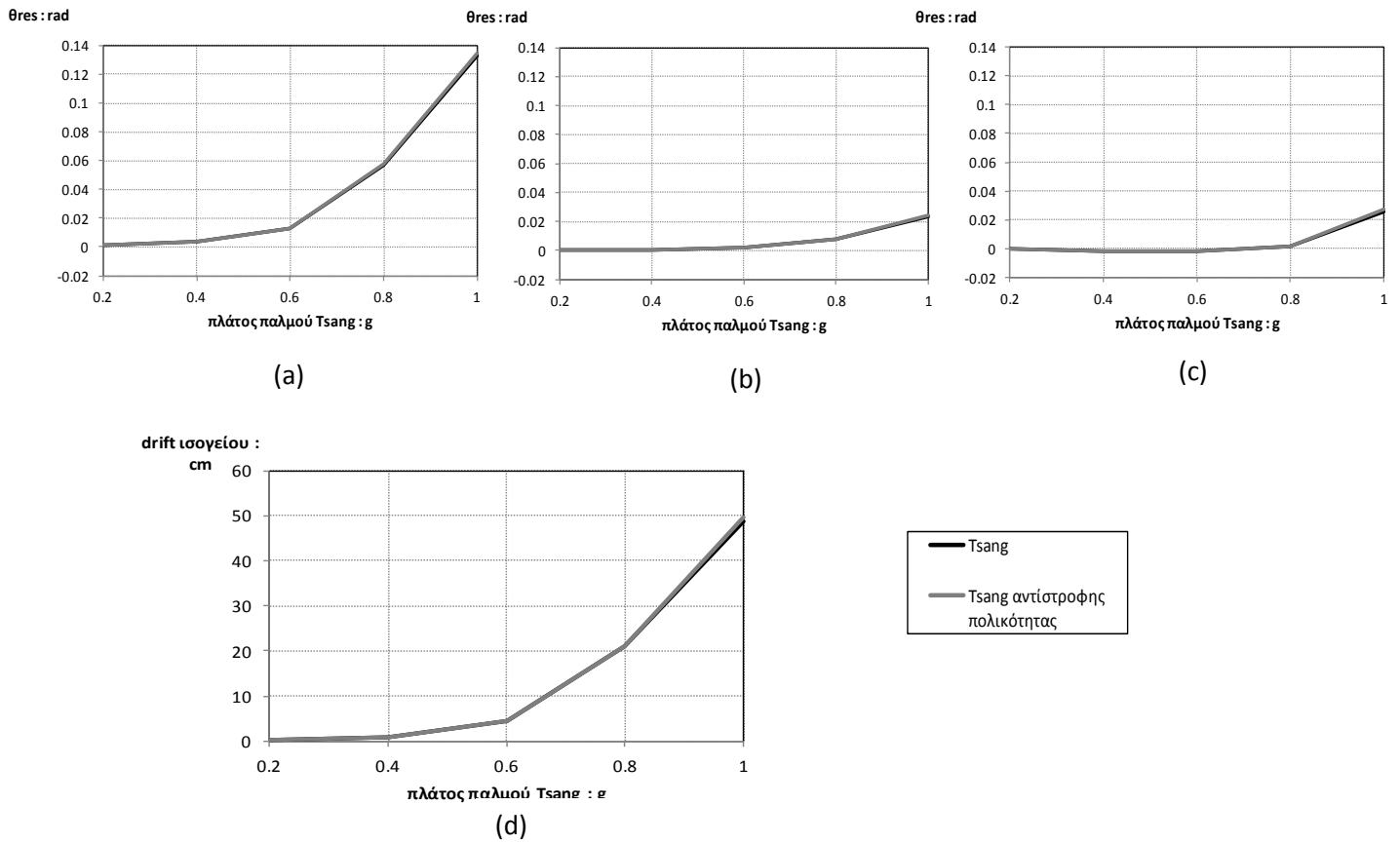
Drift



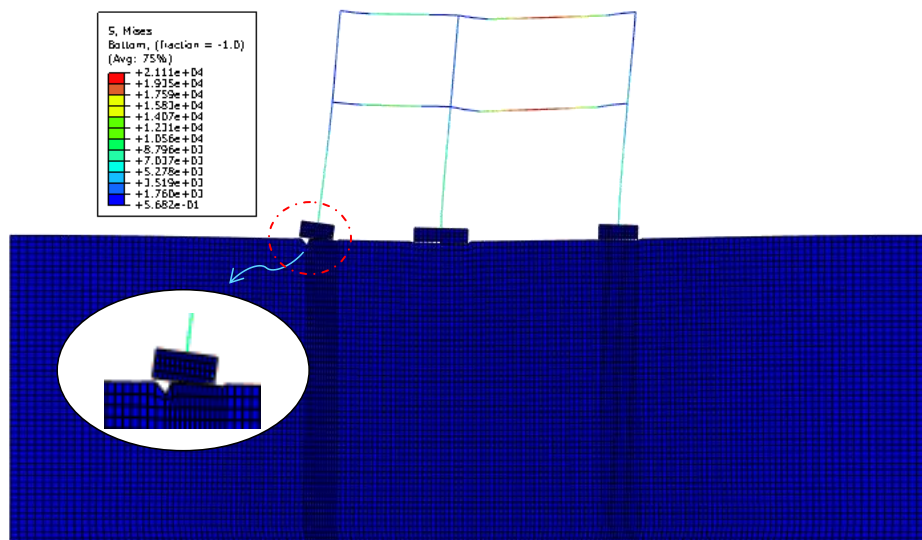
Σχήμα 4.8 Συνιστώσες drift για το αριστερό θεμέλιο του αντισυμβατικού πλαισίου υπό διέγερση ημιτονικού παλμού περιόδου 1.0 sec πλάτους 1.0 g (a) αντίστροφης και (b) απλής πολικότητας



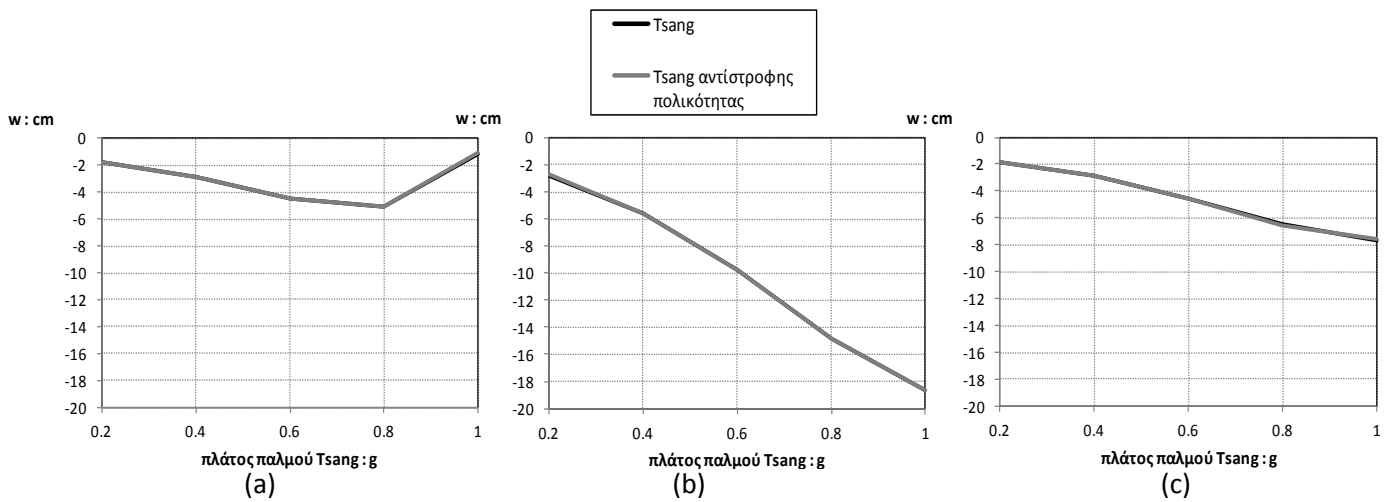
Σχήμα 4.9 Απομένουσες στροφες συναρτήσεσι του πλάτους του παλμού Ricker για το (a) μεσαίο, (b) αριστερό και (c) δεξί θεμέλιο, και απομένοντα drift ισογείου συναρτήσεσι του πλάτους του παλμού Ricker (d), για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο



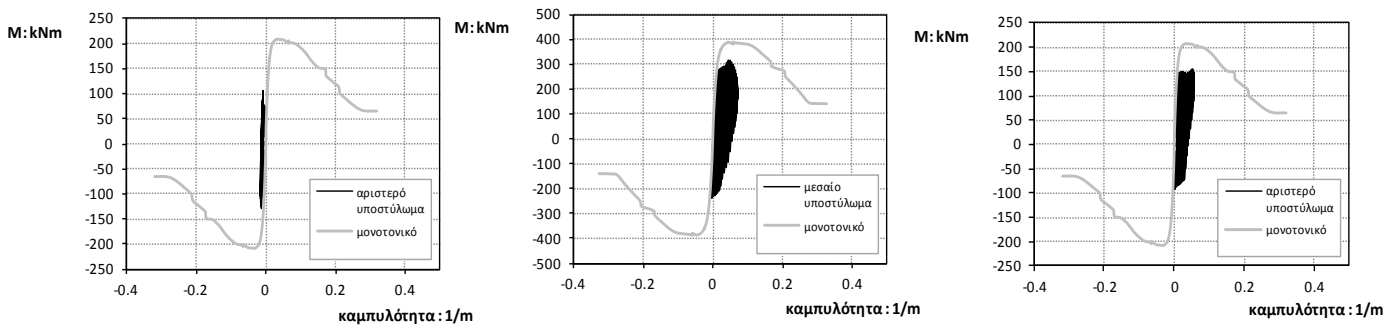
Σχήμα 4.10 Απομένουσες στροφές συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang για το a) μεσαίο, (b) αριστερό και (c) δεξί θεμέλιο, και απομένοντα drift ισογείου συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang (d), για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο



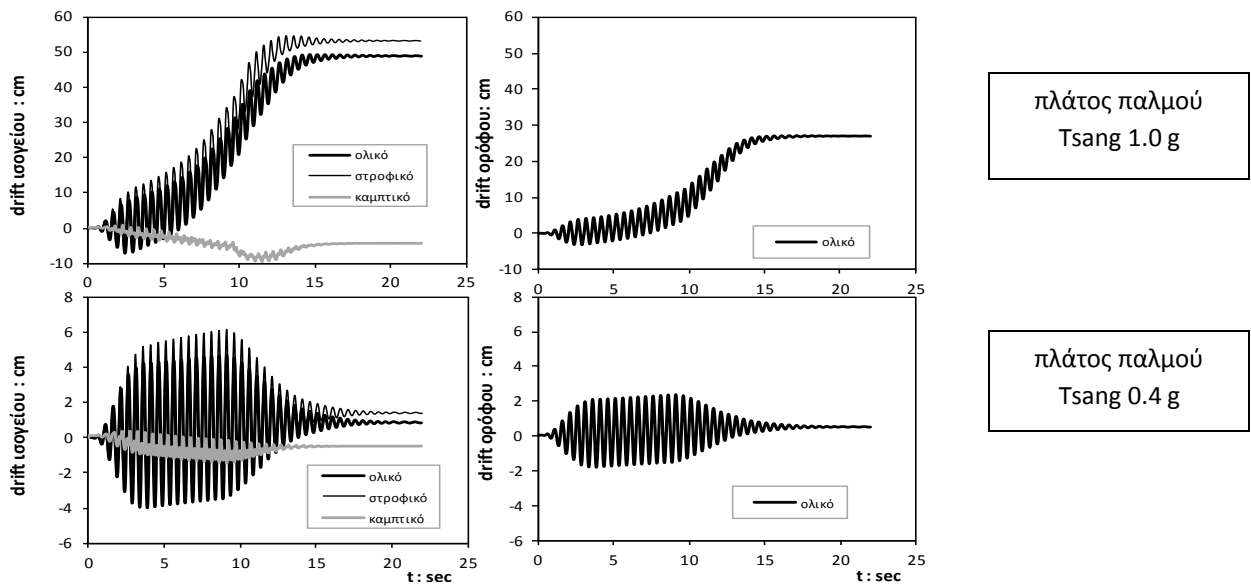
Σχήμα 4.11 Στιγμιότυπο παραμορφωμένου φορέα υπό διέγερση παλμού Tsang πλάτους 1.0 g



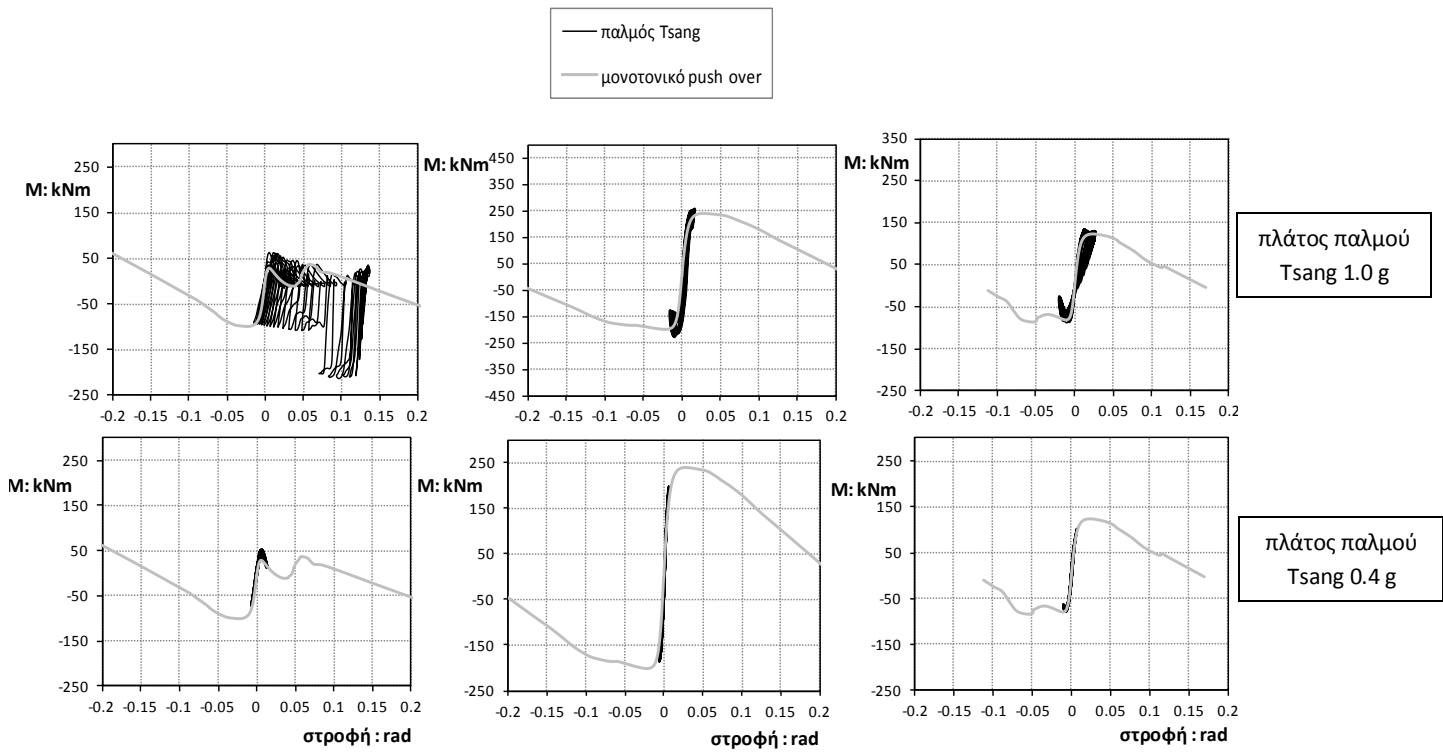
Σχήμα 4.12 Τελικές καθιζήσεις w συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang, απλής και αντίστροφης πολικότητας, για το (a) αριστερό, (b) μεσαίο και (c) δεξί θεμέλιο του αντισυμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου



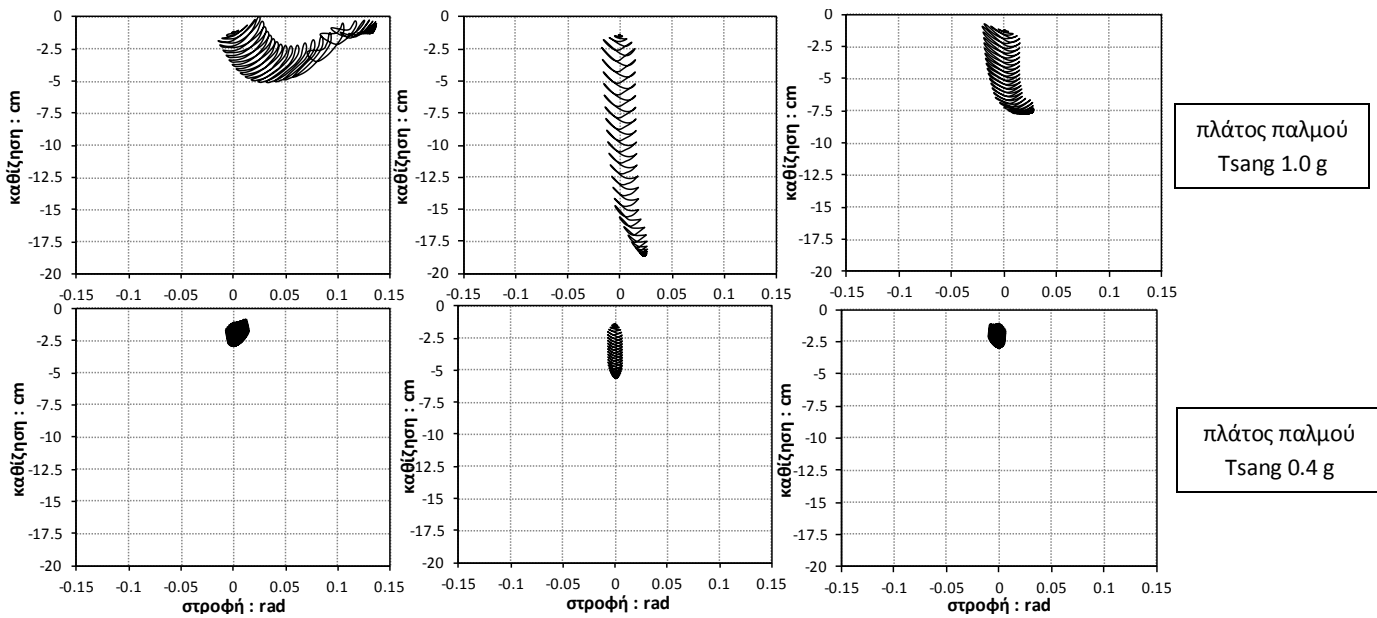
Σχήμα 4.13 Εξέλιξη ροπών-καμπυλοτήτων για τα τρία υποστυλίσματα του αντισυμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου υπο διεγερση παλμού Tsang πλάτους 1.0 g



Σχήμα 4.14 Χρονοϊστορία drift ορόφου και ισογείου του αντισυμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου υπο διεγερση παλμού Tsang πλάτους 0.4 g και 1.0 g

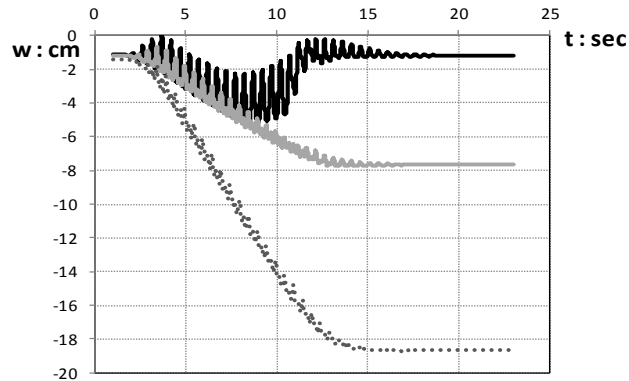


Σχήμα 4.15 Διαγράμματα ροπής–στροφής για το (α) αριστερό, (β) μεσαίο και (γ) δεξί θεμέλιο του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου υπο διέγερση παλμού Tsang πλάτους 0.4 g και 1.0 g



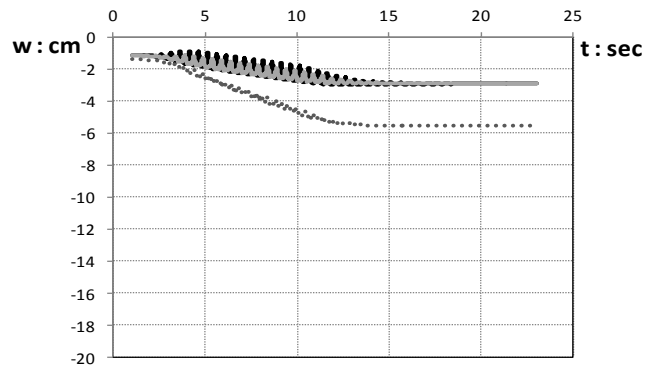
Σχήμα 4.16 Διαγράμματα καθίζησης–στροφής για το (α) αριστερό, (β) μεσαίο και (γ) δεξί θεμέλιο του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου υπο διέγερση παλμού Tsang πλάτους 0.4 g και 1.0 g

πλάτος παλμού
Tsang 1.0 g



— αριστερό
— δεξί
..... μεσαίο

πλάτος παλμού
Tsang 0.4 g



Σχήμα 4.17 Χρονοϊστορία καθιζήσεων των τριών θεμελίων του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου υπο διέγερση παλμού Tsang πλάτους 0.4 g και 1.0 g

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΠΙΘΑΝΗΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ της ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ του ΑΝΤΙ-ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ : ΕΠΙΒΟΛΗ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ ΠΑΛΜΟΥ TSANG

5.1 ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΜΕ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑ ΠΑΡΑΛΑΒΗΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΕΩΣ ΣΤΑ ΑΚΡΑ

Στα υποκεφάλαια 4.3.2 και 4.3.3 εντοπίστηκε έντονο πρόβλημα στο αντι-συμβατικό πλαίσιο σε διεγέρσεις μεγάλης έντασης, το οποίο είναι η αποκόλληση και μετέπειτα “προσγείωση” του αριστερού θεμελίου σε διαφορετική θέση προς τα αριστερά, δηλαδή αύξηση της απόστασής του με το μεσαίο θεμέλιο. Για την εξάλειψη αυτού του προβλήματος δεσμεύουμε τη διαμήκη σχετική μετακίνηση των θεμελίων με την εισαγωγή συνδετηρίων δοκών στη στάθμη της θεμελίωσης. Παρότι με την προσθήκη τους απαγορεύεται η σχετική μετακίνηση των θεμελίων εφόσον έχουν την απαιτούμενη αξονική δυστένεια, η ικανότητά τους να παραλαμβάνουν ροπή στα άκρα τους αλλάζει τη συμπεριφορά των υπο-διαστασιοποιημένων θεμελίων και θέτει σε κίνδυνο την εφαρμογή της νέας φιλοσοφίας σχεδιασμού. Αυτό συμβαίνει διότι αυξάνεται η ροπή ανατροπής των θεμελίων, που θα αντιστοιχούσε σε αύξηση του μεγέθους τους, οπότε διακινδυνεύουμε η ροπή ανατροπής των θεμελίων να υπερβεί τη ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων, οδηγώντας την πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος και καταργώντας τη δυνατότητα λικνισμού του πλαισίου.

Οι δοκοί αυτοί έχουν διατομή ίδια με εκείνη των φερόντων δοκών των ορόφων ($0.20 \times 0.50 \text{ m}^2$) και είναι ελαφρώς οπλισμένες με 3Φ14 στην άνω και κάτω παρειά τους. Ο υπολογισμός των απαιτούμενων οπλισμών έγινε σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος, ο οποίος προβλέπει ικανό οπλισμό ώστε να παραληφθεί η αξονική δύναμη :

$$F_d = \zeta \cdot a_{GR} \cdot N_m$$

όπου :

a_{GR} είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ίση με 0.36

N_m είναι ο μέσος όρος των κατακόρυφων φορτίων των συνδεδεμένων στοιχείων

ζ ίσο με 0.60 για έδαφος κατηγορίας Γ

Τελικά τοποθετήθηκε ο ελάχιστος οπλισμός 3Φ14 ανά παρειά, που έχει αντοχή σε αξονική δύναμη πολύ μεγαλύτερη της απαιτούμενης.

Εξετάζονται αναλύσεις διεγέρσεως παλμού Tsang, μέγιστου πλάτους 0.2 g, 0.4 g, 0.6 g, 0.8 g και 1.0 g, περιόδου 0.5 sec, απλής και αντίστροφης πολικότητας. Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις δείχνεται στο **Σχήμα 5.1**. Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου έχει διαστάσεις 31 m ($\approx 24B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 10 m ($\approx 8B$) στην κατακόρυφη διεύθυνση, όπου $B \approx 1.3m$ το μέσο πλάτος πεδίου. Ο κάναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαμορφώθηκε έτσι ώστε κάτω από το θεμέλιο να υπάρχουν 12 πεπερασμένα στοιχεία και να γίνεται πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το θεμέλιο (**Σχήμα 1.6**). Η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης επιβάλλεται στη βάση του προσομοιώματος, ενώ στα πλευρικά του όρια έχουμε επιβάλλει συνθήκες ελευθέρου πεδίου.

Στο **Σχήμα 5.2** δίδονται τα drift ισογείου συναρτήσεως του πλάτους του παλμού. Αυτά είναι πάντα θετικά, ανεξαρτήτως πολικότητας του παλμού, και αυξάνονται υπέρμετρα για πλάτη 0.8 g και 1.0 g. Αυτό συμβαίνει γιατί το αριστερό πέδιλο εξακολουθεί να στρίβει υπέρμετρα προς τα δεξιά (**Σχήμα 5.3**). Στο **Σχήμα 5.2**, επίσης, συγκρίνουμε τα απομένοντα drift ισογείου συναρτήσεως του πλάτους του παλμού για το αντι-συμβατικό πλαίσιο με και χωρίς συνδετήριες δοκούς. Γενικά, τα αποτελέσματα προκύπτουν σχεδόν ίδια, όμως για μικρά πλάτη παλμού (0.2 g, 0.4 g, 0.6 g) το πλαίσιο με τις συνδετήριες δοκούς έχει μία ελαφρώς καλύτερη συμπεριφορά, ενώ για μεγάλα πλάτη παλμού (0.8 g, 1.0 g) έχει χειρότερη συμπεριφορά. Επομένως, το πρόβλημα των αυξημένων drift για μεγάλα πλάτη παλμού που προσπαθήσαμε να βελτιώσουμε ουσιαστικά οξύνθηκε, διότι σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στη βάση των δύο από τα τρία υποστυλώματα, όπως δείχνουμε και παρακάτω (βλ. **Σχήμα 5.6**). Ενδεικτικά, αναφέρουμε ότι για διεγερση παλμού Tsang πλάτους 1.0 g αντίστροφης πολικότητας, το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς αναπτύσσει $drift_{ισογείου} \approx 49$ cm, ενώ το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αναπτύσσει $drift_{ισογείου} \approx 58$ cm.

Στο **Σχήμα 5.4** παρουσιάζονται οι απομένουσες στροφές θ_{res} των τριών θεμελίων συναρτήσεως του πλάτους του παλμού. Για τις δύο πολικότητες τα διαγράμματα σχεδόν

ταυτίζονται, αποδεικνύοντας ότι η τάση του πλαισίου δεν επηρεάζεται από τη φορά της διέγερσης. Όπως δείχνεται και στα διαγράμματα, η ύπαρξη των συνδετήριων δοκών προκαθορίζει το πρόσημο της απομένουσας στροφής των θεμελίων, με το μεσαίο να λικνίζεται σχεδόν ομοιόμορφα σε κάθε κύκλο φόρτισης και τελικά να έχει πρακτικά μηδενική θ_{res} , το αριστερό να συσσωρεύει θετικές στροφές (προς τα δεξιά) και το δεξί αρνητικές (προς τα αριστερά), λόγω της μερικής δέσμευσης του στροφικού βαθμού ελευθερίας από τη συνδετήρια δοκό. Είναι αξιοσημείωτο ότι σε κάθε περίπτωση το drift παραμένει θετικό ακόμα και αν τα θεμέλια δεν έχουν όλα θετικό θ_{res} , όπως στην περίπτωση του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου χωρίς συνδετήριες δοκούς.

Ως προς την εικόνα των καθιζήσεων των τριών θεμελίων συναρτήσει του πλάτους του παλμού (**Σχήμα 5.5**), αυτή παραμένει ίδια σε μορφή αλλά με λίγο μικρότερες τιμές σε σύγκριση με την αντίστοιχη εικόνα του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου χωρίς συνδετήριες δοκούς. Παρατηρούνται δηλαδή μεγάλα απόλυτα μεγέθη καθιζήσεων, ειδικά για το μεσαίο θεμέλιο, και μεγάλη διαφορική καθίζηση μεταξύ των θεμελίων, που προκαλεί και πάλι μεγάλη παρασιτική ένταση στο πλαίσιο.

Ερμηνεύοντας εις βάθος την απόκριση του πλαισίου, παρατίθενται χαρακτηριστικά διαγράμματα για το μέγιστο πλάτος παλμού 1.0 g Tsang απλής πολικότητας. Στο **Σχήμα 5.6** δίδονται τα διαγράμματα ροπής–καμπυλότητας στη βάση των τριών υποστυλωμάτων, αλλά και τα διαγράμματα ροπής–στροφής των αντίστοιχων θεμελίων. Όπως παρατηρούμε, το αριστερό θεμέλιο αποκρίνεται λικνιστικά και προστατεύει το συνδεόμενο υποστύλωμα, λόγω του μηδενισμού της αξονικής δύναμης σε πολλές χρονικές στιγμές που μειώνει συνακόλουθα την αντοχή της θεμελίωσης. Αντιθέτως, το μεσαίο και το δεξί θεμέλιο ενισχύονται από την παρουσία της συνδετήριας δοκού και αποκρίνονται ελαστικά, λόγω της αύξησης της ροπής αντοχής τους (ενδεικτικά της τάξεως του 60% για το μεσαίο, το οποίο είχε ήδη οριακά $CRF > 1$), που φαίνεται και στο διάγραμμα των θεμελίων. Έτσι, οδηγείται η πλαστική άρθρωση στα υποστυλώματα και καταργείται η νέα μέθοδος σχεδιασμού.

Ως προς τα διαγράμματα καθίζησης–στροφής των θεμελίων (**Σχήμα 5.7 (ii)**), τα θεμέλια παρουσιάζουν μικρότερες στροφές σε σχέση με τις αντίστοιχες του αντι-συμβατικού πλαισίου χωρίς συνδετήριες δοκούς (βλ. **σχήμα 4.16**). Επιπλέον, με την προσθήκη των συνδετηρίων δοκών μειώνονται περίπου 2 cm οι καθιζήσεις του μεσαίου και του δεξιού θεμελίου, ενώ αυξάνονται κατά 5.5 cm για το αριστερό, αφού περιορίζεται το πρόβλημα της αποκόλλησής του.

Συμπερασματικά, η προσθήκη των συνδετηρίων δοκών δεν αποτελεί ικανοποιητική λύση στο πρόβλημα, αφού εξακολουθούν να υπάρχουν μεγάλα απομένοντα drift, μεγάλες απόλυτες και διαφορικές καθιζήσεις και υπέρμετρη στροφή του αριστερού

θεμελίου προς τα δεξιά. Επιπλέον, οι συνδετήριες δοκοί ακυρώνουν τη υποδιαστασιολόγηση των θεμελίων, αφού αυξάνουν την αντοχή τους, οδηγώντας τις διατομές στη βάση των υποστυλωμάτων στην πλαστική περιοχή, με αποκορύφωμα το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στη βάση του μεσαίου και του δεξιού υποστυλώματος για μεγάλα πλάτη του παλμού Tsang.

5.2 ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΑΡΘΡΩΜΕΝΕΣ ΣΤΑ ΑΚΡΑ

Το μειονέκτημα της προσθήκης συνδετηρίων δοκών με δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψης στα άκρα ως λύση στο πρόβλημα της αποκόλλησης του αριστερού θεμελίου είναι η αύξηση της αντοχής των θεμελίων, λόγω της μερικής δέσμευσης του στροφικού βαθμού ελευθερίας στη σύνδεση δοκού και θεμελίων. Για να ξεπεραστεί αυτό το μειονέκτημα υλοποιούμε αρθρώσεις στα άκρα τους και επανεκτελούμε τις παραπάνω αναλύσεις.

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις δείχνεται στο **Σχήμα 3.1**. Η υλοποίηση των εν λόγω δοκών έγινε με εφαρμογή κινηματικών δεσμεύσεων στους κόμβους σύνδεσης υποστυλωμάτων και θεμελίων, ώστε να παραμένει σταθερή η μεταξύ τους απόσταση και ταυτόχρονα να μένει ελεύθερος ο στροφικός βαθμός ελευθερίας (ιδεωδώς άρθρωση). Εξετάστηκαν αναλύσεις με διεγέρσεις παλμού Tsang, μέγιστου πλάτους 0.2 g, 0.4 g, 0.6 g, 0.8 g και 1.0 g, περιόδου 0.5 sec, απλής και αντίστροφης πολικότητας.

Στο **Σχήμα 5.2 (c)** δίδονται τα drift ισογείου συναρτήσεως του πλάτους του παλμού. Είναι εντυπωσιακή η μείωσή τους σε σχέση με αυτά του αντι-συμβατικού πλαισίου χωρίς συνδετήριες δοκούς, αφού ακόμα και για μεγάλα πλάτη του παλμού τα drift περιορίζονται σε περίπου 2 cm, έναντι των 50 cm για πλάτος 1.0 g για το αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς. Επιπλέον, είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι τα απομένοντα drift είναι πάντα αρνητικά, ανεξαρτήτως πολικότητας του παλμού, σε αντίθεση με τα θετικά drift για το αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς.

Στο **Σχήμα 5.8** παρουσιάζονται οι απομένουσες στροφές θ_{res} των τριών θεμελίων συναρτήσεως του πλάτους του παλμού. Παρατηρούμε ότι αυτές είναι τουλάχιστον υποδεκαπλάσιες σε σύγκριση με τις αντίστοιχες της ανάλυσης χωρίς συνδετήριες δοκούς και γενικά είναι αμελητέες, ακόμα και για το αριστερό θεμέλιο. Αυτό δείχνει τη σαφή βελτίωση της εικόνας των παραμενουσών στροφών με την εξεταζόμενη λύση.

Στο **Σχήμα 5.9** παρουσιάζονται οι τελικές καθιζήσεις των τριών θεμελίων συναρτήσεως του πλάτους του παλμού. Είναι και πάλι εντυπωσιακή η ομοιομορφοποίηση των καθιζήσεων, δηλαδή η εξάλειψη του συνεχόμενου προβλήματος των μεγάλων διαφορικών καθιζήσεων που προκαλούσαν παρασιτικές εντάσεις και λειτουργικά προβλήματα. Εν τούτοις, το πλαίσιο εξακολουθεί να αντιμετωπίζει προβλήματα λειτουργικότητας, γιατί για μεγάλα πλάτη παλμού φτάνει σε μεγάλες τιμές ενιαίας καθιζήσεως, μέχρι τα 11 cm για πλάτος παλμού 1.0 g. Βέβαια, σύμφωνα με το **Σχήμα 4.5**, ακόμα και το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο παρουσιάζει προβλήματα απόλυτων και διαφορικών καθιζήσεων, με τελική τιμή καθιζήσεων ενδεικτικά για διέγερση Tsang πλάτους 1.0 g ίση με 7.5 cm, 12.2 cm και 6.5 cm για το αριστερό, το μεσαίο και το δεξί θεμέλιο αντιστοίχως, δηλαδή μέγιστη διαφορική καθιζήση 5.7 cm. Επομένως, η νέα αυτή λύση είναι αποτελεσματικότερη σε όρους καθιζήσεων και από το αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και από το αντι-συμβατικό πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς που παραλαμβάνουν ροπή στα άκρα τους, αλλά και από το συμβατικό πλαίσιο, για το οποίο θεωρητικά θα αναμέναμε βέλτιστη κατανομή καθιζήσεων δεδομένου του μεγάλου πλάτους των θεμελίων του.

Προς σύγκριση με τις άλλες εναλλακτικές λύσεις, παρουσιάζουμε ενδεικτικά για διέγερση πλάτους 1.0 g μια σειρά από χαρακτηριστικά διαγράμματα. Στο **Σχήμα 5.10** σκιαγραφείται η εξέλιξη των ροπών κάμψεως στη βάση των τριών υποστυλωμάτων συναρτήσεως της καμπυλότητας. Είναι φανερό η διασφάλιση της επιθυμητής ελαστικής απόκρισης που προϋποθέτει η νέα φιλοσοφία σχεδιασμού, κάτι που δεν έγινε στην περίπτωση του αντι-συμβατικού πλαισίου με συνδετήριες δοκούς που παραλαμβάνουν ροπή στα άκρα τους.

Στο **Σχήμα 5.11** παρουσιάζεται η εικόνα των drift ορόφου και ισογείου. Το διάγραμμα είναι περίπου συμμετρικό ως προς τον άξονα του χρόνου υποδηλώνοντας την ομοιόμορφη λικνιστική απόκριση του πλαισίου, η οποία τελικά οδηγεί σε πολύ μικρά απομένοντα drift της τάξεως των 2 cm, δηλαδή ποσοστιαίο drift 0.5%. Σε όρους μέγιστου drift, το ισόγειο φτάνει σε διαφορική μετατόπιση 8 cm ή 2%, το οποίο είναι μέσα στα ανεκτά όρια. Τα συγκεκριμένα μεγέθη αναφέρονται σε διέγερση πλάτους 1.0 g τύπου Tsang, που είναι ιδιαιτέρως δυσμενής, άρα αντικατοπτρίζουν μία πολύ ικανοποιητική απόκριση του πλαισίου.

Ως προς την απόκριση των θεμελίων, αυτή σκιαγραφείται στο **Σχήμα 5.12** σε όρους ροπής-στροφής και στο **Σχήμα 5.7 (iii)** σε όρους καθιζήσεως-στροφής. Η θεμελίωση δείχνει να έχει μικρές πλαστικοποιήσεις σε όρους στροφής, αλλά μεγάλες πλαστικοποιήσεις σε όρους καθιζήσεως. Γενικά τα θεμέλια καθιζάνουν ομοιόμορφα με πολύ μικρές στροφές κατά τη διάρκεια της διέγερσης αλλά και στο τέλος. Παρόλο το

μεγάλο απόλυτο μέγεθος των καθιζήσεων, η διαφορική καθίζηση είναι μηδενική καθ' όλη την διάρκεια της διέγερσης. Επομένως, το μεγάλο μέγεθος των καθιζήσεων καθιστά το πλαίσιο εκτός ορίων λειτουργικότητας αλλά τουλάχιστον αποφεύγονται οι βλάβες εξαιτίας της διαφορικής καθίζησης. Ωστόσο, οι εν λόγω μεγάλες καθιζήσεις συσσωρεύονται για το εξεταζόμενο μεγάλο πλάτος παλμού 1.0 g, που είναι ιδιαίτερος δυσμενής, άρα η απόκριση του πλαισίου είναι γενικά άκρως ικανοποιητική.

Στην πράξη, οι εν λόγω συνδετήριες δοκοί μπορούν να υλοποιηθούν είτε με προσθήκη χαλύβδινων δοκών αρθρωμένες στη στάθμη της θεμελίωσης και με ικανή διατομή ώστε να διαθέτουν πολύ αυξημένη αξονική δυστένεια, δηλαδή η πιθανή επιμήκυνσή τους να είναι πρακτικά μηδενική, είτε με προσθήκη δοκών οπλισμένου σκυροδέματος, επαρκώς οπλισμένων στη μέση για να εξασφαλιστεί η απαιτούμενη μεγάλη αξονική δυστένεια και άοπλων στα άκρα, ώστε να μην υπάρχει η δυνατότητα παραλαβής ροπής κάμψης. (Σχήμα 5.13)

5.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι δύο προτεινόμενες λύσεις για την αντιμετώπιση του προβλήματος της αποκόλλησης του αριστερού θεμελίου στο αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο που οδηγούσε σε αυξημένα drift, μεγάλες απομένουσες στροφές των θεμελίων προς τα δεξιά και ιδιαίτερος μεγάλες διαφορικές καθιζήσεις, είχαν πολύ διαφορετικά αποτελέσματα, σε σχέση με το αρχικό αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς :

i) Για την περίπτωση προσθήκης συνδετηρίων δοκών με δυνατότητα παραλαβής ροπής στα άκρα τους

- Εξάλειψη του προβλήματος της αποκόλλησης και πλευρικής μετάθεσης του αριστερού θεμελίου, αλλά διατήρηση του προβλήματος της υπέρμετρης στροφής προς τα δεξιά
- Αύξηση παραμένων drift
- Εξίσου μεγάλες απόλυτες καθιζήσεις, αλλά μείωση της διαφορικής καθίζησης μεταξύ αριστερού και μεσαίου θεμελίου λόγω της αποφυγής της πλευρικής μετάθεσης του αριστερού θεμελίου προς τα αριστερά
- Είσοδος των διατομών στη βάση των υποστυλωμάτων στην πλαστική περιοχή λόγω της αύξησης της αντοχής των θεμελίων

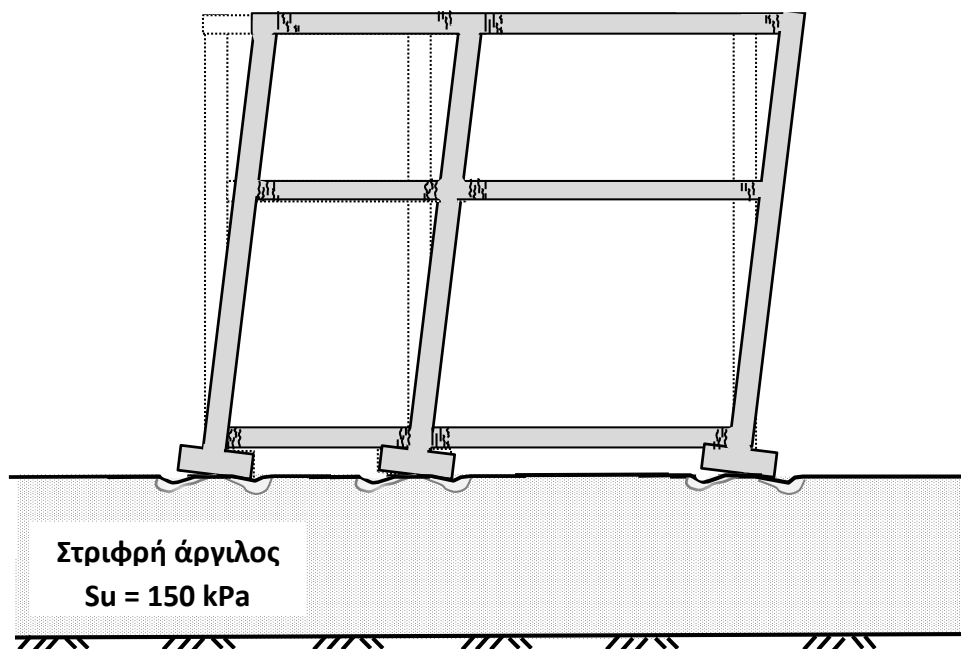
ii) Για την περίπτωση προσθήκης συνδετηρίων δοκών αρθρωμένων στα άκρα τους

- Εξάλειψη του προβλήματος της αποκόλλησης και πλευρικής μετάθεσης του αριστερού θεμελίου, αλλά και της υπέρμετρης στροφής του
- Ελαχιστοποίηση παραμένοντων drift σε άκρως ικανοποιητικά επίπεδα
- Ομοιομορφοποίηση των καθιζήσεων εξαλείφοντας το πρόβλημα της διαφορικής καθίζησης
- Διατήρηση του μεγάλου μεγέθους απόλυτων καθιζήσεων

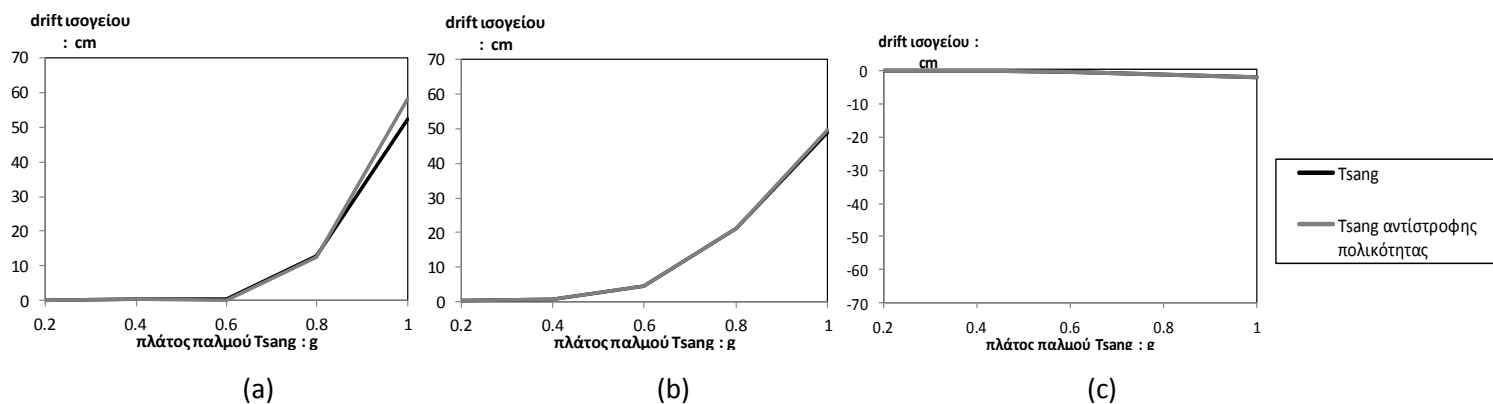
Καταλήγουμε, λοιπόν, στην ευμενέστερη λύση που αποτελεί η προσθήκη συνδετηρίων δοκών αρθρωμένων στα άκρα τους. Να σημειωθεί ότι η λύση αυτή επιλέχθηκε μετά από τη διεξαγωγή αναλύσεων διέγερσεως παλμού τύπου Tsang, συγκεκριμένης περιόδου, που είναι ένας εξιδανικευμένος συμμετρικός παλμός πολλών κύκλων. Η ευνοϊκή αυτή συμπεριφορά της συγκεκριμένης λύσης μπορεί να αλλάξει στην περίπτωση σεισμικών διεγέρσεων που είναι τελείως ασύμμετρες και τυχατικές φορτίσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

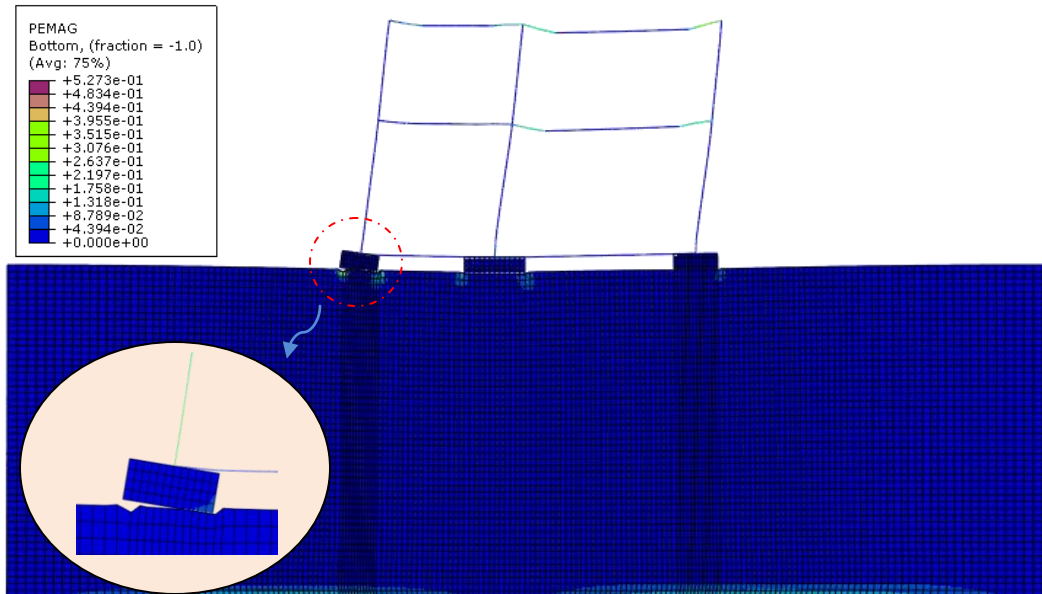
ΣΧΗΜΑΤΑ



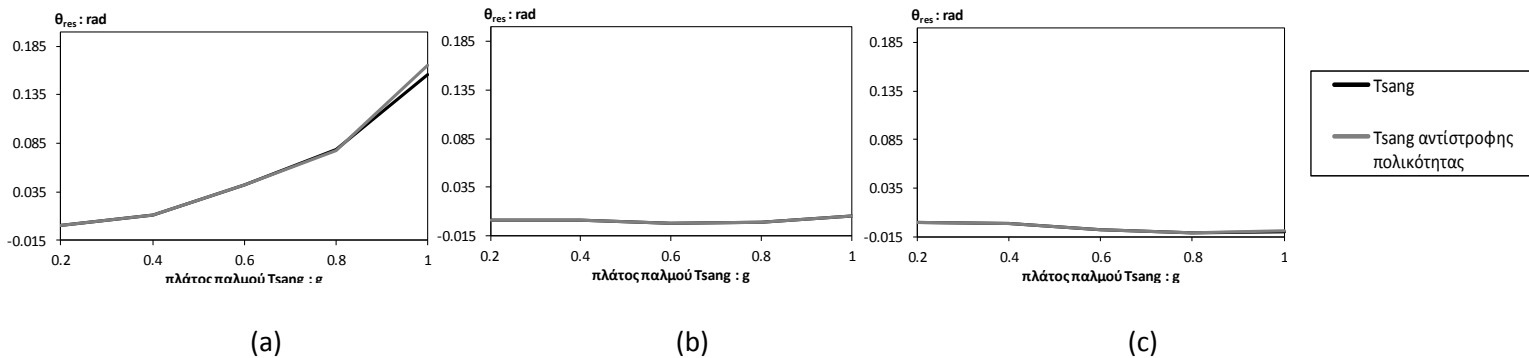
Σχήμα 5.1 Αριθμητικό προσομοίωμα αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου με συνδετήριες δοκούς



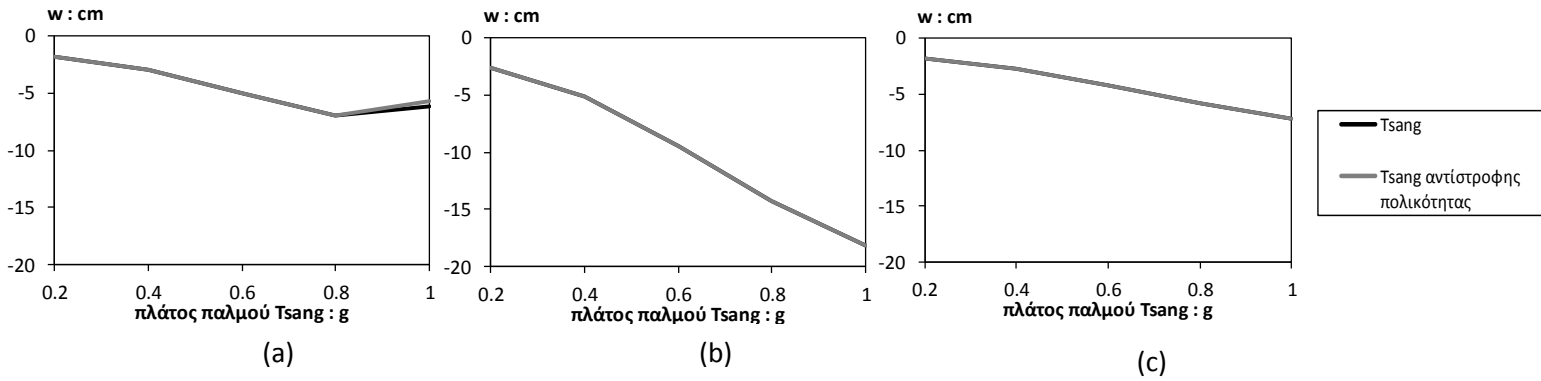
Σχήμα 5.2 Απομένοντα drift ισογείου συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang, για απλή και αντίστροφη πολικότητα, (a) για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς, (b) για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς με δυνατότητα παραλαβής κάμψης στα άκρα τους και (c) για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα τους



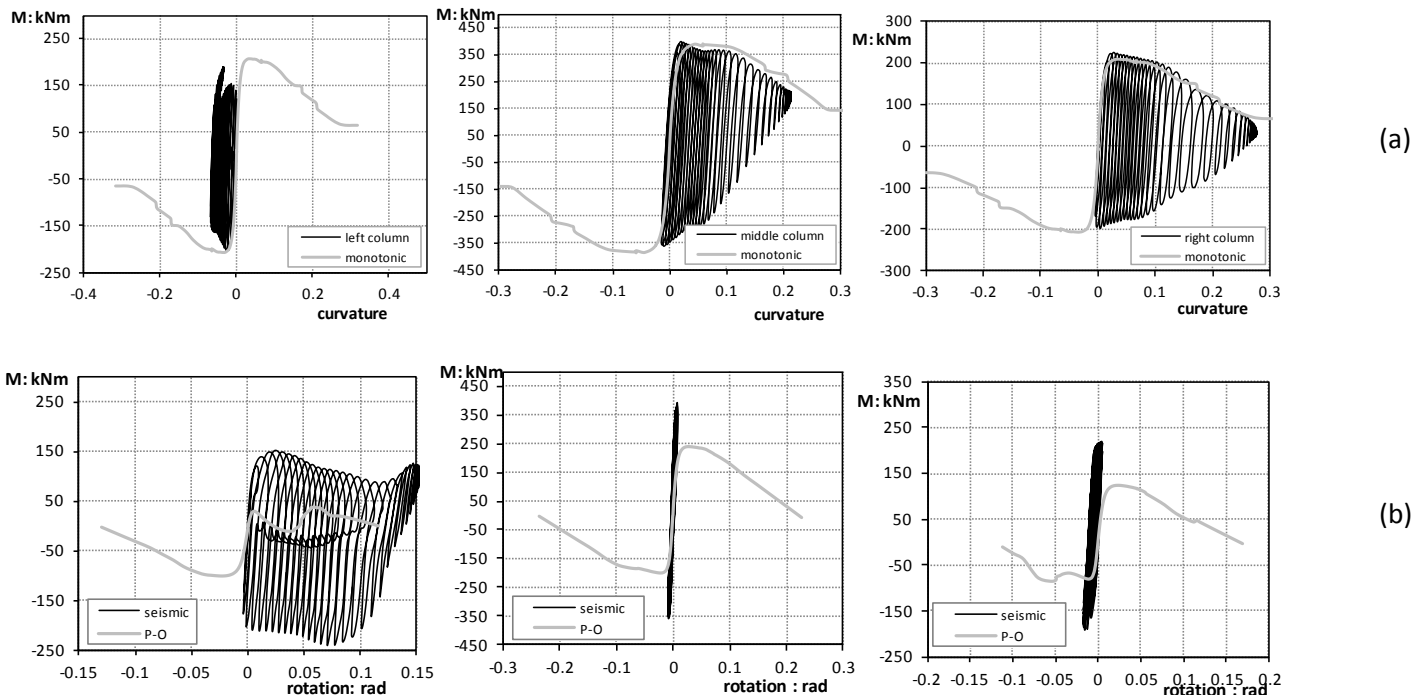
Σχήμα 5.3 Παραμορφωμένος φορέας στο τέλος της διέγερσης παλμού Tsang πλάτους 1.0 g για το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς που παραλαμβάνουν ροπή κάμψης στα άκρα τους. Εμφανής στροφή του αριστερού πεδίου προς τα δεξιά.



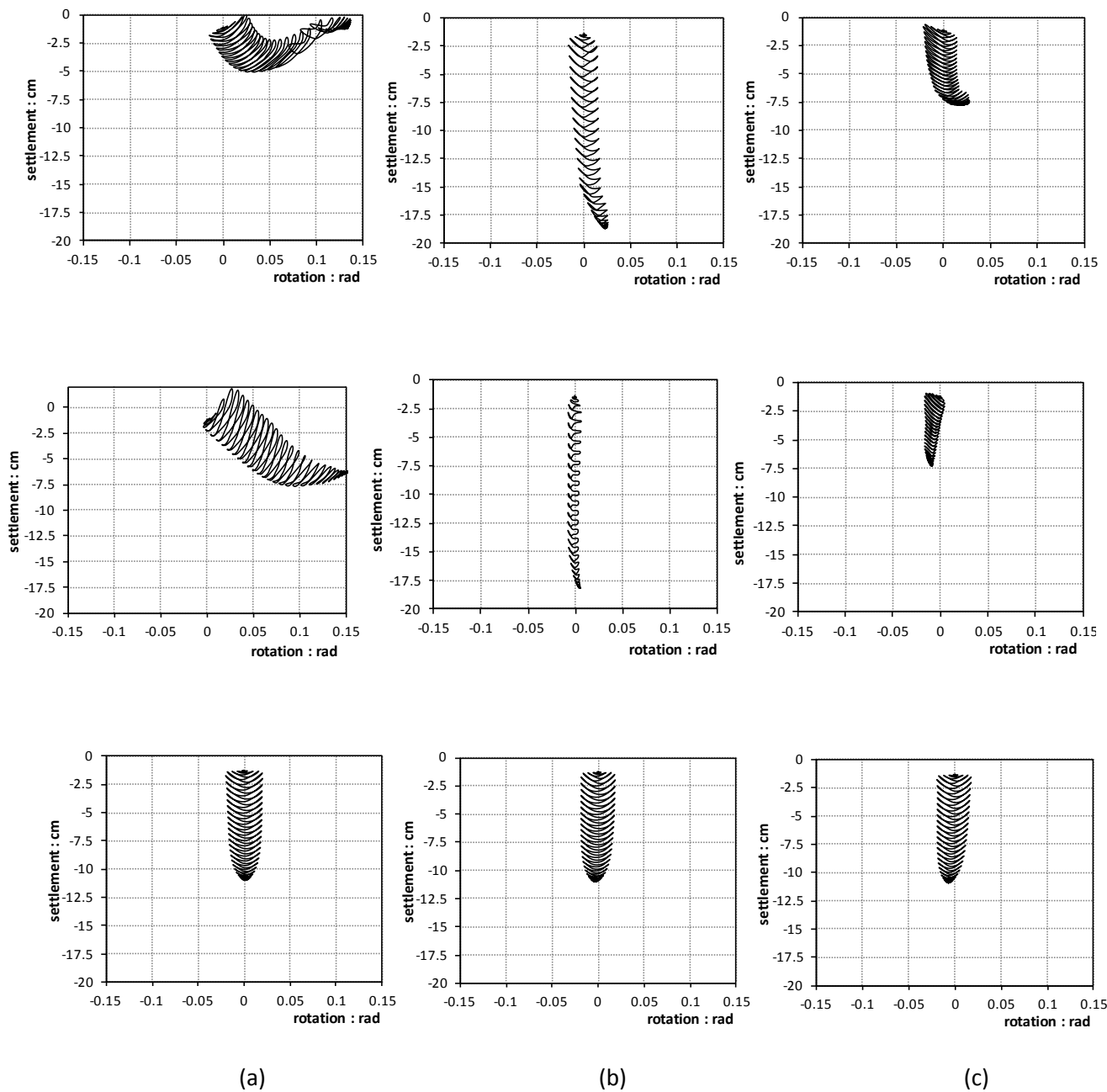
Σχήμα 5.4 Απομένουσες γωνίες στροφής θεμελίων θ_{res} συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang, για απλή και αντίστροφη πολικότητα, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς με δυνατότητα παραλαβής κάμψης στα άκρα τους για (a) το αριστερό, (b) το μεσαίο και (c) το δεξί θεμέλιο



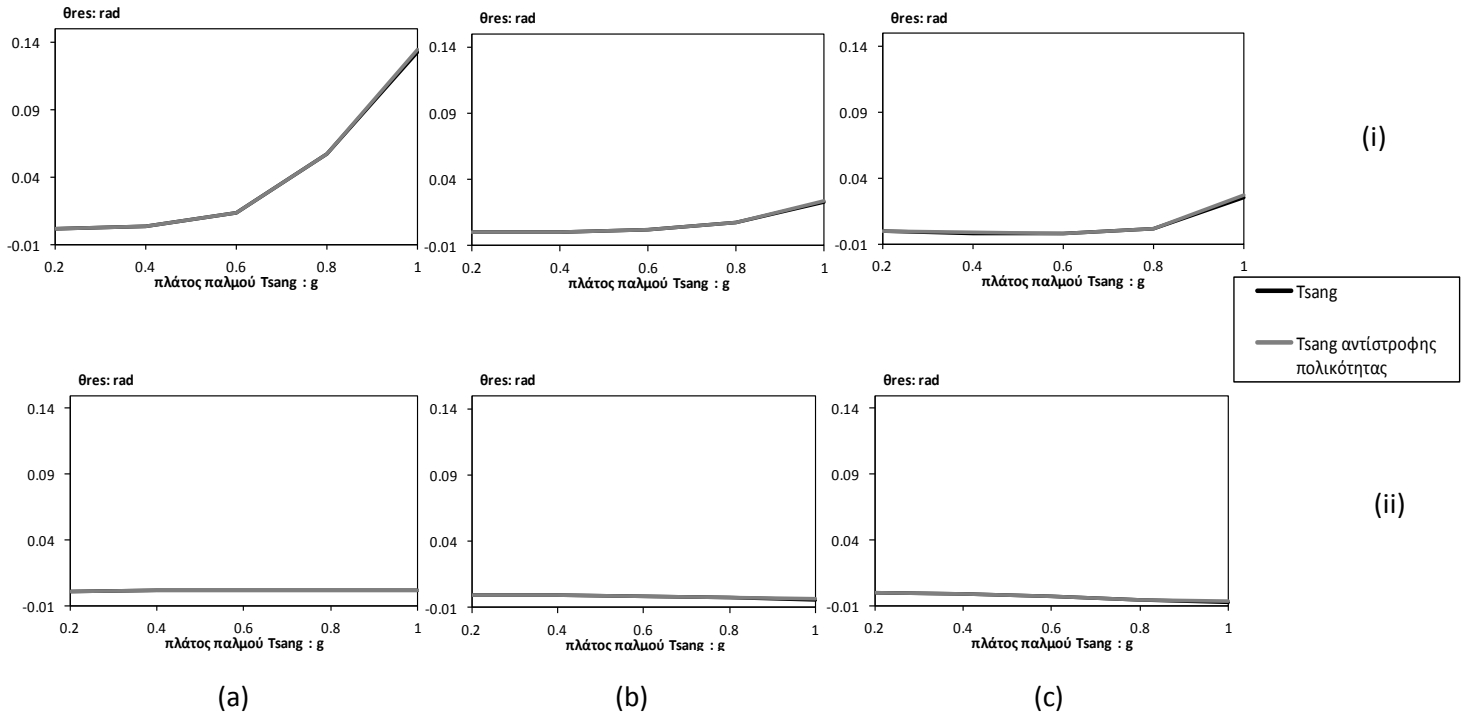
Σχήμα 5.5 Καθιζήσεις θεμελίων w συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang, για απλή και αντίστροφη πολικότητα, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς με δυνατότητα παραλαβής κάμψης στα άκρα τους για (a) το αριστερό, (b) το μεσαίο και (c) το δεξί θεμέλιο



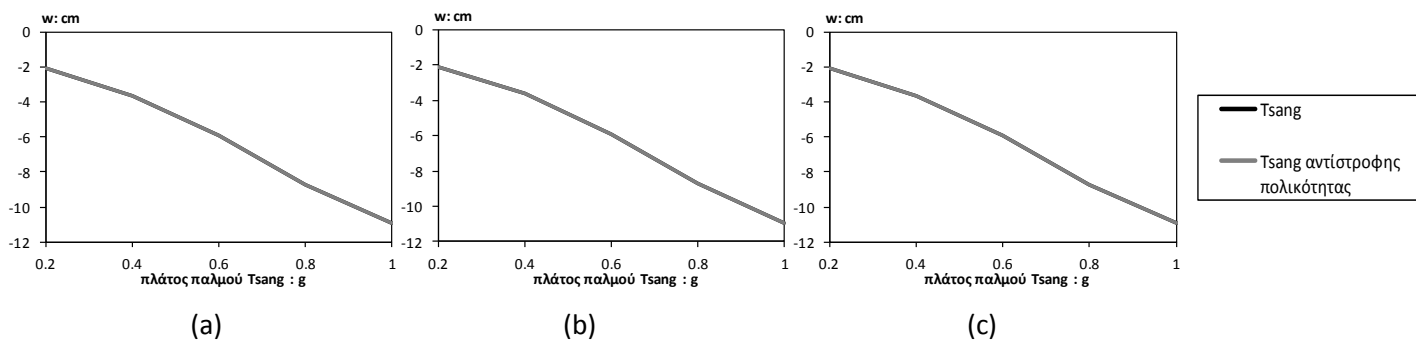
Σχήμα 5.6 Διαγράμματα (a) $M-c$ για τα τρία υποστυλώματα και (b) $M-\theta$ για τα αντίστοιχα θεμέλια για παλμό Tsang πλάτους 1.0 g απλής πολικότητας για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς με δυνατότητα παραλαβής κάμψης στα άκρα τους



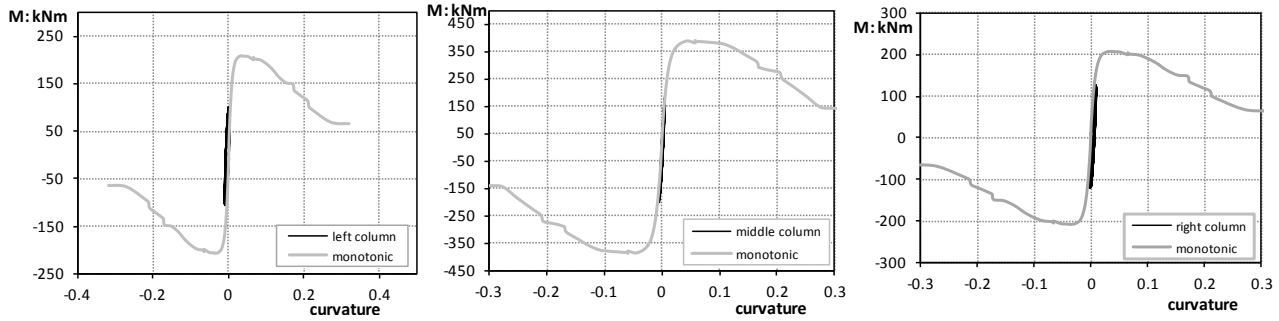
Σχήμα 5.7 Διαγράμματα $w-\theta$ για (a) το αριστερό, (b) το μεσαίο και (c) το δεξί θεμέλιο, για παλμό Tsang πλάτους 1.0 g απλής πολικότητας για (i) το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς, για (ii) το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς με δυνατότητα παραλαβής κάμψης στα άκρα τους και για (iii) το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα τους



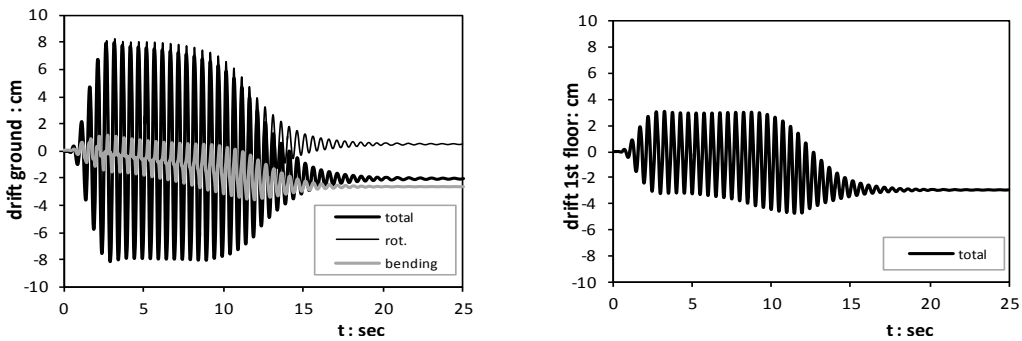
Σχήμα 5.8 Σύγκριση των παραμενουσών γωνιών στροφής θεμελίων θ_{res} συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang, για απλή και αντίστροφη πολικότητα, (i) για το αντισυμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και (ii) για το αντισυμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα τους για (a) το αριστερό, (b) το μεσαίο και (c) το δεξί θεμέλιο



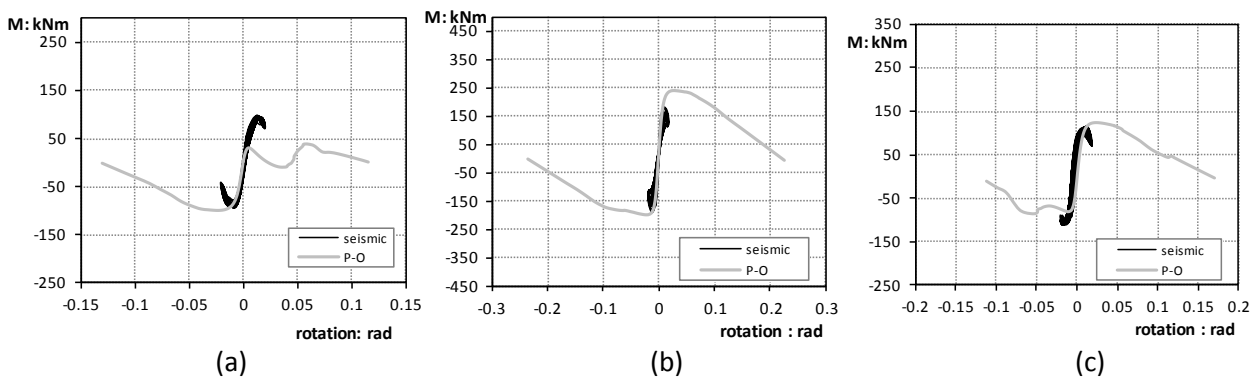
Σχήμα 5.9 Τελικές καθιζήσεις w_{res} συναρτήσει του πλάτους του παλμού Tsang, για απλή και αντίστροφη πολικότητα, για το αντισυμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα τους για (a) το αριστερό, (b) το μεσαίο και (c) το δεξί θεμέλιο



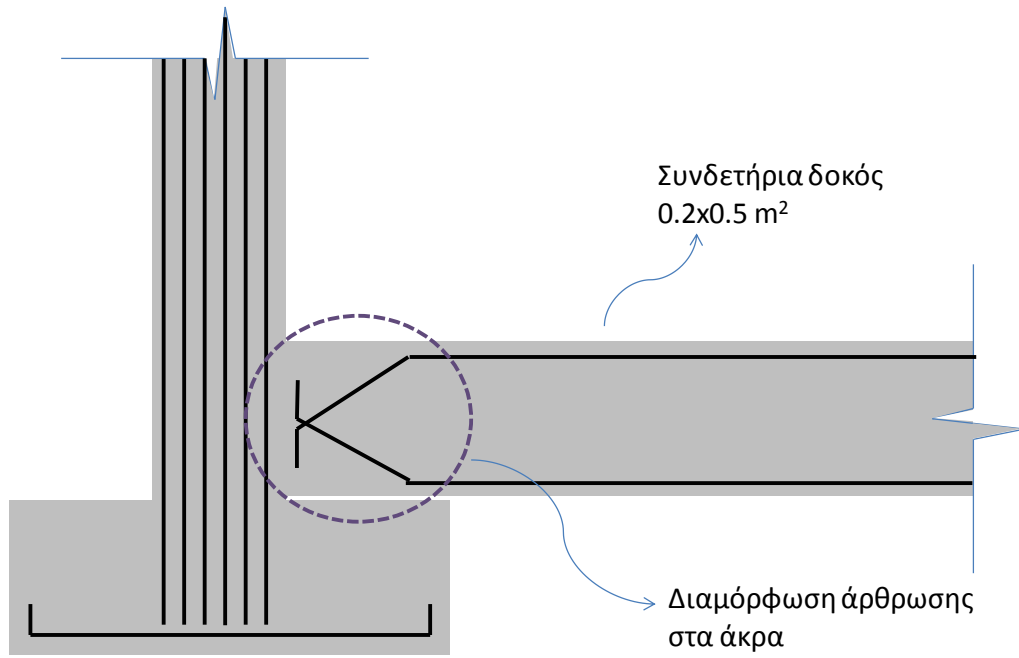
Σχήμα 5.10 Διαγράμματα M–c των τριών υποστυλωμάτων για παλμό Tsang πλάτους 1.0 g απλής πολικότητας, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα τους



Σχήμα 5.11 Διαγράμματα drift ισογείου και ορόφου για παλμό Tsang πλάτους 1.0 g απλής πολικότητας, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα τους



Σχήμα 5.12 Διαγράμματα M–θ για (α) το αριστερό, (β) το μεσαίο και (β) το δεξί θεμέλιο για παλμό Tsang πλάτους 1.0 g απλής πολικότητας για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα τους



Σχήμα 5.13 Διαμόρφωση άρθρωσης στα άκρα των συνδετηρίων δοκών από σπλισμένο σκυρόδεμα μέσω κατάλληλης διάταξης των σπλισμών

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΕΠΙΒΟΛΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ

6.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΚΑΙ ΑΝΤΙ-ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Στο παρόν κεφάλαιο μελετήθηκε η συμπεριφορά του πλαισίου κατά την επιβολή σεισμικών διεγέρσεων. Εξετάστηκαν τα αποτελέσματα των αναλύσεων που προκύπτουν από την επιβολή 20 διαφορετικών επιταχυνσιογραφημάτων (**Σχήμα 6.1**) από ελληνικές και ξένες καταγραφές που καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα, καθώς άλλα βρίσκονται εντός του φάσματος σχεδιασμού, όπως η καταγραφή της Καλαμάτας το 1986, και άλλα ξεπερνούν κατά πολύ το φάσμα σχεδιασμού, όπως η καταγραφή Takatori από το σεισμό του Κόμπε το 1995. Στο **Σχήμα 6.2** δείχνονται τα ελαστικά φάσματα επιτάχυνσης (SA) των καταγραφών αυτών, οι οποίες καλύπτουν ένα μεγάλο εύρος σημαντικών σεισμολογικών παραμέτρων, όπως το PGA, PGV, SA, SV, η συχνότητα, ο αριθμός σημαντικών κύκλων, η διάρκεια και τα φαινόμενα “εγγύς πεδίου”, όπως η κατευθυντικότητα (directivity effect) και η μόνιμη παραμόρφωση (fling-step effect). Στόχος των αναλύσεων είναι η σύγκριση της απόκρισης των δύο εναλλακτικών σχεδιασμών του πλαισίου, με κριτήρια πρωτίστως την ασφάλεια, για πολύ ισχυρούς σεισμούς, και κατόπιν τη λειτουργικότητα, για λιγότερο ισχυρούς σεισμούς, στο επίπεδο του φάσματος σχεδιασμού.

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις δείχνεται στο **Σχήμα 3.1**. Για την ανάλυση του συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου, το προσομοίωμα έχει διαστάσεις 37 m ($\approx 15B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 12 m ($\approx 5B$) στην κατακόρυφη διεύθυνση, όπου $B \approx 2.5m$ το μέσο πλάτος πεδίου, ενώ του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου έχει διαστάσεις 31 m ($\approx 24B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 10 m ($\approx 8B$) στην κατακόρυφη διεύθυνση, όπου $B \approx 1.3m$ το μέσο πλάτος πεδίου. Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαμορφώθηκε έτσι ώστε κάτω από το θεμέλιο να υπάρχουν 12 πεπερασμένα στοιχεία και να γίνεται πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το θεμέλιο (**Σχήμα 1.6**). Η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης επιβάλλεται στη βάση του προσομοιώματος, ενώ στα πλευρικά του όρια έχουμε επιβάλλει συνθήκες ελευθέρου πεδίου.

6.1.1 ΕΞΕΤΑΣΗ ΤΡΙΩΝ ΣΤΑΘΜΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ : ΜΕΤΡΙΑ, ΙΣΧΥΡΗ, ΠΟΛΥ ΙΣΧΥΡΗ

Εξετάζονται τρεις χαρακτηριστικές περιπτώσεις : (i) μέτριας ισχύος σεισμικές διεγέρσεις που προσεγγίζουν το φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιώντας την καταγραφή El Centro (1940), (ii) ισχυρούς σεισμούς που ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιώντας την καταγραφή Duzce (1999) και (iii) πολύ ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις που υπερβαίνουν κατά πολύ το φάσμα σχεδιασμού, χρησιμοποιώντας την καταγραφή Takatori (Kobe 1995).

Τα δύο πλαίσια συγκρίνονται σε όρους :

- Ροπών–καμπυλοτήτων $M-c$ στη βάση των υποστρωμάτων, κάτι που είναι δείκτης του βαθμού πλαστικοποίησης και εξάντλησης της πλαστιμότητας των υποστρωμάτων
- Ροπών–στροφών $M-\theta$ στη θεμελίωση, κάτι που είναι δείκτης του βαθμού εξάντλησης της πλαστιμότητας στα θεμέλια
- Στροφών–καθιζήσεων $w-\theta$ στη θεμελίωση, που είναι δείκτης του βαθμού ανασηκώματος και καθιζήσεων στα θεμέλια
- Χρονοϊστορίας του ολικού drift ισογείου καθώς και των δύο συνιστωσών του (καμπτικό και στροφικό), όπως αυτά ορίστηκαν στο υποκεφάλαιο 4.1. Το καμπτικό drift δ_c είναι ένας άμεσος δείκτης των ζημιών στα δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος (δοκοί και υποστρώματα), ενώ το ολικό drift δ_{tot} είναι ένας άμεσος δείκτης των ζημιών των μη φέροντων στοιχείων της ανωδομής.
- Χρονοϊστορίας του ολικού drift ορόφου, που ισούται με τη σχετική μετατόπιση των ακραίων αριστερά κόμβων στην οροφή ισογείου και ορόφου.

(i) Απόκριση σε σεισμούς μέτριας ισχύος, κοντά στο φάσμα σχεδιασμού

Εκτελέστηκαν αναλύσεις στα δύο εναλλακτικά πλαίσια με σεισμική διέγερση το σεισμό του El Centro (Imperial Valley, 1940), μεγέθους $M_s = 7.2$, με φάσμα κοντά στο φάσμα του σχεδιασμού αλλά λίγο μικρότερο (**Σχήμα 6.3**). Ο σεισμός αυτός έχει $PGA = 0.31g$, δηλαδή λίγο μικρότερο από την επιτάχυνση σχεδιασμού $a_{GR} = 0.36g$ του EC8, και $PGV = 78 \text{ cm/s}$.

Στο **Σχήμα 6.4** παρουσιάζεται η καμπύλη $M-c$ στη βάση των τριών υποστρωμάτων για τα δύο εναλλακτικά πλαίσια, όπου παρατηρούμε ότι και στις δύο περιπτώσεις τα

υποστυλώματα αποκρίνονται κυρίως ελαστικά. Ομοίως, ελαστική απόκριση έχουμε και για τα τρία θεμέλια, όπως δείχνεται από την καμπύλη $M-\theta$ (Σχήμα 6.5).

Ως προς τα διαγράμματα στροφών–καθιζήσεων $w-\theta$ (Σχήμα 6.6), είναι εμφανές ότι οι στρόφες είναι αμελητέες και οι καθιζήσεις βρίσκονται μέσα στα όρια της λειτουργικότητας (μέγιστη καθίζηση για το μεσαίο θεμέλιο ίση με 2.5 cm) στο συμβατικώς σχεδιασμένο πλαίσιο, ενώ στο αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο έχουμε μικρό ανασήκωμα και ίδιου μεγέθους καθιζήσεις με το συμβατικό, με εξαίρεση το μεσαίο πέδιλο που συσσωρεύει λίγο μεγαλύτερη καθίζηση (3 cm). Επομένως, οι δύο εναλλακτικές λύσεις αποδεικνύονται ισοδύναμες και μέσα στα όρια της λειτουργικότητας, με μικρή υπεροχή του συμβατικού πλαισίου.

Στο Σχήμα 6.7 δείχνεται η χρονοϊστορία του ολικού drift ισογείου καθώς και της καμπτικής και στροφικής συνιστώσας του. Σε όρους μέγιστου drift, το αντι-συμβατικό πλαίσιο έχει ελαφρώς μεγαλύτερη τιμή από το συμβατικό, η οποία όμως είναι στιγμιαία. Αντίθετα, σε όρους παραμένουστος drift, η απόκριση του αντι-συμβατικού πλαισίου είναι ευνοϊκότερη, αλλά και για τα δύο πλαίσια το παραμένον drift είναι της τάξεως του 1 cm, άρα αμελητέο. Αυτό που έχει μεγαλύτερο ενδιαφέρον είναι ότι στο αντι-συμβατικό πλαίσιο το καμπτικό drift, που αντιπροσωπεύει το βαθμό των ζημιών στα δομικά μέλη, διατηρείται καθ' όλη τη διάρκεια της διέγερσης σε σχεδόν μηδενικά επίπεδα και κυριαρχεί το στροφικό drift, ενώ στο συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο αντιστρέφεται εντελώς η κατάσταση, όπου το καμπτικό drift κυριαρχεί. Επομένως, σε όρους drift το αντι-συμβατικό πλαίσιο παρουσιάζει ευνοϊκότερη συμπεριφορά.

Παρομοίως και για το ολικού drift ορόφου, τα δύο πλαίσια έχουν ισοδύναμη συμπεριφορά με το αντι-συμβατικό πλαίσιο να παρουσιάζει ελαφρώς καλύτερη συμπεριφορά, τόσο σε μέγιστο όσο και σε παραμένον drift (Σχήμα 6.7).

Συνολικά, για μετρίως ισχυρούς σεισμούς, οι δύο εναλλακτικές παρουσιάζουν ανάλογη συμπεριφορά, με το συμβατικό να υπερέχει ελαφρώς σε όρους καθιζήσεων και το αντι-συμβατικό να αποδεικνύεται λίγο πλεονεκτικότερο σε όρους drift. Η κυρίαρχη διαφορά που καθιστά τη νέα λογική σχεδιασμού προτιμότερη είναι ότι το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο υπέστη σημαντικές δομικές βλάβες στις δοκούς και τα υποστυλώματα, όπως φαίνεται από τις μεγάλες τιμές του καμπτικού drift, με κίνδυνο μη λειτουργικότητας του κτιρίου αμέσως μετά το σεισμό, ενώ το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο υπέστη λιγότερες δομικές βλάβες, μέσα στα όρια της λειτουργικότητας αμέσως μετά το σεισμό.

(ii) Απόκριση σε ισχυρούς σεισμούς που ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού

Εξετάστηκε ο σεισμός της Τουρκίας του 1999 στην πόλη Duzce (επιταχυνσιογράφημα *duzduz_180*), μεγέθους $M_s = 7.2$, με φάσμα που υπερβαίνει το φάσμα του σχεδιασμού μόνο στο πλατώ, αλλά είναι μικρότερο για τις άλλες περιόδους (**Σχήμα 6.8**). Ο σεισμός αυτός έχει $PGA = 0.35g$, δηλαδή πρακτικά ίσο με την επιτάχυνση σχεδιασμού $a_{GR} = 0.36g$ του EC8, και $PGV = 151 \text{ cm/s}$.

Σε όρους ροπής–καμπυλότητας $M-c$ στη βάση των υποστυλωμάτων (**Σχήμα 6.9**), το αντι-συμβατικό πλαίσιο υπερέρχει αφού και τα τρία υποστυλώματα αποκρίνονται ελαστικά εν αντιθέσει με την ελαφρώς πλαστική απόκριση των υποστυλωμάτων του συμβατικού. Ως προς τη θεμελίωση σε όρους $M-\theta$ (**Σχήμα 6.10**), τα μεν υπερ-διαστασιολογημένα θεμέλια αποκρίνονται ελαστικά με εξαίρεση το αριστερό θεμέλιο που αναπτύσσει ανεπαίσθητο ανασήκωμα, λόγω της μεγάλης αυξομείωσης της αξονικής δύναμης, ενώ τα δε υπο-διαστασιολογημένα θεμέλια φτάνουν τη ροπή αντοχής τους και ανασηκώνονται, ιδιαίτερα το αριστερό.

Στο **Σχήμα 6.11** δείχνεται το διάγραμμα καθίζησης–στροφής $w-\theta$ των θεμελίων. Στο συμβατικό πλαίσιο, οι τελικές καθιζήσεις είναι 2.5 cm, 3.5 cm και 2.5 cm για το αριστερό, το μεσαίο και το δεξί θεμέλιο αντιστοίχως, ενώ στο αντι-συμβατικό πλαίσιο είναι 2.5 cm, 4.2 cm και 2.5 cm, αντιστοίχως. Επιπλέον, τα υπο-διαστασιολογημένα θεμέλια ανασηκώνονται σε αντίθεση με τα υπερ-διαστασιολογημένα. Επομένως, η συμπεριφορά των δύο εναλλακτικών πλαισίων είναι ισοδύναμη και εντός ορίων λειτουργικότητας, με το συμβατικό να επιδεικνύει ελαφρώς καλύτερη συμπεριφορά.

Στο **Σχήμα 6.12** απεικονίζεται η χρονοϊστορία του ολικού drift ισογείου καθώς και των δύο συνιστωσών του. Σε όρους μέγιστου αλλά και παραμένοντος drift, η απόκριση του αντι-συμβατικού πλαισίου είναι ευνοϊκότερη. Πιο συγκεκριμένα, το αντι-συμβατικό πλαίσιο έχει μέγιστη τιμή του ολικού drift ισογείου ίση με 8 cm και απομένουσα τιμή ίση με 0 cm, ενώ το συμβατικό πλαίσιο έχει μέγιστη τιμή του ολικού drift ισογείου ίση με 12 cm και απομένουσα τιμή ίση με 6 cm. Επιπλέον, στο αντι-συμβατικό πλαίσιο το καμπτικό drift, που αντιπροσωπεύει το βαθμό των ζημιών στα δομικά μέλη, διατηρείται σε μηδενικά επίπεδα και κυριαρχεί το στροφικό drift, ενώ στο συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο αντιστρέφεται η κατάσταση, όπου το καμπτικό drift κυριαρχεί. Ειδικότερα, το συμβατικό πλαίσιο έχει παραμένον καμπτικό drift ίσο με 4.3 cm, δηλαδή 1.1% καμπτικό ποσοστιαίο drift, που αντιστοιχεί σε επιδιορθώσιμες μετά το σεισμό βλάβες, στα όρια της λειτουργικότητας. Ομοίως, για το ολικό drift ορόφου, το αντι-συμβατικό πλαίσιο αναπτύσσει μικρότερα drift τόσο σε όρους μέγιστου όσο και παραμένοντος drift (**Σχήμα 6.12**). Επομένως, σε όρους drift το αντι-συμβατικό πλαίσιο παρουσιάζει ευνοϊκότερη συμπεριφορά.

Καταλήγοντας, για ισχυρούς σεισμούς που υπερβαίνουν το φάσμα σχεδιασμού το αντι-συμβατικό πλαίσιο αποτελεί την προτιμότερη λύση, καθώς υπερτερεί του συμβατικού ως προς τις πλαστικοποιήσεις των υποστυλωμάτων και τα μέγιστα και απομένοντα drift ορόφων, ακόμα και αν είναι ελαφρώς δυσμενέστερο σε όρους καθιζήσεων.

(iii) Απόκριση σε πολύ ισχυρούς σεισμούς, πολύ πάνω από το φάσμα σχεδιασμού

Εκτελέστηκαν αναλύσεις στα δύο εναλλακτικά πλαίσια με σεισμική διέγερση το σεισμό του Takatori (Kobe 1995) μεγέθους $M_s = 7.2$, με φάσμα που υπερβαίνει κατά πολύ το φάσμα του σχεδιασμού (**Σχήμα 6.13**). Η καταγραφή αυτή θεωρείται από τις πιο καταστροφικές παγκοσμίως γιατί περιλαμβάνει ένα πλήθος δυσμενών για τις κατασκευές σεισμολογικών χαρακτηριστικών, όπως $PGA = 0.70g$, $PGV = 169 \text{ cm/s}$, πρόσω κατευθυντικότητα και εδαφική ενίσχυση.

Στο **Σχήμα 6.14** παρουσιάζεται η καμπύλη $M-c$ στη βάση των τριών υποστυλωμάτων για τα δύο εναλλακτικά πλαίσια. Όπως είναι εμφανές, το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο δεν αντέχει μια τόσο ισχυρή διέγερση και καταρρέει, έχοντας σχηματίσει πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς και έπειτα στα υποστυλώματα και εξαντλώντας τη διαθέσιμη πλαστιμότητά τους με μεγάλη συσσώρευση πλαστικών καμπυλοτήτων. Αντίθετα, το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο καταφέρνει να “επιβιώσει”, με τα υποστυλώματά του να έχουν παραμείνει στην ελαστική περιοχή και να αποφεύγεται ο σχηματισμός μηχανισμού άρα και η κατάρρευση του πλαισίου.

Από την καμπύλη $M-\theta$ των τριών θεμελίων (**Σχήμα 6.15**), για το συμβατικό πλαίσιο παρατηρούμε ότι τα τρία θεμέλια προσεγγίζουν την αντοχή τους M_{ult} αλλά δεν την φτάνουν, αφού “προστατεύονται” από τα συνδεδεμένα υποστυλώματα που πλαστικοποιούνται, ενώ όταν επέρθει η κατάρρευση, η γωνία στροφής των θεμελίων “απειρίζεται”. Για το αντι-συμβατικό πλαίσιο, τα θεμέλια φτάνουν την ροπή αντοχής M_{ult} και παρουσιάζουν έντονο ανασήκωμα και λικνισμό που όμως δεν καταλήγει στην ανατροπή, αφού η γωνία στροφής θ δεν φτάνει τη γωνία ανατροπής θ_{ult} . Έτσι, η μικρή ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους και το έντονο ανασήκωμα των θεμελίων εξασφαλίζουν την ασφάλεια των συνδεδεμένων υποστυλωμάτων, σύμφωνα με τη νέα λογική σχεδιασμού.

Ως προς τα διαγράμματα στροφών–καθιζήσεων $w-\theta$ (**Σχήμα 6.16**), στο συμβατικώς σχεδιασμένο πλαίσιο οι στροφές είναι μη αμελητέες εφόσον υπάρχει μικρό ανασήκωμα και οι καθιζήσεις είναι της τάξεως των $2.5 \text{ cm} - 4 \text{ cm}$, δηλαδή πάλι μη αμελητέες, ενώ στο αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο έχουμε έντονο ανασήκωμα

και ίδιου μεγέθους καθιζήσεις με το συμβατικό, με εξαίρεση το μεσαίο πέδιλο που συσσωρεύει αρκετά μεγαλύτερη καθίζηση (6 cm). Γενικά, παρατηρείται έντονη διαφορική καθίζηση μεταξύ των θεμελίων του αντι-συμβατικού πλαισίου, η οποία οφείλεται τόσο στη διαστασιολόγηση των θεμελίων (κοινή αδιάστατη και όχι απόλυτη καθίζηση) όσο και στη γεωμετρία του πλαισίου που προκαλεί μικρή διακύμανση των αξονικών δυνάμεων στο μεσαίο πέδιλο, η οποία όμως είναι αναπόφευκτη, όπως επεξηγήθηκε εκτενέστερα στο υποκεφάλαιο 3.3. Επομένως, σε όρους καθιζήσεων το αντι-συμβατικό πλαίσιο αποδεικνύεται δυσμενέστερο μόνο για το μεσαίο πέδιλο, το οποίο με αυτή την αυξημένη καθίζηση εισάγει παρασιτικές εντάσεις στο πλαίσιο. Το μειονέκτημα αυτό είναι ανεκτό σε αντιπαραβολή με το επίτευγμα του αντι-συμβατικού πλαισίου να επιβιώνει σε τόσο ισχυρό σεισμό, ακόμη και εκτός ορίων λειτουργικότητας.

Στο **Σχήμα 6.17** δείχνεται η χρονοϊστορία του ολικού drift ισογείου καθώς των δύο συνιστωσών του. Είναι φανερό από τον απειρισμό του drift ότι το συμβατικό πλαίσιο καταρρέει σχετικά γρήγορα. Για το αντι-συμβατικό πλαίσιο, οι βλάβες στις δοκούς και στα μη φέροντα μέλη είναι αναπόφευκτες, όπως διαπιστώνουμε από τη μέγιστη τιμή του ολικού drift ισογείου που φτάνει μέχρι τα 45 cm, αλλά οι βλάβες στα υποστυλώματα είναι αμελητέες, αφού η στροφική συνιστώσα είναι αυτή που δεσπόζει και η καμπτική είναι σχεδόν μηδενική. Σε αντίθεση με το μεγάλο μέγιστο drift, το παραμένον ολικό drift είναι μόλις 9 cm. Επομένως, σε όρους drift το αντι-συμβατικό πλαίσιο παρουσιάζει ευνοϊκότερη συμπεριφορά από το συμβατικό, αλλά με σημαντικές βλάβες στα μη φέροντα μέλη του. Τα ίδια συμπεράσματα εξάγονται και από τη χρονοϊστορία των drift ορόφου (**Σχήμα 6.17**).

Για να εμβαθύνουμε στις διαφορές που απορρέουν από την ασύμμετρη γεωμετρία του κτιρίου, εκτελέστηκε ανάλυση σεισμική διέγερσης Takatori αντίστροφης πολικότητας στο αντι-συμβατικό πλαίσιο. Η διέγερση αυτή είναι γενικά δυσμενέστερη γιατί φορτίζει το πλαίσιο περισσότερο προς τα δεξιά, που όπως αποδείχθηκε και στο Κεφάλαιο 4 των παλμικών διεγέρσεων, είναι η κατεύθυνση στην οποία το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο είναι πιο ευαίσθητο σε συσσώρευση μετακινήσεων και στροφών, λόγω της ασύμμετρης γεωμετρίας. Αυτό φαίνεται κυρίως στα συνολικά drift ισογείου και ορόφου, όπου οι χρονοϊστορίες των δύο διεγέρσεων (απλή και αντίστροφη πολικότητα) είναι κατοπτρικές, αλλά η αντίστροφη πολικότητα χαρακτηρίζεται από μεγαλύτερες κατά απόλυτο τιμές (**Σχήμα 6.18**).

Σε όρους καθιζήσης–στροφής (**Σχήμα 6.19**), βλέπουμε ότι το takatori αντίστροφης πολικότητας δίνει περίπου τριπλάσιες τιμές απομένουσας στροφής και στα τρία θεμέλια και μεγάλη διαφορά μεταξύ των τριών θεμελίων στις απομένουσες καθιζήσεις,

που εντείνει τις παρασιτικές εντάσεις στο πλαίσιο. Συγκεκριμένα, στη διέγερση απλής πολικότητας οι απομένουσες καθιζήσεις είναι 3 cm, 3 cm και 6 cm για το αριστερό, μεσαίο και δεξί θεμέλιο αντιστοίχως, ενώ για τη διέγερση αντίστροφης πολικότητας είναι 2 cm, 1 cm και 6 cm αντιστοίχως. Η μεγάλη μείωση της καθίζησης στο αριστερό θεμέλιο αποδίδεται στο εντονότερο ανασήκωμά του για αυτή τη διεύθυνση φόρτισης, όπως απεικονίζεται και στο **Σχήμα 6.19**. Επομένως, επαληθεύεται καί από την επιβολή δύο αντίθετων πολύ ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων η σημαντική επιρροή της ασυμμετρίας στην απόκριση του πλαισίου και η τάση του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου για συσσώρευση στροφών και μετατοπίσεων προς τα δεξιά.

6.1.2 ΣΥΝΟΨΗ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στα **Σχήμα 6.20 – 23** συνοψίζονται τα αποτελέσματα για τα δύο εναλλακτικά πλαίσια και για τις 20 επιβαλλόμενες διεγέρσεις. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται σε όρους απομένουσας καθίζησης και στρόφης των θεμελίων, απομένοντος και μεγίστου ποσοστιαίου ολικού drift ισογείου (residual & max total drift ratio ground floor δ/h), ποσοστιαίου καμπτικού drift ισογείου (flexural drift ratio δ_c/h) και λόγου ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων για τα τρία υποστυλώματα $\mu_{demand}/\mu_{capacity}$, συναρτήσεως της μέγιστης φασματικής ψευδο-ταχύτητας ($\max PSV$) κάθε σεισμικής διέγερσης. Επιλέχθηκε το μέγεθος αυτό και όχι η μέγιστη φασματική επιτάχυνση (PSA) ή η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους (PGA) ως πιο αντιπροσωπευτικό για ανελαστικά προβλήματα, όπως και το εξεταζόμενο.

Να αναφερθούμε εδώ στα τρία οριακά στάδια που αφορούν τη συμπεριφορά του πλαισίου σε όρους καμπτικού ποσοστιαίου drift (flexural drift ratio δ_c/h), τα οποία ορίζονται κατά Priestley et al. (2007) ως :

- Άμεση χρήση (Serviceability Limit State), για $\delta_c/h \leq 1\%$, όπου η κατασκευή μπορεί να είναι πλήρως λειτουργική μετά το σεισμό, χωρίς να χρειάζονται σημαντικές επισκευές
- Προστασία ζωής (Damage Control Limit State), για $1\% < \delta_c/h \leq 2\%$, όπου η κατασκευή αναμένεται να υποστεί επιδιορθώσιμες βλάβες, με το κόστος επισκευής να είναι ουσιαστικά μικρότερο από το κόστος αντικατάστασης της κατασκευής
- Αποφυγή κατάρρευσης (Survival Limit State), για μεγαλύτερα δ_c/h , όπου οριακά αποτρέπεται η κατάρρευση της κατασκευής, οι βλάβες είναι εκτεταμένες και η αντικατάσταση του κτιρίου κρίνεται αναπόφευκτη.

Στο **Σχήμα 6.20** απεικονίζεται η απομένουσα καθίζηση w_{res} για κάθε ένα από τα τρία θεμέλια συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας των σεισμών. **(a)** Για το αριστερό θεμέλιο, οι δύο εναλλακτικές σχεδιασμού παρουσιάζουν παρόμοιες καθιζήσεις, με διαφορές τις τάξεως των 0.5–1.0 cm ανά σεισμό, όπου για κάποιους σεισμούς το υπερ-διαστασιολογημένο θεμέλιο έχει μικρότερες καθιζήσεις από το υπο-διαστασιολογημένο, ενώ σε κάποιους άλλους συμβαίνει το αντίστροφο. Για παράδειγμα, για τη σεισμική διέγερση Rinaldi318, το συμβατικό αριστερό θεμέλιο καθιζάνει 2.5 cm και το αντι-συμβατικό 3.0 cm, ενώ για τη δέγερση Jensen_292, το συμβατικό αριστερό θεμέλιο καθιζάνει 1.9 cm και το αντι-συμβατικό 1.4 cm. Γενικά, το εύρος είναι από 1.0 έως 3.5 cm και για τα δύο εναλλακτικά θεμέλια, δηλαδή μέσα στα όρια της λειτουργικότητας. **(b)** Για το μεσαίο θεμέλιο, το υπερ-διαστασιολογημένο θεμέλιο έχει συστηματικά μικρότερες καθιζήσεις της τάξης των 1.6–5.3 cm, ενώ το υποδιαστασιολογημένο θεμέλιο έχει μεγαλύτερες καθιζήσεις της τάξης των 1.7–8.0 cm και η διαφορά τους αυξάνει όσο αυξάνει το $\max PSV$. Το αντι-συμβατικό μεσαίο θεμέλιο ξεφεύγει από τα όρια της λειτουργικότητας και αναπτύσσει αξιοσημείωτη διαφορική καθίζηση με το αριστερό, εισάγοντας επιπλέον εντάσεις στο πλαίσιο. **(c)** Για το δεξί θεμέλιο, οι δύο εναλλακτικές σχεδιασμού παρουσιάζουν παρόμοιες καθιζήσεις 1.3–3.7 cm, εντός λειτουργικότητας, με ελαφρώς μεγαλύτερη καθίζηση για το αντι-συμβατικό θεμέλιο στις περισσότερες περιπτώσεις.

Στο **Σχήμα 6.21** παρουσιάζεται η απομένουσα στροφή θ_{res} των δύο εναλλακτικών πλαισίων για κάθε ένα από τα τρία θεμέλια συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας των σεισμών. Είναι φανερό ότι δεν τίθεται θέμα σύγκρισης των δύο εναλλακτικών σε όρους στροφής αφού το αντι-συμβατικό έχει μεγαλύτερες στροφές κατά μία τάξη μεγέθους. Ωστόσο, από τα διαγράμματα των υπο-διαστασιολογημένων θεμελίων μπορούμε να εξάγουμε το συμπέρασμα ότι τα θεμέλια έχουν την τάση για απομένουσα θετική στροφή (προς τα δεξιά), αφού οι θετικές τιμές είναι περισσότερες και μεγαλύτερες κατά απόλυτο από τις αρνητικές.

Στο **Σχήμα 6.22 (i)** παρουσιάζεται η απομένουσα ποσοστιαία ολική σχετική μετακίνηση ισογείου (residual total drift ratio ground floor δ/h , όπου $h=4m$) των δύο εναλλακτικών πλαισίων συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας των σεισμών. Παρατηρούνται παρόμοιες τιμές drift ratio μόνο για μικρές τιμές $\max PSV$, δηλαδή για μικρής εντάσεως σεισμούς, ενώ για μεγαλύτερες τιμές $\max PSV$ το αντι-συμβατικό πλαίσιο επιδεικνύει σαφώς καλύτερη συμπεριφορά. Μια χαρακτηριστική περίπτωση αποτελεί η διέγερση Tabas_LN, για την οποία το συμβατικό πλαίσιο αναπτύσσει drift ratio 4.7%, ενώ το αντι-συμβατικό πλαίσιο 1.7% και μια ακραία περίπτωση αποτελεί η διέγερση JMA_000, για την οποία το συμβατικό πλαίσιο καταρρέει, ενώ το αντι-συμβατικό πλαίσιο αναπτύσσει drift ratio μόλις 0.5%!

Εκτός από το παραμένον ολικό drift ratio, σημαντική παράμετρος είναι και το μέγιστο ολικό drift ratio, γιατί είναι ενδεικτικό του επιπέδου των βλαβών των μη φερόντων στοιχείων του πλαισίου. Έτσι, στο **Σχήμα 6.22 (ii)** συγκρίνεται η μέγιστη ποσοστιαία ολική σχετική μετακίνηση ισογείου (\max total drift ratio ground floor δ/h) των δύο εναλλακτικών πλαισίων συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας των σεισμών. Παρατηρούμε ότι τα δύο πλαίσια έχουν παρόμοιες τιμές, όπου σε κάποιους σεισμούς είναι ευμενέστερο το συμβατικό πλαίσιο, όπως για παράδειγμα στις ισχυρές διεγέρσεις TCU068e_tc, Pac_164 και Jensen_292, ενώ σε κάποιους άλλους υπερέρχει το αντι-συμβατικό, όπως στις ισχυρές διεγέρσεις JMA_000, Takatori_000 και Rinaldi_228. Αυτή η ισοδύναμη κατάσταση μεταξύ συμβατικού και αντισυμβατικού πλαισίου, σε αντίθεση με την εμφανή υπεροχή του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου στην περίπτωση του παραμένοντος ολικού drift ratio, συμβαίνει κυρίως λόγω της λικνιστικής απόκρισης του αντισυμβατικού πλαισίου, η οποία μεταφράζεται σε μεγάλες στιγμιαίες ταλαντώσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού αλλά και σε μικρά απομένοντα drift, λόγω της έμφυτης τάσης του πλαισίου για επαναφορά στη θέση ισορροπίας του από το ίδιο βάρος του.

Στο **Σχήμα 6.22 (iii)** συγκρίνεται η ποσοστιαία σχετική μετακίνηση ισογείου λόγω κάμψης των υποστυλωμάτων (flexural drift ratio ground floor δ_c/h) των δύο εναλλακτικών πλαισίων συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας των σεισμών. Η παράμετρος αυτή δείχνει το επίπεδο των βλαβών στα φέροντα στοιχεία του πλαισίου άρα είναι ιδιαίτερως σημαντική. Το αντι-συμβατικό πλαίσιο επιδεικνύει άριστη συμπεριφορά, αφού και για τις 20 διεγέρσεις έχει καμπτικό ποσοστιαίο drift ισογείου μικρότερο του 1% όπου η κατασκευή μπορεί να είναι πλήρως λειτουργική μετά το σεισμό, χωρίς να χρειάζονται σημαντικές επισκευές. Η μόνη εξαίρεση είναι η ιδιαίτερως δυσμενής, όπως είδαμε και στο υποκεφάλαιο 6.1, διεγερση Takatori_000 αντίστροφης πολικότητας, όπου $\delta_c/h \approx 2.2\%$, το οποίο μεταφράζεται σε εκτεταμένες βλάβες των δομικών στοιχείων. Αντιθέτως, το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο παρουσιάζει πολύ μεγαλύτερα καμπτικά drift ratio, τα οποία στις περισσότερες περιπτώσεις ξεπερνούν το 1% και τουλάχιστον σε 8 από τις 20 περιπτώσεις σεισμού το πλαίσιο χρήζει αντικάστασης, έχοντας καμπτικά drift ratio μεγαλύτερα του 2%.

Ακόμα μία σημαντική παράμετρος, η οποία σε συνδυασμό με το καμπτικό ποσοστιαίο drift καθορίζει το μέγεθος των βλαβών των φερόντων στοιχείων, είναι ο λόγος $\mu_{\text{απαιτούμενη}} / \mu_{\text{διατιθέμενη}}$ που εκφράζει την κατανάλωση πλαστιμότητας στις διατομές στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου. Να σημειωθεί ότι η διατιθέμενη πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων είναι $c_u/c_y > 8$. Έτσι, στο **Σχήμα 6.23** συγκρίνεται ο λόγος $\mu_{\text{απαιτούμενη}} / \mu_{\text{διατιθέμενη}}$ των δύο εναλλακτικών πλαισίων συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας των σεισμών. Για το *συμβατικό* πλαίσιο, μόνο για όσες σεισμικές διεγέρσεις δεν ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού (Elcentro1940_180,

Izmit_090, Treasure_island, Kalamata, Lucerne00_tc, Yarimca_060) τα υποστυλώματα έχουν $\mu_{\text{μαπαιτούμενη}} / \mu_{\text{διατιθέμενη}} < 0.25$, δηλαδή βρίσκονται μέσα στα όρια Άμεσης Χρήσης ή Προστασίας Ζωής. Για ισχυρότερους σεισμούς που ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού, έχουμε είτε $0.25 < \mu_{\text{μαπαιτούμενη}} / \mu_{\text{διατιθέμενη}} < 1$ οπότε το πλαίσιο είναι στα όρια της Αποφυγής Κατάρρευσης (για παράδειγμα Pac_164, Tabas_LN, Lefkada2003), είτε $\mu_{\text{μαπαιτούμενη}} / \mu_{\text{διατιθέμενη}} > 1$, δηλαδή κατάρρευση του συμβατικού πλαισίου (για παράδειγμα Takatori_000, Rinaldi_228, JMA_000). Αντιθέτως, το *αντι-συμβατικό* πλαίσιο αποδεικνύεται εμφανώς ανώτερο, με 18 από τις 20 διεγέρσεις να αφήνουν καί τα τρία υποστυλώματα εντός των ορίων της Άμεσης Χρήσης και με τις υπόλοιπες 2 (Jensen_292, Tabas_LN) συν τη διεγερση Takatori_000 αντίστροφης πολικότητας να αφήνουν το πλαίσιο εντός των ορίων της Προστασίας Ζωής, εκτός από τη μοναδική περίπτωση του μεσαίου υποστυλώματος στη διεγερση Takatori_000 αντίστροφης πολικότητας, όπου το υποστυλώμα βρίσκεται στην περιοχή της Αποφυγής Κατάρρευσης.

Συμπερασματικά, το *αντι-συμβατικό* πλαίσιο αποδεικνύεται σαφώς πλεονεκτικότερο. Ακόμα και για πολύ ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις που ξεπερνούν κατά πολύ το φάσμα σχεδιασμού το πλαίσιο επιβιώνει με επιδιορθώσιμες βλάβες, το οποίο φαίνεται από το συνδυασμό μικρού καμπτικού drift ratio και μικρού λόγου $\mu_{\text{μαπαιτούμενη}} / \mu_{\text{διατιθέμενη}}$. Σε όρους καθιζήσεων, τα δύο εναλλακτικά πλαίσια αποδεικνύονται ισοδύναμα, με εξαίρεση το υπο-διαστασιολογημένο μεσαίο θεμέλιο που καθιζάνει συστηματικά περισσότερο, ειδικά όσο αυξάνεται η ένταση του σεισμού, και προκαλεί σημαντικές διαφορικές καθιζήσεις, άρα και παρασιτικές εντάσεις. Επιπλέον, ένα ακόμη μειονέκτημα του *αντι-συμβατικού* πλαισίου είναι οι απομένουσες στροφές των θεμελίων, οι οποίες είναι μάλιστα συστηματικά προς τα δεξιά αποδεικνύοντας μια υπάρχουσα τάση του πλαισίου να στρέφεται προς τα δεξιά. Επομένως, οι διαφορικές καθιζήσεις και οι απομένουσες στροφές των υπο-διαστασιολογημένων θεμελίων δίνουν το έναυσμα για περαιτέρω βελτίωση του *αντι-συμβατικού* σχεδιασμένου πλαισίου. Να σημειωθεί ότι στις παραπάνω σεισμικές διεγέρσεις δεν υπήρξε το πρόβλημα της αποκόλλησης και της πλευρική μετάθεσης του αριστερού υπο-διαστασιολογημένου θεμελίου, κάτι πολύ έντονο στην περίπτωση διεγέρσεων παλμών Tsang μεγάλου πλάτους, όπως μελετήθηκε στο Κεφάλαιο 4.

6.2 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ ΜΕ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑ ΠΑΡΑΛΑΒΗΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΕΩΣ ΣΤΑ ΑΚΡΑ

Εξετάζουμε την πιθανότητα προσθήκης συνδετηρίων δοκών με δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψεως στα άκρα. Η συγκεκριμένη λύση εφαρμόστηκε στο υποκεφάλαιο 5.1 προκειμένου να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα της αποκόλλησης και της πλευρική μετάθεσης του αριστερού υπο-διαστασιολογημένου θεμελίου, με αρνητικά όμως αποτελέσματα. Στόχος του παρόντος υποκεφαλαίου είναι η περαιτέρω διερεύνηση της επιρροής των συγκεκριμένων συνδετηρίων δοκών στην απόκριση του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου υπό σεισμικές πλέον διεγέρσεις. Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις απεικονίζεται στο **Σχήμα 5.1**.

Εξετάστηκαν τρεις χαρακτηριστικές περιπτώσεις : (i) μέτριας ισχύος σεισμικές διεγέρσεις που προσεγγίζουν το φάσμα σχεδιασμού με την καταγραφή El Centro (1940), (ii) ισχυρούς σεισμούς που ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού με την καταγραφή Duzce (1999) και (iii) πολύ ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις που υπερβαίνουν κατά πολύ το φάσμα σχεδιασμού, με την καταγραφή Takatori (Kobe 1995).

(i) Απόκριση σε σεισμούς μέτριας ισχύος, κοντά στο φάσμα σχεδιασμού

Στο **Σχήμα 6.24** απεικονίζεται η χρονοϊστορία του ολικού drift ισογείου καθώς και της καμπτικής και στροφικής συνιστώσας του, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με και χωρίς συνδετήριες δοκούς. Σε όρους παραμένοντος ολικού drift τα δύο πλαίσια είναι ισοδύναμα, σε όρους μέγιστου ολικού drift το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς είναι ελαφρώς καλύτερο, αλλά σε όρους χρονοϊστορίας καμπτικού drift το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς έχει μη αμελητέες τιμές καμπτικού drift αλλά εντός λειτουργικότητας (μέγιστο καμπτικό drift ratio $\approx 0.70\%$), ενώ το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς έχει σχεδόν μηδενικές τιμές καμπτικού drift σε όλη τη διάρκεια του σεισμού. Αυτό συμβαίνει γιατί οι συνδετήριες δοκοί αυξάνουν τη ροπή ανατροπής της θεμελίωσης, όπως απεικονίζεται και στο **Σχήμα 6.25**, και έτσι η ένταση μεταφέρεται στα υποστυλώματα.

Σε όρους καθίζησης–στροφής $w-\theta$ των θεμελίων, σύμφωνα με το **Σχήμα 6.26**, τα δύο ακραία θεμέλια έχουν ισοδύναμη συμπεριφορά ενώ το μεσαίο θεμέλιο του πλαισίου με συνδετήριες δοκούς καθιζάνει 0.6 cm λιγότερο από το αντίστοιχο του πλαισίου χωρίς συνδετήριες δοκούς, μειώνοντας τη διαφορική καθίζηση μεταξύ του μεσαίου και των ακραίων θεμελίων.

Συνολικά, για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση, και τα δυο πλαίσια έχουν ισοδύναμη συμπεριφορά άρα η προσθήκη συνδετηρίων δοκών δε κρίνεται απαραίτητη.

(ii) Απόκριση σε ισχυρούς σεισμούς που ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού

Στο **Σχήμα 6.27** συγκρίνεται η εξέλιξη των ροπών–καμπυλοτήτων των τριών υποστυλωμάτων, καθώς και η απόκριση της θεμελίωσης σε όρους $M-\theta$, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με και χωρίς συνδετήριες δοκούς. Παρατηρούμε ότι με την προσθήκη των συνδετηρίων δοκών αυξάνεται η ροπή αντοχής των θεμελίων, τα οποία αποκρίνονται ελαστικά, και έτσι κάποιο μέρος της έντασης μεταφέρεται στα συνδεόμενα υποστυλώματα, τα οποία εισέρχονται λίγο στην πλαστική περιοχή. Αντίθετα, στο αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς τα υποστυλώματα παραμένουν τελείως ελαστικά και το μεγαλύτερο μέρος της έντασης αναλαμβάνεται από τα θεμέλια που αποκρίνονται λικνιστικά.

Στο **Σχήμα 6.28** παριστάνεται η χρονοϊστορία του ολικού drift ισογείου καθώς και της καμπτικής και στροφικής συνιστώσας του, για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με και χωρίς συνδετήριες δοκούς. Και σε όρους μέγιστου και σε όρους παραμένοντος ολικού drift ισογείου, το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς εμφανίζει μεγαλύτερες τιμές. Επίσης, το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς εμφανίζει μεγαλύτερες τιμές καμπτικού drift κατά τη διάρκεια της διέγερσης, το οποίο εκφράζει τις βλάβες των δομικών μελών του πλαισίου.

Σε όρους καθίζησης–στροφής $w-\theta$ των θεμελίων, σύμφωνα με το **Σχήμα 6.29**, και τα τρία θεμέλια έχουν παρόμοιες καθιζήσεις, με το αριστερό να εμφανίζει μεγαλύτερο ανασήκωμα στην περίπτωση του πλαισίου με συνδετήριες δοκούς.

Συνολικά, για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση, τα δυο πλαίσια έχουν ισοδύναμη συμπεριφορά σε όρους καθιζήσεων, αλλά το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς υστερεί σε όρους ολικού και καμπτικού drift, άρα η προσθήκη συνδετηρίων δοκών κρίνεται μη ευνοϊκή.

(iii) Απόκριση σε πολύ ισχυρούς σεισμούς, πολύ πάνω από το φάσμα σχεδιασμού

Από το **Σχήμα 6.30**, όπου παρουσιάζεται η εξέλιξη των ροπών – καμπυλοτήτων στη βάση των τριών υποστυλωμάτων του πλαισίου με συνδετήριες δοκούς αλλά και η χρονοϊστορία των drift ισογείου, είναι φανερό ότι το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς

οδηγείται στην κατάρρευση, σε αντίθεση με το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς που βρίσκεται μετά το πέρας του σεισμού εντός ορίων λειτουργικότητας αλλά με μεγάλες τιμές απόλυτης και διαφορικής καθίζησης. Επομένως, η προσθήκη των συνδετηρίων δοκών καταργεί τη νέα μέθοδο σχεδιασμού, αυξάνοντας την αντοχή των θεμελίων και καθοδηγώντας την ένταση στα συνδεόμενα υποστυλώματα, και έτσι οδηγεί το πλαίσιο στην κατάρρευση.

Συμπερασματικά, η προσθήκη των συγκεκριμένων δοκών όχι μόνο δε βελτιώνει την απόκριση του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου αλλά μάλιστα αποδεικνύεται επιβλαβής, καθώς αυξάνει κατά πολύ τις σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων και μεταφέρει την ένταση στα υποστυλώματα, προκαλώντας κατάρρευση σε πολύ ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις.

6.3 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ ΑΡΘΡΩΜΕΝΕΣ ΣΤΑ ΑΚΡΑ

Εξετάζουμε την πιθανότητα προσθήκης συνδετηρίων δοκών αρθρωμένες στα άκρα τους στα συνδεόμενα θεμέλια. Η λύση αυτή εφαρμόστηκε στο υποκεφάλαιο 5.2 προκειμένου να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα της αποκόλλησης και της πλευρική μετάθεσης του αριστερού θεμελίου του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου, με πολύ ικανοποιητικά αποτελέσματα. Στόχος του παρόντος υποκεφαλαίου είναι η περαιτέρω διερεύνηση της επιρροής των συγκεκριμένων συνδετηρίων δοκών στην απόκριση του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου υπό σεισμικές πλέον διεγέρσεις, ελπίζοντας να επιβεβαιωθεί και σε αυτό το κεφάλαιο η ευεργετική τους επίδραση στην απόκριση του συστήματος. Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις παριστάνεται στο **Σχήμα 3.1**. Η υλοποίηση των εν λόγω δοκών έγινε με εφαρμογή κινηματικών δεσμεύσεων στους κόμβους σύνδεσης υποστυλωμάτων και θεμελίων, ώστε να παραμένει σταθερή η μεταξύ τους απόσταση και ταυτόχρονα να μένει ελεύθερος ο στροφικός βαθμός ελευθερίας (ιδεωδώς άρθρωση).

6.3.1 ΕΞΕΤΑΣΗ ΤΡΙΩΝ ΣΤΑΘΜΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ : ΜΕΤΡΙΑ, ΙΣΧΥΡΗ, ΠΟΛΥ ΙΣΧΥΡΗ

Εξετάστηκαν και πάλι τρεις χαρακτηριστικές περιπτώσεις όπως και στα προηγούμενα υποκεφάλαια : (i) μέτριας ισχύος σεισμικές διεγέρσεις που προσεγγίζουν το φάσμα σχεδιασμού με την καταγραφή El Centro (1940), (ii) ισχυρούς σεισμούς που ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού με την καταγραφή Duzce (1999) και (iii) πολύ ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις που υπερβαίνουν κατά πολύ το φάσμα σχεδιασμού, με την καταγραφή Takatori (Kobe 1995).

(i) Απόκριση σε σεισμούς μέτριας ισχύος, κοντά στο φάσμα σχεδιασμού

Καταρχήν, τα τρία υποστυλώματα παραμένουν στην ελαστική περιοχή, και στο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς και στο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς. Ως προς το drift, το παραμένον ολικό drift είναι και για τα δύο πλαίσια μηδενικό, ενώ το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς εμφανίζει μικρότερο μέγιστο ολικό drift, δηλαδή 6 cm αντί των 8 cm του πλαισίου χωρίς συνδετήριες δοκούς (**Σχήμα 6.31**). Σε όρους καμπτικού drift, και τα δύο πλαίσια έχουν σχεδόν μηδενικές τιμές καθ' όλη τη διάρκεια του σεισμού. Επομένως, σε όρους drift η προσθήκη των συγκεκριμένων συνδετηρίων δοκών είναι ευεργετική.

Ως προς τις καθιζήσεις, η χρήση των συνδετηρίων δοκών μειώνει τις στροφές και τα ανασηκώματα των τριών θεμελίων και ομοιομορφοποιεί τις απόλυτες τιμές των καθιζήσεων, αυξάνοντας τις καθιζήσεις των ακραίων θεμελίων και μειώνοντας του μεσαίου, έχοντας ως αποτέλεσμα το μηδενισμό της διαφορικής καθιζήσης (**Σχήμα 6.32**). Άρα, και σε όρους καθιζήσεων η προσθήκη των συνδετηρίων δοκών είναι ευεργετική.

(ii) Απόκριση σε ισχυρούς σεισμούς που ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού

Ως προς τα υποστυλώματα, και τα τρία παραμένουν στην ελαστική περιοχή, και στο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς και στο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς. Ως προς το drift, η απόκριση είναι πανομοιότυπη, τόσο για την ολική όσο και την καμπτική συνιστώσα (**Σχήμα 6.33**).

Για τις καθιζήσεις, και για αυτή τη σεισμική διέγερση, η χρήση των συνδετηρίων δοκών μειώνει τις στροφές και τα ανασηκώματα των τριών θεμελίων και ομοιομορφοποιεί τις απόλυτες τιμές των καθιζήσεων, αυξάνοντας τις καθιζήσεις των

ακραίων θεμελίων και μειώνοντας του μεσαίου, καταλήγοντας στο μηδενισμό της διαφορικής καθίζησης (**Σχήμα 6.34**). Άρα, σε όρους καθιζήσεων η προσθήκη των συνδετηρίων δοκών είναι ευεργετική και για αυτή τη στάθμη διέγερσης.

(iii) Απόκριση σε πολύ ισχυρούς σεισμούς, πολύ πάνω από το φάσμα σχεδιασμού

Καταρχάς, τα υποστυλώματα παραμένουν στην ελαστική περιοχή και για τα δύο πλαίσια. Επίσης, στο **Σχήμα 6.35** παρουσιάζονται τα drift ισογείου και ορόφου για τα δύο πλαίσια. Παρατηρούμε ότι σε όρους μέγιστου drift ισογείου οι δύο εναλλακτικές είναι ισοδύναμες, όμως το αντι-συμβατικό πλαίσιο με τις συνδετήριες δοκούς συσσωρεύει μεγαλύτερο παραμένον ολικό drift, δηλαδή 25 cm έναντι των 9 cm του πλαισίου χωρίς συνδετήριες δοκούς. Επιπλέον, το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς έχει μεγαλύτερο παραμένον καμπτικό drift ισογείου, δηλαδή 7.2 cm ($\delta_c/h \approx 1.8\%$) έναντι των 0.8 cm ($\delta_c/h \approx 0.2\%$) του πλαισίου χωρίς συνδετήριες δοκούς. Άρα, οι συνδετήριες δοκοί καθιστούν το πλαίσιο εντός των ορίων της Προστασίας Ζωής, ενώ χωρίς αυτές το πλαίσιο είναι εντός των ορίων της Άμεσης Χρήσης. Σε όρους ολικού drift ορόφου, η απομένουσα τιμή στο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς είναι 9 cm έναντι των 32 cm για το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς.

Στο **Σχήμα 6.36** σκιαγραφείται η απόκριση της θεμελίωσης σε όρους M-θ, όπου τα δύο πλαίσια έχουν παρόμοια απόκριση και σε όρους w-θ, όπου παρουσιάζουν κάποιες διαφορές. Πιο συγκεκριμένα, οι τελικές καθιζήσεις στο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς έχουν ενιαία τιμή και για τα τρία θεμέλια ίση με περίπου 3 cm, ενώ το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς παρουσιάζει διαφορική καθίζηση περίπου 3 cm, με μέγιστη καθίζηση αυτή του μεσαίου θεμελίου ίση με 6 cm. Επομένως, η προσθήκη των συνδετηρίων δοκών εξαλείφει το πρόβλημα της διαφορικής καθίζησης και μειώνει τα απόλυτα μεγέθη των καθιζήσεων.

Για να εμβαθύνουμε στα πιθανά πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της προσθήκης των εν λόγω συνδετηρίων δοκών στην απόκριση του αντισυμβατικού πλαισίου, εξετάζουμε τη διέγερση Takatori αντίστροφης πολικότητας η οποία, όπως διαπιστώθηκε και στο υποκεφάλαιο 6.1, είναι ιδιαιτέρως δυσμενής.

Σύμφωνα με το **Σχήμα 6.37**, τα υποστυλώματα του πλαισίου χωρίς συνδετήριες δοκούς εισέρχονται λίγο στην πλαστική περιοχή, ενώ τα αντίστοιχα του άλλου πλαισίου παραμένουν εντελώς ελαστικά. Αυτό στοιχειοθετείται και από το **Σχήμα 6.38** της χρονοϊστορίας των drift ισογείου, όπου το καμπτικό drift του πλαισίου χωρίς συνδετήριες δοκούς είναι σημαντικά μεγαλύτερο και φτάνει τα 9 cm ($\delta_c/h \approx 2.2\%$), έναντι των 6.7 cm ($\delta_c/h \approx 1.7\%$). Το πρώτο δηλαδή φτάνει στη στάθμη Αποφυγής

Κατάρρευσης, ενώ το δεύτερο είναι μέσα στα όρια της Προστασίας Ζωής. Σε όρους μέγιστου ολικού drift ισογείου, τα δύο πλαίσια είναι ισοδύναμα αλλά σε όρους παραμένουσας drift ισογείου το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς παρουσιάζει μεγαλύτερη τιμή (33.5 cm έναντι 22.5 cm). Τέλος, ως προς τα ολικά drift ορόφου είναι πάλι ευμενέστερο το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς.

Στο **Σχήμα 6.39** σκιαγραφείται η απόκριση της θεμελίωσης, όπου σε όρους $M-\theta$ και για τα δύο συστήματα θεμελιώσεως παρουσιάζονται έντονες πλαστικοποιήσεις και σε όρους $w-\theta$ το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς έχει και μικρότερες απόλυτες καθιζήσεις και μηδενική διαφορική καθίζηση μεταξύ των θεμελίων.

6.3.2 ΣΥΝΟΨΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στα **Σχήματα 6.40 – 6.43** συνοψίζονται τα αποτελέσματα για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με και χωρίς συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα τους για τις 20 επιβαλλόμενες διεγέρσεις. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται σε όρους απομένουσας καθίζησης και στροφής των θεμελίων, παραμένουσας και μέγιστου ποσοστιαίου ολικού drift ισογείου (residual & max total drift ratio ground floor δ/h), ποσοστιαίου καμπτικού drift ισογείου (flexural drift ratio δ_c/h) και ζητούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{demand}/\mu_{capacity}$ για τα τρία υποστυλώματα, συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ψευδο-ταχύτητας (maxPSV) κάθε σεισμικής διέγερσης.

Στο **Σχήμα 6.40** απεικονίζεται η απομένουσα καθίζηση w_{res} για κάθε ένα από τα τρία θεμέλια συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας των σεισμών. **(a)** Για το αριστερό θεμέλιο, το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς παρουσιάζει μεγαλύτερες καθιζήσεις σε σύγκριση με το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς, με διαφορές της τάξεως των 0.0–2.0 cm ανά σεισμό. Γενικά, το εύρος των καθιζήσεων του αριστερού θεμελίου του πλαισίου με συνδετήριες δοκούς είναι από 1.5 έως 5.0 cm, ενώ το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς αναπτύσσει καθιζήσεις από 1.0 έως 3.5 cm. **(b)** Για το μεσαίο θεμέλιο, το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς παρουσιάζει μικρότερες καθιζήσεις σε σύγκριση με το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς, με διαφορές της τάξεως των 0.0–3.0 cm ανά σεισμό. Γενικά, το εύρος των καθιζήσεων του αριστερού θεμελίου του πλαισίου με συνδετήριες δοκούς είναι από 1.5 έως 5.0 cm, ενώ το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς αναπτύσσει καθιζήσεις από 1.5 έως 8.0 cm. **(c)** Για το δεξί θεμέλιο, το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς παρουσιάζει μεγαλύτερες καθιζήσεις σε σύγκριση με το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς, με διαφορές της τάξεως των 0.0–1.5 cm ανά σεισμό. Γενικά, το εύρος των καθιζήσεων του αριστερού θεμελίου του πλαισίου με συνδετήριες δοκούς είναι από 1.5 έως 4.5 cm, ενώ το

πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς αναπτύσσει καθιζήσεις από 1.0 έως 3.5 cm. Γενικά, το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς βελτιώνει την εικόνα των καθιζήσεων, μειώνοντας τις καθιζήσεις του μεσαίου θεμελίου που ήταν ιδιαίτερως αυξημένες και αυξάνοντας των ακραίων θεμελίων, οπότε και επέρχεται ομοιομορφοποίηση των καθιζήσεων, όπως έχουμε ήδη παρατηρήσει και στο υποκεφάλαιο 6.3.1.

Στο **Σχήμα 6.41** παρουσιάζεται η απομένουσα στροφή θ_{res} των δύο εναλλακτικών πλαισίων για κάθε ένα από τα τρία θεμέλια συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας των σεισμών. Καί για τα τρία θεμέλια, το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς παρουσιάζει για μικρές τιμές του $\max PSV$ ίδιες απομένουσες στροφές σε σύγκριση με το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και για μεγάλες τιμές του $\max PSV$ ($\max PSV > 200$ cm/s), το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς εμφανίζει ελαφρώς μειωμένες θ_{res} . Επιπλέον, η τάση για απομένουσα θετική στροφή (προς τα δεξιά) του πλαισίου χωρίς συνδετήριες δοκούς επαναλαμβάνεται και στο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αλλά σε μικρότερο βαθμό, αφού οι θετικές τιμές των θ_{res} είναι περισσότερες και μεγαλύτερες κατά απόλυτο από τις αρνητικές.

Στο **Σχήμα 6.42 (i)** παρουσιάζεται η απομένουσα ποσοστιαία ολική σχετική μετακίνηση ισογείου (residual total drift ratio ground floor δ/h) των δύο εναλλακτικών πλαισίων συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας των σεισμών. Παρατηρούνται παρόμοιες τιμές drift ratio σε όλο το εύρος των τιμών $\max PSV$, εκτός ορισμένων εξαιρέσεων. Υπάρχουν κάποιες διεγέρσεις όπου το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς εμφανίζει μικρότερο drift ratio (Takatori_000 αντίστροφης πολικότητας, Jensen_292, Tabas_LN, Pac_254, Rinaldi318) και κάποιες άλλες όπου η κατάσταση αντιστρέφεται (Takatori_000, Rinaldi_228). Στο **Σχήμα 6.42 (ii)**, επίσης, συγκρίνεται η μέγιστη ποσοστιαία ολική σχετική μετακίνηση ισογείου (\max total drift ratio ground floor δ/h) των δύο εναλλακτικών πλαισίων όπου πάλι τα δύο πλαίσια έχουν παρόμοιες τιμές. Άρα, τα δύο πλαίσια είναι ισοδύναμα σε όρους ολικού drift ισογείου.

Στο **Σχήμα 6.42 (iii)** συγκρίνεται η ποσοστιαία σχετική μετακίνηση ισογείου λόγω κάμψης των υποστυλωμάτων (flexural drift ratio ground floor δ_c/h) των δύο πλαισίων. Όπως έχει προαναφερθεί, η παράμετρος αυτή δείχνει το επίπεδο των βλαβών στα φέροντα στοιχεία του πλαισίου άρα είναι ιδιαίτερως σημαντική. Παρατηρούμε ότι και σε αυτή την παράμετρο τα δύο πλαίσια εμφανίζουν σχεδόν ίδιες τιμές δ_c/h με ελάχιστες εξαιρέσεις. Για παράδειγμα, το πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς είναι ευνοϊκότερο για τις διεγέρσεις Takatori_000 αντίστροφης πολικότητας, Jensen_292 και Tabas_LN ενώ είναι χειρότερο για τη διέγερση Takatori_000 και Yagimca.

Τέλος, ακόμα μία σημαντική παράμετρος που εξετάζεται είναι ο λόγος $\mu_{\text{απαιτούμενη}} / \mu_{\text{διατιθέμενη}}$. Έτσι, στο **Σχήμα 6.43** συγκρίνεται ο λόγος $\mu_{\text{απαιτούμενη}} / \mu_{\text{διατιθέμενη}}$ των δύο πλαισίων συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας των σεισμών. Βλέπουμε ότι η προσθήκη των εν λόγω συνδετηρίων δοκών καθιστά καί τα τρία υποστυλώματα μέσα

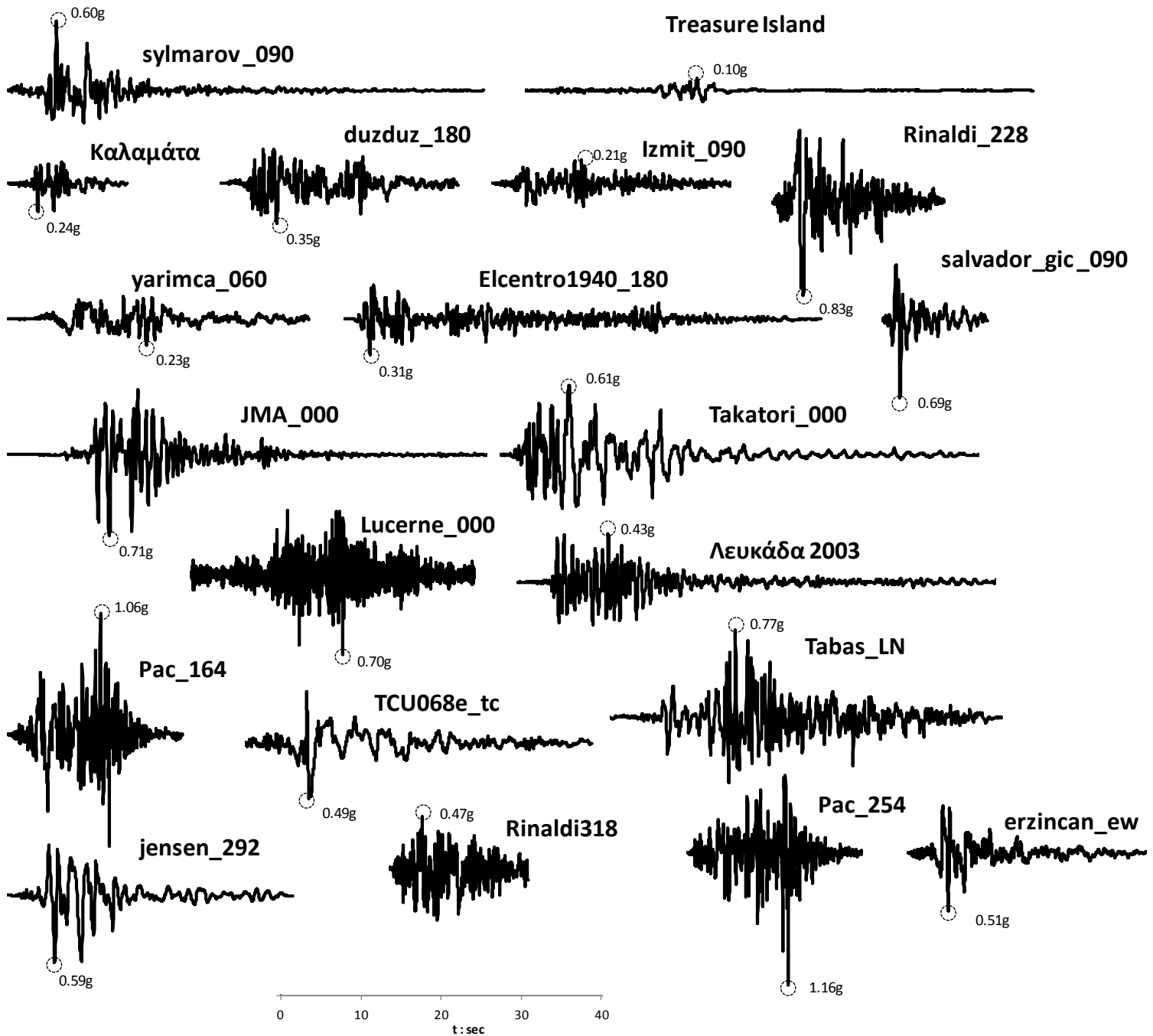
στα όρια της Άμεσης Χρήσης ($\mu_{\text{απαραιτούμενη}} / \mu_{\text{διατιθέμενη}} < 0.15$) για όλες τις εξεταζόμενες σεισμικές διεγέρσεις. Αντίθετα, για το πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς, το μεσαίο και το δεξί υποστύλωμα βρίσκονται στο όριο της Αποφυγής Κατάρρευσης για ορισμένες ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις. Ακόμα και για το σεισμό του Takatori_000 αντίστροφης πολικότητας όπου στο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς το μεσαίο υποστύλωμα βρίσκεται στην Αποφυγή Κατάρρευσης, στο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς βρίσκεται στην Άμεση Χρήση.

Να σημειωθεί ότι στο υποκεφάλαιο 6.3.1 (iii), όπου εξετάζεται η επίδραση των συνδετηρίων δοκών στην απόκριση του συστήματος υπό διεγέρσεις που ξεπερνούν κατά πολύ το φάσμα σχεδιασμού, η σεισμική διέγερση του Takatori_000 που χρησιμοποιήθηκε ίσως να μην είναι τόσο αντιπροσωπευτική των σεισμών μεγάλου μεγέθους γιατί δείχνει δυσμενέστερη εικόνα της απόκρισης του πλαισίου σε σύγκριση με άλλες διεγέρσεις παρόμοιου μεγέθους, όπως για παράδειγμα τα Jensen_292 και Tabas_LN. Η χρήση της διέγερσης Takatori_000 όμως έγινε για λόγους σύγκρισης με προηγούμενα υποκεφάλαια.

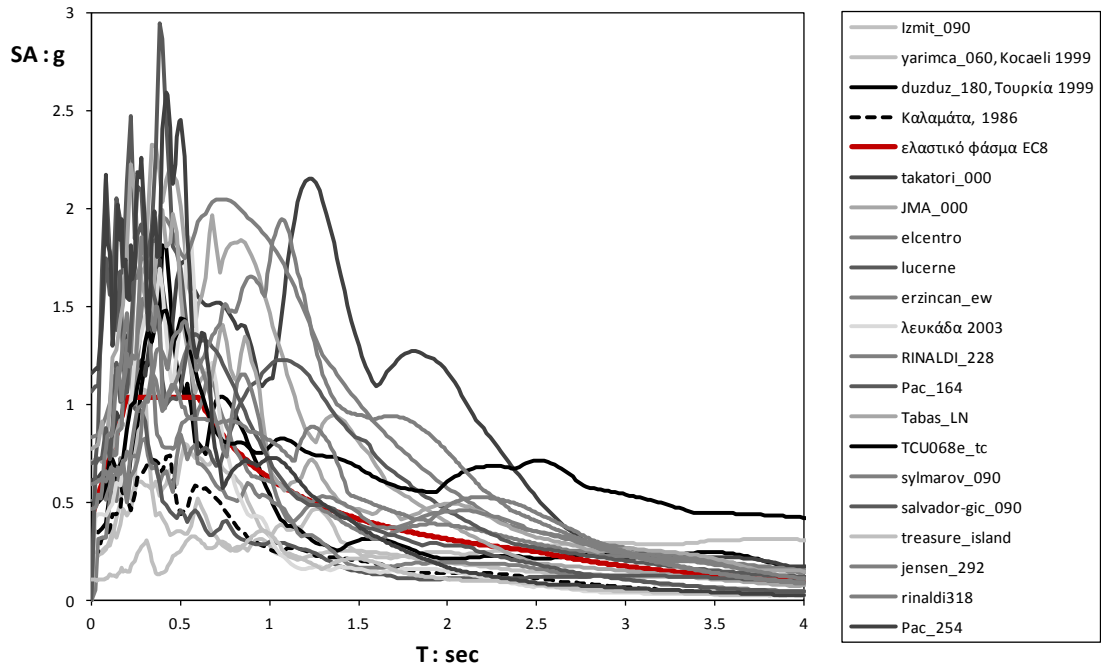
Συμπερασματικά, η χρήση των συνδετηρίων δοκών αρθρωμένες στα άκρα τους αποδεικνύεται ευεργετική σε όρους καθιζήσεων και βλαβών των δομικών μελών, αφού μηδενίζει τυχόν διαφορικές καθιζήσεις και μειώνει την κατανάλωση πλαστιμότητας στα υποστυλώματα. Επιπλέον, το μειονέκτημα του αντισυμβατικού πλαισίου να έχει την τάση για μεγαλύτερες απομένουσες θετικές στροφές αμβλύνηκε αλλά διατηρείται σε ένα βαθμό.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

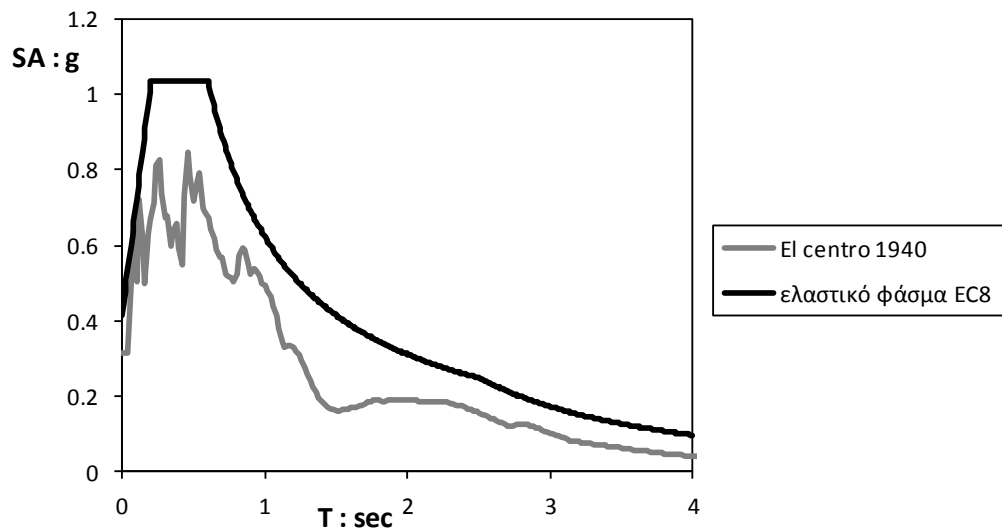
ΣΧΗΜΑΤΑ



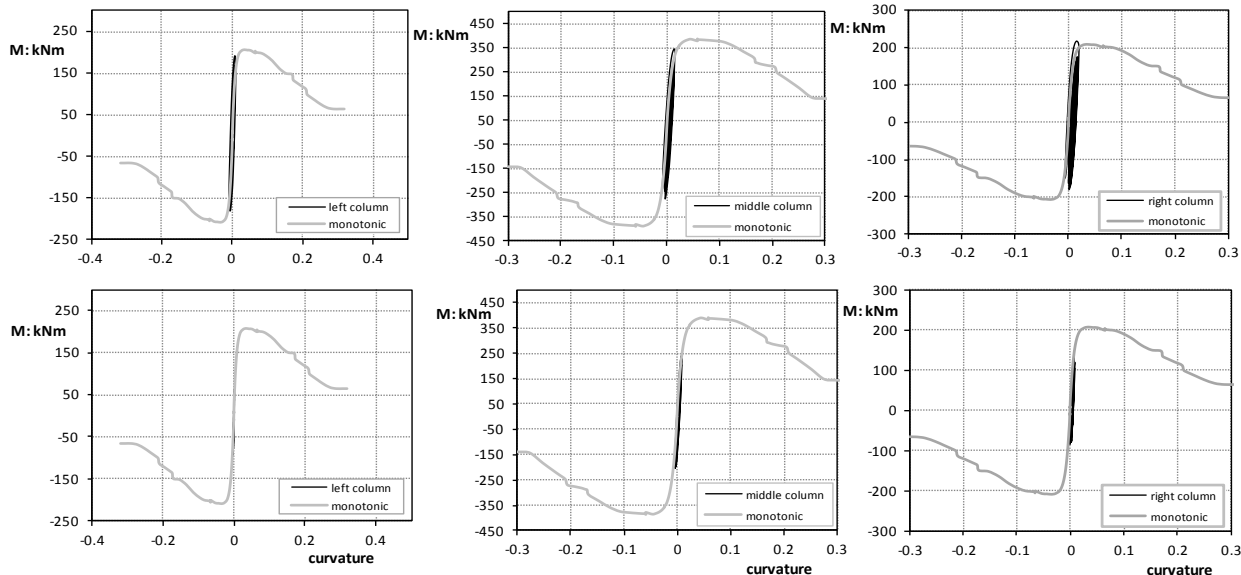
Σχήμα 6.1 Τα 20 διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα από ελληνικές και ξένες σεισμικές καταγραφές που επιβλήθηκαν στο μοντέλο



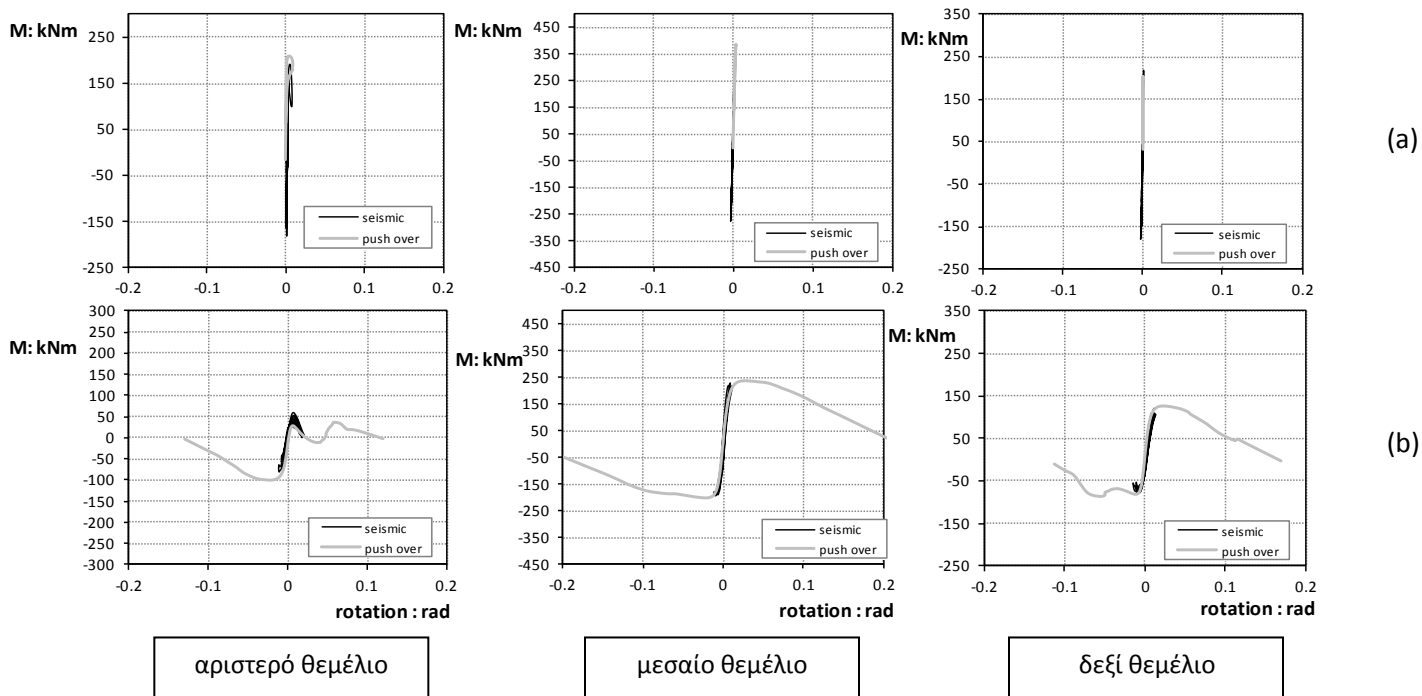
Σχήμα 6.2 Τα ελαστικά φάσματα επιτάχυνσης των 20 σεισμικών διεγέρσεων σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά EC8



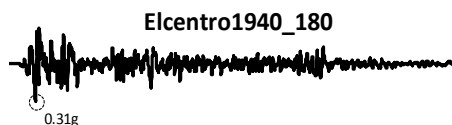
Σχήμα 6.3 Το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης της σεισμική διεγέρσης El centro (1940) σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά EC8

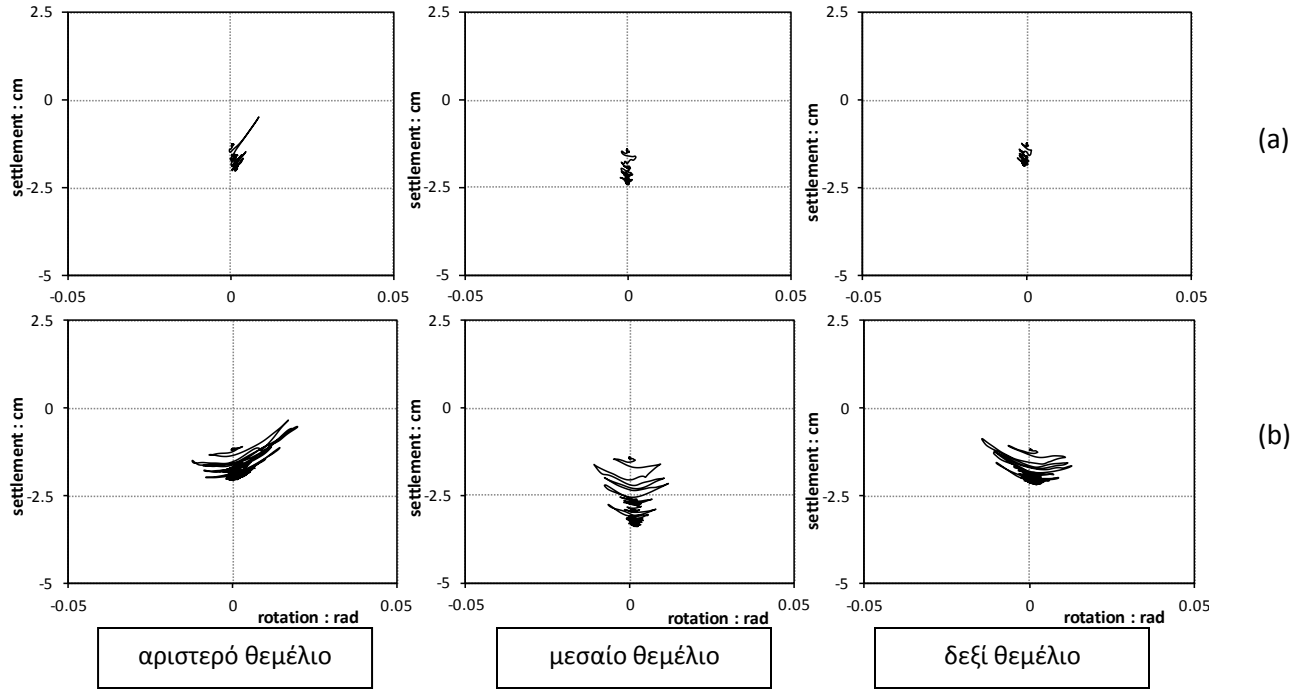


Σχήμα 6.4 Εξέλιξη ροπής–καμπυλότητας των τριών υποστυλωμάτων για το (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση Elcentro1940_180

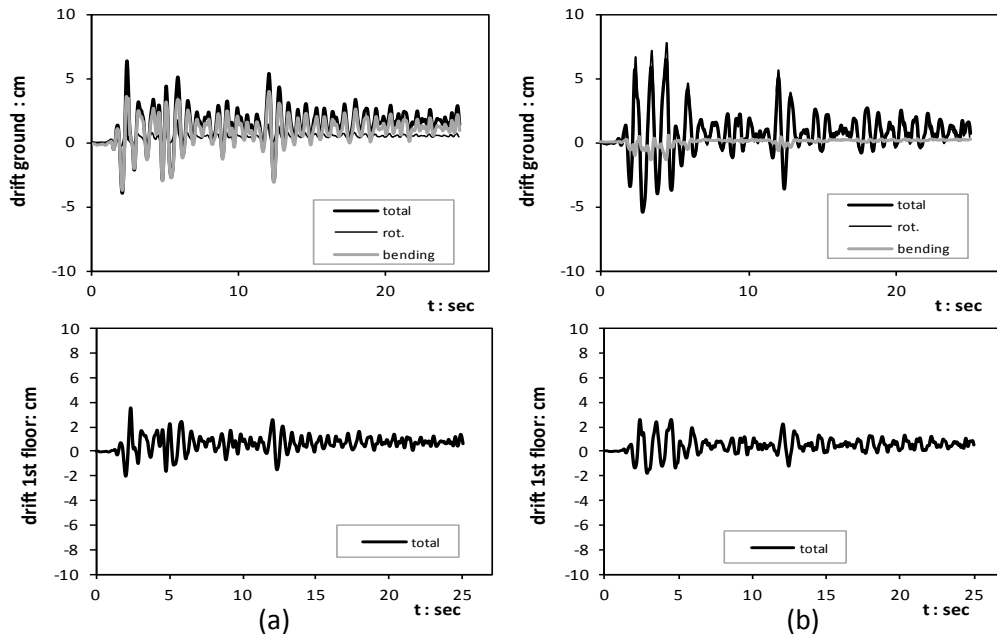


Σχήμα 6.5 Εξέλιξη ροπής–στροφής των τριών θεμελίων για το (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση Elcentro1940_180

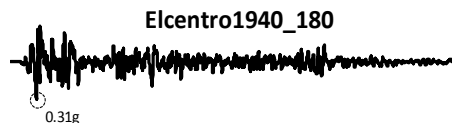


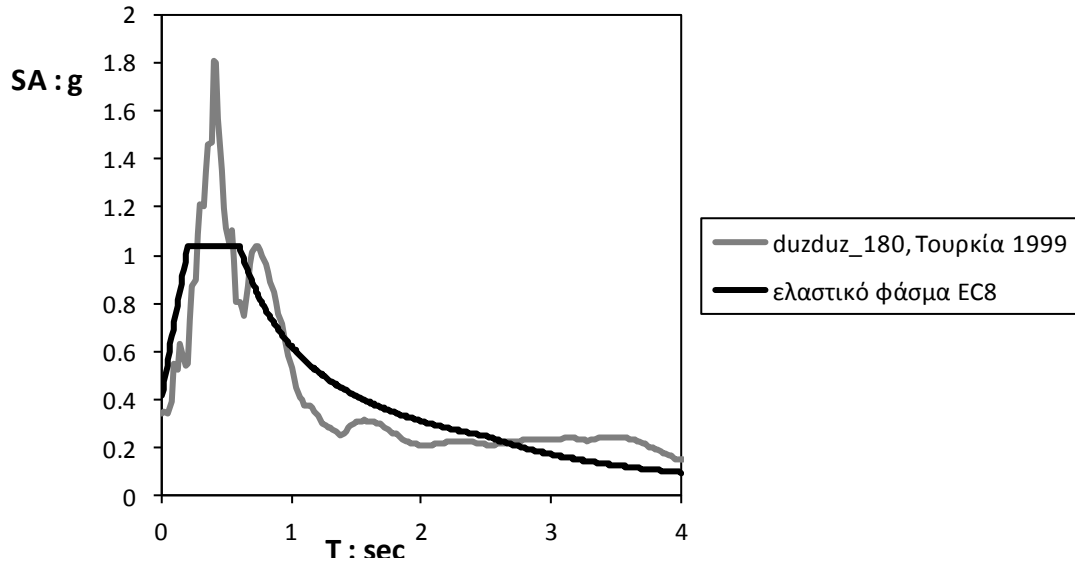


Σχήμα 6.6 Εξέλιξη καθίζησης-στροφής των τριών θεμελίων για το (α) συμβατικό και (β) αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση Elcentro1940_180

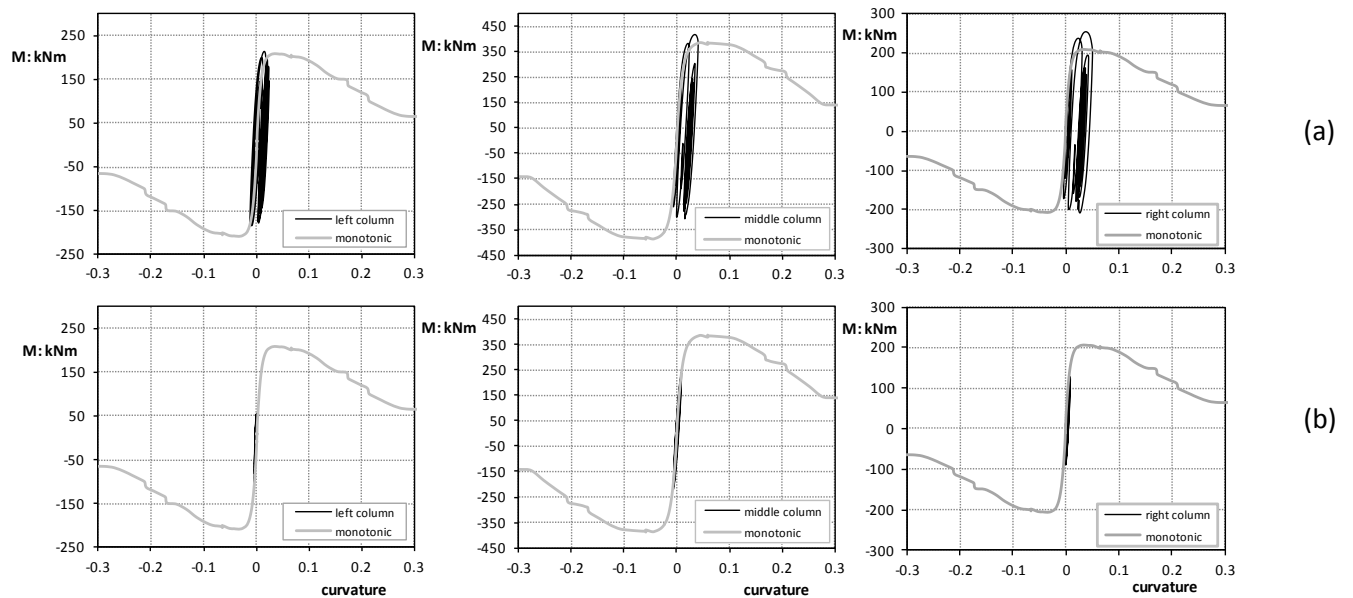


Σχήμα 6.7 Χρονοϊστορία drift ισογείου και ορόφου για το (α) συμβατικό και (β) αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση Elcentro1940_180

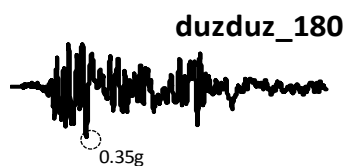


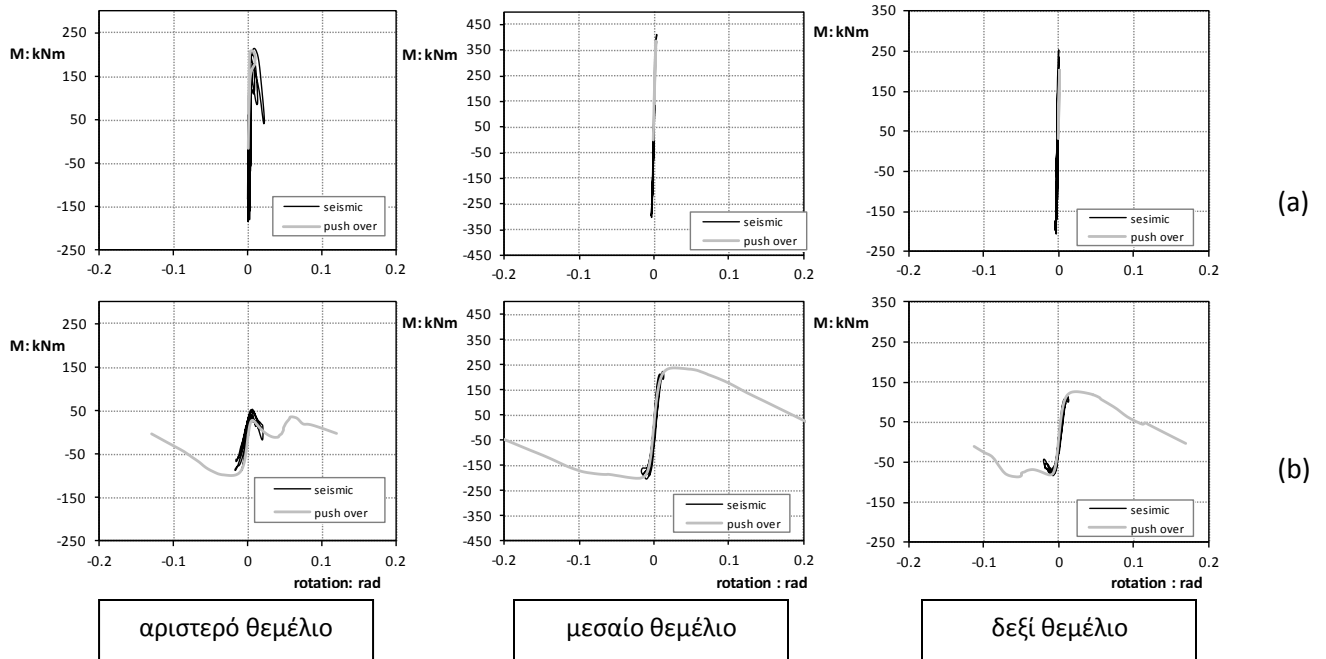


Σχήμα 6.8 Το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης της σεισμική διέγερσης του Ducze (Τουρκία, 1999) σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά EC8

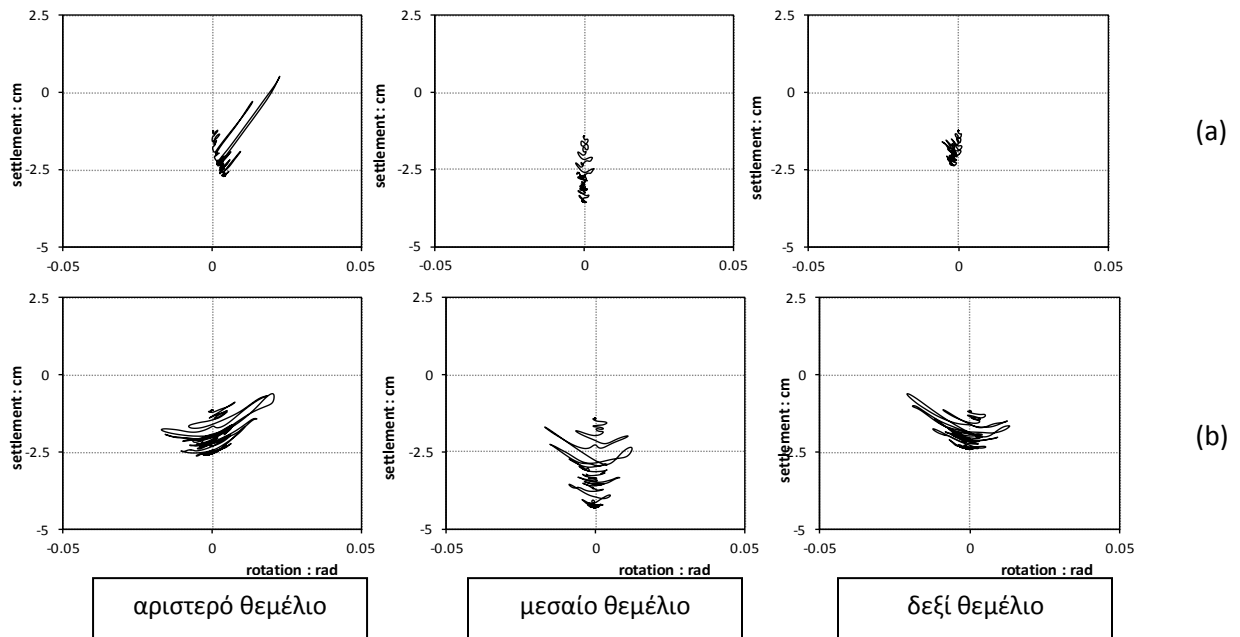


Σχήμα 6.9 Εξέλιξη ροπής–καμπυλότητας των τριών υποστυλωμάτων για το (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση duzdüz_180



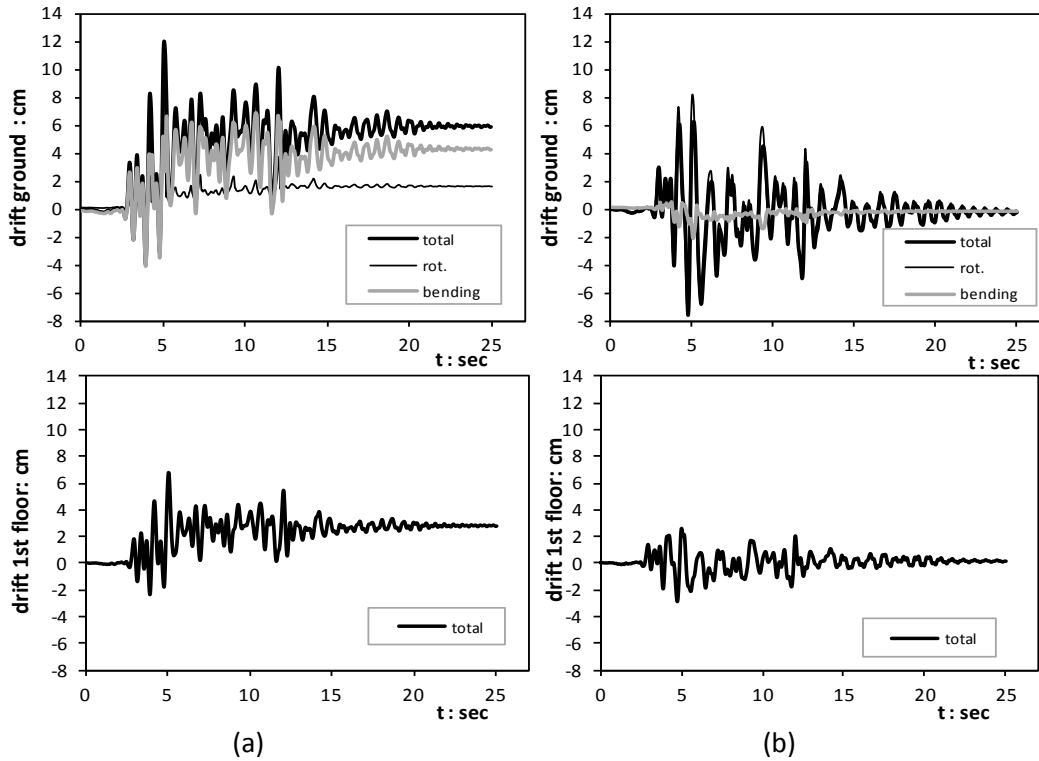


Σχήμα 6.10 Εξέλιξη ροπής–στροφής των τριών θεμελίων για το (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση duzduz_180

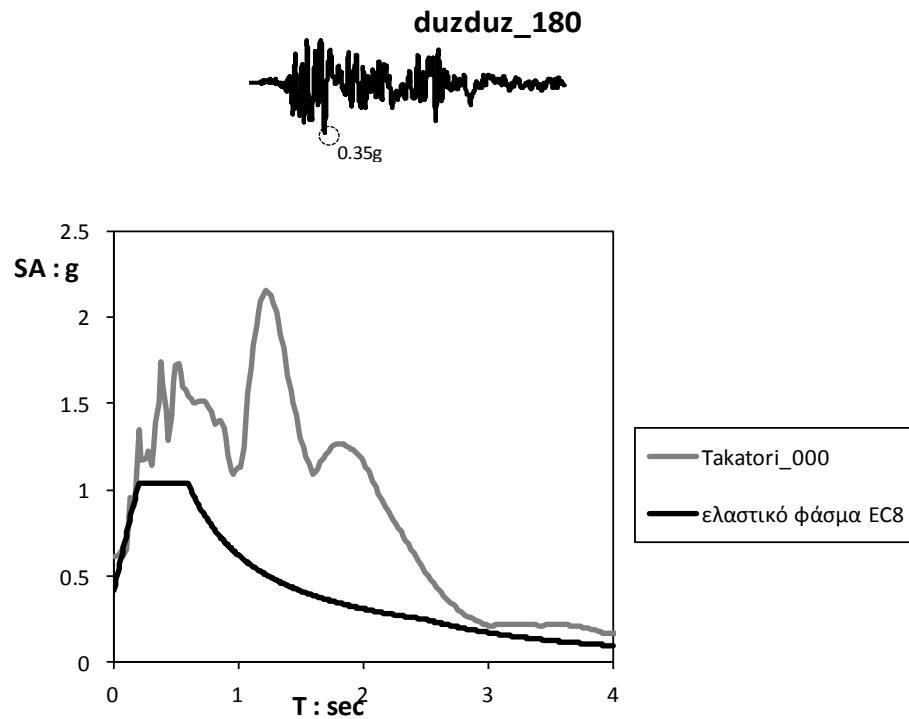


Σχήμα 6.11 Εξέλιξη καθίζησης–στροφής των τριών θεμελίων για το (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση duzduz_180

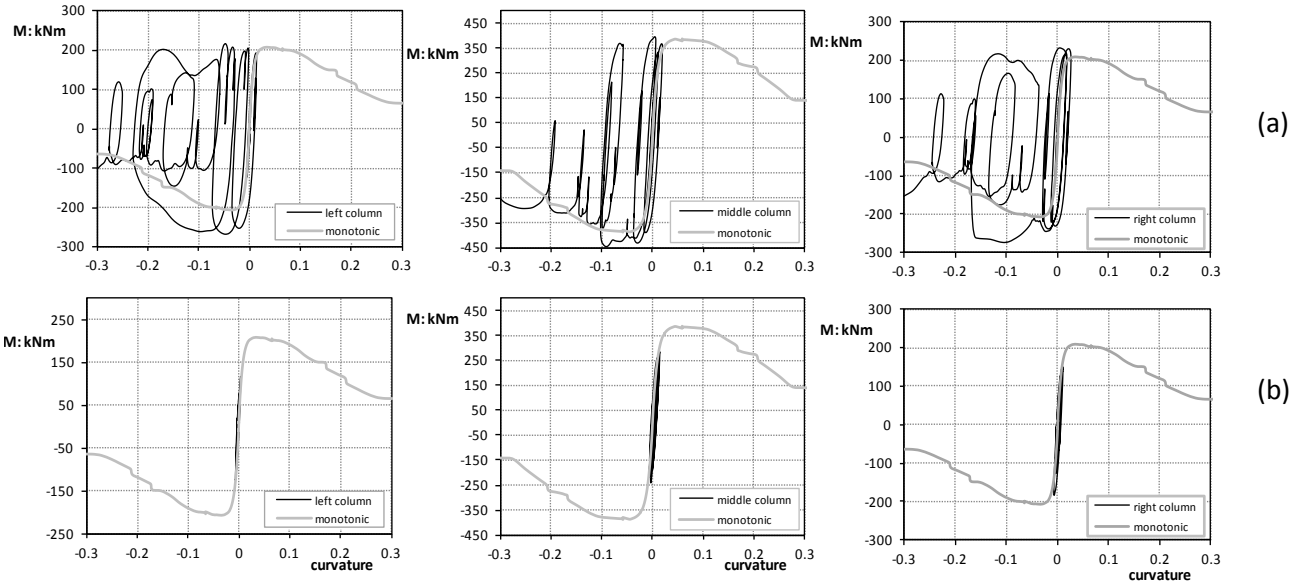




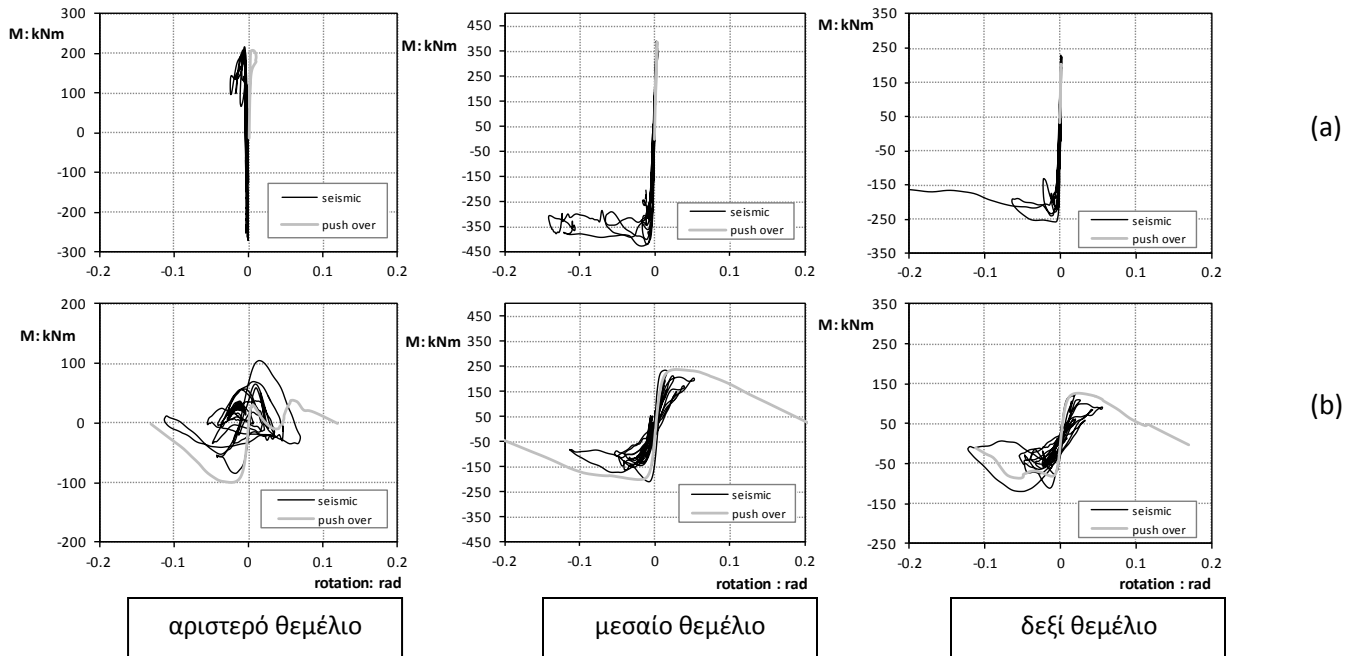
Σχήμα 6.12 Χρονοϊστορία drift ισογείου και ορόφου για το (a) συμβατικό και (b) αντισυμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση duzduz_180



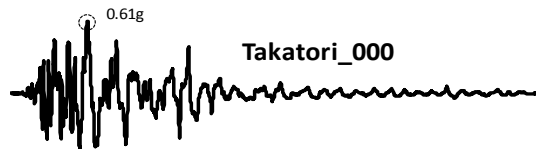
Σχήμα 6.13 Το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης της σεισμική διέγερσης του Takatori_000 (Κόμπε , 1995) σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά EC8

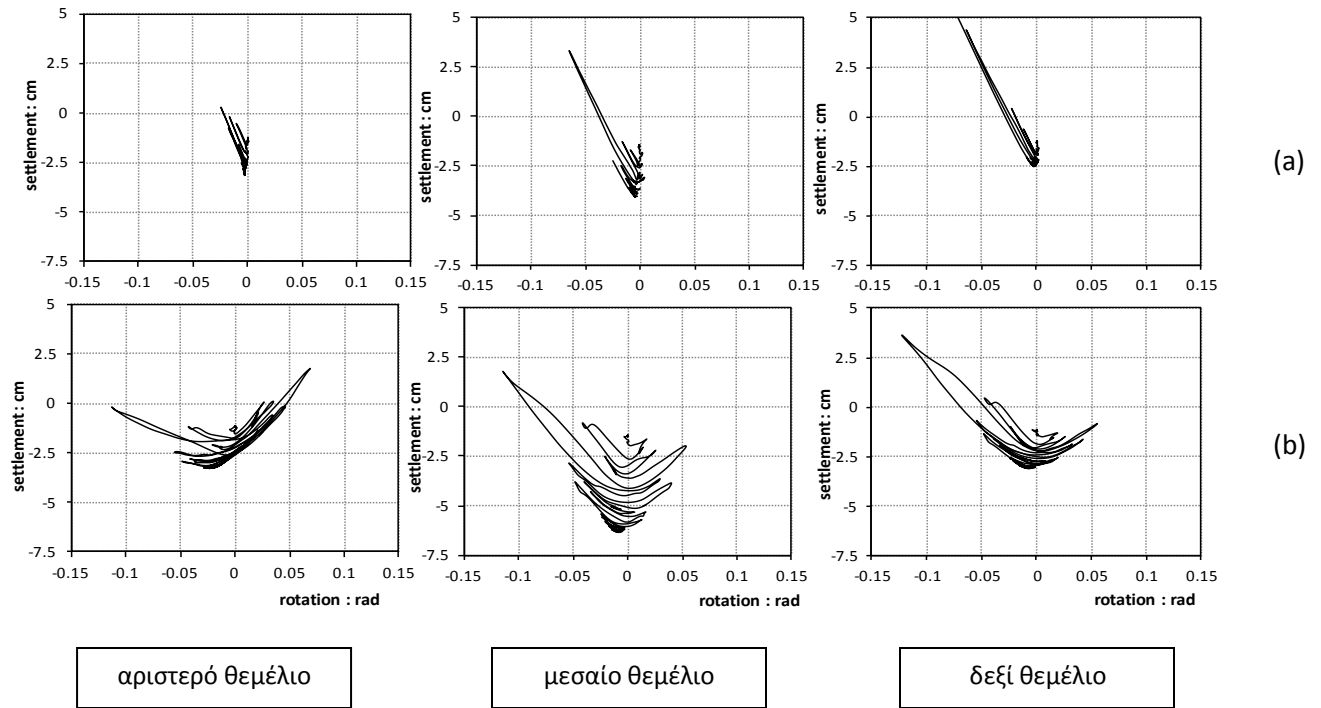


Σχήμα 6.14 Εξέλιξη ροπής–καμπυλότητας των τριών υποστυλμάτων για το (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση Takatori_000

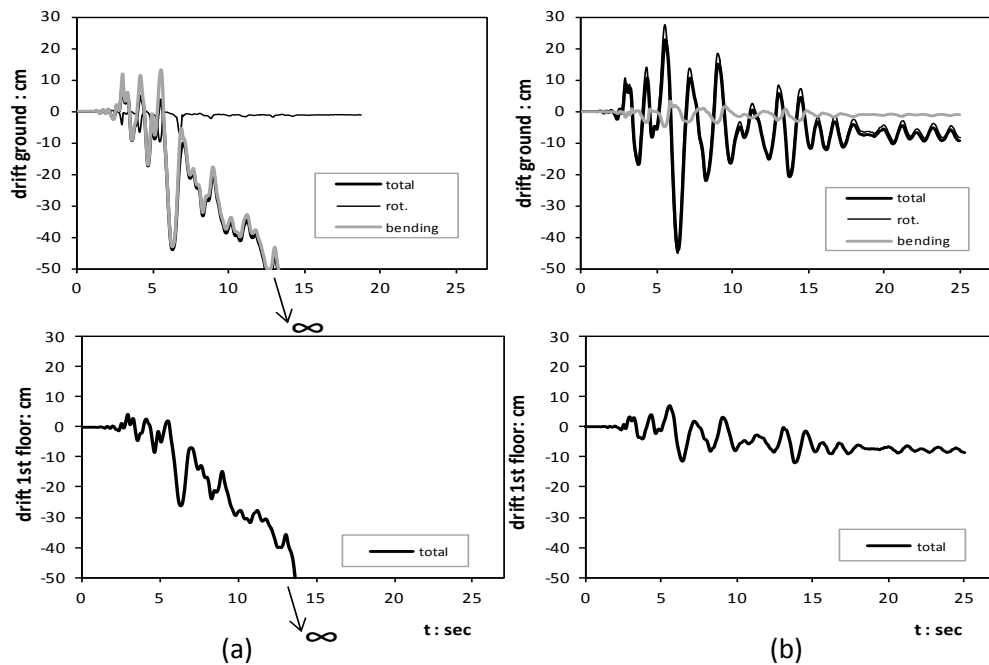


Σχήμα 6.15 Εξέλιξη ροπής–στροφής των τριών θεμελίων για το (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση takatori_000

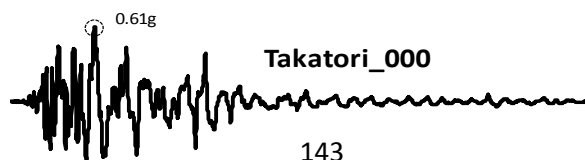


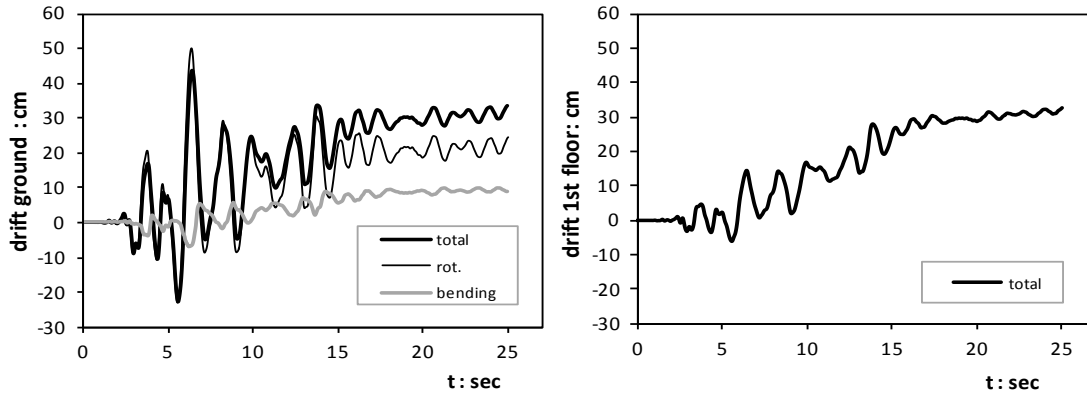


Σχήμα 6.16 Εξέλιξη καθίζησης–στροφής των τριών θεμελίων για το (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση takatori_000

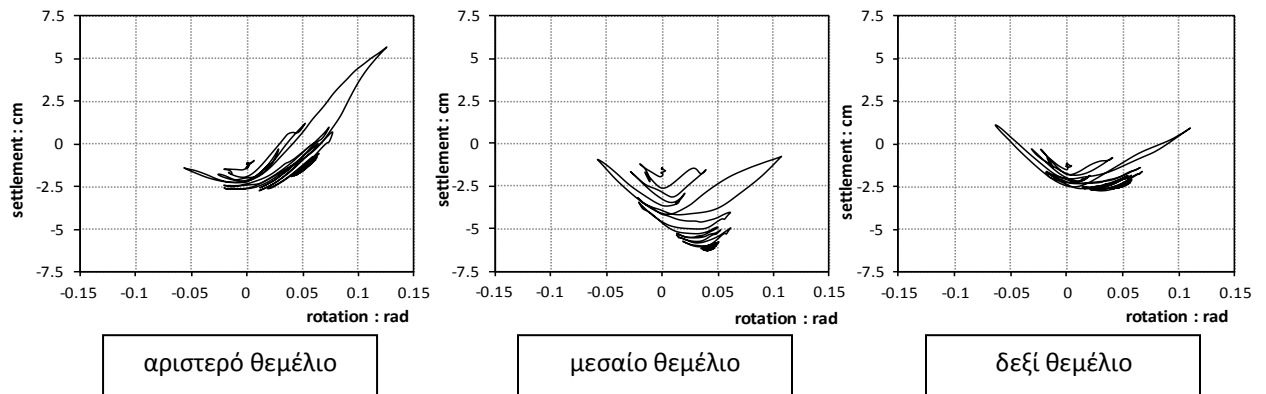


Σχήμα 6.17 Χρονιοιστορία drift ισογείου και ορόφου για το (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση takatori_000

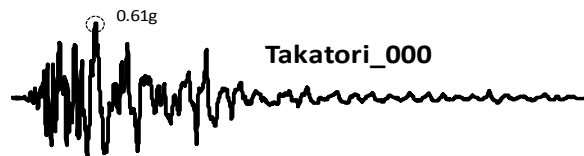


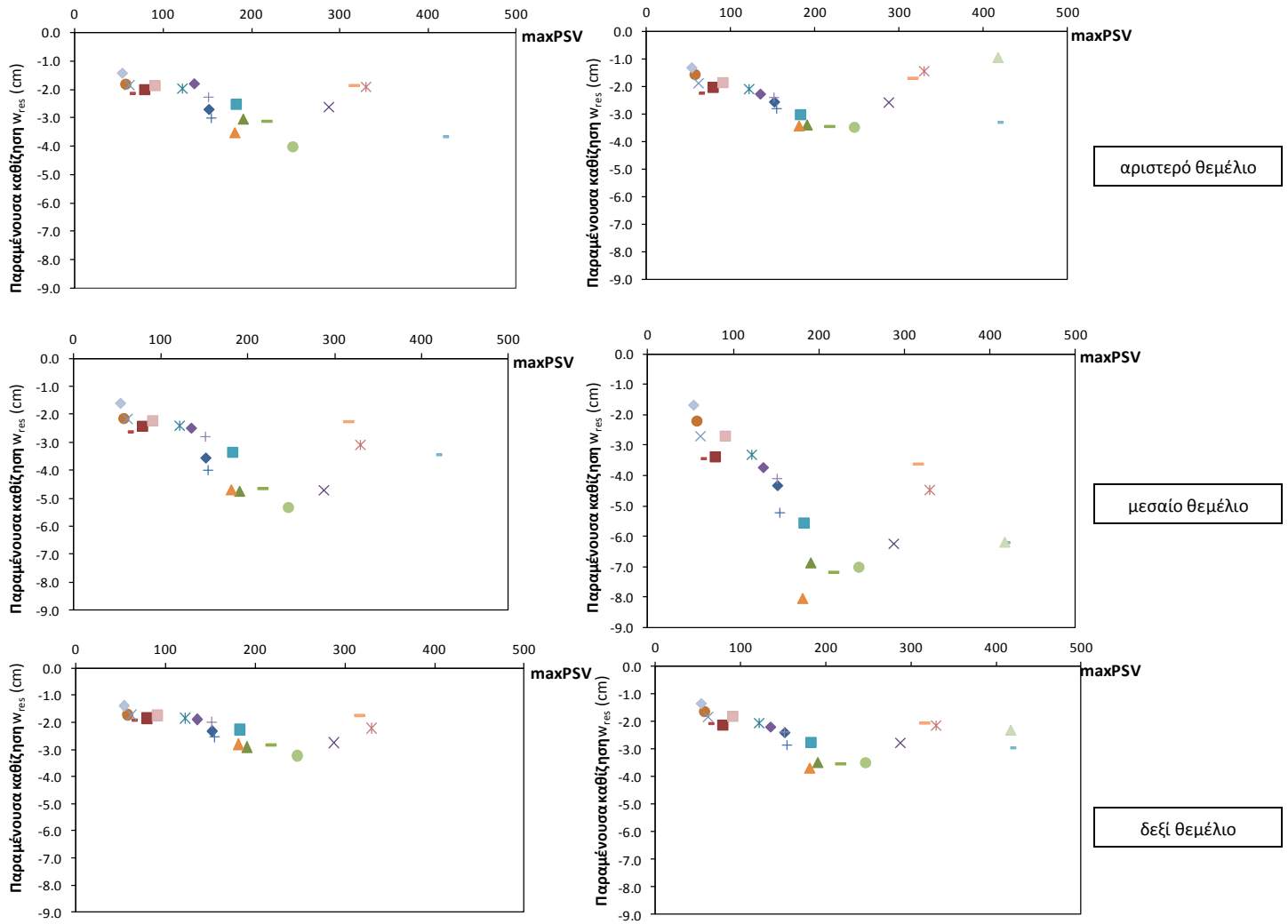


Σχήμα 6.18 Χρονοϊστορία drift ισογείου και ορόφου για το αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση takatori_000 αντίστροφης πολικότητας



Σχήμα 6.19 Εξέλιξη καθίζησης-στροφής των τριών θεμελίων για το αντι-συμβατικό πλαίσιο υπό τη σεισμική διέγερση takatori_000 αντίστροφης πολικότητας



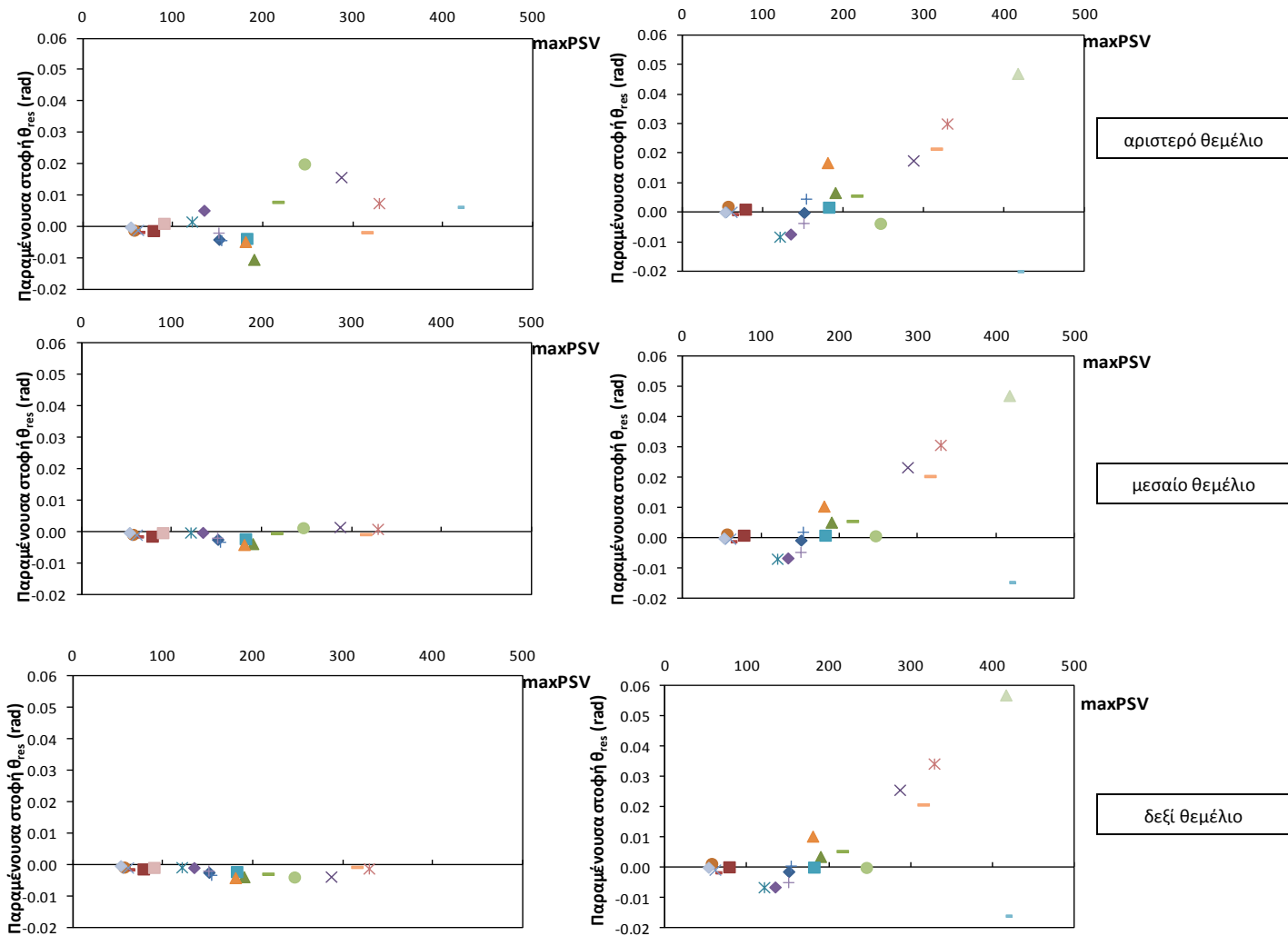


(a)

(b)

- | | | | |
|------------------------|--------------------|-------------------|----------------|
| ◆ duzduz_180 | ■ elcentro1940_180 | ▲ Pac_254 | × Rinaldi_228 |
| ✦ erzincan_ew | ● kalamata | + lefkada2003 | - lucerne00_tc |
| — Pac_164 | ◆ salvador-gic_090 | ■ Rinaldi318 | ▲ Tabas_LN |
| × Izmit_090 | ✦ jensen_292 | ● JMA_000 | + sylmarov_090 |
| — takatori_000 | — TCU068e_tc | ◆ Treasure_Island | ■ yarimca |
| ▲ takatori_000 reverse | | | |

Σχήμα 6.20 Συγκριτικά αποτελέσματα των καθιζήσεων των τριών θεμελίων για το (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο, για τις 20 εξεταζόμενες σεισμικές διεγέρσεις

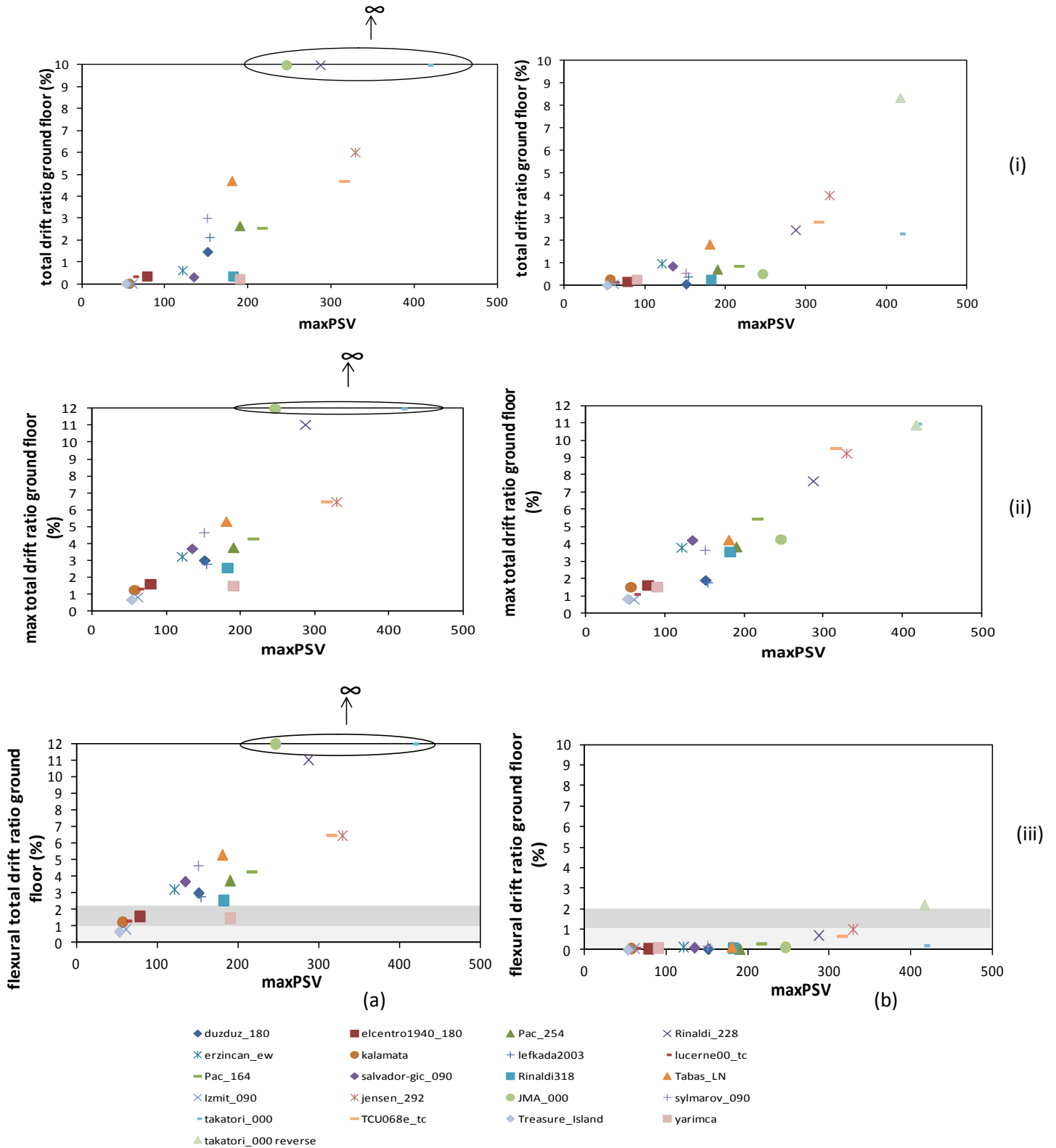


(a)

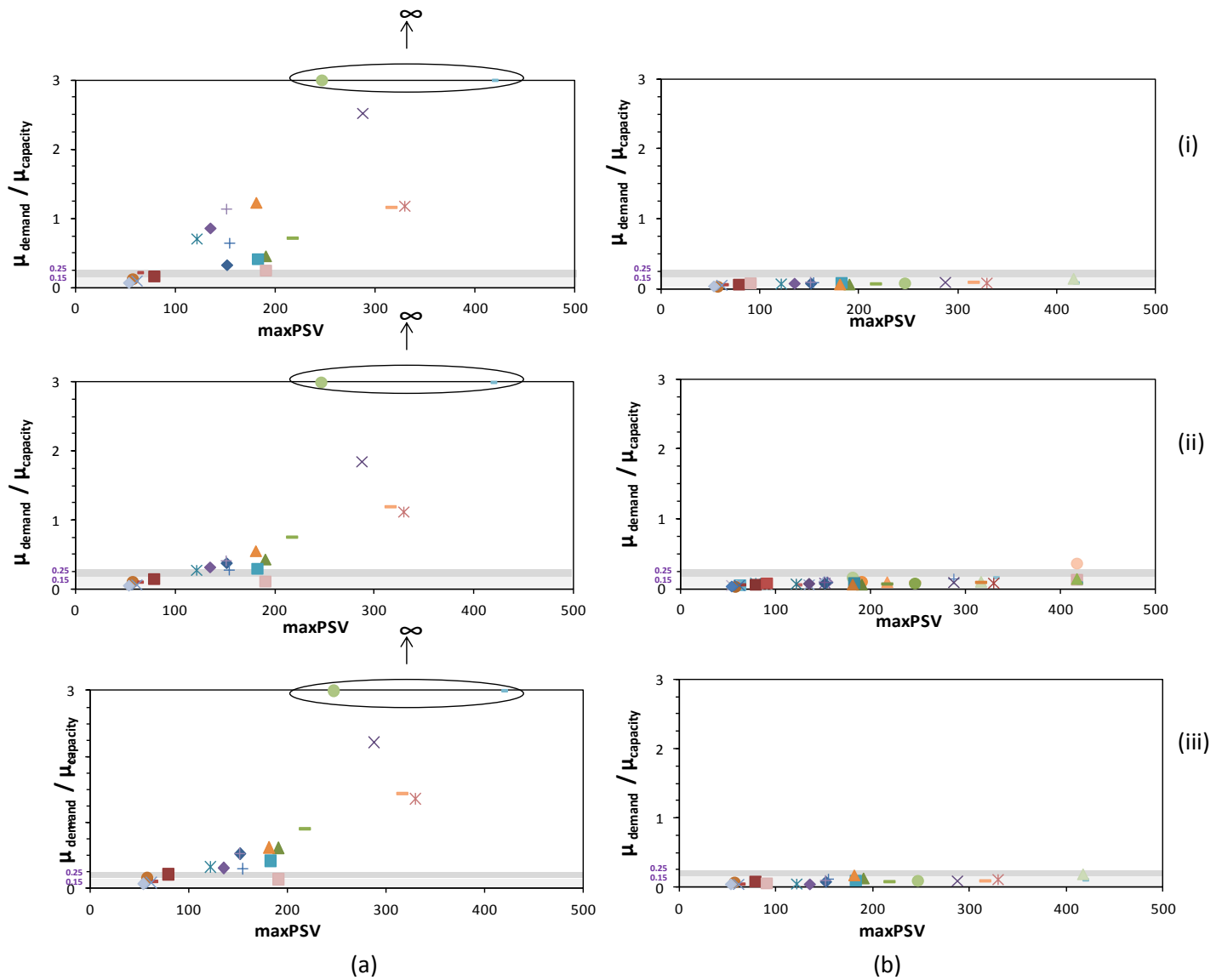
(b)

- ◆ duzduz_180
- ✖ erzincan_ew
- Pac_164
- ✖ Izmit_090
- takatori_000
- ▲ takatori_000 reverse
- elcentro1940_180
- kalamata
- ◆ salvador-gic_090
- ✖ jensen_292
- TCU068e_tc
- ▲ Pac_254
- + lefkada2003
- Rinaldi318
- JMA_000
- ◆ Treasure_Island
- ✖ Rinaldi_228
- lucerne00_tc
- ▲ Tabas_LN
- + sylmarov_090
- yarimca

Σχήμα 6.21 Συγκριτικά αποτελέσματα των παραμενουσών στροφών των τριών θεμελίων για το (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο, για τις 20 εξεταζόμενες σεισμικές διεγέρσεις

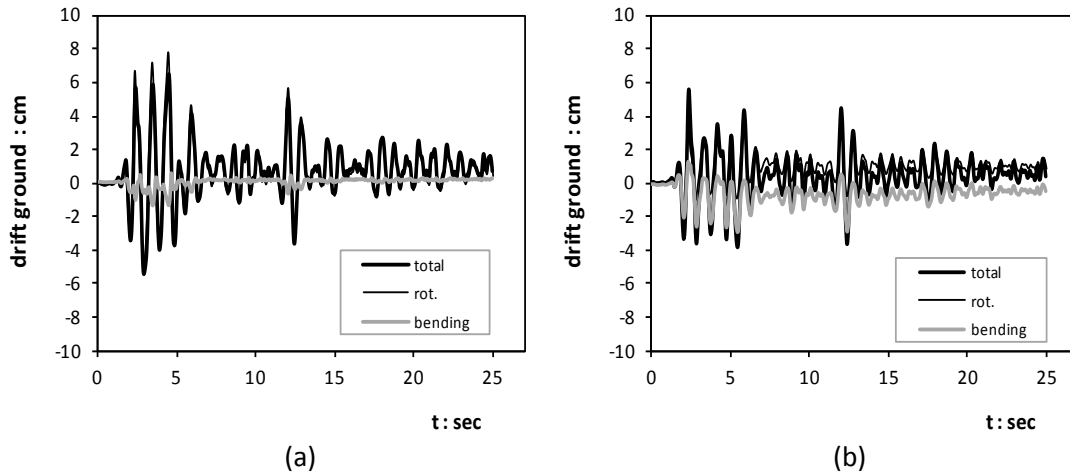


Σχήμα 6.22 Συγκριτικά αποτελέσματα της i)απομένουσας, ii)μέγιστης και iii)καμπτικής ποσοστιαίας ολικής σχετικής μετακίνησης ισογείου για το (a) συμβατικό και (b) αντισυμβατικό πλαίσιο, για τις 20 εξεταζόμενες σεισμικές διεγέρσεις (απόλυτες τιμές)

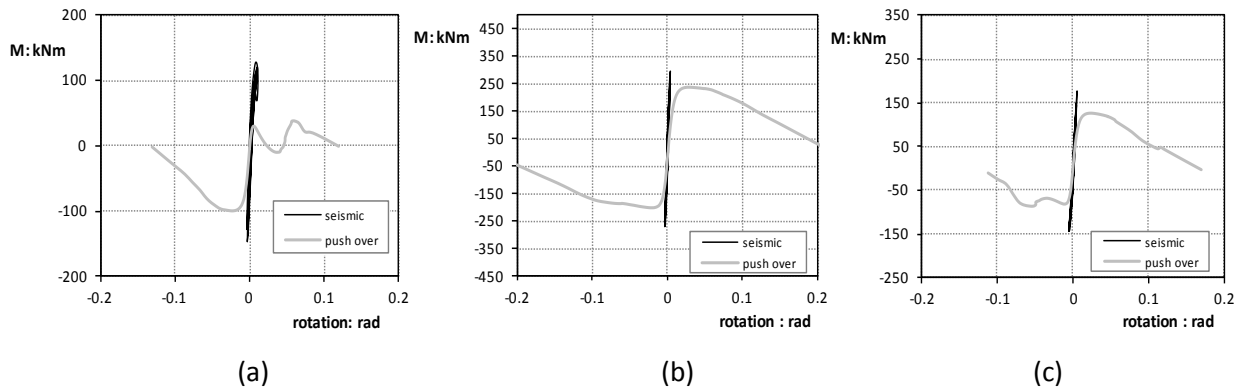


- | | | | |
|------------------------|--------------------|-------------------|----------------|
| ◆ duzduz_180 | ■ elcentro1940_180 | ▲ Pac_254 | × Rinaldi_228 |
| ✱ erzincan_ew | ● kalamata | + lefkada2003 | ■ lucerne00_tc |
| — Pac_164 | ◆ salvador-gic_090 | ■ Rinaldi318 | ▲ Tabas_LN |
| × Izmit_090 | ✱ jensen_292 | ● JMA_000 | + sylmarov_090 |
| ■ takatori_000 | — TCU068e_tc | ◆ Treasure_Island | ■ yarimca |
| ▲ takatori_000 reverse | | | |

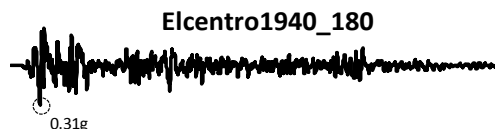
Σχήμα 6.23 Συγκριτικά αποτελέσματα του λόγου απαιτούμενης/διατιθέμενης για το (i) αριστερό, (ii) μεσαίο και (iii) δεξί υποσύστημα (a) συμβατικό και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο, για τις 20 εξεταζόμενες σεισμικές διεγέρσεις

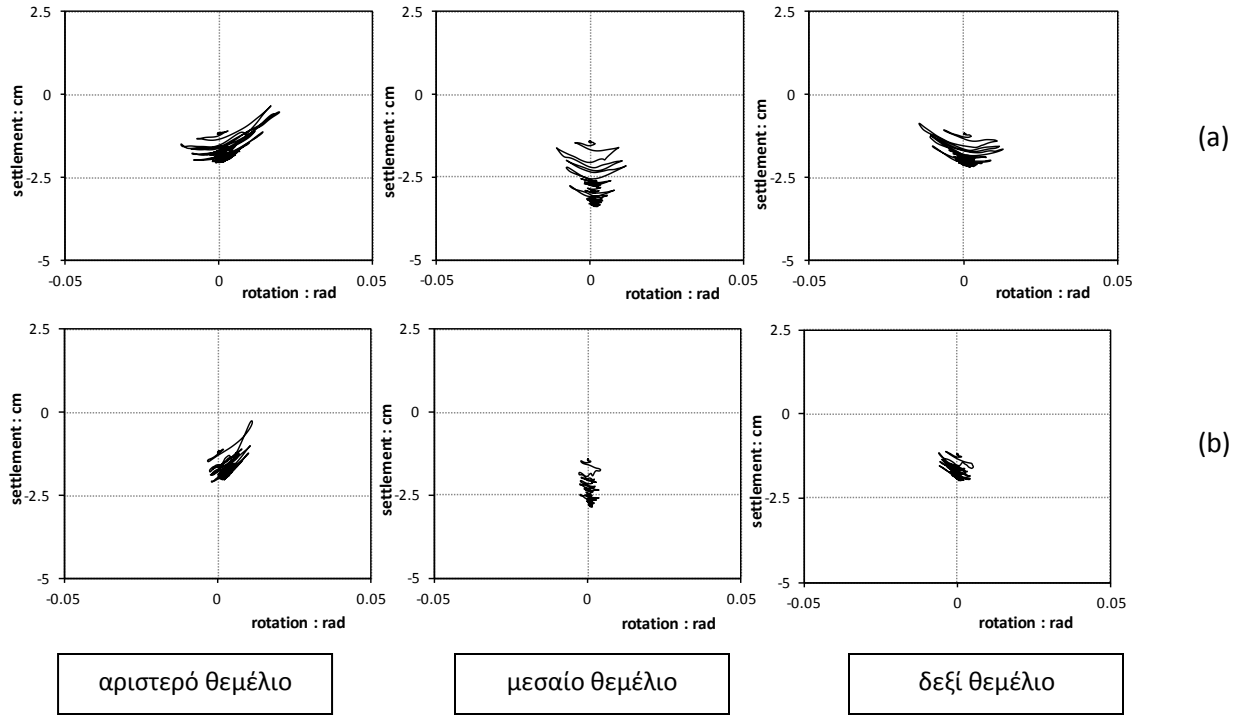


Σχήμα 6.24 Χρονοϊστορία drift ισογείου για το (a) αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς με δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψεως στα άκρα υπό τη σεισμική διέγερση Elcentro1940_180

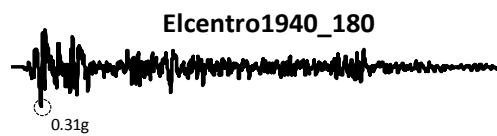


Σχήμα 6.25 Αύξηση της ροπής αντοχής για το (a) αριστερό, (b) μεσαίο και (c) δεξί θεμέλιο του αντι-συμβατικά σχεδιασμένου πλαισίου, λόγω της προσθήκης συνδετηρίων δοκών με δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψεως στα άκρα, υπό τη σεισμική διέγερση Elcentro1940_180

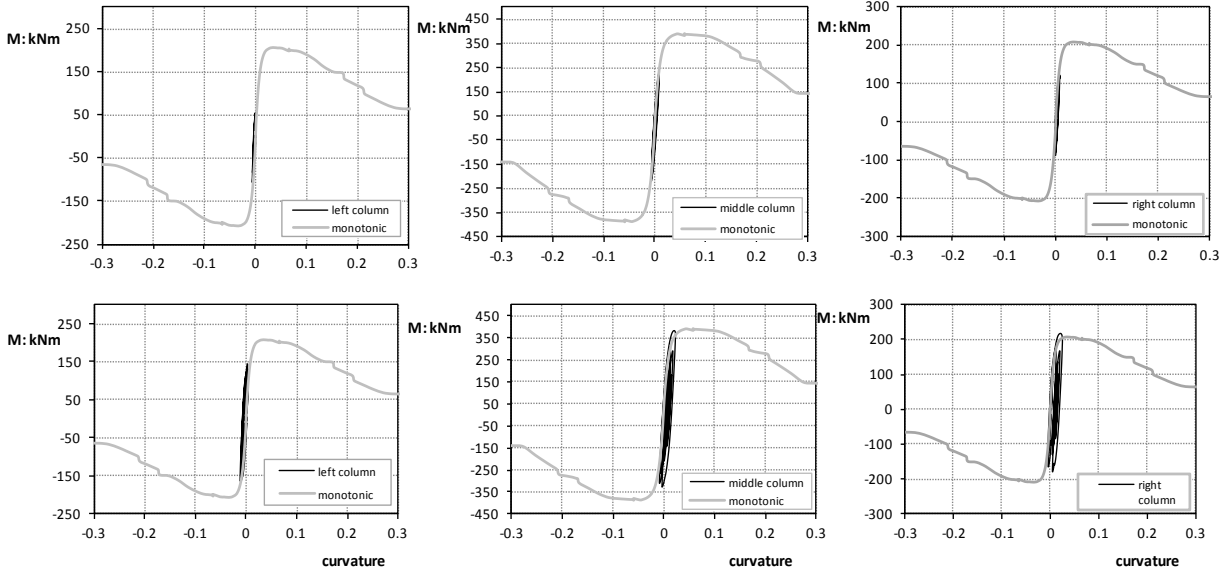




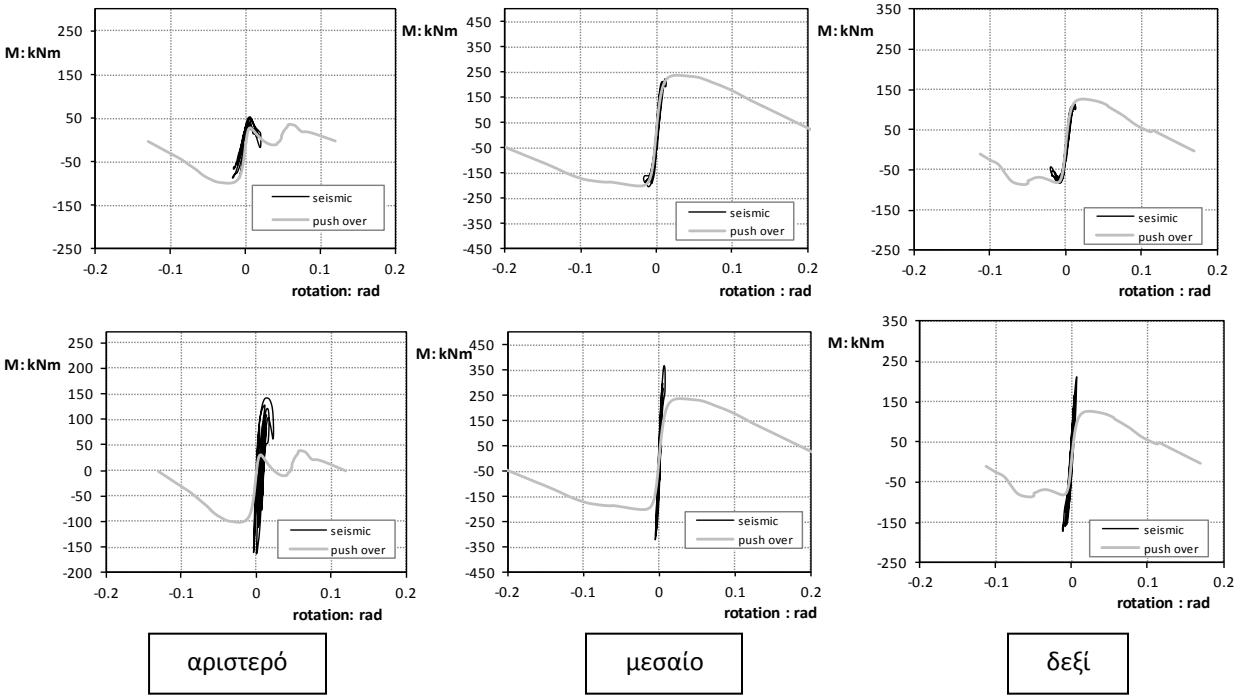
Σχήμα 6.26 Εξέλιξη καθίζησης–στροφής των τριών θεμελίων για το (a) αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς με δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψεως στα άκρα υπό τη σεισμική διέγερση Elcentro1940_180



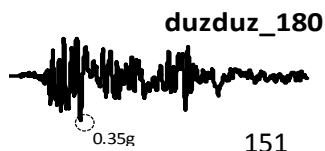
M-ε υποστυλωμάτων

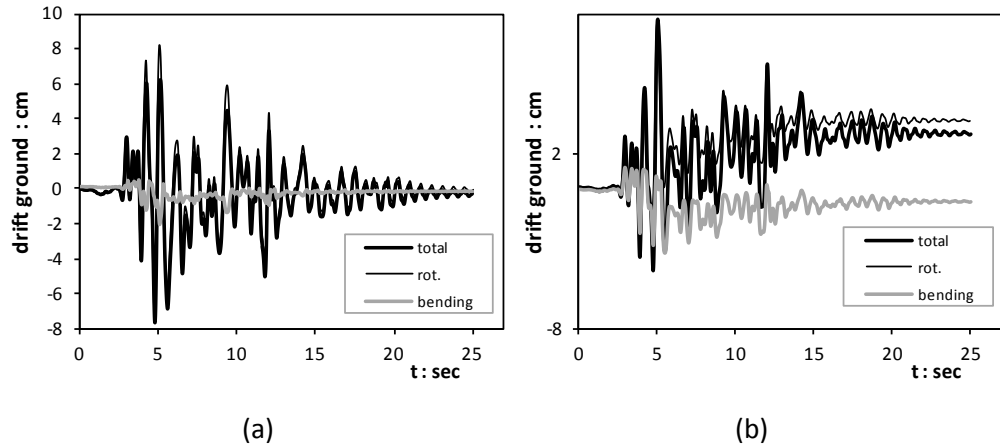


M-θ θεμελίων

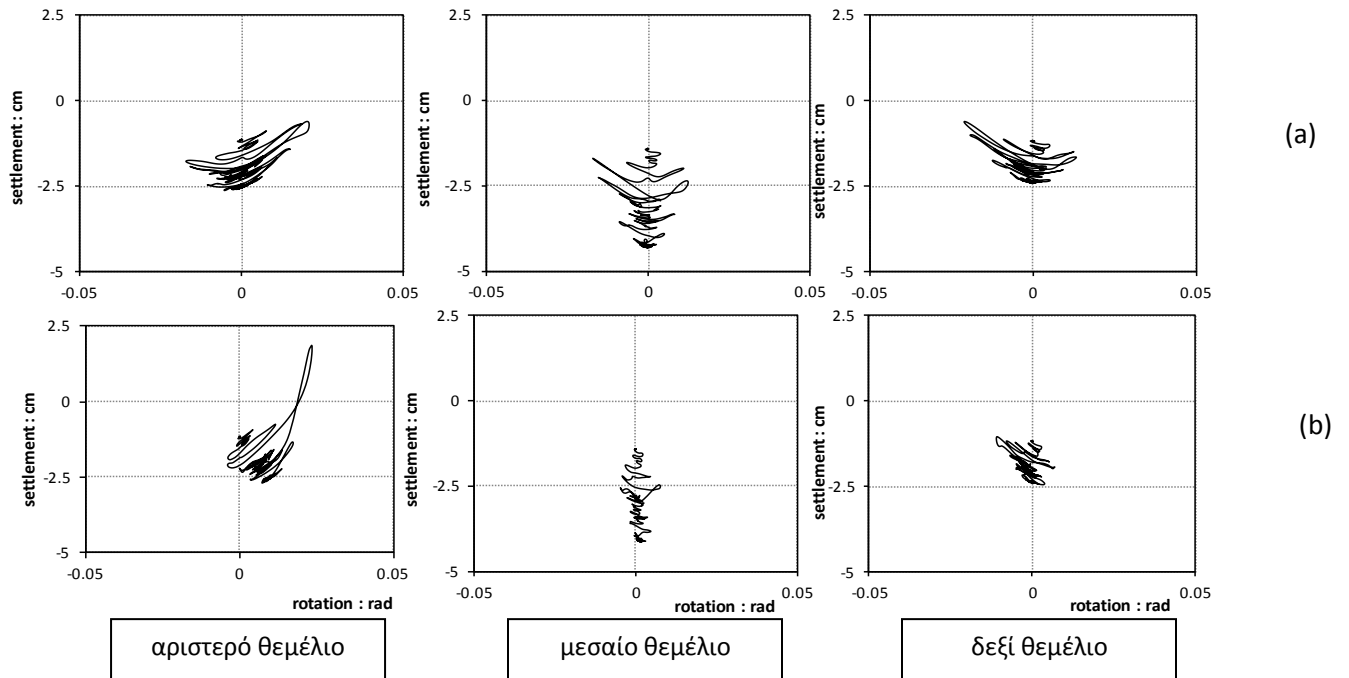


Σχήμα 6.27 Εξέλιξη ροπής-καμπυλότητας των τριών υποστυλωμάτων και ροπής-στροφής των τριών θεμελίων για το (a) αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς με δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψεως στα άκρα υπό τη σεισμική διέγερση *duzduz_180*



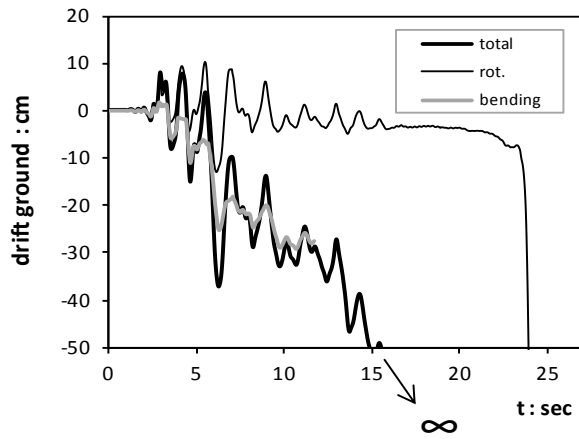
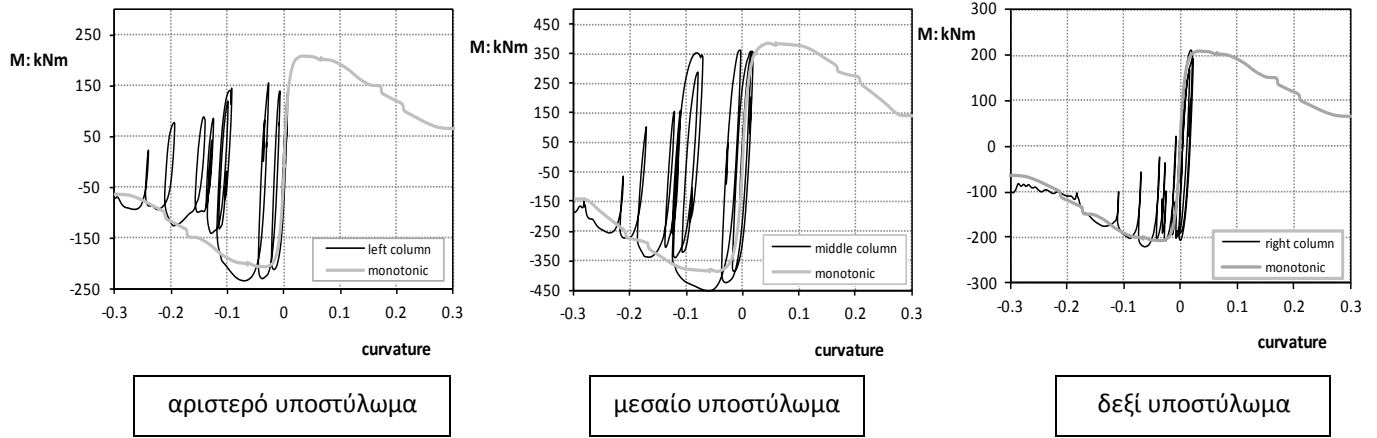


Σχήμα 6.28 Χρονοϊστορία drift ισογείου για το (a) αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς με δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψης στα άκρα υπό τη σεισμική διέγερση duzduz_180



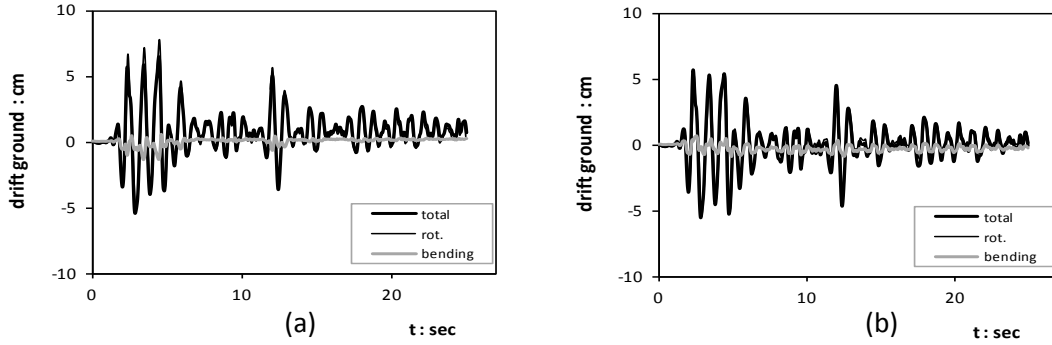
Σχήμα 6.29 Εξέλιξη καθίζησης-στροφής των τριών θεμελίων για το (a) αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και (b) αντι-συμβατικό πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς με δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψης στα άκρα υπό τη σεισμική διέγερση duzduz_180



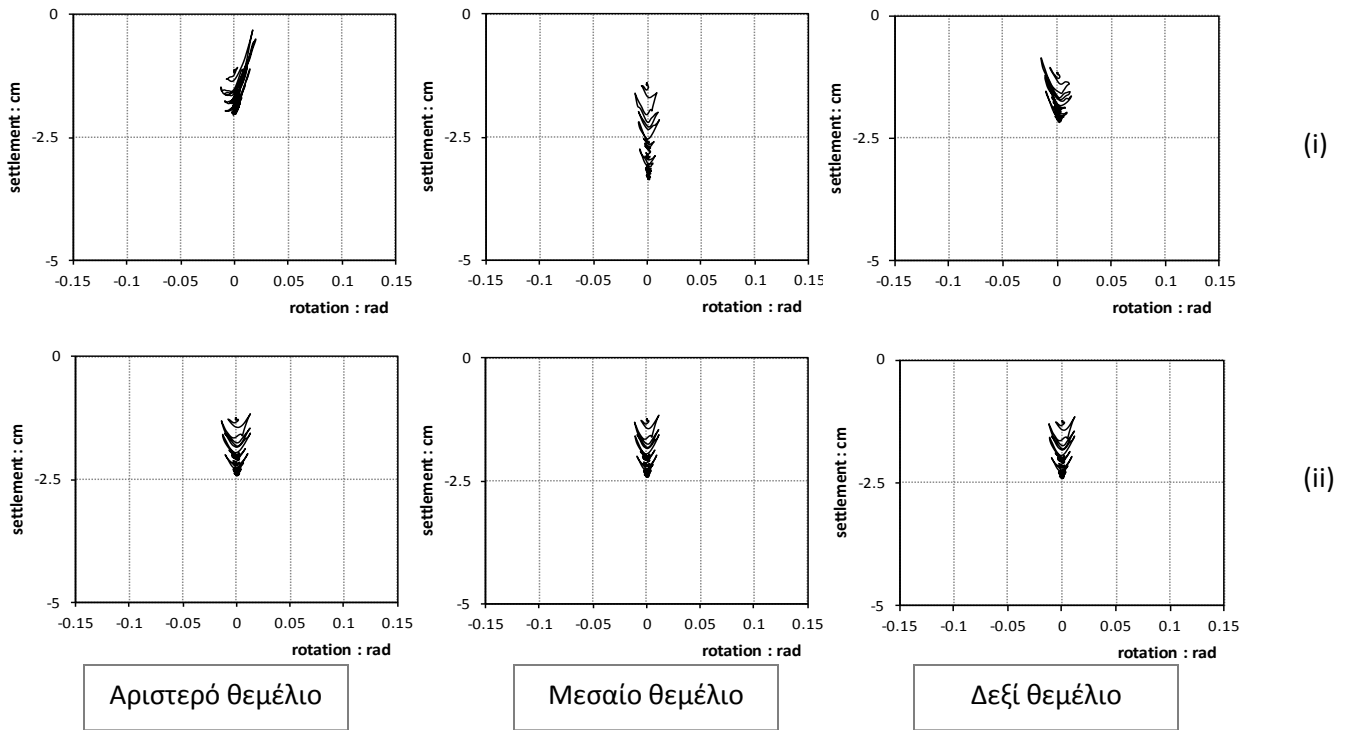


Σχήμα 6.30 Κατάρρευση του αντι-συμβατικού πλαισίου με συνδετήριες δοκούς με δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψεως στα άκρα, που φαίνεται από την εξέλιξη της ροπής-καμπυλότητας των τριών υποστυλωμάτων αλλά και από τη χρονιοιστορία των drift ισογείου, υπό τη σεισμική διέγερση takatori_000

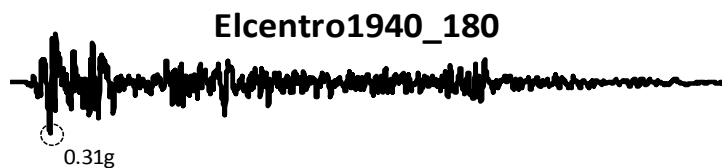


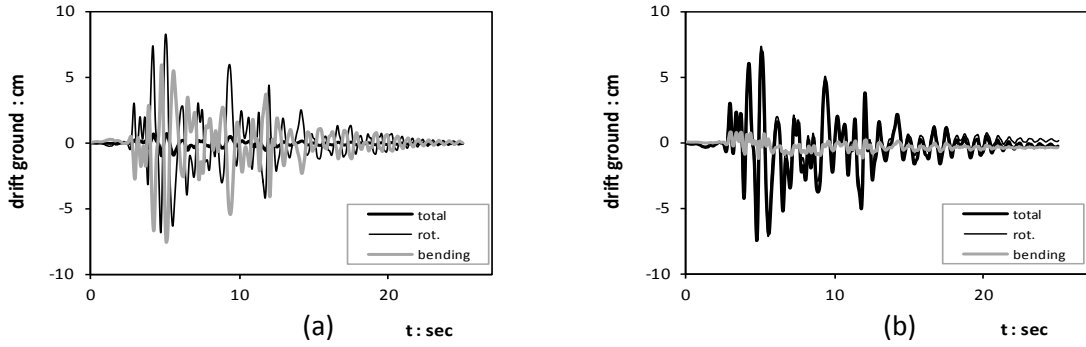


Σχήμα 6.31 Διαγράμματα χρονιοιστορίας drift ισογείου για τη σεισμική διέγερση Elcentro1940_180 (a) για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και (b) για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα

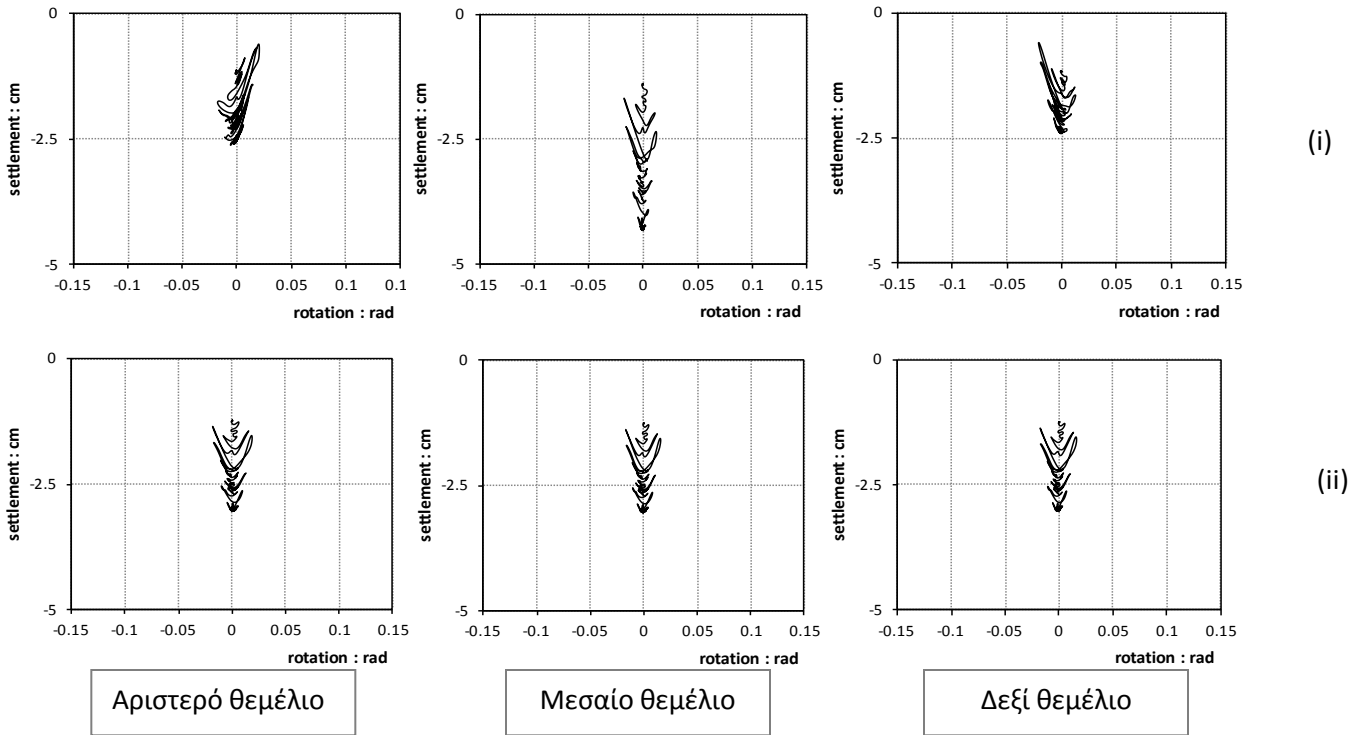


Σχήμα 6.32 Διαγράμματα $w-\theta$ για τη σεισμική διέγερση Elcentro, για (i) το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και για (ii) το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα

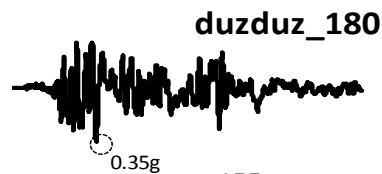


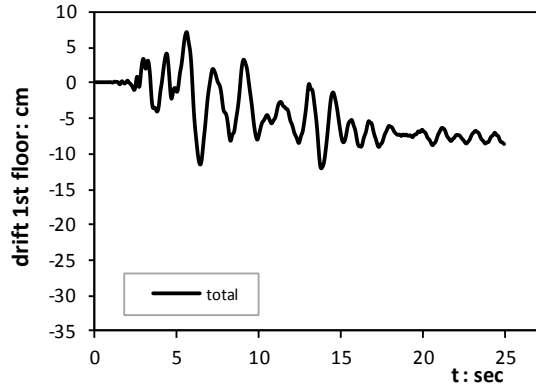
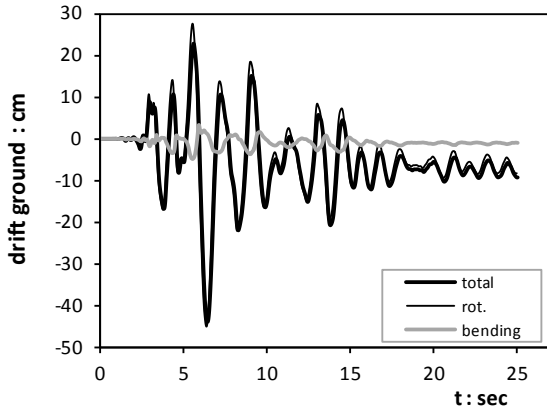


Σχήμα 6.33 Διαγράμματα χρονιοιστορίας drift ισογείου για τη σεισμική διέγερση Duzdüz_180 (a) για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και (b) για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα

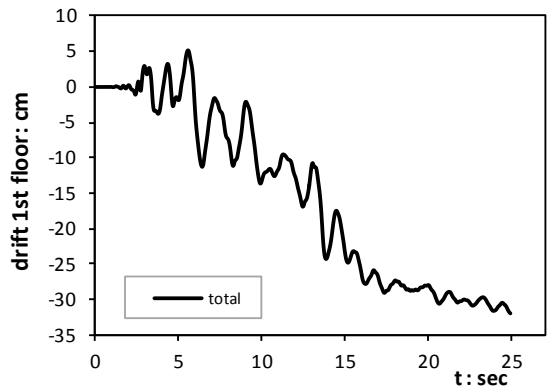
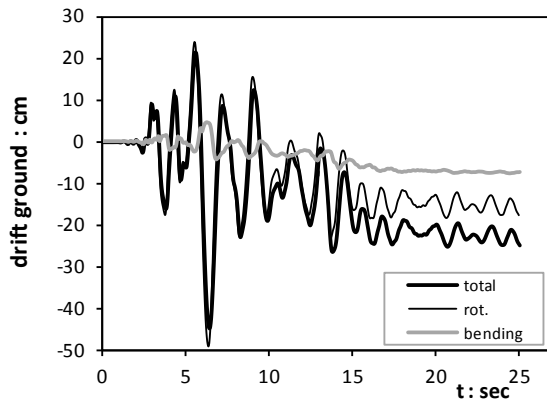


Σχήμα 6.34 Διαγράμματα $w-\theta$ για τη σεισμική διέγερση Duzdüz_180, για (i) το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και για (ii) το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα





(i)

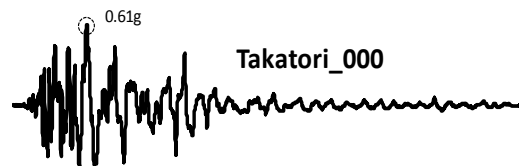


(ii)

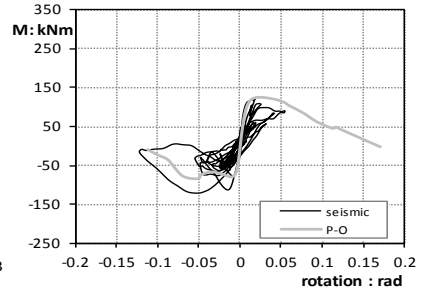
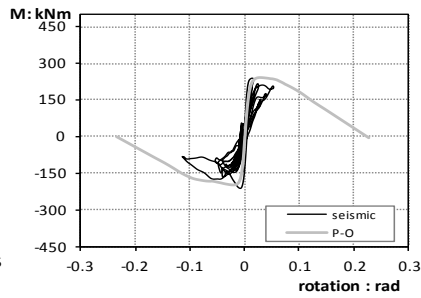
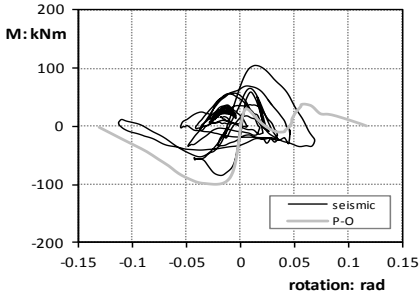
(a)

(b)

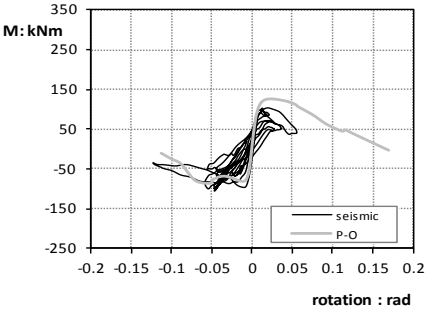
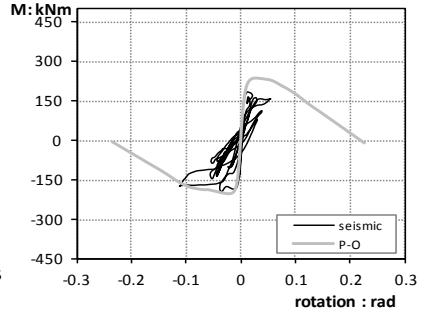
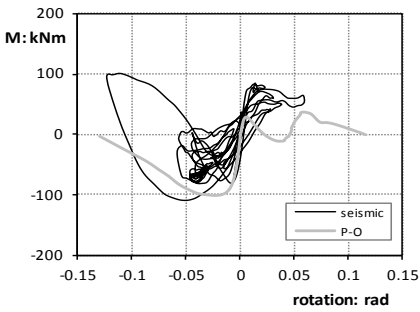
Σχήμα 6.35 Διαγράμματα χρονιοιστορίας drift (a) ισογείου και (b) ορόφου, για τη σεισμική διέγερση Takatori_000 (i) για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και (ii) για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα



Διαγράμματα M-θ θεμελίων

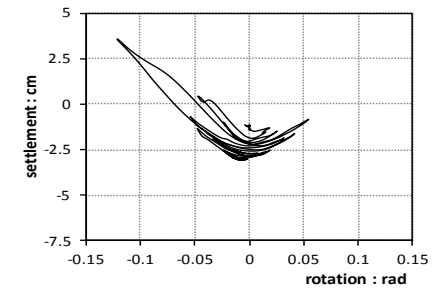
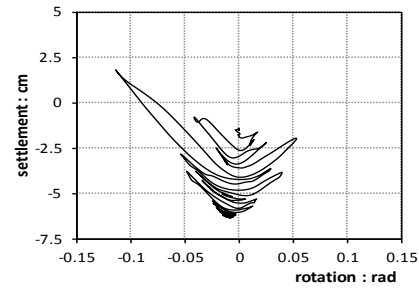
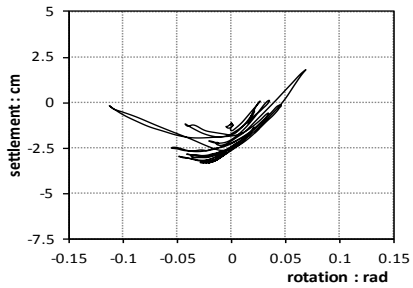


(i)

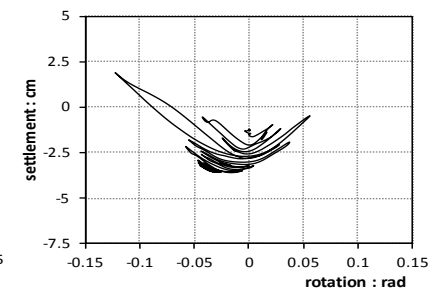
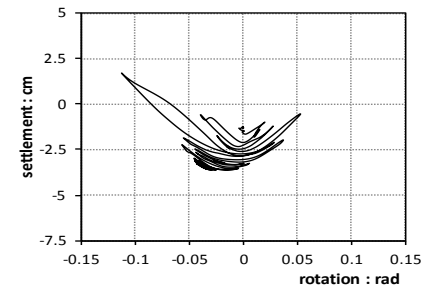
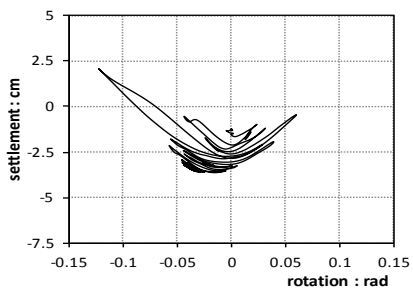


(ii)

Διαγράμματα w-θ θεμελίων



(i)



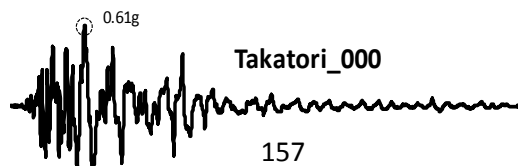
(ii)

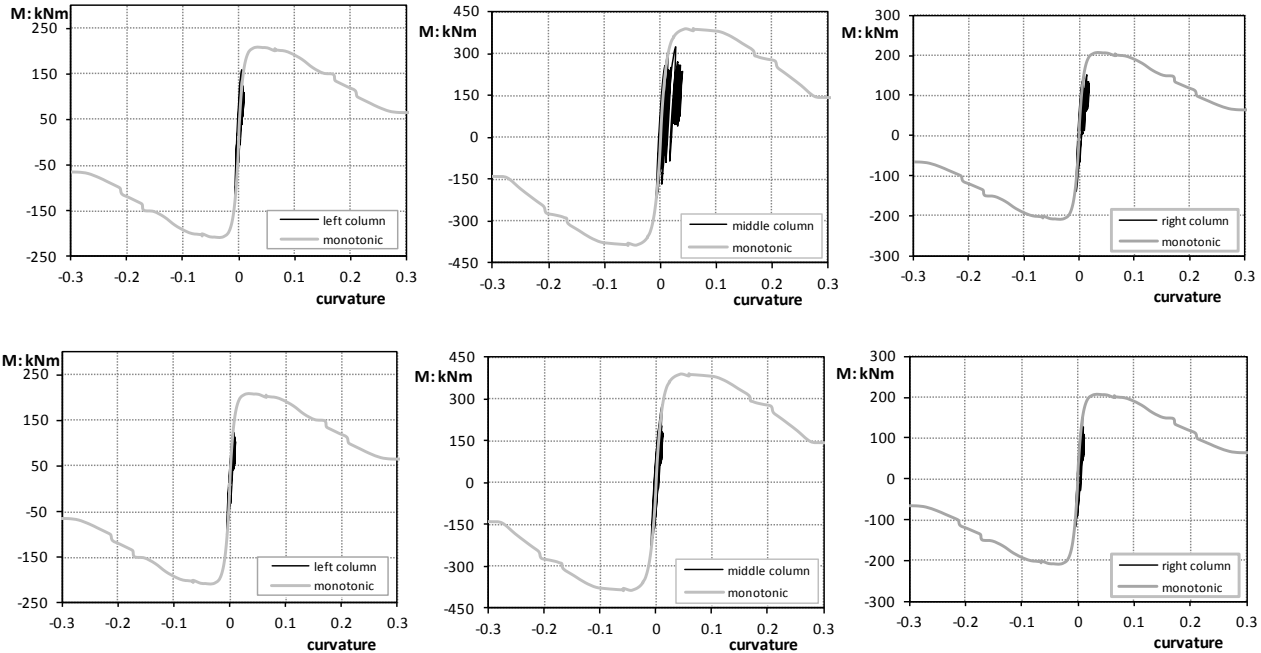
αριστερό θεμέλιο

μεσαίο θεμέλιο

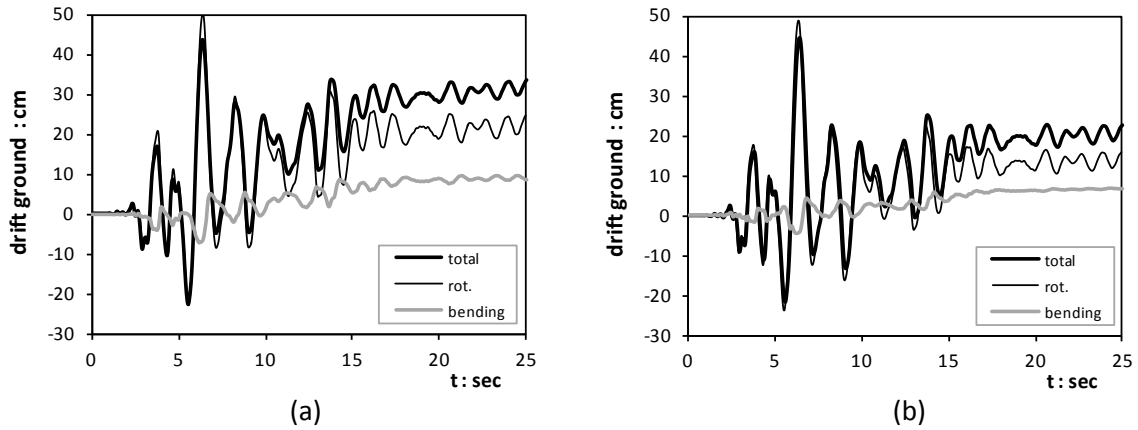
δεξί θεμέλιο

Σχήμα 6.36 Διαγράμματα M-θ και w-θ θεμελίων για τη σεισμική διέγερση Takatori_000, για (i) το αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και για (ii) το αντι-συμβατικό πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα





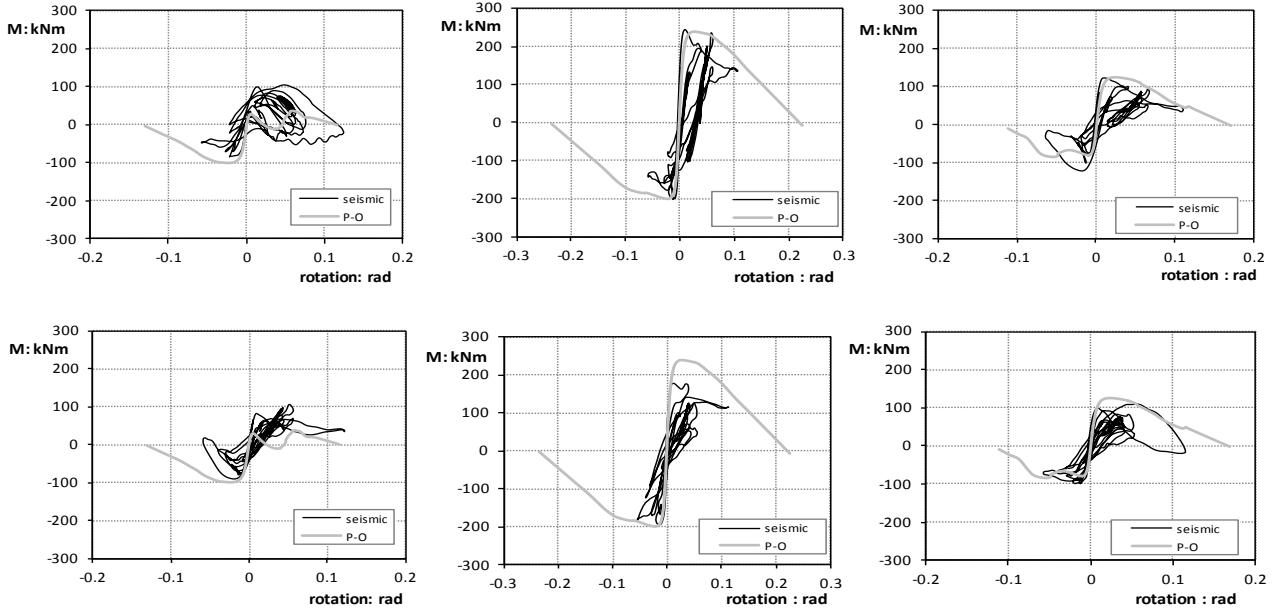
Σχήμα 6.37 Εξέλιξη ροπής–καμπυλότητας των τριών υοστυλωμάτων για το (i) αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και (ii) το αντι-συμβατικό πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα τους, υπό τη σεισμική διέγερση Takatori_000 αντίστροφης πολικότητας



Σχήμα 6.38 Διαγράμματα χρονοϊστορίας drift ισογείου, για τη σεισμική διέγερση Takatori_000 αντίστροφης πολικότητας (a) για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και (b) για το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα



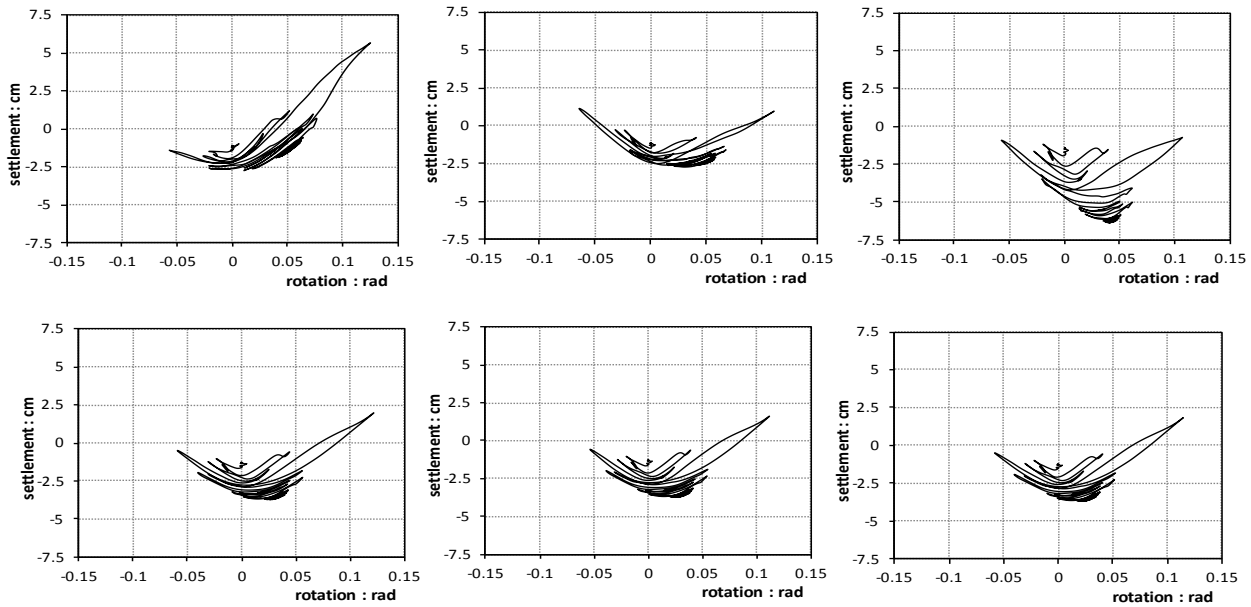
Διαγράμματα M-θ θεμελίων



(i)

(ii)

Διαγράμματα w-θ θεμελίων



(i)

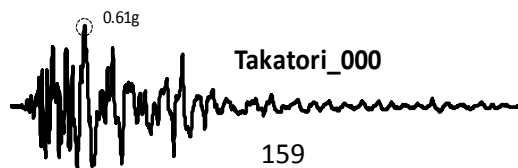
(ii)

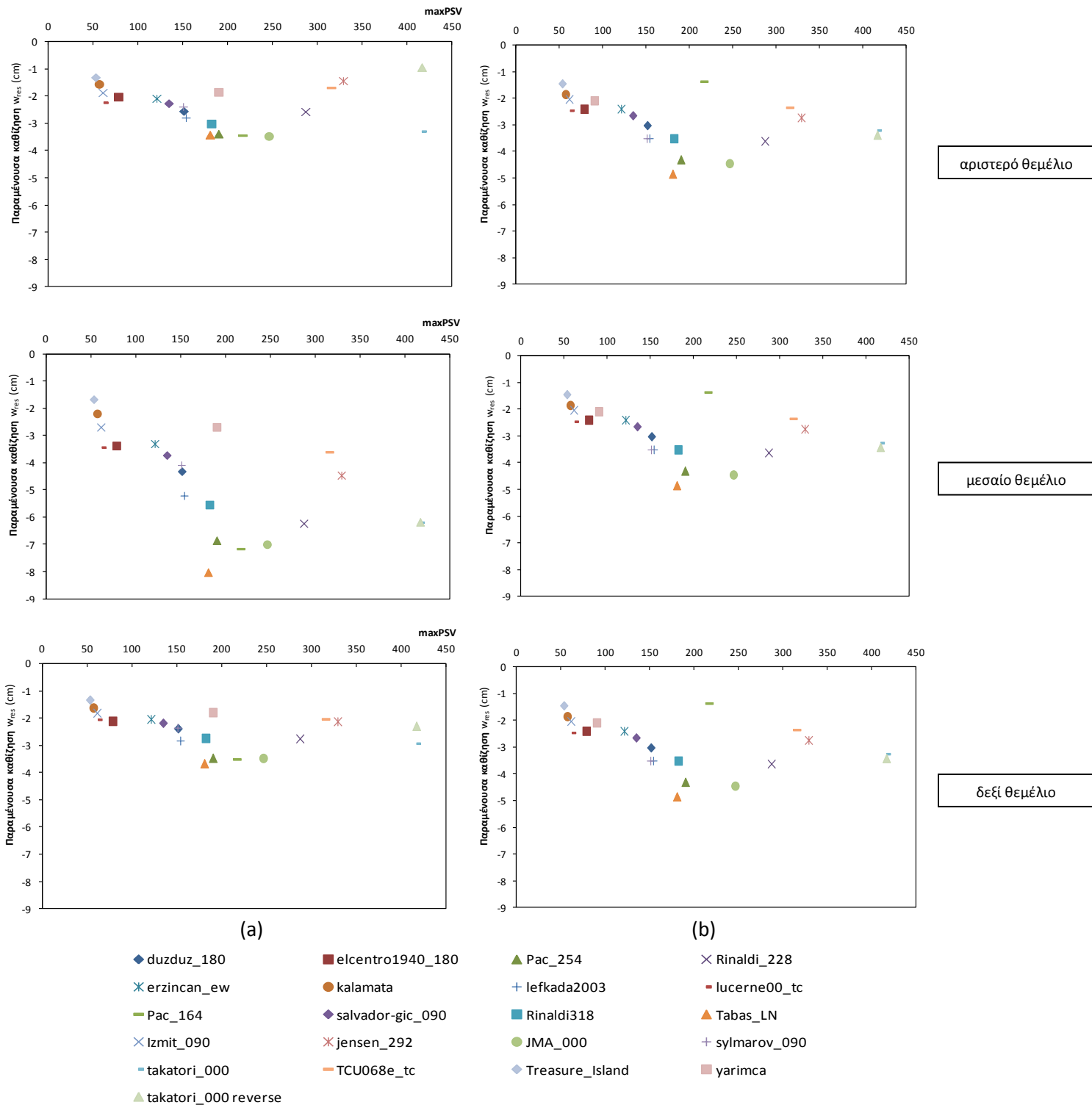
αριστερό θεμέλιο

μεσαίο θεμέλιο

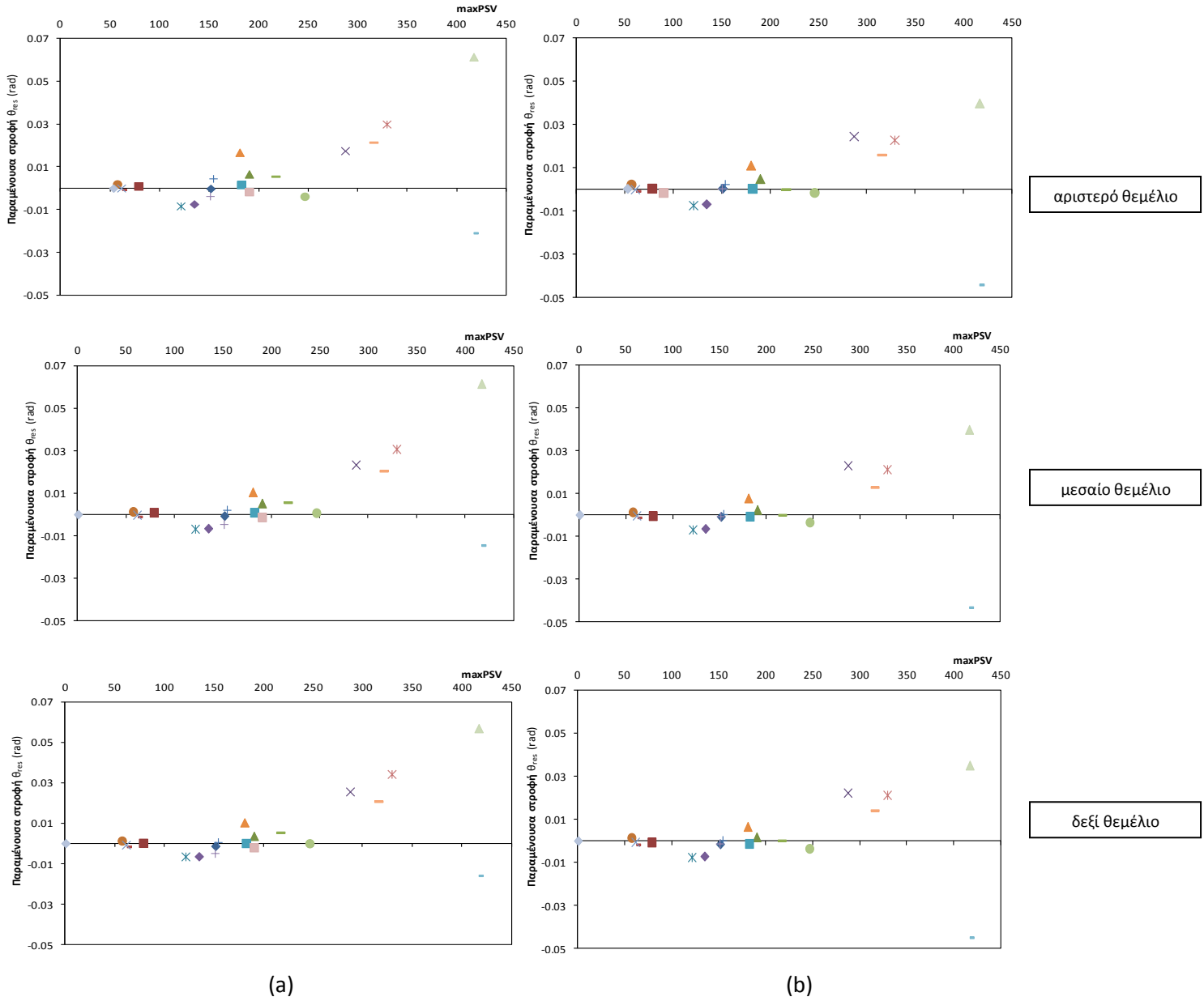
δεξι θεμέλιο

Σχήμα 6.39 Διαγράμματα M-θ και w-θ θεμελίων για τη σεισμική διέγερση Takatori_000 αντίστροφης πολικότητας, για (i) το αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και για (ii) το αντι-συμβατικό πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα



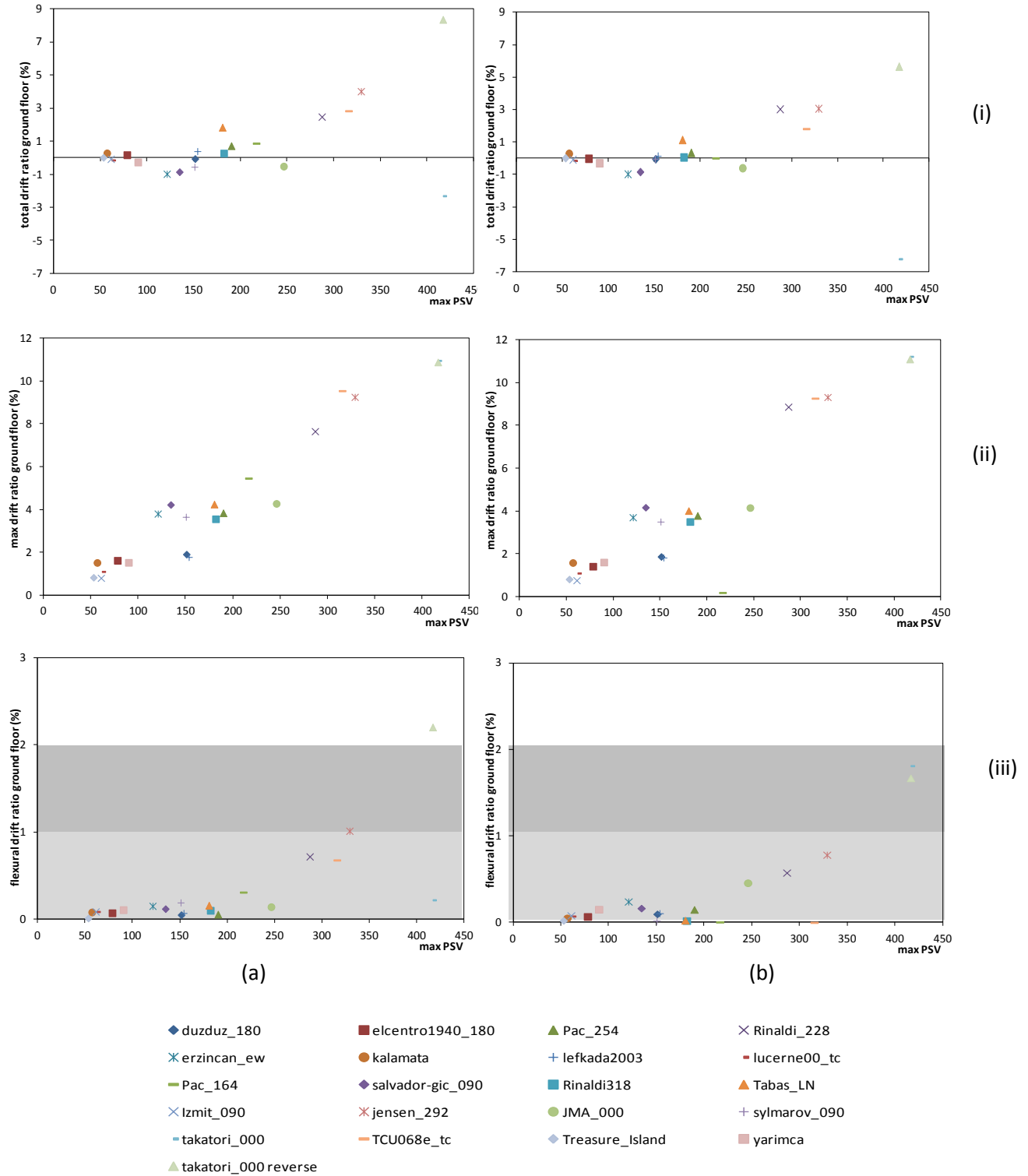


Σχήμα 6.40 Συγκριτικά αποτελέσματα των καθιζήσεων των τριών θεμελίων για το (a) το αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και για (b) το αντι-συμβατικό πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα, για τις 20 εξεταζόμενες σεισμικές διεγέρσεις

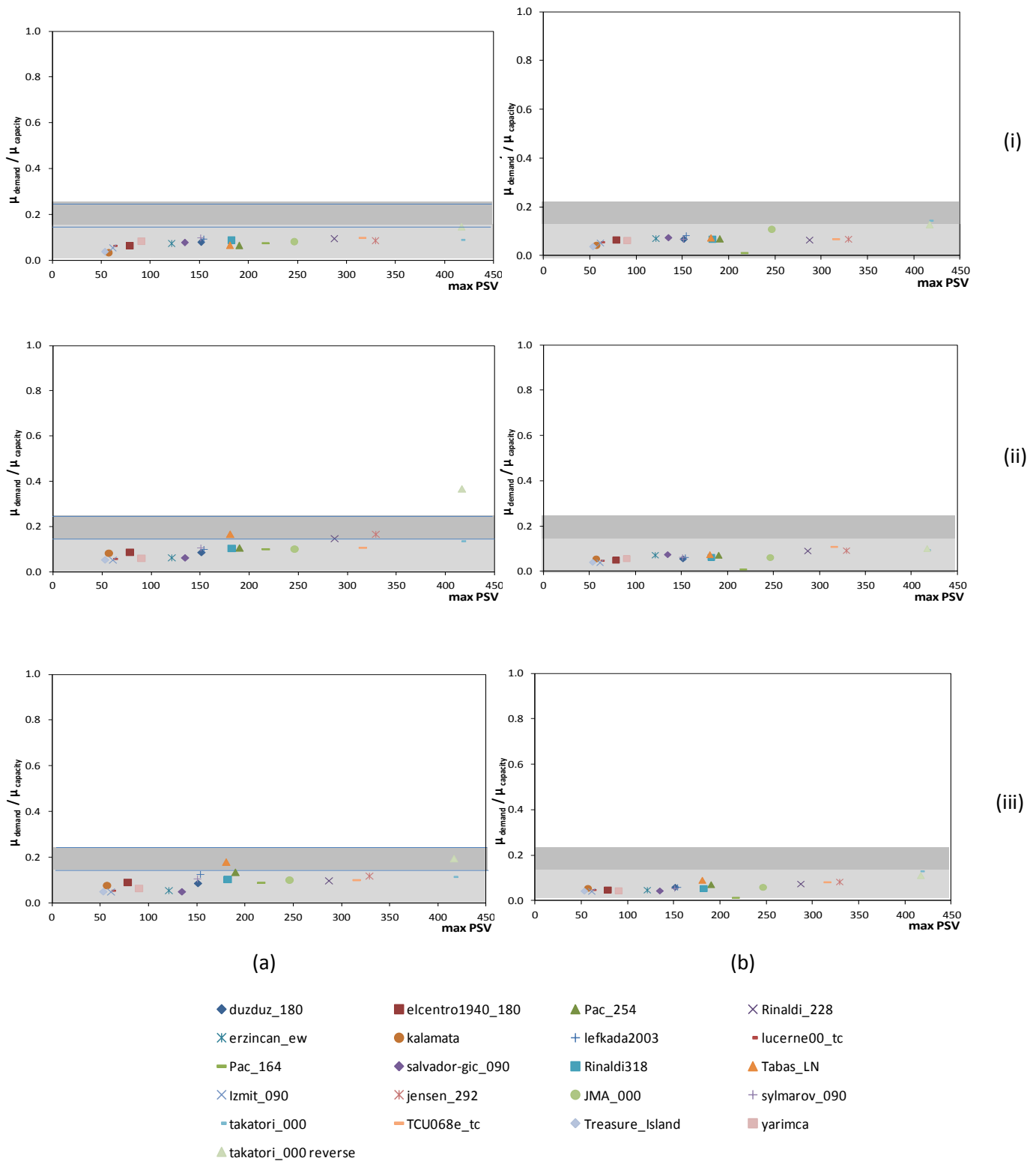


- | | | | |
|------------------------|--------------------|-------------------|----------------|
| ◆ duzduz_180 | ■ elcentro1940_180 | ▲ Pac_254 | × Rinaldi_228 |
| ✱ erzincan_ew | ● kalamata | + lefkada2003 | - lucerne00_tc |
| — Pac_164 | ◆ salvador-gic_090 | ■ Rinaldi318 | ▲ Tabas_LN |
| ✱ Izmit_090 | ✱ jensen_292 | ● JMA_000 | + sylmarov_090 |
| ■ takatori_000 | — TCU068e_tc | ◆ Treasure_Island | ■ yarimca |
| ▲ takatori_000 reverse | | | |

Σχήμα 6.41 Συγκριτικά αποτελέσματα των παραμενουσών στροφών των τριών θεμελίων για το (a) το αντι-συμβατικό πλαίσιο χωρίς συνδετήριες δοκούς και για (b) το αντι-συμβατικό πλαίσιο με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα τους, για τις 20 εξεταζόμενες σεισμικές διεγέρσεις



Σχήμα 6.42 Συγκριτικά αποτελέσματα της (i) απομένουσας, (ii) μέγιστης και (iii) καμπτικής ποσοστιαίας ολικής σχετικής μετακίνησης ισογείου για το αντι-συμβατικό πλαίσιο (a) χωρίς και (b) με συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα, για τις 20 σεισμικές διεγέρσεις



Σχήμα 6.43 Συγκριτικά αποτελέσματα του λόγου μαπαιτούμενης/μδιατιθέμενης για το (i) αριστερό, (ii) μεσαίο και (iii) δεξί υποσύλωμα για το αντι-συμβατικό πλαίσιο (a) με και (b) χωρίς συνδετήριες δοκούς αρθρωμένες στα άκρα, για τις 20 σεισμικές διεγέρσεις

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάστηκε ένα δώροφο ασύμμετρο πλαίσιο αφενός σχεδιασμένο κατά τον EC8 και αφετέρου σύμφωνα με μία νέα φιλοσοφία σχεδιασμού όπου η υπο-διαστασιολόγηση των θεμελίων οδηγεί στη λικνιστική απόκριση του πλαισίου. Τα συμπεράσματα περιστρέφονται γύρω από τρεις άξονες, πρώτον γύρω από τη σύγκριση των δύο μεθόδων σχεδιασμού, δεύτερον γύρω από την επιρροή της ασυμμετρίας στην απόκριση του πλαισίου και τρίτον γύρω από τις προτάσεις βελτίωσης τυχόν μειονεκτημάτων που απορρέουν από αυτή την ασυμμετρία. Συνοψίζοντας λοιπόν :

- Το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο συγκρινόμενο με το συμβατικά σχεδιασμένο αποδεικνύεται σαφώς πλεονεκτικότερο, καθώς επιβιώνει ακόμα και για πολύ ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις με επιδιορθώσιμες βλάβες και μέσα στα όρια της Άμεσης Χρήσης για τις περισσότερες περιπτώσεις σεισμών που εξετάστηκαν. Αντίθετα, το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο, στις περισσότερες περιπτώσεις σεισμών που ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού, είτε υφίσταται μη επιδιορθώσιμες βλάβες, είτε καταρρέει.
- Το αντι-συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο, παρά την πλεονεκτικότερη συμπεριφορά που επιδεικνύει, εμφανίζει κάποια μειονεκτήματα που απορρέουν από την ασύμμετρη γεωμετρία του. Αυτά είναι αφενός η τάση του για μεγαλύτερη απομένουσα στροφή και σχετική μετακίνηση προς τα δεξιά και αφετέρου η παρατηρηθείσα διαφορετική καθίζηση των θεμελίων του λόγω της υπέρμετρης καθίζησης του μεσαίου θεμελίου.
- Η βελτίωση των παραπάνω μειονεκτημάτων επιτεύχθηκε με την προσθήκη συνδετηρίων δοκών αρθρωμένων στα άκρα, καθώς οι συνδετήριες δοκοί με δυνατότητα παραλαμβής κάμψης στα άκρα αποδεικνύεται ότι ακυρώνουν τη νέα λογική σχεδιασμού.
- Οι συνδετήριες δοκοί που είναι αρθρωμένες στα άκρα εξαλείφουν τις διαφορετικές καθιζήσεις των θεμελίων και καθιστούν το πλαίσιο εντός των ορίων της Άμεσης Χρήσης για όλες πλέον τις περιπτώσεις σεισμών που εξετάστηκαν.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N. (2009) "Soil failure can be used for seismic protection of structures", *Bull Earthquake Eng.* Vol. 8, pp. 309–326
- Anastasopoulos I., "Beyond conventional capacity design: towards a new design philosophy (Submitted for possible publication)
- Apostolou M., Gazetas G., Garini E. (2007), "Seismic response of slender rigid structures with foundation uplifting", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27 (7), pp. 642–654.
- Anastasopoulos I., Gelagoti F., Kourkoulis R., Gazetas G. (2010b), "Simplified Constitutive model for Simulation of Cyclic Response of Shallow Foundations: Validation against Laboratory Tests", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE (under revision).
- Chopra, A. & Yim, S. (1985), "Simplified Earthquake Analysis of Structures with Foundation Uplift", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 111, pp. 906–930
- Drosos V., Georgarakos T., Loli M., Anastasopoulos I., Zarzouras O., Gazetas G., "Soil–Foundation–Structure Interaction with Mobilization of Bearing Capacity: An Experimental Study on Sand", ASCE
- FEMA 356 (2000), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- Gajan, S. & Kutter, B.L. (2008), "Capacity, settlement, and energy dissipation of shallow footings subjected to rocking", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 134(8), pp. 1129–1141
- EC8 (2000), *Design provisions for earthquake resistance of structures, part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects*, prEN, 1998–5 European Committee for Standardization, Brussels.
- Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gazetas G. (2011) "Rocking Isolation of Frame Structures Founded on Isolated Footings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (accepted for publication)

- Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gazetas G. (2011) "Rocking – isolated Frame Structures: Margins of Safety against Toppling Collapse and Simplified Design Approach", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (Submitted for possible publication)
- Gourvenec, S. (2007), "Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading", *Geotechnique*, 57(8), pp. 637–646.
- Harden, C., Hutchinson, T., and Moore, M. (2006), "Investigation into the effects of foundation uplift on simplified seismic design procedures", *Earthquake Spectra*, 22(3), pp. 663–692.
- Imbsen & Associates, Inc. (2004), *XTRACT—Cross section analysis program for structural engineer*, Ver. 3.0.3, California.
- Kawashima K., Nagai T., Sakellarakis D. (2007), "Rocking Seismic Isolation of Bridges Supported by Spread Foundations", *Proc. Of 2nd Japan–Greece Workshop on Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations*, April 3–4, Tokyo, Japan, pp. 254–265.
- Kourkoulis R., Gelagoti F., Anastasopoulos I. (2011) "Rocking Isolation of Frame Structures Founded on Isolated Footings: Design Insights and Limitations", *Journal of Earthquake Engineering* (accepted for publication)
- Makris N., Roussos Y. (2000), "Rocking response of rigid blocks under near source ground motions", *Géotechnique*, 50 (3), pp. 243–262.
- Paolucci R., Pecker A. (1997), "Seismic bearing capacity of shallow strip foundation on dry soils", *Soils and Foundations*, 37(3), pp. 95–105.
- Pecker A. (2003), "Aseismic foundation design process, lessons learned from two major projects: the Vasco de Gama and the Rion Antirion bridges", ACI International Conference on Seismic Bridge Design and Retrofit, University of California at San Diego, La Jolla, USA
- Priestley, M. J. N., Evison, R.J., and Carr, A. J. (1978), "Seismic response of structures free to rock on their foundations", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 11(3), pp. 141–150V

Zhang J., Makris N. (2001), "Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 127 (5), pp. 473–483.

Γελαγώτη Φ. (2010) “Μεταπλαστική απόκριση και Κατάρρευση Συστημάτων Πλαισίου–Θεμελιώσεως και σεισμική Μόνωση μέσω λικνισμού”, Διδακτορική διατριβή ΕΜΠ

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000

Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000

Ροντογιάννη Α. (2011) “Σεισμική αναβάθμιση υφιστάμενου 3-όροφου κτιρίου: συμβατικός σχεδιασμός και μόνωση μέσω λικνισμού”, Διπλωματική εργασία ΕΜΠ

Φούντα Β. (2011) “Λικνισμός πλαισίου επί Δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού”, Διπλωματική εργασία ΕΜΠ