

Μη-Γραμμική και Ανελαστική Συμπεριφορά Θεμελιώσεων: Εφαρμογή στην Σεισμική Προστασία Πλαισιωτών Κατασκευών

Non-Linear Inelastic Behavior of Foundations: Application on the Seismic Protection of Frame Structures

ΓΕΛΑΓΩΤΗ, Φ. Μ.

ΚΟΥΡΚΟΥΛΗΣ, Ρ.Σ.

ΑΝΑΣΤΑΣΟΠΟΥΛΟΣ, Ι.Χ.

ΓΚΑΖΕΤΑΣ, Γ.Χ.

Πολιτικός Μηχανικός, Υποψ. Διδάκτωρ Ε.Μ.Π.

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Ερευνητής Ε.Μ.Π.

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Ερευνητής Ε.Μ.Π.

Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Διερευνάται η αποτελεσματικότητα μιας νέας προσέγγισης στον αντισεισμικό σχεδιασμό θεμελιώσεων: εσκεμμένη υπο-διαστασιολόγηση με στόχο την ενεργοποίηση (1) του ανασηκώματος και (2) της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Επιδιώκεται έτσι ο περιορισμός της αδρανειακής επιπόνησης που μεταφέρεται στην ανωδομή και η δημιουργία «πλαστικής άρθρωσης» στην διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους. Προς τον σκοπό αυτόν διενεργούνται δυναμικές αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων αποδεικνύοντας ότι όταν η σεισμική ένταση ξεπερνά την αντοχή σχεδιασμού της κατασκευής, η προτεινόμενη προσέγγιση εξασφαλίζει αρκετά ευνοϊκότερη μεταπλαστική συμπεριφορά: σημαντικές μεν βλάβες αλλά αποφυγή καταρρεύσεως.

ABSTRACT: The paper explores the effectiveness of a new approach for the earthquake design of foundations: intentional under-design of the foundation in order to activate the mechanism of uplifting and mobilization of the soil bearing capacity. Hence, a “plastic hinge” will be formed in the foundation-soil interface thus limiting the earthquake inertia that may be transmitted to the superstructure. This paper presents non-linear numerical analyses of a simple frame structure founded on stiff clay and subjected to an ensemble of strong ground motions. The results show that when designed according to the new concept the frame sustains the strong shaking with serious damage but avoids collapse.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Όπως είναι γνωστό, η φιλοσοφία των σύγχρονων αντισεισμικών Κανονισμών απαγορεύει τόσο την εξάντληση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους όσο και την δυνατότητα αποκόλλησης του θεμελίου από το έδαφος κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των θεμελιώσεων. Προς τούτο εισάγονται σημαντικοί συντελεστές ασφαλείας έναντι των εν λόγω μηχανισμών αστοχίας. Εντούτοις, εξαιτίας του ανακυκλικού και κινηματικού χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης, η ενεργοποίηση της μή-γραμμικής ανελαστικής απόκρισης της θεμελίωσης δεν συνιστά υποχρεωτικώς αστοχία υπό ισχυρή σεισμική

ένταση (π.χ.. Richards et al. 1992). Αντιθέτως μάλιστα, πρόσφατες μελέτες καταδεικνύουν την ενδεχομένως ευνοϊκή δράση της και προτείνουν μέχρι και την ενσωμάτωση σχετικών οδηγιών στους Κανονισμούς [Paolucci, 1997; Pecker, 1998; FEMA-356, 2000; Makris & Roussos, 2000; Pecker & Pender, 2000; Faccioli et al., 2001; Kutter et al., 2003; Gazetas et al., 2003; 2007; Harden et al., 2006; Paolucci et al., 2008; Kawashima et al., 2007; Gajan & Kutter, 2008; Anastasopoulos et al., 2010a; Chatzigogos et al., 2009;]. Βάσει των παραπάνω, θα ήταν ενδεχομένως εφικτή η αναθεώρηση της υφιστάμενης φιλοσοφίας προς την κατεύθυνση ενός σχεδιασμού που θα επιτρέπει την

εκδήλωση των ανωτέρω συμβατικών μηχανισμών αστοχίας, εφόσον βέβαια τα παραγόμενα μετακινησιακά μεγέθη (στροφές και μετακινήσεις) διατηρούνται εντός αποδεκτών ορίων.

Στο παρόν άρθρο διερευνάται η αποτελεσματικότητα της εν λόγω προσέγγισης για την περίπτωση πλαισιωτών κατασκευών. Στα παραδείγματα που εξετάζονται η μη γραμμική απόκριση της θεμελίωσης υλοποιείται μέσω του μηχανισμού του ανασηκώματος. Για τον λόγο αυτόν η νέα αντίληψη σχεδιασμού ορίζεται ως λικνιστική σεισμική μόνωση. Στο Σχήμα 1 περιγράφεται σκαριφηματικά η βασική ιδέα του προτεινόμενου αντι-συμβατικού σχεδιασμού συγκρίνοντας την συμπεριφορά 2 πανομοιότυπων πλαισίων επί μεμονωμένων πεδίων σχεδιασμένων: (α) συμβατικά σύμφωνα με τον ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό και (β) ακολουθώντας την προτεινόμενη νέα μεθοδολογία.

Στην πρώτη περίπτωση, οι διαστάσεις των θεμελίων είναι τέτοιες ώστε να εξασφαλίζουν συνθήκες πάκτωσης των υποστυλωμάτων στην βάση τους, και επομένως, η επιβαλλόμενη σεισμική φόρτιση μεταφράζεται σε δομητική παραμόρφωση και καταπόνηση της ανωδομής. Όταν η φόρτιση ξεπεράσει την αντοχή του υποστυλώματος, αναμένεται η ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στην βάση του (αστοχία). Αντιθέτως στην λικνιστικώς μονωμένη κατασκευή τα θεμέλια υποδιαστασεολογούνται με αποτέλεσμα να ανασηκώνονται, επιτυγχάνοντας κατ'επέκταση τον περιορισμό της σεισμικής έντασης που είναι δυνατόν να μεταδοθεί στην ανωδομή.

2. ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Σχεδιασμός Ανωδομής

Τα χαρακτηριστικά του μελετώμενου πλαισίου φαίνονται στο Σχήμα 2(α). Η κατασκευή έχει μελετηθεί συμβατικά σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 θεωρώντας επιτάχυνση σχεδιασμού $A_d = 0.36 g$, και Συντ/στή Συμπεριφοράς $q = 3.5$.

2.2 Σχεδιασμός Θεμελίωσης

Συμβατικός Σχεδιασμός

Προκειμένου να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις περιορισμού της εκκεντρότητας του ΕΑΚ 2000, η ελάχιστη διάσταση του τετραγωνικού θεμελίου υπολογίζεται $B = 1.7$ m. Ο επιτυγχανόμενος έτσι συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφων φορτίων είναι: $SF^S = 8$ υπό στατικές συνθήκες και $SF^E = 1.93$, υπό σεισμικές.

Νέα Προσέγγιση

Σύμφωνα με την νέα προσέγγιση υιοθετείται διάσταση θεμελίου $B=1.40$ m (βλ. επίσης Gelagoti et al 2010a), το οποίο εξασφαλίζει μεν επαρκή συντελεστή ασφαλείας υπό στατικές συνθήκες αλλά δεν ικανοποιεί το (συμβατικό) κριτήριο της εκκεντρότητας. Η ροπή αντοχής του εν λόγω θεμελίου είναι κατά 50% μικρότερη αυτής του υποστυλώματος.

3. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

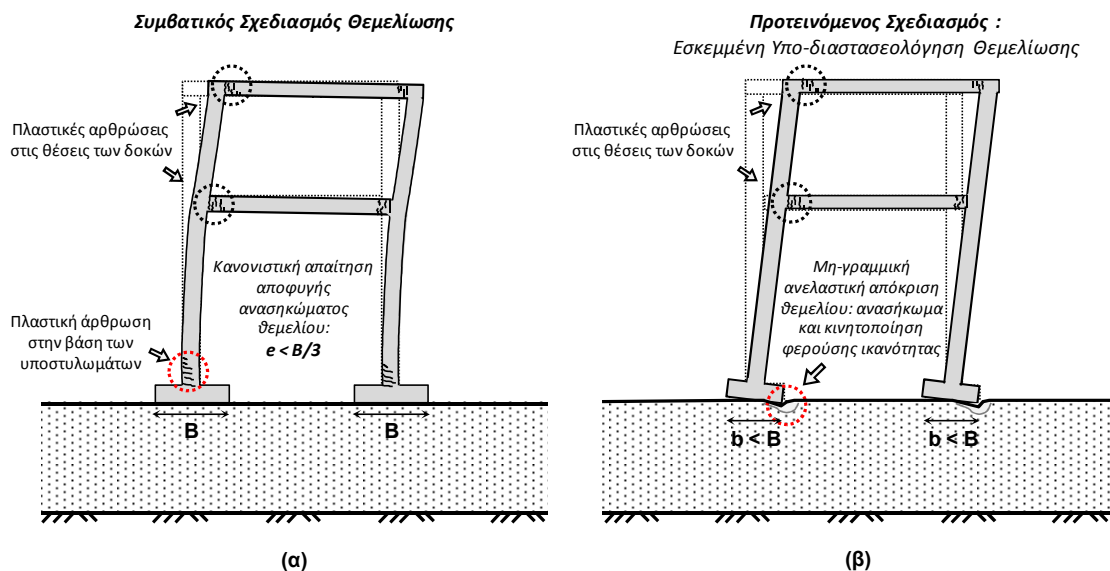
Θεωρώντας συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, καταστρώθηκε και βαθμονομήθηκε καταλλήλως (Gelagoti et al. 2010) προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων (Σχ. 2α) στον αριθμητικό κώδικα ABAQUS, το οποίο είναι σε θέση να αναπαράγει με επιτυχία την συμπεριφορά θεμελίων υποβαλλομένων σε λικνιστική ταλάντωση λαμβάνοντας υπόψιν τόσο τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες (π.χ. αποκόλληση και ανασήκωμα) όσο και τη μη γραμμικότητα του υλικού (Anastasopoulos et al 2010b). Η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης επιβάλλεται στους κόμβους της βάσης του προσομοιώματος, ενώ στα πλευρικά του όρια θεωρούνται συνθήκες ελευθέρου πεδίου

3.1 Προσομοίωση Εδάφους

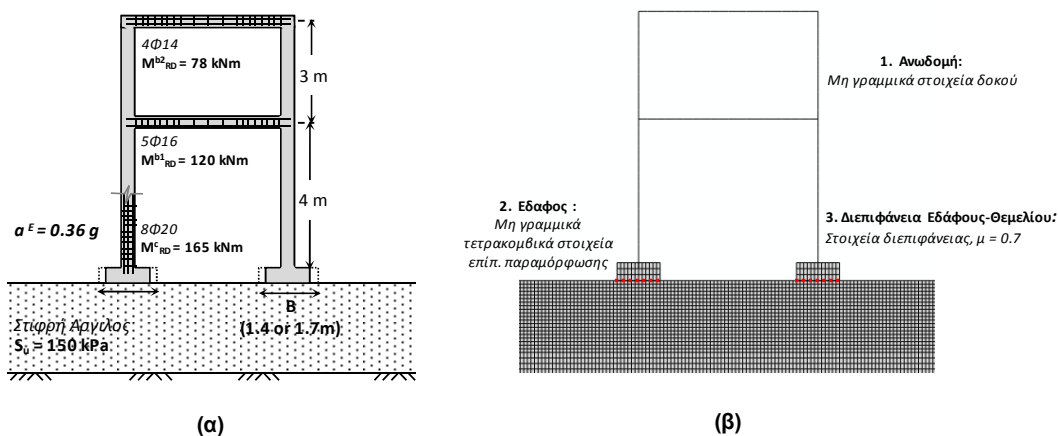
Το έδαφος θεωρείται σιφρή άργιλος με αντοχή $S_u=150kPa$. Για την προσομοίωση της ανακυκλικής συμπεριφοράς του εδάφους χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα των Anastasopoulos et al 2010, το οποίο έχει εφαρμοστεί με επιτυχία (Gelagoti et al 2010) για την αναπαραγωγή της συμπεριφοράς πλαισιωτών κατασκευών υποβαλλομένων σε δυναμική φόρτιση επί αργιλικού εδάφους.

3.2 Προσομοίωση Ανωδομής

Χρησιμοποιείται το ίδιο καταστατικό προσομοίωμα καταλλήλως τροποποιημένο



Σχήμα 1. Συγκριτική απόκριση 2 πανομοιότυπων (σε όρους ανωδομής) πλαίσιοιων κατασκευών επί μεμονωμένων πεδίων σχεδιασμένων: (α) συμβατικά σύμφωνα με τον ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό και (β) ακολουθώντας την προτεινόμενη μεθοδολογία.
 Figure 1. (a) Conventional Capacity Design compared with (b) Rocking–Isolation Design.



Σχήμα 2. (α) Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και καμπτικές ροπές αντοχής των στοιχείων της ανωδομής (κατά Ε.Α.Κ 2000), (β) προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων: θεώρηση συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης, ρεαλιστική προσομοίωση γεωμετρικών μη-γραμμικοτήτων (δυνατότητα ανασηκώματος και P-δέλτα φαινόμενα), καθώς και της ανελαστικής συμπεριφοράς της ανωδομής και του υποκείμενου εδάφους.

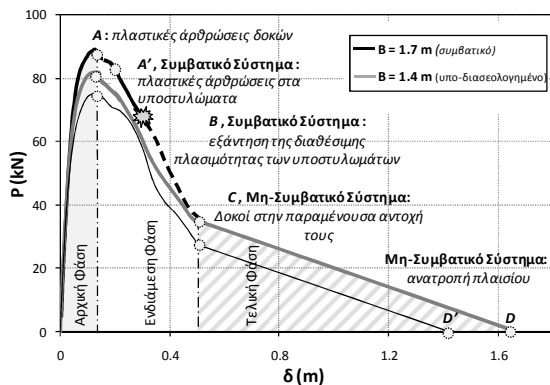
Figure 2. (a) Geometry and member properties of the idealized typical frame structure analyzed : and (b) finite element model.

[Gerolymos et al., 2005], ώστε να αναπαράγει την μη γραμμική σχέση ροπής καμπυλότητας μελών εξ ωπλισμένου σκυροδέματος. Η μονοτονική συμπεριφορά της κάθε διατομής υπολογίστηκε με χρήση του κώδικα X-tract 2000 [Imbsen Assoc. & Chadwell, 2004] με βάση στοιχεία των [Vintzilaou et al., 2007].

4. ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΣΕ ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ PUSH-OVER:

Στο Σχήμα 3 συγκρίνεται το αποτέλεσμα (καμπύλη P-δ) της ανάλυσης για το συμβατικώς σχεδιασμένο πλαίσιο (θεμέλιο $B = 1.7 \text{ m}$) και το σχεδιασμένο σύμφωνα με την προτεινόμενη μεθοδολογία ($B = 1.4 \text{ m}$). Η απόκριση χωρίζεται σε τρεις διακριτές φάσεις: (α) στην αρχική φάση, κατά την οποία το πλαίσιο αποκρίνεται καμπτικώς, (β) στην

ενδιάμεση φάση κατά την οποία η απόκριση είναι και καμπτική και λικνιστική (στο υποδιαστασεολογημένο πλαίσιο) (γ) την τελική φάση στην οποία κυριαρχεί το ανασήκωμα των θεμελίων (για $B=1.4$ m).



Σχήμα 3. Στατική ανάλυση επιβαλόμενης μετακίνησης για τις 2 εναλλακτικές λύσεις θεμελίωσης.

Figure 3. Static pushover response of the design alternatives : conventional system with $B = 1.7$ m footings, and rocking-isolation design with $B = 1.4$ m

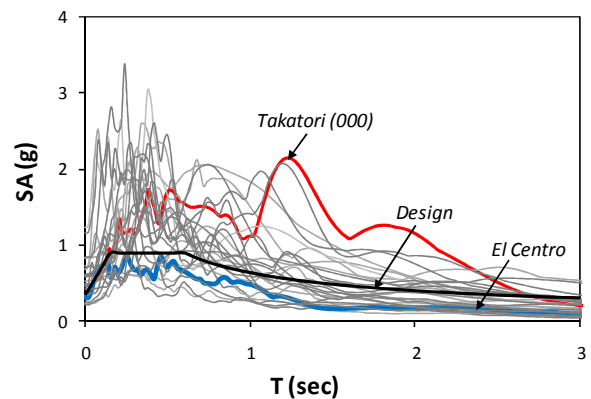
Αναλυτικότερα: Στην αρχική φάση, η πλαισιωτή λειτουργία της κατασκευής είναι εμφανής μέχρι του σημείου της αστοχίας των δοκών οπότε και μεγιστοποιείται η δύναμη αντίδρασης P (Σημείο A). Στην ενδιάμεση φάση, τα υποστυλώματα στο μεν συμβατικώς σχεδιασμένο πλαίσιο πλαστικοποιούνται εντόνως μέχρις πλήρους εξαντλήσεως της πλαστιμότητάς τους, ενώ στο μη συμβατικώς σχεδιασμένο, οι βλάβες αποφεύγονται λόγω ακριβώς του ανασηκώματος του θεμελίου, και του συνακόλουθου περιορισμού της μεταδιδόμενης έντασης στην ανωδομή. Εντούτοις, επειδή η πλαισιωτή λειτουργία εξακολουθεί να υφίσταται, οι δοκοί εξακολουθούν να συσσωρεύουν πλαστικοποίηση μέχρι πλήρους εξαντλήσεως της διατιθέμενης πλαστιμότητάς τους (Σημείο B). Μετά το σημείο αυτό, (Τρίτη Φάση) το μεν συμβατικώς σχεδιασμένο πλαίσιο τείνει προς την κατάρρευση, το δε «λικνιστικώς μονωμένο», εκφυλίζεται εξιδανικευμένα σε δύο μονοβάθμιους ταλαντωτές κινηματικώς μόνον εξαρτημένους μεταξύ τους μέσω των δοκών (οι συνδέσεις των οποίων με τα υποστυλώματα έχουν εκφυλιστεί σε αρθρώσεις).

Οι Gelagoti et al (2010), μελετώντας την απόκριση πλαισίων υποβαλλόμενων σε λικνιστική ταλάντωση έδειξαν ότι κατά την διάρκεια της φόρτισης τόσο το αξονικό φορτίο

των υποστυλωμάτων όσο και ο μοχλοβραχίονας M/Q παρουσιάζουν σημαντικές αποκλίσεις από τις αρχικές τους (ψευδοστατικές) τιμές μεταβάλλοντας αντιστοίχως την οριακή τιμή της ροπής αντοχής του θεμελίου και την στροφή ανατροπής του. Ως εκ τούτου, ο σχεδιασμός με βάση την προτεινόμενη λογική θα πρέπει να λαμβάνει υπόψιν τις ανωτέρω διακυμάνσεις καθώς διακυβεύουν την αποτελεσματικότητά του.

5. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΣΕ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Τα δύο συστήματα έχουν υποβληθεί σε 24 χρονοϊστορίες καταγραφείσων επιταχύνσεων ποικίλων χαρακτηριστικών (Σχήμα 4), πολλά από τα οποία ξεπερνούν κατά πολύ την αντοχή σχεδιασμού του πλαισίου. Αναλυτικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το πλέον καταστροφικό σενάριο (Takatori , M_s 7.2 Kobe 1995 earthquake-κόκκινη γραμμή). Σε σεισμό ήπιας έντασης (π.χ. El Centro, μπλέ γραμμή) , η συμπεριφορά των δύο εναλλακτικών είναι συγκρίσιμη, και εντός των ορίων λειτουργικότητας.



Σχήμα 4. Φάσματα απόκρισης των επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιήθηκαν κατά τις δυναμικές αναλύσεις
Figure 4 Response Spectra of the 24 earthquake records used as input ground motions for the dynamic analysis

5.1 Αναλυτικό Παράδειγμα

Όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 5, το συμβατικώς θεμελιωμένο σύστημα δεν είναι ικανό να παραλάβει την τεράστια σεισμική δράση και οδηγείται σταδιακά στην κατάρρευση. Αντιθέτως, στο θεμελιωμένο κατά την νέα μεθοδολογία σύστημα, τα

υποστυλώματα συμπεριφέρονται ελαστικά. Τα υποδιαστασεολογημένα θεμέλια αναπτύσσουν σημαντική στροφή και ανασηκώνονται προστατεύοντας την ανωδομή (Σχήμα 5γ), ενώ η καθίζηση λόγω του σεισμού είναι ασήμαντη (0.5 cm). Εντούτοις, παρότι η δομητική αστοχία της ανωδομής αποφεύγεται, η ανάπτυξη των στροφών οδηγεί σε σημαντική κινηματικού χαρακτήρα καταπόνηση. Η διαφορική οριζόντια μετακίνηση ισογείου-ορόφου φτάνει τα 50cm (Σχήμα 5δ) αν και η παραμένουσα τιμή της δεν ξεπερνά τα 5cm, αντιστοιχούσα σε λόγο διαφορικής μετακίνησης προς ύψος ορόφου της τάξης του 2%. Επομένως, αν και η δομητική αστοχία των υποστυλωμάτων αποφεύγεται (παρά τη σφοδρότητα του σεισμού), εντούτοις οι βλάβες σε μη δομικά μέλη και στις δοκούς πρέπει να θεωρούνται βέβαιες.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Στο Σχήμα 6 παρατίθενται τα αποτελέσματα για όλα τα εξετασθέντα σεισμικά σενάρια σε όρους: (α) λόγου κατανάλωσης πλαστιμότητας στο ισόγειο $\mu_{demand}/\mu_{capacity}$, (β) συνολικού λόγου διαφορικής οριζόντιας μετακίνησης ορόφου προς ύψος ορόφου δ_c/h , (γ) διαφορικής οριζόντιας μετακίνησης ορόφου λόγω κάμψης (και όχι λόγω στροφής θεμελίου) δ_c/h

Η απόκριση του «λικνιστικώς μονωμένου» συστήματος υπερτερεί σαφώς για όλες τις εξετασθείσες περιπτώσεις. Όπως προκύπτει από τους υπολογισθέντες λόγους δ_c/h , οι βλάβες των υποστυλωμάτων παραμένουν εντός των ορίων της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας για τουλάχιστον το 50% από τις εξετασθείσες περιπτώσεις ενώ για τις υπόλοιπες οι βλάβες είναι εντός των ορίων επισκευασιμότητας [Priestley et al. (2007)].

Αντιθέτως, για το συμβατικώς θεμελιωμένο σύστημα, στις περισσότερες περιπτώσεις οι βλάβες των υποστυλωμάτων είναι μή επισκευάσιμες. Παρότι σε όρους συνολικής διαφορικής μετακίνησης (Σχήμα 6β) τα δύο συστήματα φαίνεται ότι συμπεριφέρονται όμοια, σε όρους διαφορικής μετακίνησης λόγω καμπτικής καταπόνησης (Σχήμα 6γ) η απόκριση του υπο-διαστασεολογημένου συστήματος είναι σαφώς ευνοϊκότερη.

Εν κατακλείδι συμπεραίνεται ότι η καμπτική καταπόνηση της ανωδομής είναι δυνατόν να περιοριστεί μέσω υπο-διαστασεολόγησης των

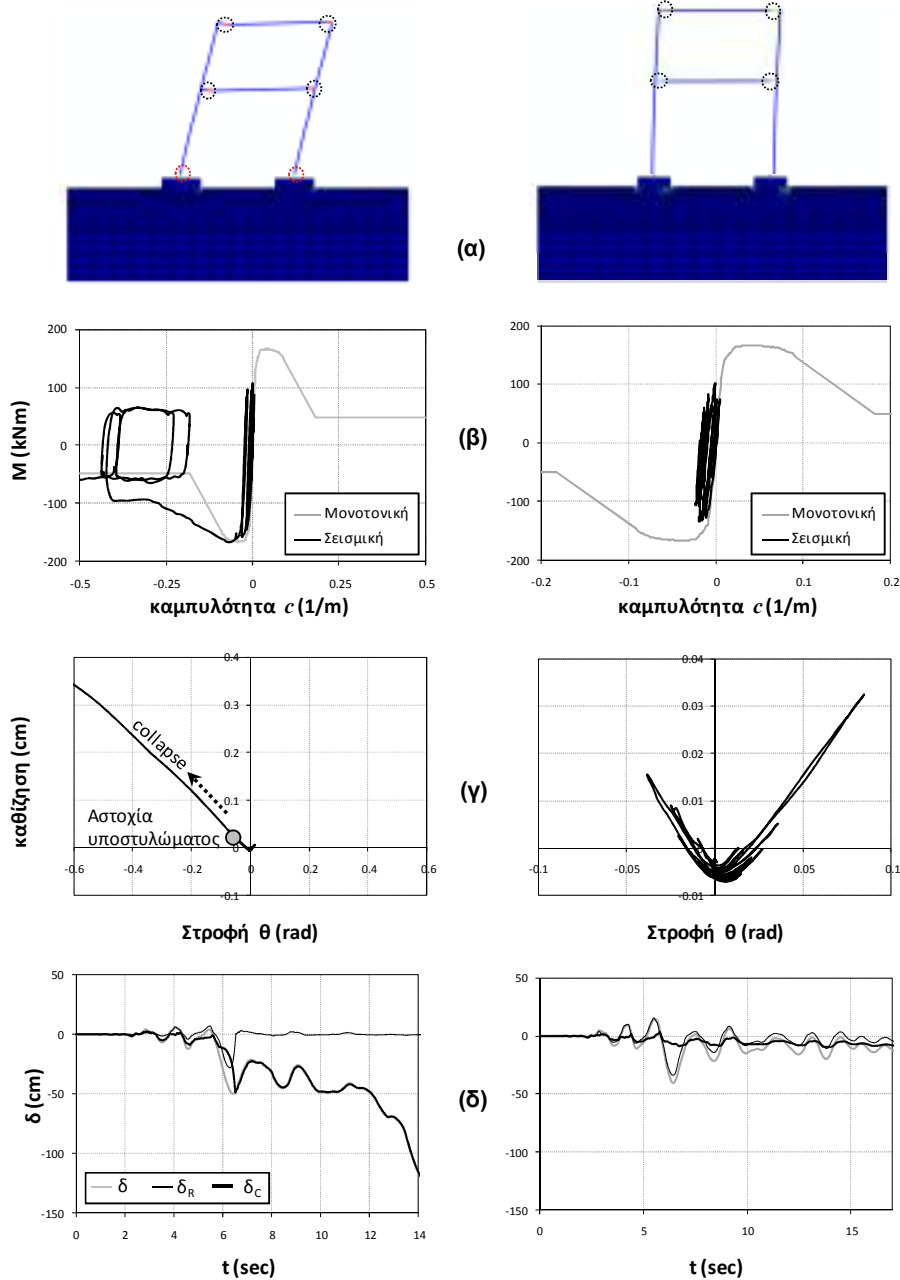
θεμελίων τα οποία αποκρίνονται μη γραμμικά μέσω ανασηκώματος περιορίζοντας την μεταδιδόμενη στα υποστυλώματα ένταση στα επίπεδα της δικής τους (μικρότερης) ροπής αντοχής. Αν και η δομητική αστοχία των υποστυλωμάτων αποφεύγεται κατ' αυτόν τον τρόπο, οι στροφές των θεμελίων συνεπάγονται σημαντική κινηματική επιπόνηση και βλάβες στα μη δομικά μέλη του πλαισίου κατά την διάρκεια ισχυρού σεισμού.

7. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα εργασία έγινε στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος της ΕΕ 7th framework το οποίο χρηματοδοτείται από το Πρόγραμμα του Ευρωπαϊκού Συμβουλίου Έρευνας "Ideas", Support for Frontier Research – Advanced Grant, under Contract number ERC-2008-AdG 228254-DARE

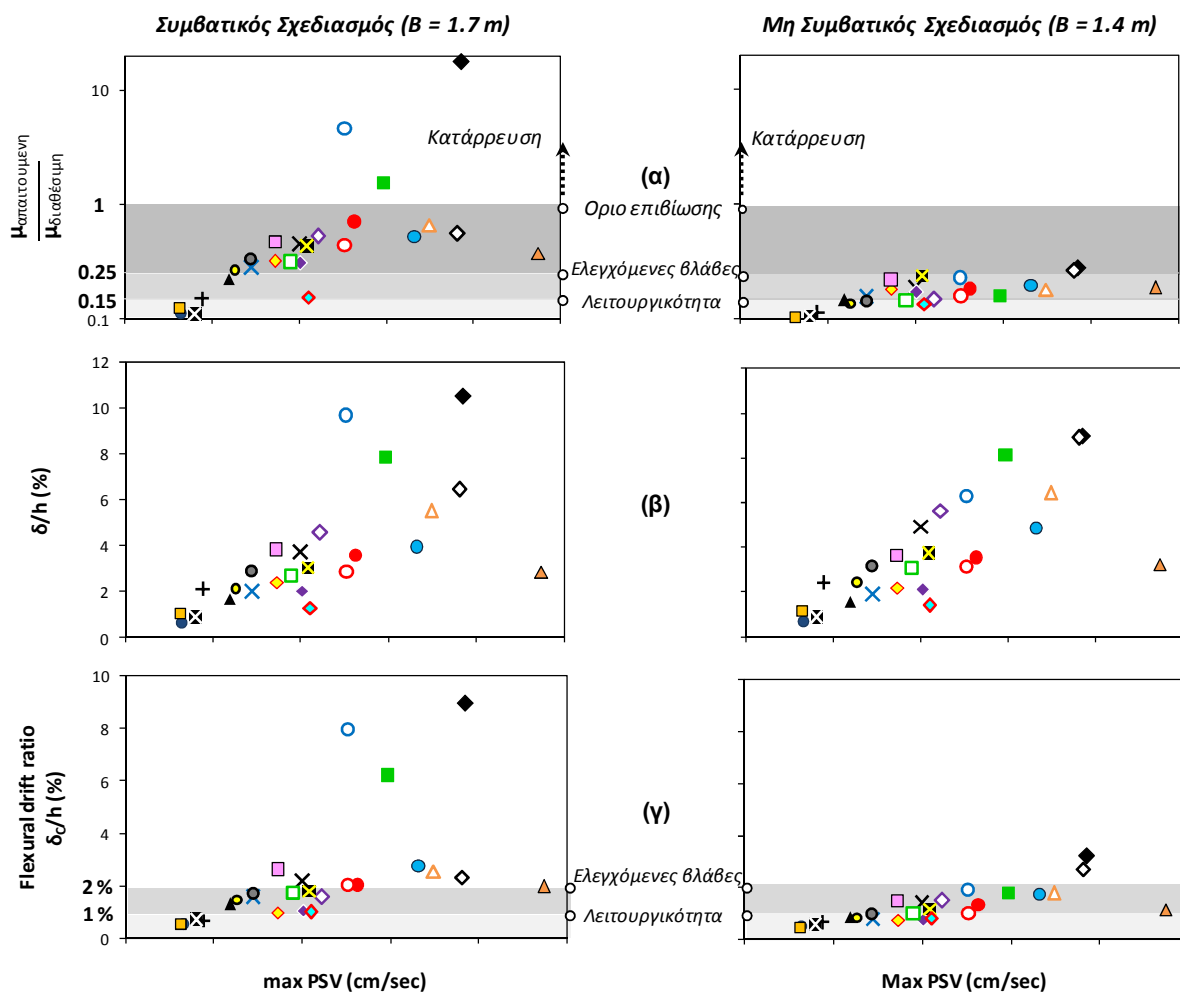
Συμβατικός Σχεδιασμός ($B = 1.7 \text{ m}$)

Μη Συμβατικός Σχεδιασμός ($B = 1.4 \text{ m}$)



Σχήμα 5. Συγκριτική Συμπεριφορά των 2 εναλλακτικών σχεδιασμών θεμελίωσης όταν το πλαίσιο διεγείρεται από εξαιρετικά ισχυρό σεισμικό κραδασμό (καταγραφή Takatori, Kobe 1995): (α) Βρόχοι καμπτικής ροπής - καμπυλότητας στην βάση του υποστυλώματος, (β) βρόχοι καθίζησης-στροφής θεμελίου ($w-\theta$) και (γ) χρονιοίστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του ισογείου.

Figure 5. Performance of the two design alternatives (conventional, $B = 1.7 \text{ m}$; rocking isolation, $B = 1.4 \text{ m}$) subjected to very strong seismic shaking (Takatori record), in terms of : (a) deformed FE mesh with superimposed plastic deformation ; (b) Column bending moment–curvature ($M-c$) response ; (c) foundation settlement–rotation ($w-\theta$) response ; and (d) time history of ground floor drift δ .



Σχήμα 6. Απόκριση των 2 εναλλακτικών συστημάτων θεμελίωσης ως συνάρτηση της μέγιστης φασματικής ταχύτητας SV σε όρους (α) λόγου απαιτούμενης προς διατιθέμενης καμπυλότητας στην βάση του υποστυλώματος (β) παραμένουσας οριζόντιας στο επίπεδο του ισογείου, (γ) οριζόντιας παραμόρφωσης οφειλόμενης αποκλειστικώς σε καμπτική καταπόνηση των υποστυλωμάτων

Figure 6. Comparison of the design alternatives. Plots as a function of the peak spectral velocity of (a) Demanded over available ductility ratio (b) residual ground floor drift ratio (c) flexural drift ratio of columns

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ABAQUS, Inc. (2009), ABAQUS user's manual, Providence, R.I.
- 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 (accepted for publication, currently under revision).
- Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M, Gerolymos N. (2010a), "Soil Failure can be used for Earthquake Protection of Structures", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 8, p.p. 309-326.
- Chatzigogos C.T., Pecker A., Salencon J. (2009), "Macroelement modeling of shallow foundations", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 29, No. 6, pp. 765–781.
- Faccioli E, Paolucci R, Vivero G. "Investigation of seismic soil– footing interaction by large scale cyclic tests and analytical models". Proc. 4th international conference on recent advances in geotechnical earthquake engng and soil dynamics, Paper no. SPL-5, San Diego, California; 2001.

- 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, Vol. 134 (8), pp 1129-1141
- Gazetas, G., Anastasopoulos, I., Apostolou, M., (2007), "Shallow and deep foundations under fault rupture or strong seismic shaking", 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece.
- Gazetas, G., Apostolou, M., and Anastasopoulos, I. (2003), "Seismic Uplifting of Foundations on Soft Soil, with Examples from Adapazari (Izmit 1999, Earthquake)", BGA Int. Conf. on Found. Innov., Observations, Design & Practice, Univ. of Dundee, Scotland, September 25, pp. 37–50.
- Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I. Gazetas G. (2010) "Rocking Isolation of Frame Structures Founded on Separate Footings", *Earthquake engineering and Structural Dynamics* (Submitted for possible publication)
- Gerolymos N., Gazetas G., Tazoh T. (2005), "Seismic Response of Yielding Pile in Non-Linear Soil", *Proc. 1st Greece–Japan Workshop, Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations*, Athens 11-12 October, pp. 25-36.
- Harden, C.W., Hutchinson, T., Martin, G.R., & Kutter, B.L., (2005), "Numerical modeling of the nonlinear cyclic response of shallow foundations", *Technical Report 2005/04*, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).
- Kawashima K., Nagai T., Sakellaraki 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.
- Kutter B.L, Martin G., Hutchinson T.C., Harden C., Gajan S., Phalen J.D. (2003), "Status report on study of modeling of nonlinear cyclic load–deformation behavior of shallow foundations". University of California, Davis, PEER Workshop; March.
- Makris, N., and Roussos, Y., (2000), "Rocking response of rigid blocks under near-source ground motions." *Geotechnique*, London, 50(3), 243–262.
- Paolucci, R., (1997), "Simplified evaluation of earthquake induced permanent displacements of shallow foundations", *Journal of Earthquake Engineering*, 1: p. 563-579.
- Paolucci, R., Shirato, M., & Yilmaz, M.T., (2008), "Seismic behaviour of shallow foundations: Shaking table experiments vs numerical modelling", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37: 577-595.
- Pecker, A., & Pender, M.J., (2000), "Earthquake Resistant Design of Foundations: New Construction", *Invited paper, GeoEng2000, Vol 1*, pp. 313-332.
- Pecker, A., (1998), "Capacity design principles for shallow foundations in seismic areas", *Proc. 11th Eur. Conf. Earth. Engng.*, Paris, p. 303-316, Balkema (ed.), Rotterdam.
- Vintzilaou E., Tassios T.P., Chronopoulos M. (2007) " Experimental validation of seismic code provisions for RC columns", *Engineering Structures* 29, p.p., 1153-1164