

Διερεύνηση της Συμπεριφοράς Ενδόσιμων Τοίχων Αντιστήριξης σε Δυναμική Φόρτιση μέσω Πειραμάτων Σεισμικής Τράπεζας

Investigation of the Dynamic Behaviour of Yielding Retaining Walls by Shaking Table Testing

ΚΛΟΥΚΙΝΑΣ, Π.	Πολιτικός Μηχανικός, Μεταδιδάκτωρ Ερευνητής, Πανεπιστήμιο Bristol
ΜΥΛΩΝΑΚΗΣ, Γ.Ε.	Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής, Πανεπιστήμιο Πατρών
ΕVANGELISTA A.,	Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής, Πανεπιστήμιο Napoli, Federico II
SIMONELLI A.-L.	Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής, Πανεπιστήμιο Sannio
TAYLOR C.A.	Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής, Πανεπιστήμιο Bristol

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Παρουσιάζεται πειραματική διερεύνηση της συμπεριφοράς τοίχων-προβόλων έναντι ανακυκλικών δυναμικών φορτίσεων, η οποία διεξήχθη στη σεισμική τράπεζα του Πανεπιστημίου του Bristol (UK). Η πειραματική διερεύνηση αφορά μοντέλα υπό κλίμακα, τοίχων προβόλων επί ενδόσιμης βάσης για διαφορετικές γεωμετρίες, εδαφικά χαρακτηριστικά και σεισμικές διεγέρσεις. Η δυναμική ανάλυση στοχεύει στο να διερευνηθούν κείρια ζητήματα όπως οι εδαφικές ωθήσεις, οι μόνιμες μετακινήσεις του τοίχου, ο αντίστοιχος μηχανισμός αστοχίας και η αλληλεπίδραση μεταξύ των δυναμικών χαρακτηριστικών του εδάφους, της γεωμετρίας του τοίχου και των χαρακτηριστικών της διέγερσης.

ABSTRACT: The dynamic behaviour of cantilever retaining walls under earthquake action is explored by means of 1-g shaking table testing, carried out at BLADE Laboratory, University of Bristol - UK. The experimental program encompasses different combinations of scaled model retaining wall geometries on a yielding base, soil configurations and input motions. The response analysis aims at shedding light onto salient features of the problem, such as the soil thrust, the permanent wall displacements and the corresponding failure mode, and the interplay between soil stiffness, wall dimensions, and excitation characteristics.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Παρότι οι τοίχοι αντιστήριξης αποτελούν σχετικά απλές κατασκευές, η συμπεριφορά τους σε σεισμική φόρτιση παραμένει ένα δυσεπίλυτο πρόβλημα που εμπίπτει στην ευρύτερη οικογένεια των προβλημάτων αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (Athanasopoulos-Zekkos et al 2013). Αποφασιστική συμβολή στην καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς του συστήματος, έχουν οι παρατηρήσεις πεδίου μετά από σημαντικά σεισμικά γεγονότα και η πειραματική διερεύνηση σε προσομοιώματα υπό κλίμακα σε φυγοκεντρική (Nakamura, 2006; Al Atik & Sitar, 2010) αλλά και σε πλήρη κλίμακα (Wilson & Elgamal, 2008). Πειράματα σεισμικής τράπεζας (1-g) χρησιμοποιούνται επίσης ευρύτατα για τη διερεύνηση προβλημάτων της γεωτεχνικής μηχανικής και συμβάλλουν στην κατανόηση των μηχανισμών αστοχίας και την επιβεβαίωση θεωρητικών προβλέψεων (Marketos & Madabhushi, 2004). Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται μια πειραματική διερεύνηση μέσω σεισμικής τράπεζας για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς τοίχων-προβόλων επί λωριδωτού θεμελίου, που

εδράζονται σε ενδόσιμη βάση. Πρόκειται για δημοφιλή τύπο αντιστήριξης, για τον οποίο έχουν πρόσφατα προταθεί νέες βελτιωμένες ψευδοστατικές λύσεις μέσω οριακής ανάλυσης τάσεων (Evangelista et al. 2010; Kloukinas & Mylonakis, 2011). Επίσης, η ύπαρξη ενδόσιμης βάσης αποσκοπεί στην επιβεβαίωση των αναλύσεων ευστάθειας της θεμελίωσης έναντι των μηχανισμών τύπου ολίσθησης και φέρουσας ικανότητας μέσω καθίζησης και περιστροφής.

2. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Τα πειράματα διεξήχθησαν στη σεισμική τράπεζα του εργαστηρίου BLADE, στο πανεπιστήμιο του Bristol (UK), η οποία είναι διαστάσεων 3m x 3m και 6 βαθμών ελευθερίας. Το σύνολο των πειραμάτων περιλαμβάνουν διαφορετικούς συνδυασμούς τοίχων υπό κλίμακα και δυναμικών διεγέρσεων, όπως περιγράφεται παρακάτω.

2.1 Πειραματική διάταξη και εξοπλισμός

Τα δοκίμια κατασκευάστηκαν στο μεγάλο διατμητικό πολυστρωματικό κιβώτιο του πανεπιστημίου του Bristol με εσωτερικές διαστάσεις 4.80m μήκος, 1m πλάτος και 1.15m βάθος, το οποίο είναι σχεδιασμένο να προσομοιώνει συμπεριφορά διατμητικής δοκού σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (Crewe et al., 1995; Bhattacharya et al., 2012). Το μοντέλο, που απεικονίζονται στο Σχήμα 1, έχει ύψος 1m, το οποίο υποδιαιρείται σε επίχωμα ύψους 0.6m (ίσο με το ύψος του τοίχου, H) και σε στρώση θεμελίωσης ύψους 0.4m (ίσο με το πλάτος της βάσης του τοίχου, B). Το μήκος του επιχώματος επιλέχθηκε να είναι 5 φορές το ύψος του τοίχου ώστε να ελαχιστοποιείται η επίδραση των άκρων και να διαμορφώνονται συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Στο Σχήμα 1 φαίνεται επίσης η κατανομή των οργάνων παρατήρησης. Χρησιμοποιούνται 21 επιταχυνσιόμετρα για την καταγραφή της απόκρισης της σεισμικής τράπεζας, του εδαφικού κιβωτίου και του συστήματος τοίχου-εδάφους, 4 μηκυνσιόμετρα τύπου LVDT για την καταγραφή των δυναμικών και μόνιμων μετακινήσεων του τοίχου, και 32 μετρητές παραμόρφωσης (strain gauges) για την παρακολούθηση της απόκρισης του προβόλου και της πλάκας θεμελίωσης.

Στο Σχήμα 1 επίσης απεικονίζονται οι λεπτομέρειες του τοίχου προβόλου, ο οποίος αποτελείται από πλάκες κράματος αλουμινίου 5083, πάχους 32mm και ιδιότητες $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$, Μέτρο Ελαστικότητας $E_w = 70 \text{ GPa}$ και λόγο Poisson $\nu_w = 0.3$. Στον πρόβολο, συνολικού πλάτους 970mm, διαχωρίζεται μια κεντρική ζώνη πλάτους 600mm, μέσω δύο λεπτών τομών που κατεβαίνουν για 400mm προς τη βάση, με σκοπό την αποφυγή της πιθανής επίδρασης των πλευρικών συνόρων. Παρομοίως, η πλάκα θεμελίωσης διαιρείται σε 4 πλάκες πλάτους 240mm, οι οποίες πακτώνεται στον πρόβολο μέσω τριών κοχλιών M12.

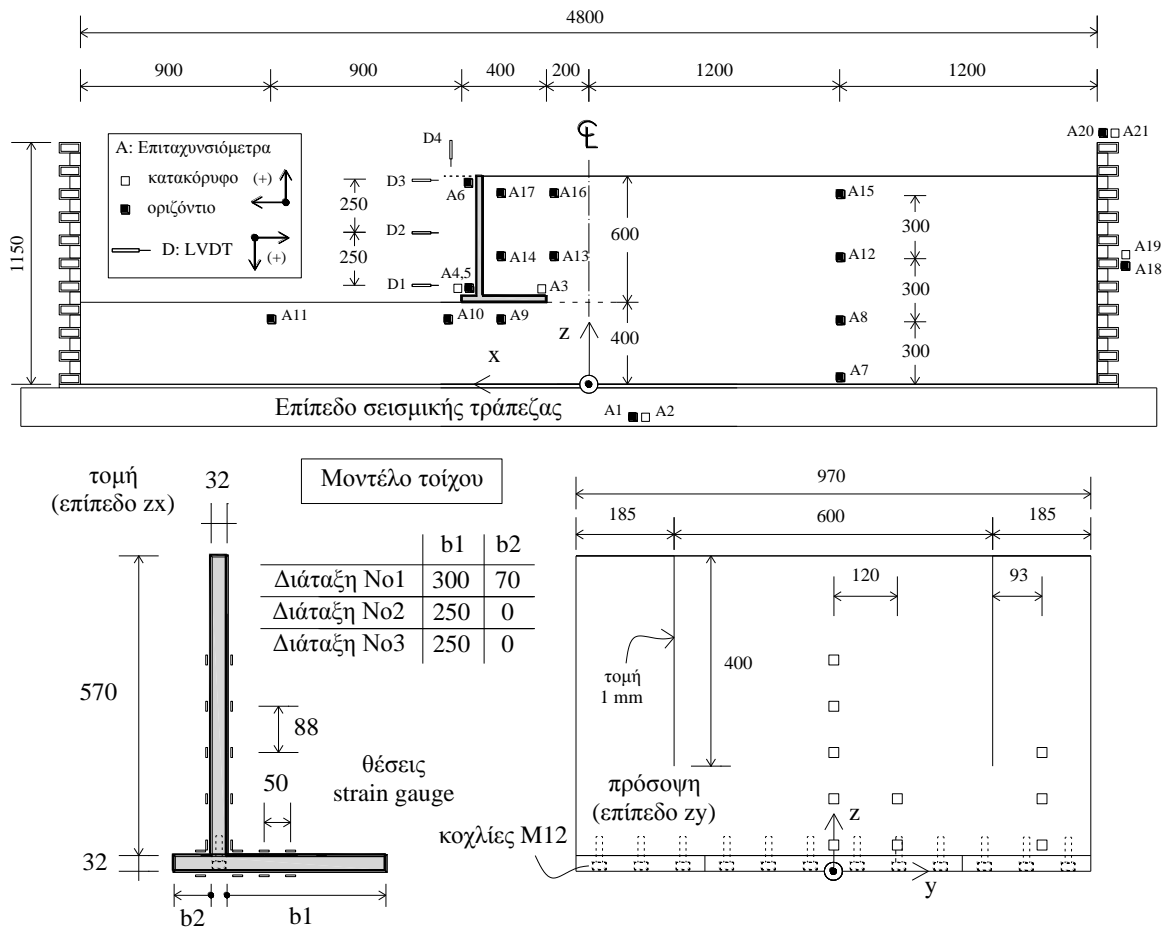
2.2 Ιδιότητες εδαφικών στρώσεων και διεπιφανειών

Το επίχωμα και το στρώμα θεμελίωσης αποτελούνται από πρότυπη χαλαζιακή άμμο Leighton Buzzard 14 – 25 (κλάσμα Β) με ιδιότητες $D_{min} = 0.6 \text{ mm}$, $D_{max} = 1.18 \text{ mm}$, $D_{50} = 0.82 \text{ mm}$, $G_s = 2.64 \text{ Mg/m}^3$, $e_{min} = 0.486$, $e_{max} = 0.78$, τοποθετημένη σε διαφορετικά επίπεδα συμπίκνωσης. Το επίχωμα διαμορφώθηκε με ροή άμμου από μικρό ύψος (200mm), ενώ το στρώμα θεμελίωσης διαμορφώθηκε με ροή από μεγαλύτερο ύψος και συμπυκνώθηκε περαιτέρω με δόνηση. Τα χαρακτηριστικά των εδαφικών στρωμάτων όπως υπολογίστηκαν μετά τη διάστρωση παρουσιάζονται στον Πίνακα 1. Σημαντικές επίσης για τη συμπεριφορά του συστήματος είναι οι μηχανικές ιδιότητες των διεπιφανειών τοίχου-εδάφους. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν δύο είδη επαφής: α) λεία διεπιφάνεια με απευθείας επαφή αλουμινίου-άμμου (γωνία τριβής διεπιφάνειας $\delta = 23.5^\circ$) και β) τραχεία διεπιφάνεια με επικόλληση υαλόχαρτου στη βάση του τοίχου (γωνία τριβής διεπιφάνειας $\delta = 28.5^\circ$).

2.3. Πειραματικές διατάξεις

7ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής

Χρησιμοποιήθηκαν τρεις διαφορετικές πειραματικές διατάξεις (No1, No2 and No3): (α) η Διάταξη No1 αντιστοιχεί στη γεωμετρία του Σχήματος 1 ($B=400\text{mm}$, $b_1=300\text{mm}$, $b_2=70\text{mm}$) και λεία διεπιφάνεια, (β) η Διάταξη No2 αντιστοιχεί σε κοντότερο πέλμα ($B=280\text{mm}$, $b_1=250\text{mm}$, $b_2=0$) και (γ) η Διάταξη No3 είναι ίδιας γεωμετρίας με τη Διάταξη No2, αλλά με τραχιά διεπιφάνεια στη βάση. Οι συγκεκριμένες διατάξεις αντιστοιχούν σε διαφορετικές αναμενόμενες αποκρίσεις, από τον ευαίσθητο έναντι ολίσθησης μηχανισμό της Διάταξης No1 στον ευαίσθητο έναντι αστοχίας φέρουσας ικανότητας μηχανισμό της Διάταξης No3. Η Διάταξη No2 αντιπροσωπεύει έναν ενδιάμεσο μηχανισμό που αστοχεί ταυτόχρονα σε ολίσθηση και φέρουσα ικανότητα. Οι οριακές τιμές της κρίσιμης επιτάχυνσης και οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας για κάθε μηχανισμό αστοχίας, παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.



Σχήμα 1. Γεωμετρία και εξοπλισμός πειράματος σεισμικής τράπεζας (διαστάσεις σε mm)
Figure 1. Geometry and instrumentation of the shaking table model (dimensions in mm)

Πίνακας 1. Ιδιότητες εδαφικών στρώσεων

Table 1. Soil properties

Εδαφικές στρώσεις	Δείκτης κενών, e	Σχετική πυκνότητα, D_r (%)	Ειδικό βάρος (kN/m^3)	Γωνία Τριβής $\varphi(^{\circ})$ *
Θεμελίωση	0.61	60	16.14	42.5
Επίχωμα	0.72	22	15.07	33.5

* από Cavallaro et al., (2001)

Πίνακας 2. Ψευδοστατικές κρίσιμες επιταχύνσεις και αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας

Table 2. Pseudostatic critical accelerations and corresponding safety factors

Πειραματική Διάταξη	Κρίσιμη επιτάχυνση για αστοχία σε ολίσθηση	Σ.Α. έναντι φέρουσας ικανότητας για την προηγούμενη κρίσιμη επιτάχυνση	Κρίσιμη επιτάχυνση για αστοχία σε φέρουσα ικανότητα	Σ.Α. έναντι ολίσθησης για την προηγούμενη κρίσιμη επιτάχυνση
No1	0.18g	7.45	0.35g	0.68
No2	0.14g	1.46	0.17g	0.93
No3	0.225g	0.44	0.17g	1.14

3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ

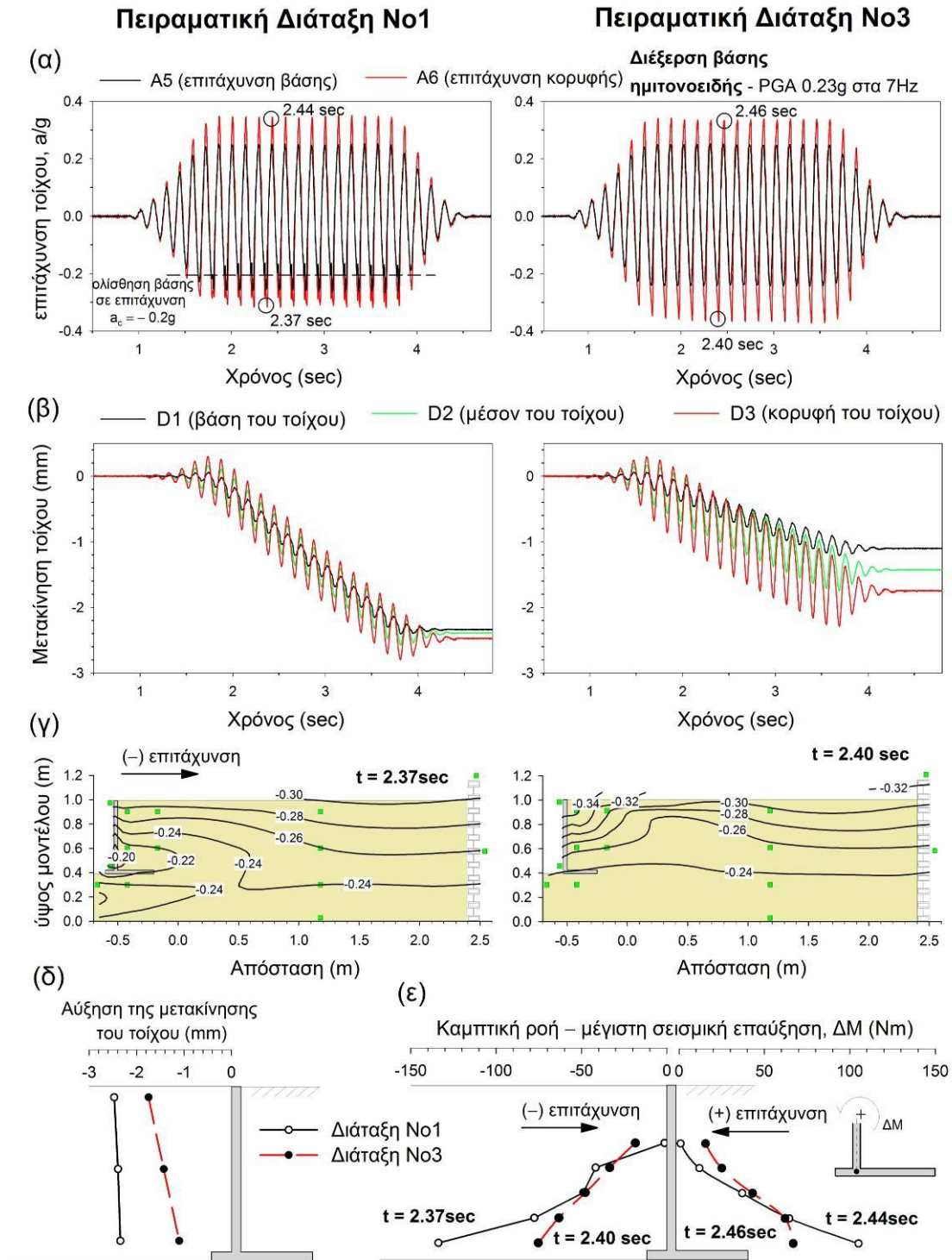
Η πειραματική διαδικασία συμπεριέλαβε δυναμική διέγερση των πειραματικών διατάξεων με αρμονικές κινήσεις διαφόρων συχνοτήτων και πραγματικές σεισμικές κινήσεις υπό κλίμακα. Επίσης χρησιμοποιήθηκαν δοκιμές λευκού θορύβου (εύρος συχνοτήτων 1-100 Hz και RMS επιτάχυνση = 0.005g) για τον προσδιορισμό των δυναμικών ιδιοτήτων του μοντέλου. Για την πλαστική διαρροή του συστήματος χρησιμοποιήθηκαν αρμονικές διεγέρσεις με συχνότητα 7Hz και μια τροποποιημένη, με βάση τις σχέσεις ανακλιμάκωσης (Muir Wood et al, 2002), μορφή της σεισμικής καταγραφής Sturmo (Irpinia, 1980), η οποία χαρακτηρίζεται από μεγάλη διάρκεια και μεταφορά ενέργειας σε μεγάλο εύρος συχνοτήτων. Και οι δύο διεγέρσεις θεωρούνται ψευδοστατικές, καθώς είναι αρκετά χαμηλόσυχνες συγκριτικά με τις ιδιοσυχνότητες του συστήματος.

4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ

Χαρακτηριστικές μετρήσεις επιταχύνσεων, μετακινήσεων και δυναμικών καμπικών ροπών παρουσιάζονται στα Σχήματα 2 έως 4 για τις πειραματικές Διατάξεις No1 και No3, οι οποίες παρουσιάζουν αστοχία σε παρόμοια επίπεδα επιτάχυνσης, γεγονός που τις καθιστά άμεσα συγκρίσιμες. Τυπικά αποτελέσματα των Διατάξεων No1 και No3 για αρμονική φόρτιση πλάτους 0.23g και σεισμική φόρτιση με ενεργή κορυφαία επιτάχυνση 0.55g παρουσιάζονται στα Σχήματα 2 και 3. Στο Σχήμα 4 απεικονίζονται αποτελέσματα για τις αθροιστικές και βηματικές μετακινήσεις του συστήματος (ολίσθηση, καθίζηση και περιστροφή) για διαφορετικές διεγέρσεις.

Από τα σχήματα μπορούν να επισημανθούν τα εξής: *Πρώτον*, επιβεβαιώνεται η αναμενόμενη απόκριση για κάθε διάταξη, κυρίως μεταφορική για τη Διάταξη No1 και περιστροφική για τη Διάταξη No3. Μια μικρή στροφική παραμόρφωση παρατηρείται και στη Διάταξη No1, η οποία φανερώνει ότι όλοι οι τοίχοι που εδράζονται σε ενδόσιμη βάση παρουσιάζουν φαινόμενα τοπικής αστοχίας φέρουσας ικανότητας στην περιοχή του πόδα της θεμελίωσης, λόγω της μεγάλης εκκεντρότητα των φορτίων. Ενδείξεις ολίσθησης είναι εμφανείς στα επιταχυνσιογραφήματα της Διάταξης No1 (Σχήμα 2α), σε μια τιμή κρίσιμης επιτάχυνσης πολύ κοντά στην θεωρητικώς υπολογισμένη του Πίνακα 2. Σημειώνεται ότι η κρίσιμη επιτάχυνση ολίσθησης δεν είναι σταθερή, αλλά αυξάνει ελαφρώς όσο αυξάνει η περιστροφή του θεμελίου, λόγω διείσδυσης του τελευταίου στο έδαφος θεμελίωσης, που με τη σειρά της αυξάνει προοδευτικά την αντίσταση σε ολίσθηση. *Δεύτερον*, και οι δύο διατάξεις εμφανίζουν μια συνεπή επαναλαμβανόμενη απόκριση σε κάθε κύκλο φόρτισης (Σχήμα 2), γεγονός που καταδεικνύει τη σταθερότητα της πλαστικής ροής του δυναμικού συστήματος και την αξιοπιστία των μετρήσεων. *Τρίτον*, και στις δύο περιπτώσεις η κορυφή του προβόλου εμφανίζει ενισχυμένη απόκριση, κυρίως λόγω του λικνισμού της θεμελίωσης. Για αυτόν το λόγο το φαινόμενο είναι πιο έντονο στην περίπτωση της Διάταξης No3. *Τέταρτον*, η ισχυρή σεισμική διέγερση φαίνεται να επηρεάζει περισσότερο τον περιστροφικό μηχανισμό με αστοχία φέρουσας ικανότητας της Διάταξης No3, που δείχνει μεγαλύτερη εξάρτηση στο επίπεδο της μέγιστης επιτάχυνσης. Αντίθετα, οι μηχανισμοί τύπου ολίσθησης εξαρτώνται κυρίως από τη χρονική διάρκεια της ισχυρής κίνησης. Αυτό προκύπτει συγκρίνοντας τις

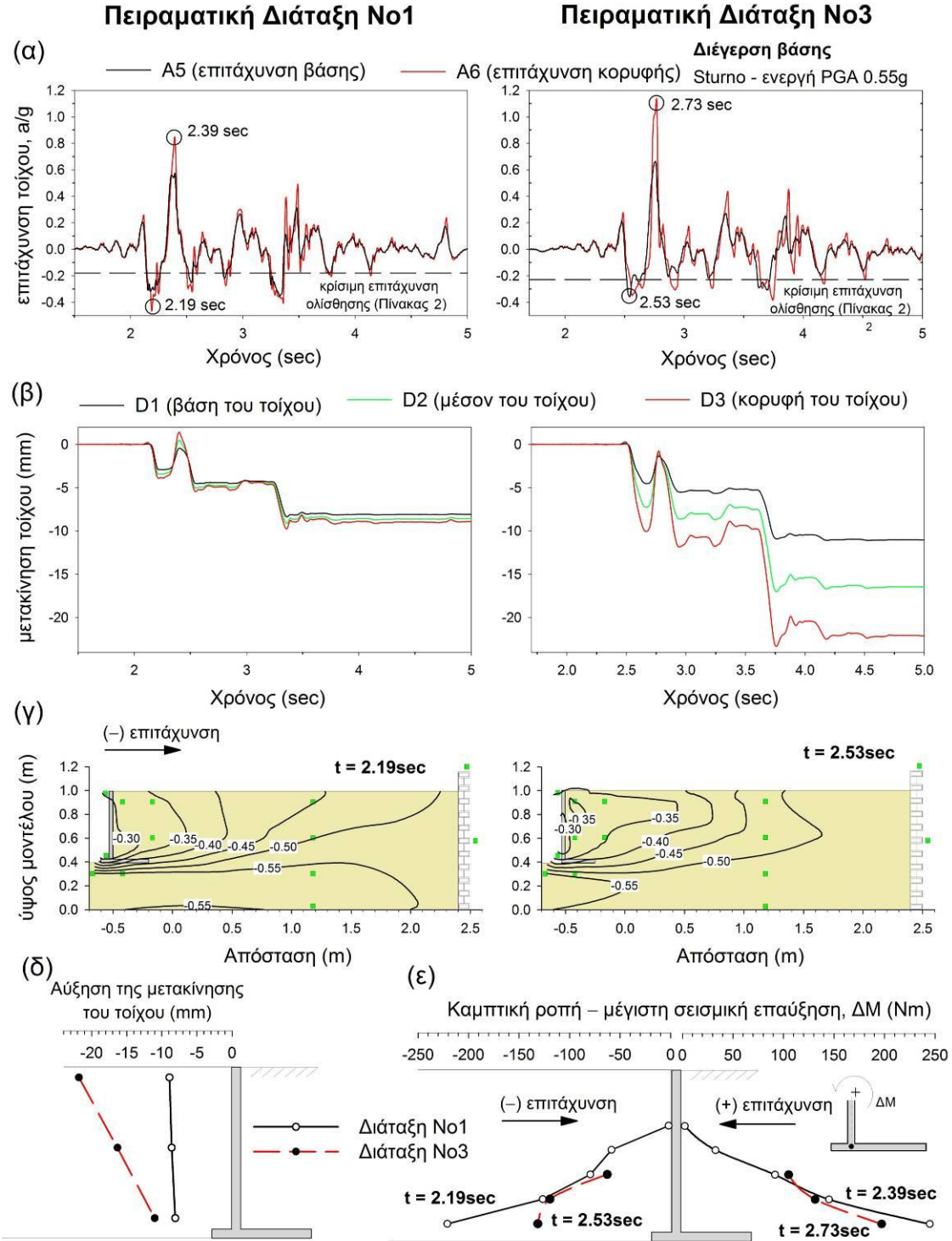
τελικές μετακινήσεις των δύο συστημάτων για αρμονική διέγερση (Σχήμα 2δ, μικρότερη επιτάχυνση και 15 κύκλοι ισχυρής κίνησης) και σεισμική φόρτιση (Σχήμα 3δ, μεγάλη επιτάχυνση, αλλά 3 μόνο ισχυροί κύκλοι). *Πέμπτον*, από τις κατανομές των επιταχύνσεων (Σχήματα 2γ και 3γ) γίνεται φανερό ότι η σεισμική φόρτιση οδηγεί σε συνθήκες που πλησιάζουν περισσότερο στις παραδοχές της ψευδοστατικής ανάλυσης, με θεωρηση «απαραμόρφωτου» εδαφικού πρίσματος πίσω από τον τοίχο, σε αντίθεση με την αρμονική φόρτιση (Nakamura, 2006). *Έκτον*, η διακύμανση της σεισμικής καμπτικής ροπής (Σχήματα 2ε και 3ε) καταδεικνύει ότι οι εδαφικές ωθήσεις στον πρόβολο αυξάνουν όταν το σύστημα κινείται προς το επίχωμα, δηλαδή όταν η σεισμική επιτάχυνση δεν είναι κρίσιμη για την εξωτερική ευστάθεια του συστήματος. Όταν η επιτάχυνση φτάνει στην κρίσιμη τιμή της και το σύστημα διαρρεύσει, οι εδαφικές ωθήσεις πάνω στον πρόβολο ελαχιστοποιούνται, κάτι που συμφωνεί με τις παρατηρήσεις των αριθμητικών αναλύσεων από τους Green et al. (2008).



Σχήμα 2. Συγκρίσεις τυπικών αποτελεσμάτων για τις Διατάξεις Νο1 και Νο3 υπό αρμονική διέγερση 0.23g: (α) μετρημένες επιταχύνσεις στον τοίχο, (β) οι αντίστοιχες μετακινήσεις, (γ) κατανομή αρνητικών επιταχύνσεων (μέγιστες αδρανειακές δυνάμεις προς τον τοίχο), (δ) αύξηση της οριζόντιας μετακίνησης του τοίχου (LVDTs D1-D2-D3) και (ε) μέγιστη θετική και αρνητική σεισμική επαύξηση της καμπτικής ροπής

Figure 2. Comparison of typical experimental results for Configurations 1 and 3 under harmonic-sinusoidal excitation: (a) measured wall accelerations, (b) corresponding wall displacements, (c) negative acceleration distribution (maximum inertial forces towards the wall), (d) increase of the horizontal wall displacement (LVDTs D1-D2-D3) and (e) maximum positive and negative seismic moment increase of the bending moment

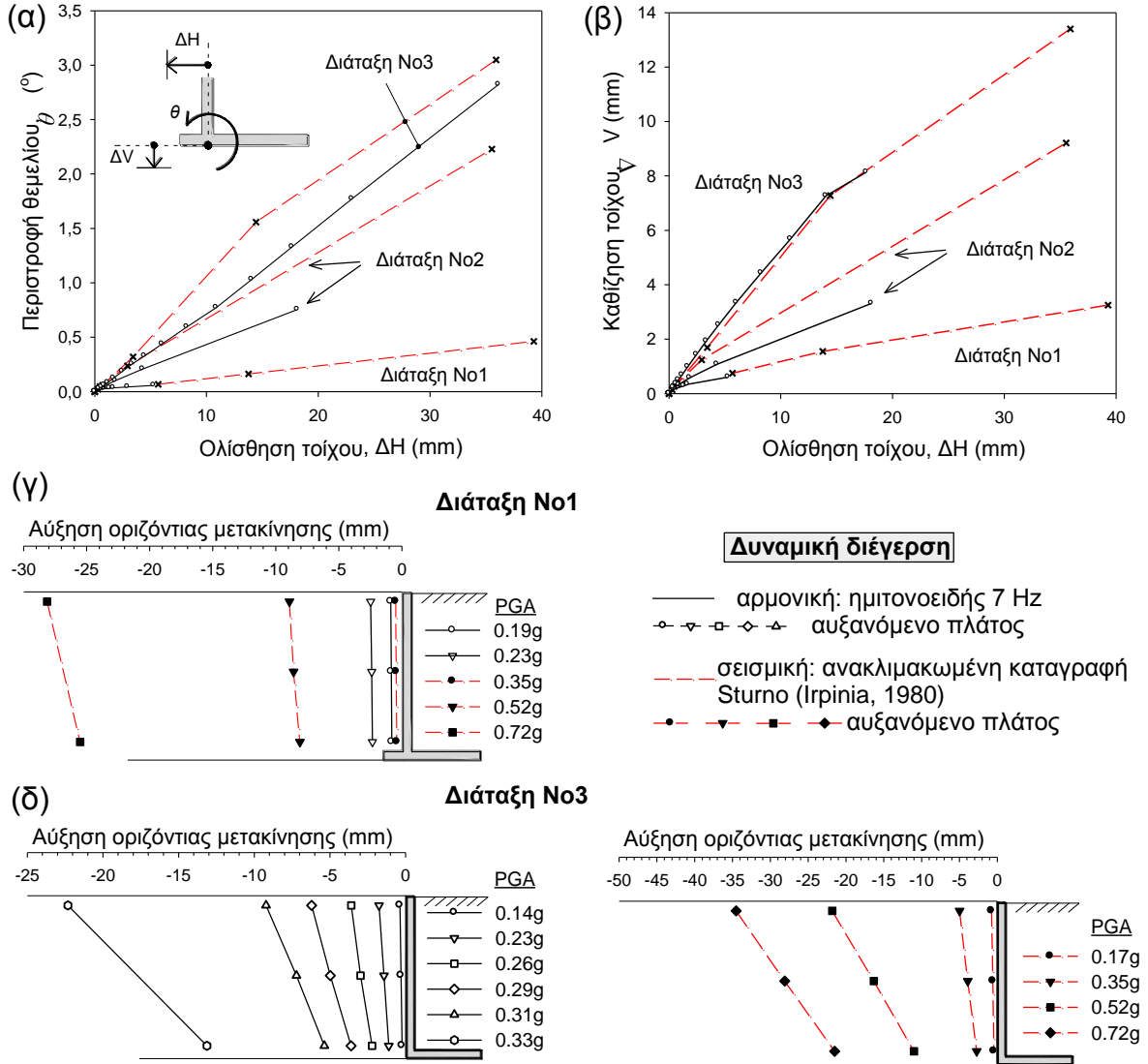
wall), (d) increment of wall displacement (LVDTs D1-D2-D3) and (e) peak seismic increment of bending moment for positive and negative acceleration.



Σχήμα 3. Συγκρίσεις τυπικών αποτελεσμάτων για τις Διατάξεις Νο1 και Νο3 υπό σεισμική φόρτιση 0.55g: (α) μετρημένες επιταχύνσεις επί του τοίχου, (β) οι αντίστοιχες μετακινήσεις, (γ) κατανομή αρνητικών επιταχύνσεων (μέγιστες αδρανειακές δυνάμεις προς τον τοίχο), (δ) αύξηση της οριζόντιας μετακίνησης του τοίχου (LVDTs D1-D2-D3) και (ε) μέγιστη θετική και αρνητική σεισμική επαύξηση της καμπτικής ροπής

Figure 3. Comparison of typical experimental results for Configurations 1 and 3 under 7ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής

seismic excitation: (a) measured wall accelerations, (b) corresponding wall displacements, (c) negative acceleration distribution (maximum inertial forces towards the wall), (d) increment of wall displacement (LVDTs D1-D2-D3) and (e) peak seismic increment of bending moment for positive and negative acceleration.



Σχήμα 4. Μετακίνηση και στροφή του τοίχου για διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις. (α), (β) Αθροιστική περιστροφή και καθίζηση θεμελίου με την αθροιστική ολίσθηση, (γ), (δ) Βηματική αύξηση της μετακίνησης του τοίχου για τις πειραματικές Διατάξεις Νο1 και Νο3, αντίστοιχα Figure 4. Wall displacement and rotation for various base excitations. (a),(b) Cumulative footing rotation and settlement versus cumulative sliding, (c),(d) Incremental wall displacement for configurations No1 and No3, respectively

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα αποτελέσματα των δοκιμών σεισμικής τράπεζας επιβεβαιώνουν τις θεωρητικές προβλέψεις της ψευδοστατικής οριακής ανάλυσης τάσεων για τους τοίχους προβόλους (Evangelista et al.,2010; Kloukinas & Mylonakis, 2011) όσον αφορά στους μηχανισμούς αστοχίας και στις αντίστοιχες κρίσιμες επιταχύνσεις, τόσο για αρμονική όσο και σεισμική φόρτιση. Η δεύτερη μορφή διεγερσης δείχνει να οδηγεί σε καταστάσεις που βρίσκονται πιο κοντά στις παραδοχές της ψευδοστατικής ανάλυσης, δηλαδή στην ομοιόμορφη κατανομή

7ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής

των επιταχύνσεων στο επίχωμα και τη συμπεριφορά τύπου “απαραμόρφωτου” πρίσματος. Αποδεικνύεται η σπουδαιότητα του ορθολογικού σχεδιασμού των τοίχων αντιστήριξης επί ενδόσιμης βάσης, έναντι ολίσθησης και φέρουσας ικανότητας, καθώς οι περιστροφικοί μηχανισμοί εμφανίζονται περισσότερο ευαίσθητοι στην ισχυρή σεισμική κίνηση και επιπλέον, περιστροφή παρατηρήθηκε σε όλα τα δοκίμια, που οφείλεται σε τοπική αστοχία κάτω από τον πόδα του τοίχου λόγω των μεγάλων εκκεντροτήτων των φορτίων που μεταφέρονται στη θεμελίωση. Τέλος, φαίνεται ότι τα φορτία που μεγιστοποιούν τις καμπτικές ροπές στον πρόβολο δεν ταυτίζονται με τις κρίσιμες ωθήσεις για την εξωτερική ευστάθεια, και επομένως πρέπει να χρησιμοποιείται διαφορετικός συνδυασμός φορτίων για την διαστασιολόγηση του προβόλου και διαφορετικός για τη διαστασιολόγηση της θεμελίωσης ως προς την ευστάθεια έναντι ολίσθησης και φέρουσας ικανότητας.

6. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα έρευνα χρηματοδοτήθηκε από την ΕΕ (FP7/2007-2013) από το πρόγραμμα υπ' αριθμόν n° 227887, SERIES (Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies). Οι συγγραφείς ευχαριστούν τους Δρ. Πολιτικούς Μηχανικούς Anna Scotto di Santolo, Augusto Penna, Subhamoy Bhattacharya, Luiza Dihoru, Matthew Dietz και Olafur Oddbjornsson για τη συνεργασία τους στη συγκεκριμένη ερευνητική προσπάθεια

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Κλουκίνας, Π. (2012). "Συμβολή στη Στατική και Δυναμική Ανάλυση Τοίχων Αντιστήριξης Μέσω Θεωρητικών και Πειραματικών Μεθόδων", Διδ. Διατριβή, Τμ. Πολ. Μηχανικών, Π.Π.
- Al Atik L., Sitar N. (2010), Seismic Earth Pressures on Cantilever Retaining Structures, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **136:10**, 1324-1333
- Athanasopoulos – Zekkos A., Vlachakis, V.S., Athanasopoulos G.A. (2013). Phasing Issues in the Seismic Response of Yielding, Gravity-type Earth Retaining Walls – Overview and Results from a FEM Study, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 59-70.
- Bhattacharya S., Lombardi D., Dihoru L., Dietz M. S., Crewe A.J., and Taylor. C.A. (2012). Chapter 8: Model Container Design for Soil-Structure Interaction Studies”, in M.N. Fardis and Z.T. Rakicevic (eds.) *Role of Seismic Testing Facilities in Performance-Based Earthquake Engineering: SERIES Workshop*, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering 22, Springer Science+Business Media B.V.
- Cavallaro A, Maugeri M, Mazzarella R (2001) Static and dynamic properties of Leighton Buzzard sand from laboratory tests. *Proc. of 4th int. conf. on recent adv. in geotech. earthquake engrg. and soil dyn. and symposium in honour of Prof. WD Liam Finn*, San Diego, California, March 26–31
- Crewe AJ, Lings ML, Taylor CA, Yeung AK, Andrighetto R (1995). Development of a large flexible shear stack for testing dry sand and simple direct foundations on a shaking table. In: Elnashai (ed) *European seismic design practice*, Balkema, Rotterdam
- Evangelista A., Scotto di Santolo A., Simonelli A.L. (2010). Evaluation of pseudostatic active earth pressure coefficient of cantilever retaining walls, *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, **30:11**, 1119-1128.
- Green R.A and Olgun CG. (2008). Response and Modeling of Cantilever Retaining Walls Subjected to Seismic Motions, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* **23:4**, 309–322
- Kloukinas, P. and Mylonakis, G. (2011). Rankine Solution for seismic earth pressures on L-shaped retaining walls, *5 ICEGE*, Santiago, Chile, January 10-13.
- Marketos G and Madabhushi SPG (2004) An investigation of the failure mechanism of a cantilever retaining wall under earthquake loading. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 4: 33-44
- Muir Wood D., Crewe A. & Taylor C.A. (2002). Shaking Table Testing of Geotechnical
7ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής

- Models, *UPMG- International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, **2**, 01-13.
- Mylonakis, G., Kloukinas, P. and Papantonopoulos, C. (2007). "An Alternative to the Mononobe–Okabe Equations for Seismic Earth Pressures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 27, Issue 10, Pages 957-969.
- Nakamura S (2006) Reexamination of Mononobe-Okabe theory of gravity retaining walls using centrifuge model tests. *Soils and Foundations*, 46(2):135-146.
- Wilson P and Elgamal A (2008) Full scale bridge abutment passive earth pressure tests and calibrated models. Proc. of the 14th World Conf. on Earthquake Engrg, Beijing, China.