



Δυναμική απόκριση τοίχων αντιστήριξης: ερμηνεία πειραματικών αποτελεσμάτων μέσω ελαστοδυναμικών και πλαστικών λύσεων

Χρήστος Γιαρλέλης¹, Γεώργιος Μυλωνάκης²

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Εξετάζεται η δυναμική απόκριση δύσκαμπτων και εύκαμπτων τοίχων αντιστήριξης που συγκρατούν ξηρό, μη συνεκτικό έδαφος, υπό το πρίσμα πειραματικών αποτελεσμάτων έναντι ελαστοδυναμικών λύσεων και λύσεων οριακής ισορροπίας. Μετά από σύντομη ανασκόπηση του προβλήματος, παρουσιάζονται αποτελέσματα από τρία διαφορετικά προγράμματα πειραμάτων σε τοίχους αντιστήριξης και συγκρίνονται με τις συγκεκριμένες θεωρητικές λύσεις. Οι συγκρίσεις καταδεικνύουν ότι υπάρχει καλή συμφωνία και ότι η παράμετρος της σχετικής ευκαμψίας των τοίχων αντιστήριξης - η οποία δεν λαμβάνεται υπόψη στις κλασικές προσεγγίσεις σχεδιασμού - προσδιορίζει με ακρίβεια το σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης στον τοίχο. Λεπτομερείς υπολογισμοί και γραφήματα υπογραμμίζουν σημαντικές πτυχές του προβλήματος και των λύσεων.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Παρά τις πολυάριθμες μελέτες που έχουν δημοσιευτεί μέχρι σήμερα, η δυναμική συμπεριφορά των τοίχων αντιστήριξης δεν έχει γίνει ακόμη πλήρως κατανοητή. Σημαντικά ανεπίλυτα ζητήματα, τόσο πρακτικής όσο και θεωρητικής φύσης εξακολουθούν να υφίστανται, και να παρεμποδίζουν την εξέλιξη των μεθόδων σχεδιασμού και των κανονιστικών διατάξεων. Αυτά περιλαμβάνουν: (1) τη σχέση της εδαφικής ώθησης με το μέγεθος της σεισμικής επιτάχυνσης (2) τη σημασία της κίνησης του τοίχου στην κατανομή των εδαφικών τάσεων (3) το ρόλο της δυναμικής συμπεριφοράς του επιχώματος (4) την περιγραφή των συνοριακών συνθηκών που σχετίζονται με την απόσβεση ακτινοβολίας μακριά από τον τοίχο (5) το ρόλο της πίεσης του νερού των πόρων και στη συνακόλουθη απώλεια αντοχής πίσω και κάτω από τον τοίχο. (6) τη σημασία των προϋπάρχουσων αλλά και των προκαλούμενων από τη σεισμική δράση ανομοιογενειών στο έδαφος (7) την επίδραση των διαδικασιών κατασκευής του τοίχου σε όλα τα προηγούμενα.

¹ Πολιτικός Μηχανικός Msc, Equidas Consulting Engineers, giarlelis@equidas.com

² Καθηγητής Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, University of Bristol, University Walk, Clifton BS8 1TR, UK
g.mylonakis@bristol.ac.uk, Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Adjunct Professor, University of California at Los Angeles, USA

Η παραπάνω έλλειψη κατανόησης των σχετικών φαινομένων έχει επιβεβαιωθεί από τις εκτεταμένες καταστροφές, ειδικά στους σεισμούς του Kobe [1] και του Chi-Chi [2], σε μεγάλο αριθμό τοίχων αντιστήριξης που θεωρούνταν επαρκώς σχεδιασμένοι.

Οι μελέτες δυναμικής συμπεριφοράς τοίχων αντιστήριξης μπορούν να χωριστούν σε δύο μεγάλες κατηγορίες: (α) στις αναλύσεις οριακής ισορροπίας, στις οποίες ο τοίχος θεωρείται ότι υποχωρεί επαρκώς ώστε αναπτύσσεται πλήρως η διατμητική αντοχή του επιχώματος και (β) στις ελαστικές αναλύσεις στις οποίες ο τοίχος θεωρείται πακτωμένος στη βάση του ενώ το επίχωμα συμπεριφέρεται ως γραμμικά ελαστικό ή ιξωδοελαστικό υλικό. Αντιπροσωπευτικές της πρώτης κατηγορίας είναι η λύση των Mononobe-Okabe (M-O) [3, 4] και οι παραλλαγές της από τους Seed και Whitman [5], Richards και Elms [6], Nadim και Whitman [7], και Dubrova [8], που βρήκαν ευρεία αποδοχή στο σχεδιασμό έργων και στους κανονισμούς (ATC [9], EC-8 [10]). Αντιπροσωπευτικές της δεύτερης είναι οι εργασίες των Matsuo και Ohara [11], Wood [12,13], Arias et al. [14], και Veletsos και Younan [15–19].

Παράλληλα πλήθος αναφορών [20] έχουν κατά καιρούς παρουσιάσει τα αποτελέσματα πειραμάτων που προσπαθούν να επαληθεύσουν τις θεωρητικές προβλέψεις αναλύσεων της πρώτης κατηγορίας. Ωστόσο δεν έχει γίνει αντίστοιχη προσπάθεια να ερμηνευτούν τα πειραματικά αποτελέσματα υπό το πρίσμα των ελαστικών λύσεων. Αυτό είναι σοβαρή παράλειψη επειδή οι ελαστικές λύσεις, σε αντίθεση με τις αναλύσεις οριακής ισορροπίας, λαμβάνουν υπόψη τα χαρακτηριστικά του τοίχου και τις κινηματικές συνθήκες του προβλήματος. Αυτή την έλλειψη στη βιβλιογραφία στοχεύει να καλύψει η παρούσα εργασία.

Αρχικά γίνεται αναφορά στις αναλύσεις οριακής ισορροπίας και τις αδυναμίες τους, που ακολουθείται από συνοπτική παρουσίαση των ελαστικών λύσεων και κυρίως αυτών που αναπτύχθηκαν από τον Arias et al. [14] και επεκτάθηκαν από τους Veletsos και Younan (V-Y) [15–19]. Στη συνέχεια η εργασία εστιάζει στη σύγκριση των αποτελεσμάτων από πειράματα που έχουν συντελεστεί αλλά στόχευαν στις αναλύσεις οριακής ισορροπίας, με τις θεωρητικές προβλέψεις των ελαστικών λύσεων.

Οι συγκρίσεις επικεντρώνονται σε δύο παραμέτρους: (1) στο μέγεθος της δύναμης που ασκείται στον τοίχο από το έδαφος (τέμνουσα βάση). (2) στο σημείο εφαρμογής αυτής της δύναμης (ροπή ανατροπής). Δείχνεται ότι, ενώ ο υπολογισμός των παραμέτρων αυτών με αναλύσεις οριακής ισορροπίας παρουσιάζει ατέλειες ειδικά σε ότι αφορά το σημείο εφαρμογής της δύναμης - αυτό δεν ισχύει στην περίπτωση των ελαστικών λύσεων. Αποδεικνύεται ότι οι θεωρητικές προβλέψεις που βασίζονται σε ελαστικές λύσεις προσεγγίζουν καλύτερα τα πειραματικά αποτελέσματα από αυτές που βασίζονται σε αναλύσεις οριακής ισορροπίας.

2 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ

Για περισσότερα από 90 χρόνια η λύση των M-O κυριαρχεί στις αναλύσεις τοίχων αντιστήριξης. Αποτελώντας επέκταση της θεωρίας του ολισθαίνοντος πρίσματος του Coulomb, η μέθοδος αντιμετωπίζει την επίδραση της οριζόντιας και κατακόρυφης σεισμικής φόρτισης διαμέσου των αδρανειακών δυνάμεων του επιχώματος, σε όλο το ύψος του οποίου οι επιταχύνσεις θεωρούνται σταθερές. Ο τοίχος υποχωρεί, μετακινείται ή στρέφεται, επαρκώς ώστε να αναπτυχθεί ενεργητική κατάσταση με την ταυτόχρονη δημιουργία ενός πρίσματος εδάφους που ορίζεται από τον τοίχο και μια επιφάνεια αστοχίας. Το πρίσμα ασκεί ώθηση στον τοίχο, το μέγεθος της οποίας για κατακόρυφο τοίχο που συγκρατεί οριζόντιο επίχωμα προσδιορίζεται από τη γνωστή εξίσωση των M-O [3–8]:



$$K_{AE} = \frac{2 P_{AE}}{\gamma H^2} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi_e)}{\cos \psi_e \cos(\delta + \psi_e) \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \psi_e)}{\cos(\delta + \psi_e)}} \right]^2} \quad (1)$$

όπου P_{AE} είναι η συνισταμένη (βαρυντική και σεισμική) ενεργητική ώθηση (μονάδες = F/L δύναμη προς μήκος), K_{AE} ο συντελεστής ενεργητικών σεισμικών εδαφικών ωθήσεων, δ η τραχύτητα της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους, φ και γ η γωνία τριβής και το ειδικό βάρος του εδάφους και H το ύψος του τοίχου. Η συνισταμένη αδρανειακή δράση (βαρυντική και σεισμική) δρα υπό γωνία ψ_e ως προς την κατακόρυφη

$$\psi_e = \tan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)^{-1} \quad (2)$$

Όπως και για τη στατική κατάσταση, η κατανομή των τάσεων θεωρείται υδροστατική, με αποτέλεσμα το σημείο εφαρμογής της ώθησης (ενεργό ύψος) να βρίσκεται στο $1/3$ του ύψους του τοίχου, H .

Τα πειράματα των Monopobe και Matsuo [3] επαλήθευσαν το μέγεθος των δυνάμεων της ανάλυσης των M-O ενώ και μεταγενέστερες διερευνήσεις από τους Jacobsen [21], Matsuo [22], Ishii et al. [23] όπως και τα πειράματα των Sherif et al. [24–26] κατέληξαν σε παρόμοια συμπεράσματα.

Δεν ισχύει όμως το ίδιο για το σημείο εφαρμογής της ώθησης: Τα πειράματα του Jacobsen [21] και αργότερα του Matsuo [22] προσδιόρισαν ως σημείο εφαρμογής της δυναμικής συνιστώσας της ώθησης τα $2/3$ του ύψους H ενώ οι Ishii et al. [23] εντόπισαν ως σημείο εφαρμογής της συνολικής ώθησης το $0.4H$ στο οποίο συμφώνησαν αργότερα και οι Sherif et al. [24–26] με τα δικά τους πειράματα. Επιπρόσθετα οι Prakash και Basavanna [27] απέδειξαν θεωρητικά ότι η κατανομή δυναμικών τάσεων δεν μπορεί να είναι υδροστατική ενώ θα μπορούσε να είναι παραβολική. Στην καθημερινή πράξη η αντιμετώπιση του προβλήματος βασίζεται στην ευρύτητα αποδεκτή τροποποίηση της M-O από τους Seed και Whitman [5] σύμφωνα με την οποία το σημείο εφαρμογής της δυναμικής συνιστώσας της ώθησης βρίσκεται στα $0.6H$. Σε αυτό συνετέλεσαν από τη μια μεριά τα συμπεράσματα των Prakash και Basavanna [27] και τα πειράματα που αναφέρθηκαν και από την άλλη οι ελαστικές λύσεις του Wood [12, 13] για άκαμπτους, αμετάθετους τοίχους. Αυτό έχει υιοθετηθεί από τον ATC [9] ενώ στον EC-8 [10], το σημείο εφαρμογής της συνολικής ώθησης λαμβάνεται ως $0.5H$.

Σε όλες τις παραπάνω μελέτες η αδράνεια του τοίχου δε λαμβάνεται υπόψη ούτε γίνεται αναφορά στο μέγεθος της μετακίνησης του τοίχου. Και τα δύο αντιμετωπίζονται για πρώτη φορά από τους Richards και Elms [6] που χρησιμοποιώντας το μοντέλο του ολισθαίνοντος στερεού του Newmark [28], συνέδεσαν τη μετακίνηση του τοίχου με το επίπεδο της σεισμικής κίνησης. Η μέθοδός τους επιτρέπει το σχεδιασμό για ελεγχόμενη μετακίνηση και μαζί με την εξίσωση των M-O αποτελεί τη βάση των κανονισμών για το σχεδιασμό μεταθετών τοίχων αντιστήριξης (ATC [9], EC8 [10]).

Μία πιο ακριβής παραλλαγή της M-O παρουσιάστηκε από τους Mylonakis et al. [29]. Σύμφωνα με αυτήν:



$$K_{AE} = (1 - k_v) \frac{1}{\cos \delta} \left[\frac{1 - \sin \phi \cos(\Delta_2 - \delta)}{1 + \sin \phi \cos[\Delta_1 + \psi_e]} \right] \exp(-2\theta_E \tan \phi) \quad (3)$$

$$\text{όπου } 2\theta_E = \Delta_2 \pm (\Delta_1^* + \delta) - \psi_e, \quad \Delta_1^* = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \psi_e}{\sin \phi} \right), \quad \text{και } \Delta_2 = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi} \right) \quad (4-6)$$

Τα θ_E , Δ_1 , Δ_2 είναι γωνίες μετρούμενες σε rad ενώ οι υπόλοιπες παράμετροι είναι αυτές που χρησιμοποιούνται και στην Εξ 1. Η Εξ. 3 παρουσιάζεται σε πιο ολοκληρωμένη μορφή για ενεργητικές και παθητικές συνθήκες αλλά και για κεκλιμένους τοίχους και επίχωμα στο [29] ενώ ο Lancellota [30] παρουσιάζει ενδιαφέροντα σχολιασμό της λύσης.

Το κύριο μειονέκτημα των αναλύσεων οριακής ισορροπίας είναι ότι θεωρώντας σταθερή την επιτάχυνση δε λαμβάνουν υπόψιν την πραγματική δυναμική συμπεριφορά του συστήματος τοίχου-εδάφους. Επιπλέον ο τοίχος θεωρείται άκαμπτος και ικανός να υποχωρήσει επαρκώς ώστε να αναπτυχθεί ενεργητική κατάσταση στο επίχωμα, συνθήκες που εκ των πραγμάτων συχνά δεν ισχύουν ενώ ούτε το όριο της υποχώρησης αυτής δεν έχει προσδιοριστεί με σαφήνεια (κυρίως ως προς τη στροφή). Έτσι η βασική παραδοχή της ενεργητικής κατάστασης ενδέχεται να μην ικανοποιείται και οι ωθήσεις να είναι πολύ μεγαλύτερες από τις προβλεπόμενες.

Στην πράξη οι παραπάνω αδυναμίες και περιορισμοί των μεθόδων αυτών θεωρείται ότι παρακάμπτονται με την κατάλληλη επιλογή παραμέτρων και συντελεστή ασφαλείας. Όμως χωρίς τη χρήση λύσεων, που προσεγγίζουν ακριβέστερα τη φυσική του προβλήματος, είναι δύσκολο να γίνει σωστά η επιλογή αυτή.

3 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Οι ελαστικές αναλύσεις αναπτύχθηκαν στην προσπάθεια να προσδιοριστεί η απόκριση των συστημάτων τοίχου-εδάφους στις περιπτώσεις που δεν ικανοποιούνται οι παραδοχές της μεθόδου M-O. Οι Matsuo και Ohara [11] προσδιόρισαν τις ωθήσεις σε άκαμπτο, ανένδοτο τοίχο λύνοντας εξισώσεις κυματικής του ελαστικού μέσου. Η ανάλυσή τους δεν επαληθεύτηκε ούτε παρουσίασαν αριθμητικά αποτελέσματα. Ο Wood [12, 13] παρουσίασε αναλυτικές λύσεις συνοδευόμενες από αριθμητικά αποτελέσματα για την απόκριση εδαφικής στρώσης πεπερασμένου μήκους που διεγείρεται ομοιόμορφα στη βάση της και στα δύο κατακόρυφα όρια της. Στην ανάλυση του εφάρμοσε τη μέθοδο της επαλληλίας των ιδιομορφών, κατέληξε όμως σε σχετικά πολύπλοκες εξισώσεις με διπλές σειρές.

Ο Scott [31] πρότεινε ένα απλό μοντέλο με τον τοίχο να συνδέεται μέσω σειράς ελατηρίων με κατακόρυφη διατμητική δοκό που αντιπροσωπεύει τη δράση του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο. Το μοντέλο του όμως αγνοεί την απόσβεση ακτινοβολίας αλλά και τη μεταφορά διατμητικών δυνάμεων. Οι Agias et al. [14] χρησιμοποίησαν μια απλοποιημένη προσομοίωση του εδάφους ως ελαστικού μέσου και κατέληξαν σε σχετικά απλές εκφράσεις για τις ωθήσεις.

Οι Veletsos και Younan [15, 16] παρουσίασαν απλές λύσεις αρχικά για τον προσδιορισμό της απόκρισης άκαμπτων ανένδοτων τοίχων που υποστηρίζουν ιξωδο-ελαστικό επίχωμα. Στη συνέχεια [17-19], συμπεριέλαβαν στο μοντέλο τους και τις παραμέτρους της δυστρεψιάς και της δυσκαμψίας του τοίχου. Η ακρίβεια των λύσεων αυτών έχει επιβεβαιωθεί με τις αναλύσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων από τους Wu και Finn [32] και Psarropoulos et al.



[33]. Οι Theodorakopoulos et al. [34, 35] επέκτειναν τις λύσεις αυτές για ανένδοτους τοίχους που συγκρατούν κορεσμένο πορώδες εδαφικό υλικό.

Είναι βέβαιο ότι οι ελαστικές λύσεις αδυνατούν να περιγράψουν τη μη γραμμική υστερητική συμπεριφορά του εδάφους. Όμως πέρα από την απευθείας εφαρμογή τους όταν οι ελαστικές συνθήκες κυριαρχούν στην απόκριση, σε κάθε άλλη περίπτωση οι λύσεις αυτές προσδιορίζουν με ασφάλεια το άνω όριο των ωθήσεων του τοίχου καθώς και το ρόλο των διαφόρων παραμέτρων που εμπλέκονται. Ακόμη και για τοίχους που ολισθαίνουν, οι ελαστικές λύσεις είναι πολύτιμες για τον προσδιορισμό των τάσεων και της εντατικής κατάστασης του τοίχου που σχετίζεται με την έναρξη της ολίσθησης. Έτσι ακόμη και αν για το σχεδιασμό ενός τοίχου επιλεγεί μεθοδολογία ανάλυσης οριακής ισορροπίας, θα ήταν σκόπιμο τα αποτελέσματα της να συγκριθούν με αυτά της ελαστικής ανάλυσης.

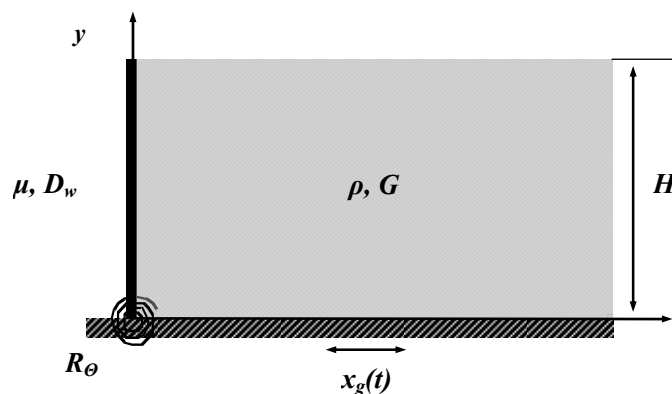
4 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΛΥΣΕΙΣ ΤΩΝ VELETSOS - YOUNAN

Η σύντομη αναφορά που ακολουθεί περιέχει μόνο τα απαραίτητα στοιχεία για τις συγκρίσεις με τα πειραματικά δεδομένα της επόμενης ενότητας, 5. Λεπτομερή στοιχεία για τη μεθοδολογία αλλά και τη θεωρητική της τεκμηρίωση βρίσκονται στις δημοσιεύσεις των Veletsos και Younan [15–19] όπως επίσης στους Wu και Finn [32] και Li [36].

4.1 Προσομοίωμα τοίχου-εδάφους

Το σύστημα τοίχου-εδάφους, Σχ. 1, αποτελείται από ομογενές στρώμα ιξωδοελαστικού υλικού, ύψους H , ελεύθερου στην άνω επιφάνειά του και εδραζόμενου σε στερεά βάση στην κάτω, που από τη μια πλευρά του εκτείνεται στο άπειρο ενώ από την άλλη αντιστηρίζεται από εύκαμπτο τοίχο. Ο τοίχος είναι πρόβολος, ελαστικά πακτωμένος έναντι στροφής με στροφικό ελατήριο σταθεράς R_θ ανά μονάδα μήκους. Η βάση του τοίχου και του εδαφικού στρώματος δέχεται οριζόντια, σταθερή σε όλο το μήκος της, επιτάχυνση $x_g(t)$, με μέγιστη τιμή X_g . Η απόσβεση του εδάφους είναι σταθερής υστερητικής μορφής.

Οι ιδιότητες του εδαφικού στρώματος προσδιορίζονται από την πυκνότητά του ρ_s , το ελαστικό μέτρο διάτμησης G , το λόγο του Poisson ν_s , και το συντελεστή απόσβεσης του υλικού δ_s , που θεωρείται σταθερός (ανεξάρτητος από τη συχνότητα) και είναι ο ίδιος για διατμητικές και αξονικές παραμορφώσεις.



Σχήμα 1: Προσομοίωμα συστήματος τοίχου-εδάφους για τις ελαστικές λύσεις των Veletsos -Younan



Οι ιδιότητες του τοίχου προσδιορίζονται από το πάχος t_w , την πυκνότητα ρ_w , το μέτρο ελαστικότητας E_w , το λόγο του Poisson ν_w και το συντελεστή απόσβεσης του υλικού δ_w , που θεωρείται σταθερός και για την κάμψη του τοίχου και για το στροφικό ελατήριο της βάσης.

Οι κυριότεροι παράγοντες της απόκρισης του συστήματος είναι η σχετική δυσκαμψία d_w του τοίχου ως προς το εδαφικό στρώμα:

$$d_w = \frac{GH^3}{D_w} \quad (7)$$

και η σχετική δυστρεψία d_θ του τοίχου ως προς το εδαφικό στρώμα:

$$d_\theta = \frac{GH^2}{R_\theta} \quad (8)$$

όπου R_θ είναι η χαρακτηριστική τιμή του στροφικού ελατηρίου στη βάση του τοίχου. Η παράμετρος D_w αντιπροσωπεύει τη δυσκαμψία του τοίχου ανά μονάδα μήκους του που ορίζεται ως:

$$D_w = \frac{E_w I_w}{1 - \nu_w^2} = \frac{E_w t_w^3}{12(1 - \nu_w^2)} \quad (9)$$

Η απόκριση του συστήματος καθορίζεται επίσης από τα χαρακτηριστικά της κίνησης της βάσης: (α) για αρμονική διέγερση καθορίζεται από το λόγο συχνοτήτων ω/ω_1 , όπου ω είναι η κυκλική συχνότητα της βάσης και της μόνιμης (steady-state) απόκρισης και ω_1 , η θεμελιώδης κυκλική συχνότητα του εδαφικού στρώματος θεωρούμενου ότι λειτουργεί ως κατακόρυφος διατμητικός πρόβολος ενώ (β) για τυχούσα μεταβατική (transient) διέγερση καθορίζεται από τη θεμελιώδη κυκλική συχνότητα του στρώματος $f_1 = \omega_1/2\pi$.

4.2 Στατική απόκριση

Οι αποκρίσεις σε διεγέρσεις όπου οι συχνότητες που επιβάλλονται είναι πολύ μικρές σε σχέση με τη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος (δηλ. $\omega/\omega_1 \rightarrow 0$) είναι σημαντικές για τις συγκρίσεις με τα πειραματικά αποτελέσματα. Τέτοιες διεγέρσεις και τα αποτελέσματά τους αναφέρονται στη συνέχεια ως στατικές, όρος που δεν πρέπει να συγχέεται με τις δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο χωρίς την ύπαρξη σεισμικής διέγερσης. Σε κάθε περίπτωση, η μέγιστη τιμή οποιουδήποτε δυναμικού εντατικού μεγέθους για μεταβατική διέγερση μπορεί να εκφραστεί ως το γινόμενο της στατικής τιμής και ενός συντελεστή μεγέθυνσης ή απομείωσης.

Οι πίνακες 1α και 1β περιέχουν κανονικοποιημένες τιμές της δύναμης που ασκείται στον τοίχο (της στατικής τέμνουσας βάσης) και του λόγου h/H (απόσταση h της θέσης εφαρμογής της από τη βάση προς το συνολικό ύψος του τοίχου) για διαφορετικές τιμές της σχετικής δυσκαμψίας d_w και της σχετικής δυστρεψίας d_θ , αντίστοιχα, του συστήματος τοίχου-εδάφους. Για τις τιμές αυτές, ο τοίχος έχει θεωρηθεί αβαρής, $\mu_w=0$, ο λόγος του Poisson έχει ληφθεί $\nu=1/3$, οι συντελεστές απόσβεσης για το έδαφος και τον τοίχο έχουν ληφθεί $\delta_s=0.1$ και $\delta_w=0.04$ αντίστοιχα (5% και 2% της κρίσιμης απόσβεσης).

Δεδομένου ότι $X_g = k_h g$, όπου k_h είναι ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής και $\gamma = \rho g$ ισχύει:

$$\rho \ddot{X}_g H^2 = k_h \gamma H^2 \quad (10)$$



Πίνακας 1α, β: Κανονικοποιημένες τιμές στατικής τέμνουσας βάσης $(Q_b)_{st}$ και ενεργού ύψους h , για αβαρείς τοίχους, ως προς τη δυσκαμψία d_w και τη δυστρεψία d_θ αντίστοιχα.

d_w	$(Q_b)_{st} / \rho \ddot{X}_g H^2$	h/H	d_θ	$(Q_b)_{st} / \rho \ddot{X}_g H^2$	h/H
0	0.940	0.599	0.0	0.940	0.599
1	0.838	0.553	0.5	0.693	0.552
2	0.770	0.517	1.0	0.566	0.512
3	0.720	0.488	1.5	0.489	0.477
4	0.683	0.464	2.0	0.437	0.447
5	0.653	0.444	2.5	0.399	0.420
6	0.628	0.426	3.0	0.371	0.396
7	0.607	0.411	3.5	0.349	0.375
8	0.590	0.398	4.0	0.331	0.356
9	0.574	0.386	4.5	0.317	0.339
10	0.561	0.376	5.0	0.305	0.323
12	0.537	0.358	5.5	0.294	0.309
14	0.518	0.343	6.0	0.286	0.296
16	0.502	0.331	6.5	0.278	0.284
18	0.488	0.320	7.0	0.271	0.273
20	0.475	0.311	7.5	0.265	0.263
25	0.450	0.292	8.0	0.260	0.253
30	0.429	0.278	9.0	0.251	0.236
35	0.412	0.267	10.0	0.244	0.221
40	0.397	0.257	11.0	0.238	0.208
45	0.384	0.249	12.0	0.233	0.196
50	0.373	0.242	13.0	0.228	0.186
55	0.363	0.236	14.0	0.224	0.176
60	0.353	0.231	15.0	0.221	0.168
80	0.324	0.214	20.0	0.209	0.135

Με αυτό τον τρόπο η στατική τέμνουσα βάσης, $(Q_b)_{st}$, μπορεί να γραφτεί με όρους που χρησιμοποιούνται στην αντίστοιχη έκφραση που προκύπτει από τη M-O.

Όπως φαίνεται από τους πίνακες η θέση εφαρμογής της δύναμης βρίσκεται σε ένα εύρος τιμών μεταξύ $0.6H$ για ένα ανένδοτο τοίχο και λιγότερο από $H/3$ για έναν πολύ εύκαμπτο.

5 ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΜΕ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΩΝ

Πλήθος αναφορών [20] έχουν παρουσιάσει τα αποτελέσματα πειραμάτων που προσπαθούν να επαληθεύσουν τις προβλέψεις των θεωρητικών μεθόδων. Οι περισσότερες είναι προσανατολισμένες στην επαλήθευση των αναλύσεων οριακής ισορροπίας. Έτσι πολύτιμες πληροφορίες για τον υπολογισμό ορισμένων παραμέτρων του συστήματος τοίχου-εδάφους (όπως η δυσκαμψία του τοίχου, $E_w I_w$, και το μέτρο διάτμησης του εδάφους, G) που είναι απαραίτητες για τις ελαστικές αναλύσεις των V-Y απουσιάζουν. Σε άλλες περιπτώσεις, οι κατάλληλες συνθήκες για την εφαρμογή ελαστικών λύσεων δεν ικανοποιούνται (πχ η βάση τοίχου δεν είναι αμετάθετη). Από το σύνολο των αναφορών τα στοιχεία αυτά δίνονται στις εργασίες των Sherif et al. [24-26], Bolton και Steedman [37], Andersen et al [38] ενώ ταυτόχρονα πληρούνται και οι συνθήκες εφαρμογής των ελαστικών λύσεων.



5.1 Πειράματα από τους Sherif et al.

Οι Sherif, Ishibashi και Lee (1982) έκαναν πειράματα σε σεισμική τράπεζα σε αμετακίνητο στη βάση του τοίχου, που θεωρήθηκε άκαμπτος, με επίχωμα στεγνής, πυκνής άμμου. Μετρήθηκαν η δυναμική ώθηση και η θέση εφαρμογής της και συγκρίθηκαν με αυτές που προκύπτουν από τις ελαστικές λύσεις των Matsuo-Ohara και του Wood. Το γενικό συμπέρασμα στο οποίο καταλήγουν είναι ότι οι ελαστικές λύσεις υπερεκτιμούν σημαντικά τη δυναμική ώθηση. Αυτό όμως, όπως φαίνεται στο διάγραμμα 16 της δημοσίευσής τους, ισχύει περισσότερο για τη λύση των πρώτων και λιγότερο για αυτήν του δεύτερου. Επιπρόσθετα, όπως θα φανεί στη συνέχεια, ο τοίχος που χρησιμοποιήθηκε δεν μπορεί να θεωρηθεί άκαμπτος και έτσι οι συγκρίσεις με τις συγκεκριμένες ελαστικές λύσεις που δε λαμβάνουν υπόψιν τον παράγοντα της σχετικής δυσκαμψίας του τοίχου δεν είναι ακριβείς.

Ο λόγος μήκους προς ύψος του εδαφικού στρώματος στο πείραμα είναι $L/H=1.8$ δηλαδή δεν είναι αρκετά μεγάλος ώστε να θεωρηθεί πρακτικά άπειρος όπως απαιτείται για την εφαρμογή των ελαστικών λύσεων των V-Y. Αυτό μπορεί να αντιμετωπιστεί συνδυάζοντας την επιρροή του παράγοντα σχετικής δυσκαμψίας από τις λύσεις των V-Y με την ακριβή λύση του Wood που αναφέρεται μόνο σε άκαμπτους τοίχους αλλά λαμβάνει υπόψη το λόγο L/H . Αυτό πραγματοποιείται εφαρμόζοντας ένα διορθωτικό συντελεστή που υπολογίζεται στη συνέχεια.

Ο τοίχος, ήταν κατασκευασμένος από αλουμίνιο με πάχος 127 mm (5 in.), και ύψος 1020 mm (3 ft, 4 in.) και είχε στατικό μοντέλο προβόλου. Η πυκνότητα του εδάφους ήταν $\rho=1.66\text{ Mg/m}^3$, το ειδικό βάρος $\gamma=16.3\text{ KN/m}^3$ (104 lb/ft³), η γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi=41^\circ$ και η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους $\delta=23.5^\circ$. Η κίνηση της βάσης ήταν ημιτονοειδής, συχνότητας 3.50Hz και η οριζόντια επιτάχυνση κυμαίνονταν από $k_h=0.1$ ως 0.5. Δε δίνονται τα στατικά χαρακτηριστικά του τοίχου και το μέτρο διάτμησης του εδάφους που όμως μπορούν να υπολογιστούν.

Ως μέτρο ελαστικότητας του αλουμινίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μέση τιμή του $71 \times 10^6\text{ KN/m}^2$ ($1.49 \times 10^9\text{ psf}$) και ο λόγος του Poisson να ληφθεί ίσος με 1/3. Το μέτρο διάτμησης του εδάφους μπορεί να προσδιοριστεί από την εξίσωση των Seed-Idriss [40]

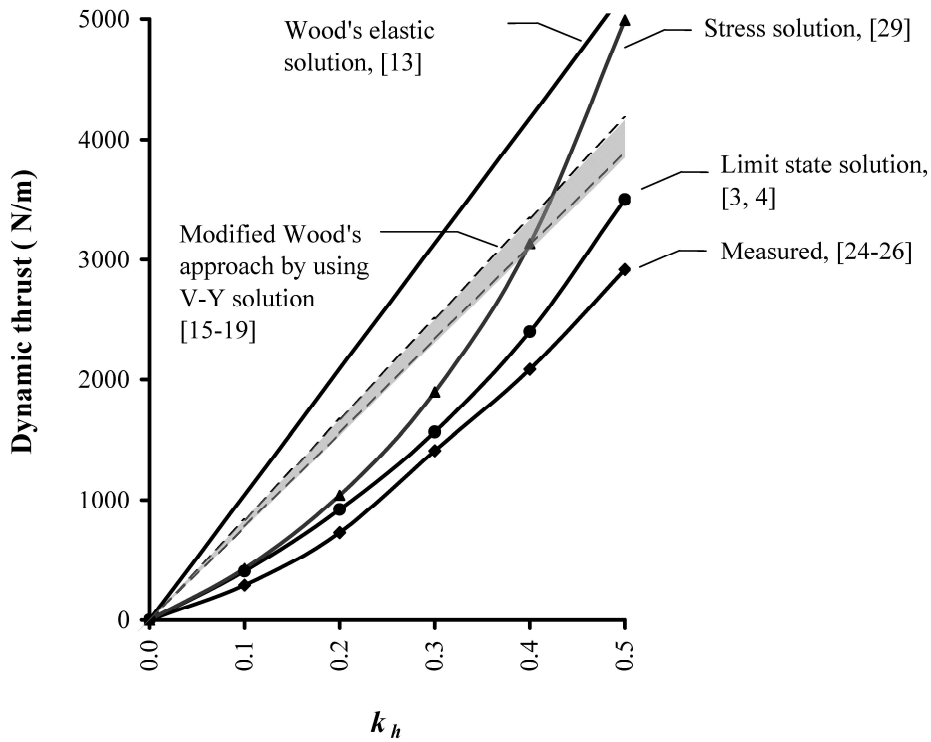
$$G = 1000K_2\sqrt{\bar{\sigma}_o} \quad (\text{psf}) \quad (11)$$

όπου $\bar{\sigma}_o$ είναι η μέση ενεργός τάση, 7.2 KN/m^2 (150 psf). Ως προς το K_2 επιλέγεται η τιμή 65 που συμβαδίζει με την υψηλή πυκνότητα του εδαφικού υλικού. Αυτή η τιμή δε χρειάζεται να μειωθεί δεδομένης της χαμηλής διατμητικής παραμόρφωσης κατά τη διάρκεια της δυναμικής διέγερσης (η μέση διατμητική παραμόρφωση στα 0.5g είναι περίπου 9×10^{-6}). Έτσι το μέτρο διάτμησης του εδάφους εκτιμάται από την Εξ. 11 στα 38 GPa ($8 \times 10^5\text{ psf}$).

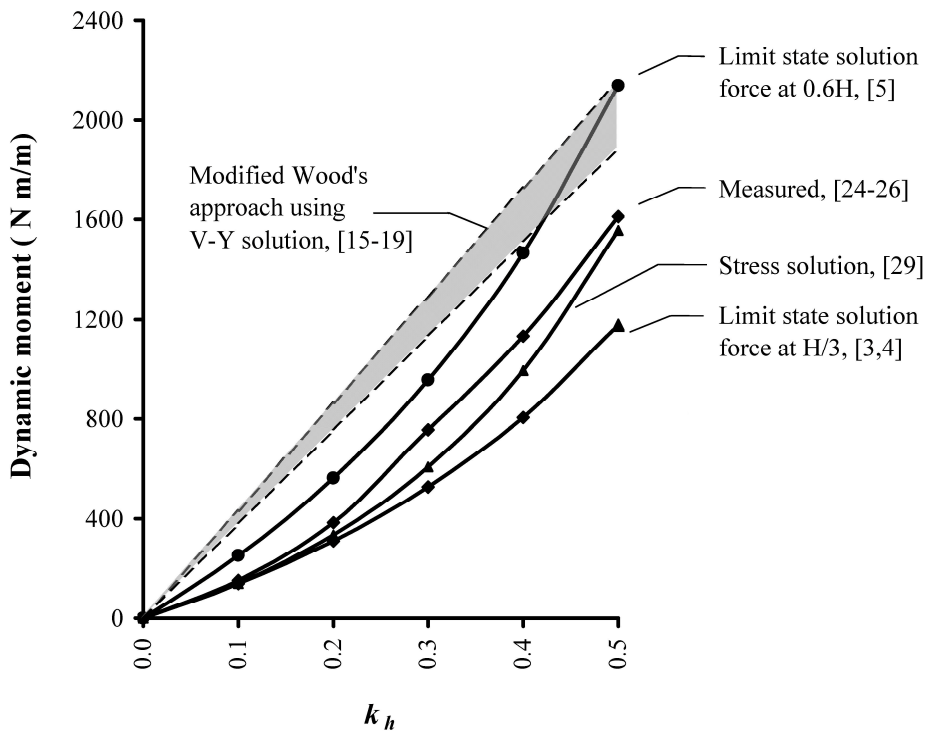
Η ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f_1 = \frac{1}{4H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (12)$$

που δίνει $f_1=37\text{ Hz}$. Σε σχέση με αυτή την τιμή, η επιβαλλόμενη συχνότητα των 3.50Hz είναι πολύ μικρή, άρα η απόκριση μπορεί να θεωρηθεί στατική. Θεωρώντας ένα εύρος διακύμανσης περίπου 20% στην τιμή του μέτρου διάτμησης αυτό κυμαίνεται από 30 ως 46 MPa, και άρα ο δείκτης σχετικής δυσκαμψίας, d_w , όπως υπολογίζεται από την Εξ.7 κυμαίνεται από 2.3 ως 3.5 αντίστοιχα. Άρα το σύστημα τοίχου-εδάφους δεν είναι άκαμπτο. Από τον πίνακα 1α προκύπτει



Σχήμα 2: Σύγκριση των αποτελεσμάτων δυναμικής ώθησης των Sherif et al. με αυτά των ελαστικών και τασικών λύσεων και των λύσεων οριακής ανάλυσης.



Σχήμα 3: Σύγκριση των αποτελεσμάτων δυναμικής ροπής των Sherif et al. με αυτά των ελαστικών και τασικών λύσεων και των λύσεων οριακής ανάλυσης.



ότι οι τιμές της κανονικοποιημένης τέμνουσας βάσης κυμαίνονται από 0.75 σε 0.7 αντίστοιχα. Δεδομένου ότι για τον τελείως άκαμπτο τοίχο ($d_w=0$) η αντίστοιχη τιμή είναι 0.94, ο συντελεστής διόρθωσης για τη δυσκαμψία βρίσκεται μεταξύ $0.7/0.94=0.8$ και $0.7/0.94=0.75$ αντίστοιχα. Αυτό σημαίνει ότι τα πειραματικά αποτελέσματα θα έπρεπε να συγκριθούν με τιμές 20 ~ 25% περίπου χαμηλότερες από αυτήν της ελαστικής λύσης του Wood για άκαμπτο τοίχο.

Στο Σχ. 2 εμφανίζεται η σύγκριση αυτή και με τα αρχικά αλλά και τα διορθωμένα αποτελέσματα από τη λύση του Wood. Τα αποτελέσματα της ελαστικής λύσης μετά τη διόρθωση εξακολουθούν να είναι μεγαλύτερα από τα πειραματικά αλλά η συμφωνία θεωρητικών προβλεψεων και πειραματικών τιμών είναι σαφώς βελτιωμένη επειδή λήφθηκε υποψη ο δείκτης σχετικής δυσκαμψίας, d_w . Τα αποτελέσματα από την τασική λύση των Mylonakis et al. [29] επίσης παρουσιάζονται στο σχήμα.

Σχετικά με τη θέση εφαρμογής της δυναμικής ώθησης, οι Sherif et al. αναφέρουν ότι παρατηρήθηκε ότι αυτή ανέρχεται ελαφρά καθώς αυξάνει η ένταση της δόνησης από 0.51H για $k_h=0.1$, σε 0.53H για $k_h=0.3$ και σε 0.54 H για $k_h=0.5$. Μια πιθανή εξήγηση για αυτή την αύξηση μπορεί να δοθεί από τις ελαστικές λύσεις των V-Y. Καθώς η ένταση αυξάνει, αναπτύσσονται υψηλότερες διατμητικές παραμορφώσεις στο επίχωμα και το ενεργό μέτρο διάτμησης του εδάφους μειώνεται. Έτσι, όπως προκύπτει από την Εξ. 7, η τιμή του d_w μειώνεται, με αποτέλεσμα την αύξηση του ενεργού ύψους σύμφωνα με τον Πίνακα 1.

Λόγω έλλειψης λεπτομερέστερων πληροφοριών σχετικά με τη δυναμική διατμητική παραμόρφωση, η μείωση αυτή του μέτρου διάτμησης και των συναφών ελαστικών παραμέτρων δεν μπορεί να προσδιοριστεί με ακρίβεια. Χρησιμοποιώντας τις ελαστικές λύσεις, υπολογίζεται από τον πίνακα 1α μια τιμή μεταξύ 0.48-0.51H που αντιστοιχεί σε d_w μεταξύ 3.5 έως 2.3, αντίστοιχα. Προφανώς, οι τιμές εντός αυτού του εύρους είναι συγκρίσιμες με τις παρατηρηθείσες από τα πειράματα.

Στο Σχ. 3, οι δυναμικές ροπές που υπολογίζονται από τις ελαστικές λύσεις, τις λύσεις οριακής ισορροπίας και τις τασικές λύσεις συγκρίνονται με τα ευρήματα των Sherif et al. Η σύγκριση αυτή είναι αρκετά ευνοϊκή για την ελαστικές λύσεις, λόγω της καλής συμφωνίας μεταξύ θεωρίας και πειραμάτων ως προς το σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης.

5.2 Πειράματα από τους Bolton και Steedman

Οι Bolton και Steedman [37] ολοκλήρωσαν μια σειρά (RSS30) τριών πειραμάτων σε φυγοκεντρική, σε αμετακίνητο στη βάση του τοίχου, με επίχωμα πολύ πυκνής, ξηρής άμμου, σε πεδίο επιταχύνσεων 80g. Η επιβαλλόμενη σεισμική ένταση αποτελούνταν από 10 παρόμοιους σχεδόν ημιτονοειδείς παλμούς με κυρίαρχη συχνότητα τα 80 Hz. Μέτρησαν ξεχωριστά το στατικό και δυναμικό μέρος της ροπής βάσης και συνέκριναν τα αποτελέσματα τους με αυτά που προκύπτουν από τη M-O λαμβάνοντας επιπρόσθετα υπόψη την αδρανειακή δύναμη του τοίχου. Θεωρώντας ότι η δυναμική συνιστώσα της ώθησης εφαρμόζεται στα $H/3$ και όχι στα $0.6 H$ που προβλέπεται από τους Seed και Whitman. συμπεραίνουν ότι τα αποτελέσματα δείχνουν ικανοποιητική συμφωνία. Στη σύγκριση που ακολουθεί φαίνεται ότι υπάρχει πολύ καλή συμφωνία και με τις ελαστικές λύσεις των V-Y αλλά και ότι η χαμηλή θέση εφαρμογής της δυναμικής συνιστώσας οφείλεται στο ρόλο της δυσκαμψίας του τοίχου.



Ο τοίχος, ύψους 175 mm, ήταν κατασκευασμένος από αλουμίνιο και είχε στατικό μοντέλο προβόλου. Το επίχωμα ήταν πολύ πυκνή ξηρή άμμος σχετικής πυκνότητας 96%, με $\rho=1.77 \text{ M/m}^3$ και γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi=50^\circ$.

Δε δίνονται τα στατικά χαρακτηριστικά του τοίχου (E_w, I_w) και το μέτρο διάτμησης του εδάφους που υπολογίζονται στη συνέχεια. Η ακαμψία του τοίχου υπολογίζεται χρησιμοποιώντας διάγραμμα του άρθρου των συγγραφέων που δείχνει τη μεταβολή της μετακίνησης της κορυφής του τοίχου, u_o , καθώς η επιτάχυνση αυξάνει από 1g σε 80g. Συγκρίνουν τα πειραματικά αποτελέσματα με αυτά που προκύπτουν από τη μέθοδο M-O και υπολογίζουν την τιμή του $K_{AE} \cos \delta$. Χρησιμοποιώντας την τιμή αυτή το $E_w I_w$ μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

Θεωρώντας υδροστατική κατανομή τάσεων σύμφωνα με τους συγγραφείς η μετακίνηση της κορυφής του τοίχου δίνεται από:

$$u_o = \frac{q_o H^4}{30 E_w I_w} \quad (13)$$

όπου q_o είναι η τιμή της πίεσης στη βάση του τοίχου. Τότε η τέμνουσα βάσης δίνεται από:

$$Q_b = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} \cos \delta = \frac{1}{2} q_o H \quad (14)$$

όπου K_{AE} , είναι ο γνωστός αδιάστατος συντελεστής της M-O και δ , η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους. Η τιμή του $K_{AE} \cos \delta = 0.12$ και της μετακίνησης της κορυφής $u_o = 0.22 \text{ mm}$ ενώ το ειδικό βάρος του εδάφους στα 80g, είναι $\gamma = \rho (80)g = 1390 \text{ KN/m}^3$. Στη συνέχεια από την Εξ. 14 προκύπτει $q_o = 30.1 \text{ KPa}$ και από την Εξ. 13, $EI = 4.23 \text{ KNm}^2/\text{m}$. Ο λόγος του Poisson για αλουμίνιο μπορεί να ληφθεί ίσος με 1/3. Έτσι από την Εξ. (13), $D_w = 4.75$.

Το μέτρο διάτμησης του εδάφους μπορεί να προσδιοριστεί από την Εξ. 11 για μέση ενεργό τάση $\bar{\sigma}_o = 110 \text{ KPa}$. Η παράμετρος K_2 μπορεί να προσδιοριστεί χρησιμοποιώντας το διάγραμμα των Seed-Idriss [40] που τη συνδέει με την παραμόρφωση του εδάφους, $\bar{\gamma}$, για διάφορες τιμές σχετικής πυκνότητας. Η τιμή του $\bar{\gamma}$ συσχετίζεται με τη μετακίνηση της κορυφής του τοίχου μέσω της σχέσης [20]:

$$\bar{\gamma} = u_o / H \quad (15)$$

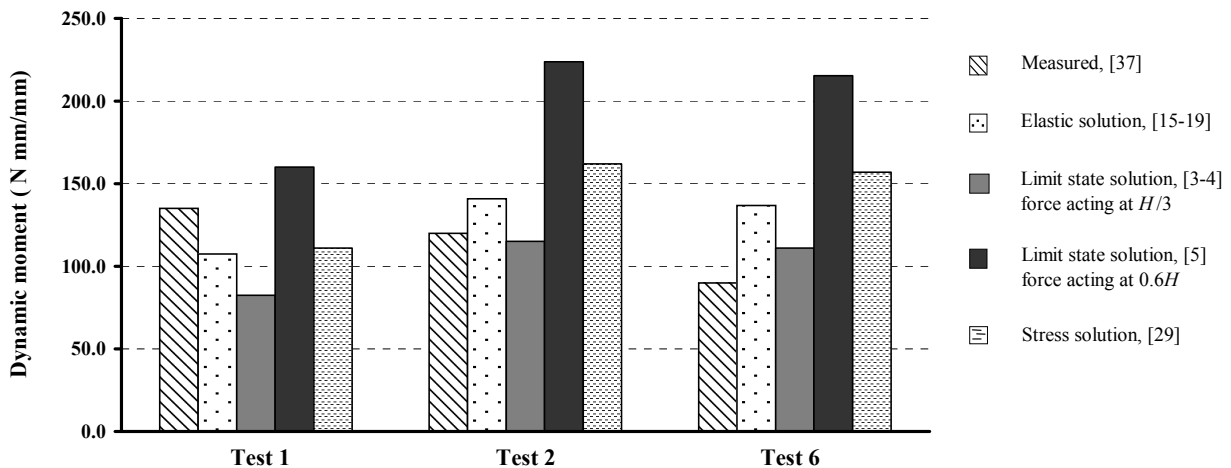
Επειδή η μετακίνηση της κορυφής του τοίχου είναι $u_o = 0.22 \text{ mm}$ υπολογίζεται $\bar{\gamma} = 1.3 \times 10^{-3}$. Χρησιμοποιώντας το διάγραμμα των Seed-Idriss προκύπτει $K_2 = 17$ και μέτρο διάτμησης εδάφους $G = 38 \text{ MPa}$. Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος δίνεται από την Εξ. 12 ως $f_I = 210 \text{ Hz}$ στα 80g. Ο λόγος της επιβαλλόμενης συχνότητας προς τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα είναι $f_e/f_I = 80/210 = 0.38$, άρα η απόκριση μπορεί να θεωρηθεί στατική.

Η σχετική δυσκαμψία του τοίχου προσδιορίζεται από την Εξ. 7 σε $d_w = 43.1$ (ιδιαίτερα εύκαμπτο σύστημα). Στην τιμή αυτή από τον Πίνακα 1 αντιστοιχεί η τιμή 0.39 της κανονικοποιημένης τέμνουσας βάσης για αβαρή τοίχο. Τότε η μέγιστη δυναμική συνιστώσα της τέμνουσας βάσης είναι:

$$\Delta Q_b = 0.389 \gamma k_h H^2 \quad (16)$$

Πίνακας 2: Σύγκριση της Δυναμικής Ροπής στα 0.05H από τη βάση, υπολογιζόμενης με τις ελαστικές και τασικές λύσεις και λύσεις οριακής ανάλυσης, με τις μετρηθείσες τιμές των Bolton et al.

Δοκιμή	k_h	ΔQ_b M-O [3,4] (N)	ΔQ_b V-Y [18] (N)	Δυν. Ροπή M-O θέση ώθησης H/3 [3,4] (Nmm/mm)	Δυν. Ροπή M-O θέση ώθησης 0.6H [5] (Nmm/mm)	Δυν. Ροπή V-Y θέση ώθ. 0.252H [15-19] (Nmm/mm)	Δυν. Ροπή Τασική Λύση [29] (Nmm/mm)	Δυν. Ροπή Μετρηθείσα [37] (Nmm/mm)
1	0.184	1664	3130	82.5	160.2	107.5	111.0	135.0
2	0.241	2323	4100	115.2	223.7	140.8	162.0	120.0
6	0.234	2238	3980	111.0	215.5	136.7	157.0	90.0



Σχήμα 4: Σύγκριση της Δυναμικής Ροπής στα 0.05H από τη βάση, υπολογιζόμενης με τις ελαστικές και τασικές λύσεις και λύσεις οριακής ανάλυσης, με τις μετρηθείσες τιμές των Bolton et al.

που εφαρμόζεται στα 0.25H από τη βάση. Τα αποτελέσματα από την παραπάνω εξίσωση και οι ροπές στο 0.05H από τη βάση από τα τρία πειράματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.

Οι Bolton και Steedman συγκρίνουν τα αποτελέσματά τους με αυτά που ελήφθησαν με τη μέθοδο M-O με το σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης στο H / 3. Επιπλέον, λαμβάνουν υπόψη τη δυναμική ροπή στη βάση ($M_b=0.5\gamma_a k_h d_a H^2$) όπου γ_a είναι το ειδικό βάρος του υλικού του τοίχου και d_a το πάχος του τοίχου (που αντιστοιχεί στο t_w των V-Y). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα πρόσθετες δυναμικές ροπές 53, 69 και 67 Nmm/mm για τα τρία πειράματα, έτσι οι συνολικές δυναμικές ροπές είναι 136, 184 και 178 Nmm/mm, αντίστοιχα. Σημειώνεται, ωστόσο, ότι αυτή η διαδικασία δεν λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους-τοίχου και υπερεκτιμά την επιρροή της αδράνειας του τοίχου.

Στον Πίνακα 2 τα αποτελέσματα των ελαστικών λύσεων και των τασικών λύσεων των Mylonakis et al [29] συγκρίνονται με τις τιμές που αναφέρθηκαν από τους Bolton και Steedman. Επιπρόσθετα, οι δυναμικές ροπές υπολογίζονται με τη μέθοδο M-O με σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης στα 0.6 H, όπως προτείνεται από τους Seed και Whitman [5] και στο H / 3 όπως προτάθηκε αρχικά από τους M-O και υποστηρίζεται από τους Bolton και Steedman. Η σύγκριση παρουσιάζεται στο Σχ. 4.

Δύο αξιοσημείωτες παρατηρήσεις προκύπτουν από τα πειραματικά ευρήματα: πρώτον, θα έπρεπε να αναμένεται τα πειράματα 2 και 6 να οδηγούσαν σε πιο κοντινές τιμές δυναμικών ροπών βάσης, αφού η ένταση της δόνησης είναι σχεδόν ταυτόσημη και στα δύο. Δεύτερον,



αυτές οι ροπές θα έπρεπε να είναι υψηλότερες από εκείνες της δοκιμής 1 όπου η ένταση της δόνησης είναι χαμηλότερη.

Συνολικά, οι Bolton και Steedman καταλήγουν στο συμπέρασμα ότι τα αποτελέσματά τους επιβεβαιώνουν την εγκυρότητα της μεθόδου M-O - τόσο για τη δύναμη στον τοίχου και για το σημείο εφαρμογής της στο H/3. Προφανώς, το ίδιο ισχύει και για τις σύγκρισεις με την ελαστική λύση.

5.3 Πειράματα από τους Andersen et al.

Οι Andersen, Whitman και Germaine [38], ολοκλήρωσαν σε φυγοκεντριστή μία σειρά τριών πειραμάτων με ονομασίες GA3EQ1, GA6EQ1 και GA5EQ1 (3, 6 και 5) σε πεδίο επιταχύνσεων 80g. Ο τοίχος ήταν κατασκευασμένος από αλουμίνιο και πρακτικά άκαμπτος με στήριξη στη βάση του με περιστροφικό ελατήριο. Είχε ύψος 152mm (6 in), πλάτος 152mm (6 in) και συγκρατούσε στρώμα ξηρής άμμου ύψους $H=145$ mm (5.69 in), σχετικής πυκνότητας $D_r=84\%$ και ειδικού βάρους $\gamma=16.8$ KN/m³ (107 lb/ft³). Η διέγερση αποτελούνταν από μια ακολουθία παρόμοιων (αλλά όχι ταυτόσημων), σχεδόν ημιτονοειδών κύκλων περίπου της ίδιας συχνότητας 125Hz, της οποίας προηγούνταν και έπονταν ασθενείς παλμοί. Μετρήθηκαν οι επιταχύνσεις και οι δυνάμεις στον τοίχο, αλλά όχι η θέση εφαρμογής της δυναμικής ώθησης επειδή σύμφωνα με τους ερευνητές δεν μπορούσε να μετρηθεί με ακρίβεια.

Οι Andersen et al. συνέκριναν τα αποτελέσματά τους με αυτά της M-O και συμπέραναν ότι η M-O προβλέπει τιμές δυνάμεων κατά 30% μικρότερες από τις παρατηρούμενες. Αν όμως αυτή η σύγκριση είχε γίνει με τις ελαστικές λύσεις των V-Y θα είχε προκύψει πολύ καλή συμφωνία όπως θα φανεί στη συνέχεια.

Το μέτρο διάτμησης του εδάφους μπορεί να υπολογιστεί από τη θεμελιώδη συχνότητα της γωνιακής επιτάχυνσης του τοίχου όπως δίνεται στην εργασία των Andersen et al. Στο πείραμα 3 πέρα από τη συχνότητα της διέγερσης 125 Hz παρατηρήθηκαν οι συχνότητες 240 Hz και 360 Hz από τις οποίες η πρώτη θεωρήθηκε θεμελιώδης. Στο πείραμα 6 παρατηρήθηκαν οι συχνότητες 240 Hz, 360 Hz και 600 Hz και οι συγγραφείς αναφέρουν ότι απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση για να προσδιοριστεί η θεμελιώδης. Στο πείραμα 5 δεν έγινε καταγραφή. Είναι εύλογο να θεωρηθεί και για τα τρία πειράματα ως θεμελιώδης η συχνότητα των 240Hz. Αυτό συμπεραίνεται συνεκτιμώντας τις μετρήσεις της μέγιστης μετακίνησης κορυφής που δίνονται και είναι: 3.6 mm (0.143 in.), 1.93 mm (0.076 in.) and 0.533 mm (0.021 in.) για τα πειράματα 3, 6 και 5 αντίστοιχα. Από την Εξ. 15 στις τιμές αυτές αντιστοιχούν παραμορφώσεις 24×10^{-3} , 13×10^{-3} and 3.5×10^{-3} και από το διάγραμμα των Seed-Idriss [40] φαίνεται ότι στις τιμές αυτές, που είναι ιδιαίτερα μεγάλες, αντιστοιχούν παραπλήσιες τιμές μέτρου διάτμησης άρα και θεμελιώδους συχνότητας. Στη συχνότητα των 240Hz η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων του εδάφους υπολογίζεται:

$$V_s = 4 H f_1 \quad (17)$$

που δίνει $V_s=139$ m/s (455 ft/s). Τότε από τη σχέση:

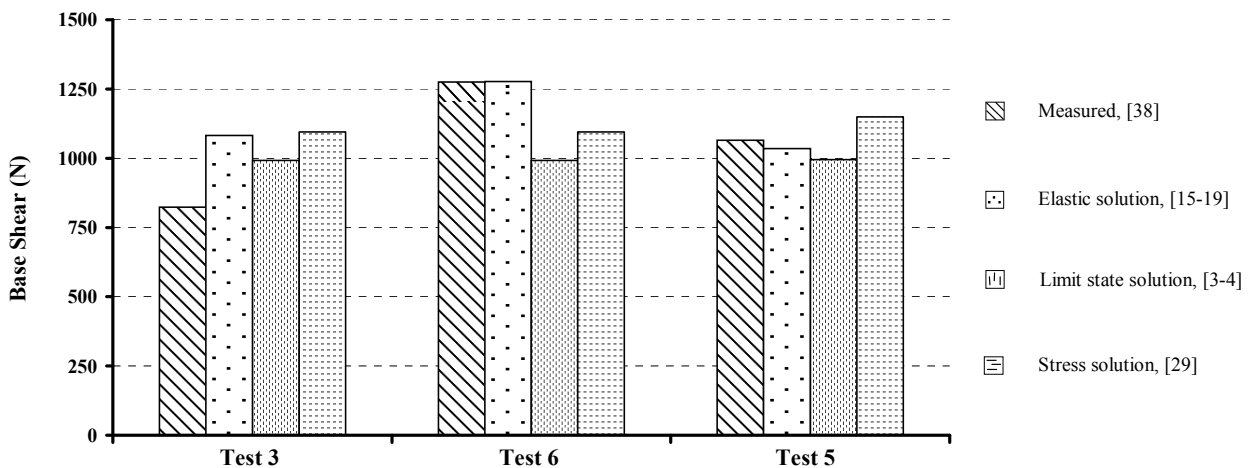
$$G = \rho V_s^2 \quad (18)$$

το μέτρο διάτμησης που αντιστοιχεί είναι 33 MPa (690×10^3 psf). Για το πείραμα 6, η σταθερά του στροφικού ελατηρίου είναι 10500 lb-ft/rad, που διαιρούμενη με το πλάτος του τοίχου δίνει στροφική δυσκαμψία ανά μονάδα μήκους $R_\theta=14,200/0.152=93,400$ N/rad (21,000 lb/rad).



Πίνακας 3: Δυναμική τέμνουσα βάση υπολογιζόμενη σύμφωνα με ελαστικές λύσεις, λύσεις οριακής ανάλυσης και τασικές λύσεις για τα τα πειράματα των Andersen et al.

Δοκιμή	R_θ (N/rad)	d_θ , V-Y [15-19]	Δυν. Τεμν.Βάσης, V-Y [15-19] (N)	Δυν. Τεμν.Βάσης M-O [3-4] (N)	Δυν. Τεμν.Βάσης Τασική Λύση [29] (N)	Δυν. Τεμν.Βάσης Μετρηθείσα [38] (N)
GA3EQ1	46200	14.90	823	993	1095	1083
GA6EQ1	93400	7.38	1275	993	1095	1277
GA5EQ1	279000	2.47	1065	995	1150	1034



Σχήμα 5: Σύγκριση της δυναμικής τέμνουσα βάσης υπολογιζόμενη σύμφωνα με ελαστικές λύσεις, λύσεις οριακής ανάλυσης και τασικές λύσεις για τα τα πειράματα των Andersen et al.

Έτσι η τιμή της σχετικής δυστρεψιάς του συστήματος βρίσκεται από την Εξ 8, $d_\theta = 7.38$ και είναι σχετικά υψηλή. Ο λόγος της επιβαλλόμενης συχνότητας προς τη θεμελιώδη είναι $f_e/f_1 = 125/240 = 0.52$ άρα η απόκριση δεν μπορεί να θεωρηθεί στατική αλλά ορίζεται ως το γινόμενο της στατικής τιμής και ενός συντελεστή ενίσχυσης. Η μέγιστη στατική τιμή της τέμνουσας βάσης ανά μονάδα μήκους, για λόγο του Poisson ίσο με 1/3, υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τον πίνακα 1β:

$$|(Q_b)_{st}| = 0.266\rho \ddot{X}_g H^2 = 1,020 \text{ N/m (69.5 lb/ft)} \quad (19)$$

Για τον παραπάνω λόγο συχνοτήτων και θεωρώντας αρμονική τη διέγερση, ο συντελεστής ενίσχυσης βρίσκεται 1.26 από τις ελαστικές λύσεις. Έτσι η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης ανά μονάδα μήκους του τοίχου είναι:

$$|(Q_b)| = 1.26|(Q_b)_{st}| = 1280 \text{ N/m (87.4 lb/ft)} \quad (20)$$

Η τιμή αυτή συγκρίνεται με τα αποτελέσματα του πειράματος που παρουσιάζονται στον πίνακα 6.2 των συγγραφέων. Η συνολική μέγιστη δύναμη που μετρήθηκε στον τοίχο ήταν 854 N (192 lb) ενώ η στατική της συνιστώσα 649 N (146 lb), επομένως η δυναμική συνιστώσα είναι $\Delta P_{AE} = 854 - 649 = 205 \text{ N (46 lb)}$. Τότε η τέμνουσα βάσης ανά μονάδα μήκους είναι:

$$|(Q_b)| = \frac{205}{0.152} \cos \delta = 1280 \text{ N/m (87.5 lb/ft)} \quad (21)$$



όπου δ , η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους, έχει μετρηθεί $\delta=18^\circ$.

Η ίδια διαδικασία ακολουθείται και για τα πειράματα 3 και 5 και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 3 και το Σχ. 5. Η τέμνουσα βάσης για τα πειράματα 3 και 5 έχει υπολογιστεί από τις τιμές της δυναμικής ώθησης πολλαπλασιασμένες με $\cos\delta$ για $\delta=18^\circ$ και $\delta=10^\circ$ αντίστοιχα.

Η σύγκριση δείχνει πολύ καλή συμφωνία για τα πειράματα 6 και 5 και λιγότερο καλή για το 3 που πιθανόν οφείλεται στις συνθήκες μη γραμμικότητας που αναπτύσσονται λόγω της υψηλής σχετικής δυστρεψιάς.

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Μετά από σύντομη κριτική επισκόπηση των μεθόδων ανάλυσης οριακής ισορροπίας παρουσιάστηκαν οι ελαστοδυναμικές λύσεις των Veletsos-Younan. Η μελέτη εστίασε στις συγκρίσεις των αποτελεσμάτων από πειράματα που έχουν συντελεστεί μέχρι σήμερα, με τις θεωρητικές προβλέψεις αυτών των λύσεων.

Οι συγκρίσεις πραγματοποιήθηκαν με τις εργασίες των Sherif et al., Bolton και Steedman, Andersen et al. και επικεντρώθηκαν στο μέγεθος και τη θέση εφαρμογής της δυναμικής ώθησης εδάφους. Σε όλες τις περιπτώσεις, παρατηρήθηκε καλή συμφωνία μεταξύ των προβλέψεων της ανάλυσης και των πειραματικών μετρήσεων. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι Sherif et al. και Bolton et al. φτάνουν σε διαφορετικά συμπεράσματα σχετικά με τη θέση εφαρμογής της δυναμικής ώθησης εδάφους. Σύμφωνα με τους πρώτους κυμαίνεται από $0.51H$ έως $0.54H$ ενώ σύμφωνα με τους δεύτερους είναι περίπου $H/3$. Αυτή η διαφορά εξηγείται απόλυτα όταν ληφθεί υπόψη η παράμετρος της δυσκαμψίας του συστήματος τοίχου-εδάφους σύμφωνα με τις ελαστικές λύσεις. Υπολογίζοντας την παράμετρο αυτή στις προαναφερόμενες πειραματικές εφαρμογές διαπιστώνεται ότι τα συστήματα εδάφους-τοιχώματος που εξετάστηκαν δεν ήταν άκαμπτα.

Σημειώνεται ότι τα αποτελέσματα που μετρήθηκαν από τα πειράματα σε σεισμική τράπεζα συγκρίνονται πολύ καλύτερα με τις λύσεις οριακής κατάστασης, ενώ για τα πειράματα σε φυγοκεντρική τα αποτελέσματα φαίνεται να ταιριάζουν καλύτερα με τις ελαστικές λύσεις. Μια πιθανή εξήγηση είναι ότι τα πειράματα σε φυγοκεντρική μπορεί να είναι πιο ακριβή ως προς την προσομοίωση της πραγματικής κλίμακας. Ωστόσο, δεν μπορεί να εξαχθεί ασφαλές συμπέρασμα εξαιτίας του περιορισμένου αριθμού των πειραμάτων.

Οι ελαστικές λύσεις θα έπρεπε να τυγχάνουν μεγαλύτερης προσοχής από αυτήν που τους έχει δοθεί μέχρι σήμερα. Εκτός από την απευθείας εφαρμογή τους όταν ελαστικές συνθήκες κυριαρχούν στην απόκριση (όπως στην περίπτωση των τοίχων υπογείων), σε κάθε άλλη περίπτωση διασφαλίζουν το άνω όριο των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου. Σε αντίθεση με τις αναλύσεις οριακής ισορροπίας οι ελαστικές λύσεις διασαφηνίζουν το ρόλο του κινηματικού μηχανισμού του συστήματος τοίχου-εδάφους μέσω των παραμέτρων της σχετικής δυσκαμψίας και δυστρεψιάς του συστήματος.

Ευχαριστίες

Η εργασία αυτή αφιερώνεται στη μνήμη του πρωτοπόρου της σεισμικής μηχανικής και της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, καθηγητή Ανέστη Βελέτσου (1927-2018).

7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Japanese Geotechnical Society (JGS). Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. Soils and Foundations, Special Issue No.2, 1998.
2. EERI. Chi-Chi, Taiwan Earthquake of September 21, 1999, Reconnaissance Report. Earthquake Spectra 17, Supplement A, April 2001.
3. Mononobe H, Matsuo M. On the determination of earth pressures during earthquakes. Proceedings of World Engineering Congress, Tokyo Japan, vol 9, 1929.
4. Okabe S. General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. Journal of Japanese Society of Civil Engineering 1926, 12 (1).
5. Seed HB, Whitman RV. Design of earth retaining structures for dynamic loads. In: Proceedings of ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and the Design of Earth Retaining Structures, Cornell University, New York: Ithaca, 1970, p. 103-147.
6. Richards R, Elms DG. Seismic behavior of gravity retaining walls, Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, vol. 105, no GT4, p. 449-464, 1979.
7. Nadim F, Whitman RV. Seismically induced movement of retaining walls. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 109 (7), July 1983, p. 915-931.
8. Dubrova G.A. Interaction of Soil and Structures. Rehnoy Transport, Moscow, U.S.S.R. 1963.
9. ATC. Seismic design guidelines for highway bridges. ATC-6, Palo Alto, CA. 1981.
10. EC-8. Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 5, 1994.
11. Matsuo H, Ohara S. Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquakes. In: Proceedings of 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Vol. I, 1960, p. 165-181.
12. Wood JH. Earthquake induced soil pressures on structures. Rep. EERL 73-05, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, 1973.
13. Wood JH. Earthquake induced pressures on rigid wall structure. Bull 8, New Zealand Society of Earthquake Engineering, 1975, p. 175-186.
14. Arias A, Sanchez-Sesma FJ, Ovando-Shelley, E. A simplified elastic model for seismic analysis of earth-retaining structures with limited displacements. In: Prakash S, editor, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri, Rolla, 1981, vol 1, p. 235-240.
15. Veletsos AS, Younan AH. Dynamic soil pressures on rigid retaining walls. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 23 (3), 1994, p. 275-301.
16. Veletsos AS, Younan AH. Dynamic modeling and response of soil-wall systems. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(12), 1994, p. 2155-2179.
17. Veletsos AS, Younan AH. Dynamic soil pressures on vertical walls. In: Prakash S, editor, Proceedings 3rd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri, Rolla, 1995, MO, III, p. 1589-1604.
18. Veletsos AS, Younan AH. Dynamic response of cantilever retaining walls. Journal of Geotechnical Engineering, 123,2, 1997, p. 161-172.
19. Younan AH, Veletsos AS. Dynamic response of flexible retaining walls. Earthquake Engineering. & Structural Dynamics 29 (12), 2000, p. 1815-1844.
20. Giarlelis CM. Dynamic response of soil wall systems. MSc Thesis, Rice University, Houston, TX, 2002.
21. Jacobsen LS. Appendix D, The Kentucky Project, Technical report no 13, Tennessee Valley Authority, 1951.
22. Matsuo M. Experimental study on the distribution of earth pressures acting on a vertical wall during earthquakes. Journal of Japanese Society of Civil Engineering, 1941, 27, no 2.
23. Ishii Y, Arai H, Tsuchida H. Lateral earth pressure in an earthquake. In: Proceedings of 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1960, vol. I, p. 211-230.
24. Sherif MA, Ishibashi I, Lee CD. Earth pressure against rigid retaining walls. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 108(GT5), 1982, p. 679-695.
25. Sherif MA, Fang YS. Dynamic earth pressures against rotating and non-yielding retaining walls. University of Washington, Soil Engineering Research Report 23, 1983.
26. Sherif MA, Fang YS. Dynamic earth pressures on rigid walls rotating about the base. In: Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 3, 1984, p. 993-1000.

27. Prakash S, Basavanna BM. Earth pressure distribution behind retaining wall during earthquake. In: Proceedings of 4th World Conference on Earthquake Engineering, Chile, 1969.
28. Newmark NM. Effects of earthquakes on dams and embankments. 5th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol XV, No 2, The Institution of Civil Engineers, London, England, 1965, p. 139-160.
29. Mylonakis G, Kloukinas P, Papantonopoulos C. An Alternative to the Mononobe-Okabe Equation for Seismic Earth Pressures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2007, 27(10), 957-969.
30. Lancellotta, R. *Geotechnical Engineering*. Taylor & Francis, 2009, 2nd edition.
31. Scott, RF. Earthquake-induced earth pressures on retaining walls. In: Proceedings of 5th World Conference on Earthquake Engineering, International Association. for Earthquake Engineering, Rome, 1973, p.1611-1620.
32. Wu, G and Finn, W.D.L. Seismic lateral pressures for design of rigid walls, *Canadian Geotechnical Journal*, 36(3), 1999, p. 509-522.
33. Psarropoulos P., Klonaris G., and Gazetas G., Seismic Earth Pressures on Rigid and Flexible Retaining Walls, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2005, Vol. 25, pp.795-809.
34. Theodorakopoulos DD, Chassiakos AP, Beskos DE. Dynamic pressures on rigid cantilever walls retaining poroelastic soil media. Part I: First method of solution, *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 21, 4, 2001, p. 315-338.
35. Theodorakopoulos DD, Chassiakos AP, Beskos DE. Dynamic pressures on rigid cantilever walls retaining poroelastic soil media. Part II: Second method of solution, *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 21, 4, 2001, p. 339-364.
36. Li, X. Dynamic Analysis of Rigid Walls Considering Flexible Foundation, *ASCE*, 125(9), 1999, p. 803-806.
37. Bolton MD, Steedman RS. The behavior of fixed cantilever walls subjected to lateral shaking. Symposium on the application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, Manchester, 16-18 April 1984, Rotterdam: AA Balkema, Boston.
38. Andersen G, Whitman R, Germaine J. Tilting response of centrifuge modeled gravity retaining wall to seismic shaking. Report R87-14, Dep. Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA 1987.
39. Al-Homoud AS, Whitman RV. Comparison between FE prediction and results from dynamic centrifuge tests on tilting gravity walls. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering* 1995;14:259-68.
40. Seed HB, Idriss IM. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. UCB/EERC-70/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Dec 1970. ATC. Seismic evaluation & retrofit of concrete buildings. ATC40/SSC96-01, Redwood, CA, 1996.