

Τοίχοι Ωπλισμένης Γής: Δυναμική Ανάλυση Πειράματος Φυγοκεντριστή

Reinforced Soil Retaining Walls: Numerical Analysis of a Centrifuge Test

ΓΕΡΟΛΥΜΟΣ, Ν. Πολιτικός Μηχανικός, Λέκτορας, Ε.Μ.Π.
ΖΙΩΤΟΠΟΥΛΟΥ, Α. Πολιτικός Μηχανικός, Υποψήφια Διδάκτωρ, Ε.Μ.Π.
ΓΚΑΖΕΤΑΣ, Γ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής, Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Οι τοίχοι αντιστηρίξεως ωπλισμένης γής κερδίζουν συνεχώς έδαφος έναντι των συμβατικών τοίχων βαρύτητας. Οι λόγοι: Εναρμόνιση με το φυσικό περιβάλλον, χαμηλό κόστος, πύο πλάστιμη συμπεριφορά και ιστορικά αποδεδειγμένη μειωμένη σεισμική τρωτότητα. Διερευνάται παραμετρικά ο ρόλος (α) των παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας του εδάφους, (β) των συνθηκών διεπιφάνειας οπλισμού–εδάφους, και (γ) της σεισμικής διέγερσης με αριθμητική ανάλυση ενός πειράματος φυγοκεντριστή που εκτελέσθηκε στο Πανεπιστήμιο της Καλιφόρνια, Davis. Η μετρηθείσα συμπεριφορά αναπαράγεται ικανοποιητικά και αναδεικνύεται η ικανότητα των εν λόγω τοίχων για ανάληψη μεγάλης μετακίνησης χωρίς να καταργείται η λειτουργικότητά τους.

ABSTRACT : Reinforced soil retaining walls gain continuously ground against conventional gravity walls in engineering practice. Among the main reasons: technical superiority, cost effectiveness, increased tolerance of differential displacements, high resistance to earthquake loading. The role of key parameters such as: (a) soil strength and compliance, (b) interface conditions for soil reinforcement and (d) seismic excitation is investigated herein, through the analysis of a well documented centrifuge experiment, conducted at the University of California, Davis. The computed response compares well with the measurements and it is shown that reinforced soil walls are capable of undergoing large deformations without losing their service function.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ιδέα της ωπλισμένης γης δεν είναι νέα. Συναντάται στην κατασκευή των ziggurats που βρέθηκαν στην Μεσοποταμία και υπολογίζεται ότι έχουν κατασκευαστεί πριν 3000 περίπου χρόνια. Πρόκειται για βαθμωτούς πύργους σε σχήμα πυραμίδας, που για την σταθεροποίηση των πλευρών τους χρησιμοποιήθηκαν αντηρίδες από πηλό. Επιπλέον, όπλιση με καλάμια χρησιμοποιήθηκε και σε αναχώματα που κατασκεύασαν οι Ρωμαίοι κατά μήκος του Τίβερη ποταμού (Bonaparte et al, 1987). Ο Γάλλος πολιτικός μηχανικός Henry Vidal το 1966 (Vidal,1966) ανέπτυξε μεθοδολογία για το σχεδιασμό ωπλισμένης γης με μεταλλικές ράβδους. Ο πρώτος τέτοιου είδους τοίχος κατασκευάστηκε στις ΗΠΑ το 1972 (Mitchell and Christopher, 1990). Στην Ελλάδα, τοίχοι αντιστήριξης ωπλισμένης γης κατασκευάστη-



Σχήμα 1. Κατασκευή τοίχου αντιστήριξης από ωπλισμένη γη

Figure 1. Construction of a reinforced soil retaining wall

καν σε μεγάλον αριθμό στην Εγνατία οδό.

Στην ωπλισμένη γή το έδαφος ενισχύεται από στοιχεία ικανά να παραλάβουν εφελκυσμό (Σχήμα 1). Η όπλιση είναι είτε από μεταλλικά υλικά, όπως μεταλλικές λωρίδες, ράβδοι και πλέγματα, είτε από γεωσυνθετικά υλικά. Η δεύτερη κατηγορία διαιρείται σε άλλες δύο: την μικρο-όπλιση και την μακρο-όπλιση. Η πρώτη κατηγορία συνίσταται στην ανάμειξη με το έδαφος πολυμερών μικροστοιχείων, σε τυχαίες διευθύνσεις, όπως ίνες, υφάσματα, νήματα και μικροπλέγματα (non-woven geotextiles). Αντίθετα, όταν τα συνθετικά αυτά μικροστοιχεία ενώνονται είτε με θερμοκόλληση είτε με ύφανση, ανήκουν στην δεύτερη κατηγορία (woven geotextiles). Για μικρές επιβαλλόμενες τάσεις η μικρο-όπλιση παρουσιάζει καλύτερη συμπεριφορά από την μακρο-όπλιση, ενώ για μεγάλες τάσεις η εικόνα αυτή αντιστρέφεται (Ashmawy et al, 1999).

Τα πλεονεκτήματα τοίχων αντιστήριξης ωπλισμένης γης έναντι των συμβατικών τοίχων είναι πλέον γνωστά και συνίστανται στην ευκολία και ταχύτητα κατασκευής, το χαμηλό κόστος το οποίο μειώνεται ακόμα περισσότερο αν συνυπολογιστεί ότι λόγω της πλαστικής συμπεριφοράς τους δεν απαιτείται άκαμπτη θεμελίωση (Koerner and Soong, 2001). Τέλος, δεν απαιτείται πλούσιος εξοπλισμός, ωστόσο απαιτείται ειδικευμένο προσωπικό για την κατασκευή τους.

Η συνήθης πρακτική στην διαστασιολόγηση των τοίχων αντιστήριξης από ωπλισμένη γη, συνίσταται σε έλεγχο της εξωτερικής και της εσωτερικής τους ευστάθειας. Για τον έλεγχο της εξωτερικής ευστάθειας η ωπλισμένη ζώνη θεωρείται ως ένα συμπαγές ομοιογενές υλικό. Η ευστάθεια ελέγχεται με μεθόδους οριακής ισορροπίας, αντίστοιχες με αυτές που εφαρμόζονται στους τοίχους βαρύτητας. Μοναδική διαφορά, ο έλεγχος σε εξόλκευση των οπλισμών.

Οι γνώσεις μας για την σεισμική συμπεριφορά τοίχων αντιστήριξης ωπλισμένης γης, οφείλονται κατά ένα μεγάλο ποσοστό σε επαρκώς τεκμηριωμένα ιστορικά περιστατικά (Lee et al., 1994; Koseki et al., 2006) τα οποία κατά καιρούς έχουν δείξει την υπεροχή των εν λόγω τοίχων έναντι άλλων.

Παρόλα αυτά, η δυναμική ανάλυση των τοίχων αντιστήριξης ωπλισμένης γης συνεχίζει να αποτελεί αντικείμενο έρευνας μέχρι σήμερα. Η συνήθης πρακτική υπαγορεύει ότι οι τοίχοι ελέγχονται δυναμικά με ψευδοστατικές μεθόδους, όπως η μέθοδος Mononobe-Okabe (1929), ως να ήταν τοίχοι βαρύτητας. Γίνεται εύκολα αντιληπτό, ότι μία τέτοια μεθοδολογία

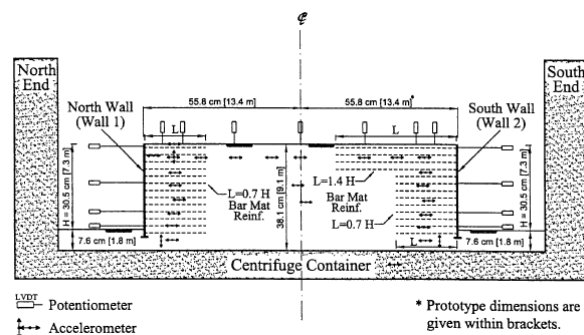
μόνο χονδροειδώς μπορεί να προσεγγίσει την τρωτότητα των τοίχων ωπλισμένης γης σε σεισμική φόρτιση.

Για την διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς των τοίχων αντιστήριξης ωπλισμένης γης, αναλύεται με πεπερασμένα στοιχεία ένα καλώς τεκμηριωμένο πείραμα φυγοκεντρικής δοκιμής που εκτελέστηκε στο Πανεπιστήμιο της Καλιφόρνια, Davis (Siddharthan et al, 2004).

3. ΠΕΙΡΑΜΑ ΦΥΓΟΚΕΝΤΡΙΣΗΣ

3.1 Περιγραφή του Πειράματος

Στο Πανεπιστήμιο του Davis (Καλιφόρνια) μια σειρά από τρία προσομοιώματα δοκιμάστηκαν στον φυγοκεντριστή— $N = 24g$ (Siddharthan et al, 2004). Καθένα από αυτά περιελάμβανε δύο τοίχους τοποθετημένους πλάτη με πλάτη. Επιλέχθηκε για ανάλυση το προσομοίωμα MSE-02 (Σχήματα 2 και 3) για το οποίο παρέχονται οι περισσότερες μετρήσεις.

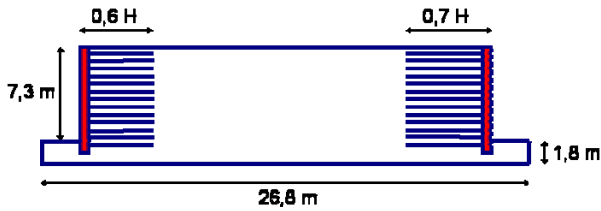


Σχήμα 2. Η διάταξη του πειράματος
Figure 2. The experiment configuration

Το ύψος κάθε τοίχου είναι $H = 7.3$ m (σε κλίμακα πρωτοτύπου), ενώ η μεταξύ τους απόσταση 26.8 m. Οι τοίχοι οπλίστηκαν με χαλύβδινο πλέγμα. Η κατακόρυφη απόσταση των οπλισμών διαμέτρου 9.5 mm, είναι ίση με $S = 0,61m$. Στο επίπεδο του πλέγματος, κατά την διαμήκη διεύθυνση, οι ράβδοι απέχουν 0,61 m. Στην δε εγκάρσια διεύθυνση η απόστασή τους είναι 152 mm

Ο τοίχος επικάλυψης είναι από αλουμίνιο διαμέτρου 4,76 mm. Οι οπλισμοί και στους δύο τοίχους έχουν ομοιόμορφο μήκος καθ' ύψος, και ίσο με $L = 0,6 H$ και $L = 0,7 H$ στον αριστερό και δεξιό τοίχο αντιστοίχως (Wall 3 & 4). Επισημαίνεται, ότι τόσο στην βιβλιογραφία όσο και από πειραματικά αποτελέσματα, συνάγεται ότι το βέλτιστο μήκος οπλισμού για τοίχους αντιστήριξης ωπλισμένης γης είναι $L =$

0,7H. Άρα ο αριστερός τοίχος θεωρείται ως ανεπαρκώς ωπλισμένος σε αντίθεση με τον δεξιό.



Σχήμα 3. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διάταξης του πειράματος
Figure 3. Geometry of the experiment configuration

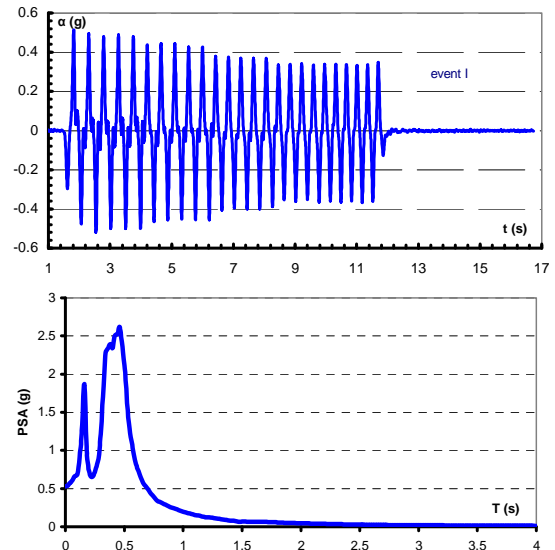
Το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι ξηρό και κοκκώδες. Πρόκειται για άμμο τύπου Nevada sand της οποίας οι ιδιότητες έχουν μελετηθεί και τυποποιηθεί (Agulandan et al, 1992). Στο συγκεκριμένο πείραμα επιδιώχθηκε σχετική πυκνότητα άμμου ίση με 65 %.

Το προσομοίωμα υποβλήθηκε σε μια σειρά ισχυρών εξαιτήσεων. Το άρθρο εστιάζει στην μελέτη της απόκρισης των 2 τοίχων για μία διέγερση συνημιτονοειδούς μορφής, μέγιστης επιτάχυνσης 0,51g και 25 κύκλων φόρτισης (Σχήμα 4).

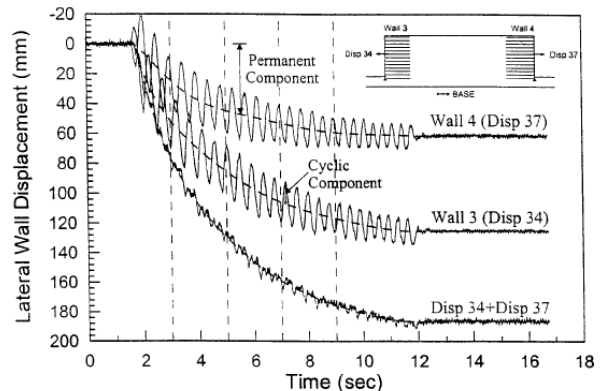
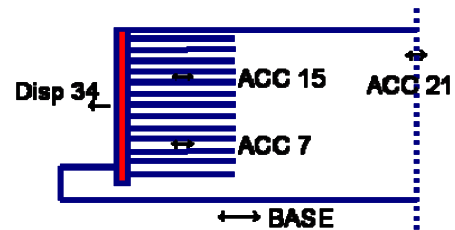
3.2 Αποτελέσματα του Πειράματος

Παρά τις ισχυρές διεγέρσεις στις οποίες υπεβλήθησαν, κανένας από τους δύο τοίχους αντιστήριξης δεν αστόχησε. Σε κάθε περίπτωση, οι τοίχοι εμφάνισαν μετατοπίσεις αυξανόμενες με τους κύκλους φόρτισης. Καθ' ύψος του τοίχου, οι μετατοπίσεις δεν ήταν σταθερές κι εμφάνισαν μέγιστο στη μέση του τοίχου.

Ειδικότερα, για το προσομοίωμα (MSE-02), το Σχήμα 5 δείχνει ότι σε κάθε χρονική στιγμή η οριζόντια μετακίνηση των δύο τοίχων συντίθεται από μία παραμένουσα και μία ανακυκλική συνιστώσα. Παρατηρείστε ότι οι ανακυκλικές συνιστώσες της μετακίνησης των δύο τοίχων, έχουν αντίθετο πρόσημο. Η παραμένουσα μετακίνηση (μετά το τέλος της φόρτισης), μετρήθηκε σε 12.5 cm και σε 6.5 cm για τον αριστερό (ανεπαρκώς ωπλισμένο) και τον δεξιό (επαρκώς ωπλισμένο) τοίχο, αντίστοιχα. Η διαφορά αυτή στις μετακινήσεις αντανακλά την σημαντική επιρροή του μήκους αγκύρωσης των οπλισμών στην σεισμική απόκριση του τοίχου αντιστήριξης.



Σχήμα 4. Χρονοιστορία της επιτάχυνσης που χρησιμοποιήθηκε ως σεισμική διέγερση στην βάση του προσομοιώματος, και το ελαστικό φάσμα απόκρισής της.
Figure 4. Acceleration time history of the input motion at the base of the model and the corresponding elastic response spectrum

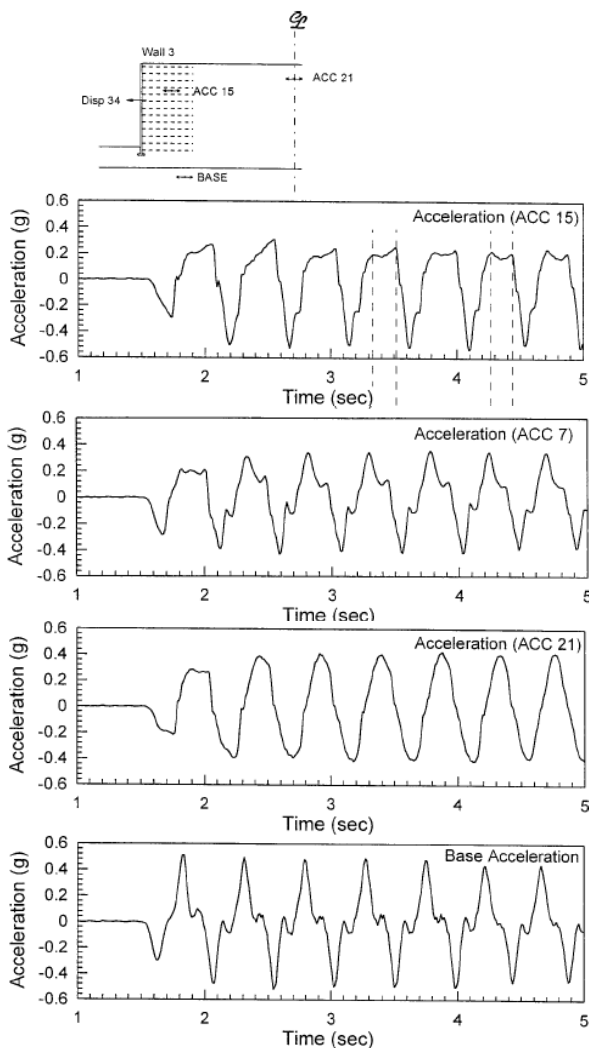


Σχήμα 5. Μετρηθείσες χρονοιστορίες μετακινήσεων σε χαρακτηριστικά σημεία των μετώπων των δύο τοίχων.
Figure 5. Recorded displacement time histories at representative locations at the fronts of the 2 walls.

Στο Σχήμα 6 απεικονίζονται οι χρονοιστορίες της επιτάχυνσης: α) εντός της ωπλισμένης ζώνης, λίγο πιο πάνω από την

μέση του τοίχου 3 (ACC 15), β) εντός της ωπλισμένης ζώνης, λίγο πιά κάτω από την μέση του τοίχου 3 (ACC 7), γ) στην μέση του προσομοιώματος και πλησίον της επιφάνειας (ACC 21), και δ) στην βάση. Παρατηρείται ότι εντός της ωπλισμένης ζώνης, στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει ένα ‘ψαλίδισμα’ των επιταχύνσεων, το οποίο είναι χαρακτηριστικό της ολίσθησης στην διεπιφάνεια οπλισμένων-εδάφους. Οι επιταχυνσιογράφοι ACC 21 και ACC 7, δεν κατέγραψαν τέτοια συμπεριφορά.

Επισημαίνεται ότι κατά τον πρώτο κύκλο της ισχυρής φόρτισης, παρατηρήθηκε σχετική μετακίνηση των επιταχυνσιογράφων ως προς το έδαφος (Siddharthan et al, 2004).



Σχήμα 6. Μετρηθείσες χρονοιστορίες επιταχύνσεων σε χαρακτηριστικά σημεία του προσομοιώματος

Figure 6. Recorded acceleration time histories at representative locations of the model.

4. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ

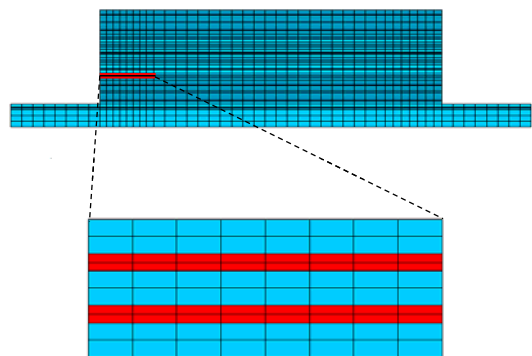
4.1 Το προσομοίωμα

Αναπτύχθηκε προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων με τον κώδικα ABAQUS (Σχήμα 7). Η συμπεριφορά του εδάφους περιγράφεται από το κριτήριο διαρροής Mohr–Coulomb με ιστροπικό νόμο κράτυνσης και μή-συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής. Η δε κατανομή του μέτρου διατμήσεως με το βάθος υπολογίστηκε από την εμπειρική σχέση (Arulanandan και Scott, 1993):

$$G = G_0 \cdot p^n = A \cdot \frac{(a - \epsilon)^2}{1 + \epsilon} \cdot p^n \quad (1)$$

όπου ϵ ο δείκτης πόρων, p η μέση ενεργός τάση σε kPa, και G το μέτρο διάτμησης σε kPa. Οι σταθερές n και a της παραπάνω σχέσης είναι ίσες με $n = 0,5$ και $a = 1,935$. Για τον υπολογισμό του μέγιστου μέτρου διατμήσεως G_0 η σταθερά A λαμβάνεται ίση προς 8800.

Επειδή ο ιστροπικός νόμος κράτυνσης δεν αποδίδει ικανοποιητικά την υστερητική απόσβεση αλλά ούτε και το εφαπτομενικό μέτρο διατμήσεως κατά την αποφόρτιση, ακολουθήθηκε η εξής μεθοδολογία: η κατανομή του αρχικού μέτρου διατμήσεως από την Εξίσωση 1 χρησιμοποιήθηκε σε ισοδύναμες γραμμικές αναλύσεις με τον κώδικα SHAKE. Το συμβιβαστό με την παραμόρφωση τέμνον μέτρο διατμήσεως και ο λόγος υστερητικής απόσβεσης από την τελευταία επανάληψη του SHAKE, χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία. Ο λόγος υστερητικής απόσβεσης προσεγγίστηκε από “ισοδύναμη” απόσβεση τύπου Rayleigh.



Σχήμα 7. Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων.
Figure 7. The finite element mesh

Η διεπιφάνεια οπλισμού–εδάφους προσομοιώθηκε με μία στρώση στοιχείων πολύ μικρού πάχους εκατέρωθεν του οπλισμού (Σχήμα 7), με μέτρο ελαστικότητας μία τάξη μεγέθους μεγαλύτερο από αυτό του περιβάλλοντος εδάφους. Η συμπεριφορά των εν-λόγω στοιχείων περιγράφεται από κριτήριο αστοχίας τύπου Von–Mises με κινηματικό νόμο κράτυνσης και συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής. Οι παράμετροι του προσομοιώματος βαθμονομήθηκαν κατάλληλα ώστε ο συντελεστής τριβής μ στην διεπιφάνεια οπλισμού–εδάφους να είναι ο επιθυμητός (Gerolymos and Gazetas 2006). Επισημαίνεται ότι ο συντελεστής τριβής στην διεπιφάνεια χάλυβα–οπλισμού αντιστοιχεί όχι μόνον στην συνάφεια του οπλισμού, αλλά και στην παθητική αντίσταση του εδάφους στα εγκάρσια στοιχεία του μεταλλικού πλέγματος. Πρόκειται λοιπόν για έναν “ισοδύναμο” ανηγμένο ανά μέτρο πλάτους του προσομοιώματος συντελεστή τριβής.

Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για διάφορες τιμές των παραμέτρων του προσομοιώματος. Οι τιμές για τις οποίες είχαμε βέλτιστη σύγκριση της υπολογισθείσας με την μετρηθείσα συμπεριφορά, είναι οι εξής: γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi = 34^\circ$, γωνία διασταλτικότητας $\psi = 2^\circ$, συνοχή $c = 5$ kPa, συντελεστής ουδέτερης ώθησης $K_0 = 0.5$, και ισοδύναμος συντελεστής τριβής στις διεπιφάνειες οπλισμού–εδάφους $\mu = 0.8$.

Το βαθμονομημένο πλέον με βάση το πείραμα προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκε στην παραμετρική διερεύνηση του προβλήματος.

4.2 Αποτελέσματα Αναλύσεων: Διερεύνηση της επίδρασης των συνθηκών διεπιφάνειας οπλισμού–εδάφους

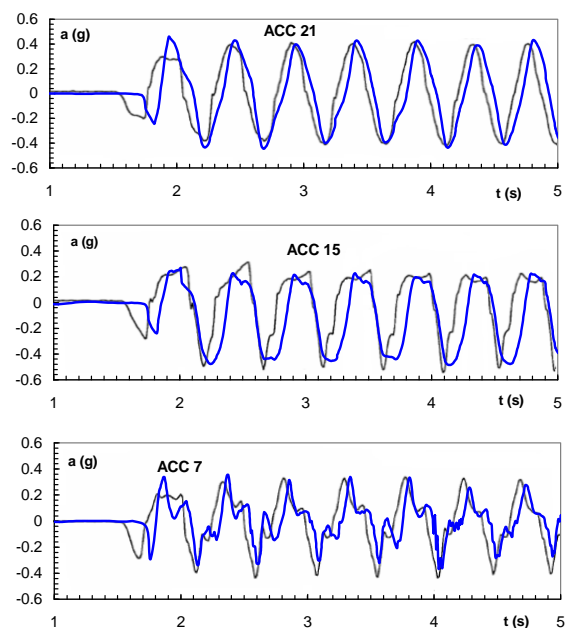
Μελετήθηκαν 2 σενάρια:

- Σενάριο A: δυνατότητα σχετικής μετακίνησης
- Σενάριο B: συνθήκες πλήρους συνάφειας.

Στα Σχήματα 8, 9 και 11 απεικονίζονται τα αριθμητικά αποτελέσματα συγκρινόμενα με τις μετρήσεις, για το Σενάριο A. Η σύγκριση είναι ικανοποιητική. Η υπολογισθείσα χρονοιστορία των επιταχύνσεων στο ελεύθερο πεδίο (ACC 21), ελάχιστα αποκλίνει από την αντίστοιχη μετρηθείσα. Μοναδική εξαίρεση ο πρώτος κύκλος φόρτισης, στον οποίο, όπως προαναφέρθηκε, παρατηρήθηκε ολίσθηση στην βάση του επιταχυνσιογράφου (Siddharthan et al, 2004).

Αξιοσημείωτο είναι ότι το ψαλίδισμα των μετρηθεισών επιταχύνσεων στον

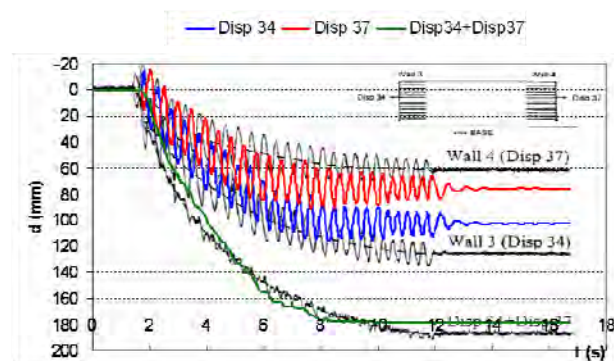
επιταχυνσιογράφο ACC 15 αναπαράγεται ικανοποιητικά από τους υπολογισμούς, αποδεικνύοντας την ρεαλιστική προσομοίωση της διεπιφάνειας οπλισμού–εδάφους.



Σχήμα 8. Μετρηθείσες και υπολογισθείσες χρονοϊστορίες επιτάχυνσης.

Figure 8. Comparison of recorded and computed acceleration time histories.

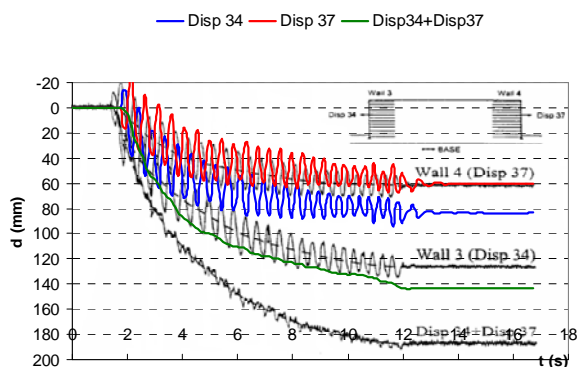
Οι υπολογισθείσες παραμένουσες μετακινήσεις είναι 102 mm και 76 mm για τον αριστερό και δεξιό τοίχο, αντιστοίχως, έναντι των πειραματικών τιμών 125 mm και 65 mm.



Σχήμα 9. Μετρηθείσες και υπολογισθείσες χρονοϊστορίες μετακίνησης στους δύο τοίχους ωπλισμένης γης, για το Σενάριο A: Σχετική ολίσθηση στις διεπιφάνειες οπλισμών–εδάφους.

Figure 9. Comparison of recorded and computed displacement time histories at the 2 walls for scenario A: relative slip at the interfaces between soil and reinforcement.

Στο Σχήμα 10 συγκρίνονται οι μετρηθείσες με τις υπολογισθείσες χρονοιστορίες των μετακινήσεων στους δύο τοίχους, για το Σενάριο Β (συνθήκες πλήρους συνάφειας στην διεπιφάνεια οπλισμού–εδάφους). Η σύγκλιση των αποτελεσμάτων για τον επαρκώς οπλισμένο τοίχο έχει βελτιωθεί αισθητά σε σχέση με το σενάριο Α. Ωστόσο, η υπολογισθείσα απόκριση του ανεπαρκώς οπλισμένου τοίχου υποεκτιμάται σημαντικά. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι η παραδοχή των συνθηκών πλήρους συνάφειας στην διεπιφάνεια οπλισμού–εδάφους είναι ρεαλιστική μόνον όταν το μήκος αγκύρωσης της όπλισης είναι επαρκές ($\geq 70\% H$).



Σχήμα 10. Μετρηθείσες και υπολογισθείσες χρονοιστορίες μετακίνησης στους δύο τοίχους ωπλισμένης γης, για το Σενάριο Β: συνθήκες πλήρους συνάφειας στις διεπιφάνειες οπλισμών–εδάφους.

Figure 10. Comparison of recorded and computed displacement time histories at the 2 walls for scenario B: fully bonded interfaces between soil and reinforcement.

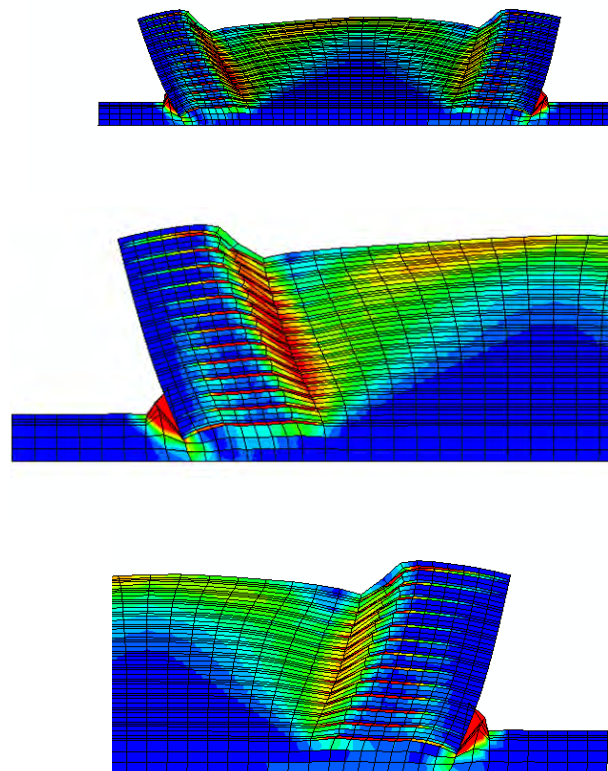
4.3 Αποτελέσματα Αναλύσεων: Διερεύνηση της επιρροής των χαρακτηριστικών της διέγερσης

Για την μελέτη της επιρροής των χαρακτηριστικών της διέγερσης, όπως το συχνοτικό περιεχόμενο, ο αριθμός των κύκλων ή η διαδοχή τους, στην σεισμική απόκριση των τοίχων ωπλισμένης γης, χρησιμοποιήθηκαν δύο διεγέρσεις με εντελώς διαφορετικά χαρακτηριστικά. Συγκεκριμένα:

Επιταχυνσιογράφημα Λευκάδας 2003

Στο Σχήμα 12 απεικονίζονται η χρονοιστορία επιτάχυνσης και το αντίστοιχο φάσμα απόκρισης. Πρόκειται για μία διέγερση με εντυπωσιακά μεγάλο αριθμό σημαντικών

κύκλων: περίπου 8 κορυφές με μέγιστη τιμή 0,3g! Επιπλέον, η δόνηση είναι αρκετά ισχυρή με μέγιστη τιμή επιτάχυνσης περί τα 0,42g. Φασματικά η διέγερση εμφανίζει δεσπτόζουσα περίοδο $T= 0,55$ sec, ενώ και το εύρος των σημαντικών περιόδων είναι αρκετά μεγάλο και κυμαίνεται από 0,30-0,70 sec.



Σχήμα 11. Ισουψείς των πλαστικών παραμορφώσεων στον παραμορφωμένο κάρναβο των πεπερασμένων στοιχείων μετά το πέρας της σεισμικής φόρτισης, για το Σενάριο Α: Σχετική ολίσθηση στις διεπιφάνειες οπλισμών–εδάφους

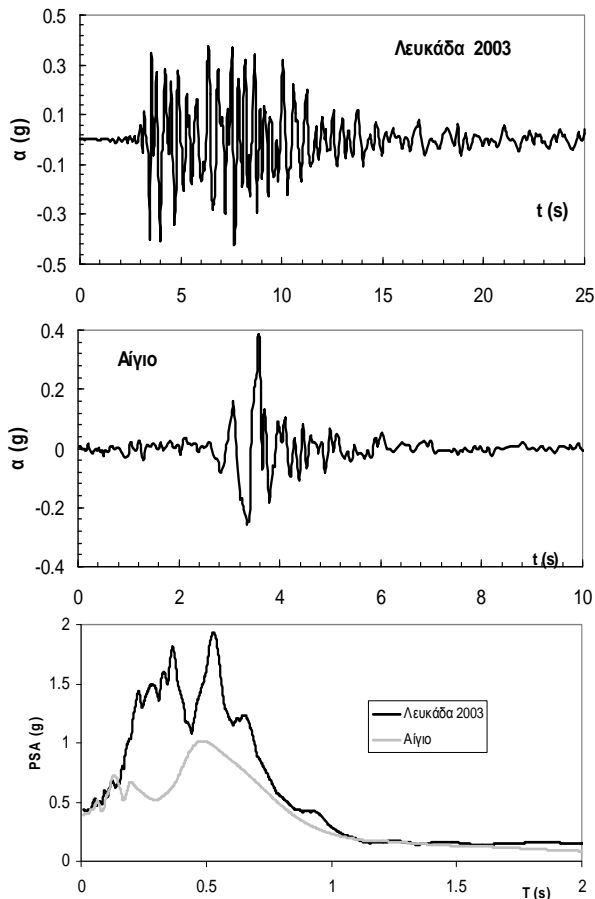
Figure 11. Contours of plastic deformations on the deformed finite element mesh after the ceasing of the seismic input motion for scenario A: relative slip at the interfaces between soil and reinforcement..

Επιταχυνσιογράφημα Αιγίου 1995

Στο Σχήμα 12 παρουσιάζονται η χρονοιστορία επιτάχυνσης και το αντίστοιχο φάσμα απόκρισης. Η χρονοιστορία υπολογίσθηκε από την επιφανειακή καταγραφή με 'αφαίρεση' της εδαφικής ενίσχυσης. Πρόκειται για μία διέγερση με έναν μακροπερίοδο παλμό, μεγάλης επιτάχυνσης (0,53 g), μεγάλης ταχύτητας (0,54 m/s) και μεγάλου βήματος ταχύτητας (0,75 m/s).

Συνοψίζοντας, εξετάσθηκαν τα εξής σενάρια ως προς την σεισμική διέγερση στην βάση του προσομοιώματος:

- Σενάριο Γ: καταγραφή από τον σεισμό του Λευκάδας (2003),
- Σενάριο Δ: καταγραφή από τον σεισμό της Αιγίου (1995).

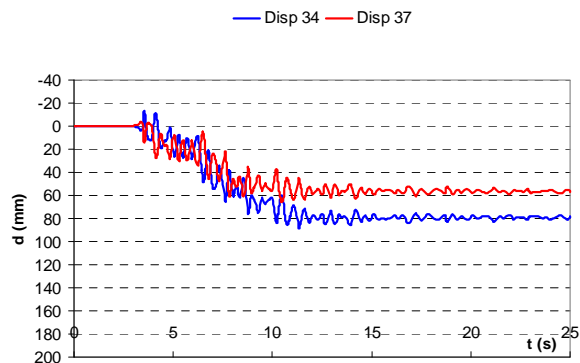


Σχήμα 12. Χρονοιστορίες και Φάσματα απόκρισης των επιταχυνσιογραφημάτων της Λευκάδας (2003) και του Αιγίου (1995), που χρησιμοποιήθηκαν ως σεισμικές διεγέρσεις στην βάση του προσομοιώματος με πεπερασμένα στοιχεία.

Figure 12. Acceleration time histories and response spectra from the Lefkada (2003) and Aigion (1995) earthquakes, that were used as seismic input motions at the base of the finite element model.

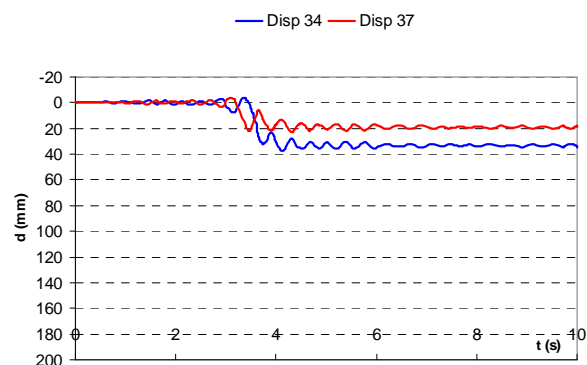
Τα αποτελέσματα των αναλύσεων για το επιταχυνσιογράφημα της Λευκάδας και του Αιγίου αντιστοίχως, παρουσιάζονται στα Σχήματα 13 και 14. Αντανακλούν δε την σαφώς πιο καταστρεπτική φύση του πρώτου επιταχυνσιογραφήματος. Η υπολογισθείσα παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση είναι για το μεν επιταχυνσιογράφημα από τον σεισμό της

Λευκάδας: 80 cm για τον αριστερό και 55 cm για τον δεξί τοίχο, αντιστοίχως, για το δε επιταχυνσιογράφημα του Αιγίου: 35 cm για τον αριστερό και 20 cm για τον δεξιό τοίχο, αντιστοίχως. Τα αποτελέσματα καταδεικνύουν την υπεροχή του επαρκώς ωπλισμένου τοίχου έναντι του υπο-ωπλισμένου. Τονίζεται ωστόσο ότι δεν παρατηρήθηκε αστοχία σε κανέναν από τους δύο τοίχους, και για τα δύο σενάρια φόρτισης.



Σχήμα 13. Υπολογισθείσες χρονοιστορίες σχετικών μετακινήσεων ως προς την βάση του προσομοιώματος στην μέση των μετώπων των δύο τοίχων για την διέγερση της Λευκάδας 2003 (Σενάριο Γ).

Figure 13. Computed relative displacement time histories with respect to the base of the model at the middle of the faces of the 2 walls for the Lefkada 2003 input motion (Scenario C).



Σχήμα 14. Υπολογισθείσες χρονοιστορίες σχετικών μετακινήσεων ως προς την βάση του προσομοιώματος στην μέση των μετώπων των δύο τοίχων για την διέγερση του Αιγίου 1995 (σενάριο Δ).

Figure 14. Computed relative displacement time histories with respect to the base of the model at the middle of the faces of the 2 walls for the Aigion 1995 input motion (Scenario D).

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Μελετήθηκε η σεισμική συμπεριφορά τοίχων αντιστήριξης από ωπλισμένη γη, με αριθμητική ανάλυση ενός καλώς τεκμηριωμένου πειράματος φυγοκέντρισης. Εν συνεχεία διερευνήθηκε παραμετρικά ο ρόλος: (α) των συνθηκών διεπιφάνειας οπλισμού–εδάφους, και (β) της σεισμικής διέγερσης στην απόκριση (i) ενός επαρκώς οπλισμένου και (ii) ενός υπο-ωπλισμένου τοίχου αντιστήριξης. Προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- Η παραδοχή των συνθηκών πλήρους συνάφειας στην διεπιφάνεια οπλισμού–εδάφους είναι ρεαλιστική μόνον όταν το μήκος αγκύρωσης της όπλισης είναι επαρκές ($\geq 70\% H$).
- Χάρη στην ικανότητα για πλάστιμη συμπεριφορά, οι τοίχοι ωπλισμένης γης μπορούν να υποβληθούν σε μεγάλες μετακινήσεις (οφειλομένων σε ισχυρή σεισμική φόρτιση), χωρίς να καταργηθεί η λειτουργικότητά τους. Καταδεικνύεται επίσης ο ευεργετικός ρόλος του επαρκούς μήκους αγκύρωσης της όπλισης ($L \geq 70\% H$) στην σεισμική απόκριση του τοίχου.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Arulandan K. and Scott R. (1993) “Verifications of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems”, Proceedings of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Davis, California, USA, 17-20 October 1993.

Ashmawy A., Bourdeau P., Drnevich V.P. and Dysli M. (1999), “Cyclic response of geotextile-reinforced soil”, Soils and Foundations, Vol.39, 43-52.

Bonaparte R., Holtz R. and Giroud J.P. (1987), “Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogrids”, American Society for Testing and Materials, 69-116.

Gerolymos N., Gazetas G. (2006), “Static and Dynamic Response of Massive Caisson Foundations with Soil and Interface Nonlinearities–Validation and Results”, Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Vol. 26, No. 5, 377-394.

Koerner R. and Soong T.-Y. (2001), “Geosynthetic reinforced segmental retaining walls”, Geotextiles and Geomembranes, Vol.19, 359-386.

Koseki J., Munaf Y., Takeyama M., Kojima K. and Sato T. (2006), “Shaking table and tilt table tests of geosynthetic-reinforced soil and conventional retaining wall”, Geosynthetic Int., Vol 5, 73-96.

Lee K., Jones J., Sullivan W. and Trolinger W. (1994) “Failure and deformation of four reinforced soil walls in eastern Tennessee”, Géotechnique, Vol. 44, 397-426.

Mitchell, J. K. and Christopher, B. R. (1990), “North American Practice in Reinforced Soil Systems,” Proceedings of the ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, 322–346.

Siddharthan R., Ganeshwara V., Kutter B., El-Desouky M. and Whitman R. (2004), “Seismic Deformation of Bar Mat Mechanically Earth Walls I: Centrifuge Tests”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 1, 14-25.

Siddharthan R., Ganeshwara V., Kutter B., El-Desouky M. and Whitman R. (2004), “Seismic Deformation of Bar Mat Mechanically Earth Walls II: A Multiblock Model”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 1, 26-35.

Tatsuoka F., Tateyama M. and Koseki J. (1996), “Performance of soil retaining walls for railway embankments”, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake.