

# ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

# ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

# <u>ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ</u> <u>ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</u>



# ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ: ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΚΥΡΟΥ

# ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΙΩΑΝΝΗΣ ΤΣΟΜΠΑΝΑΚΗΣ

ΧΑΝΙΑ ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2010

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία αναφέρεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό τοίχων από οπλισμένη γη. Παρουσιάζεται περιληπτικά ένα πρόγραμμα λογισμικού που αναπτύχθηκε με βάση την προσέγγιση του προσομοιώματος ολισθαίνοντος πρίσματος (sliding block) κατά Newmark. Ο σχεδιασμός έγινε με βάση τον υπολογισμό των μόνιμων μετατοπίσεων ενισχυμένων απότομων πρανών που υπόκεινται σε δυναμική (σεισμική) φόρτιση. Στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό στατιστικής επεξεργασίας SPSS με τη βοήθεια του οποίου, λαμβάνοντας ως δεδομένα τα μεγέθη που υπολογίστηκαν με τη μέθοδο Newmark, παρήχθησαν σχέσεις πρόβλεψης για τις μετακινήσεις των οπλισμένων τοίχων σε τυπικά σεισμικά περιστατικά του ελλαδικού χώρου.

Στο Κεφάλαιο 1 γίνεται γενική αναφορά και ιστορική αναδρομή στην οπλισμένη γη. Αναφέρονται οι ιδιότητες και τα είδη των οπλισμών καθώς και η οπλισμένης έναντι αρχή λειτουργίας της vnc σεισμού. Επίσης. παρουσιάζονται τα στάδια ελέγχου των οπλισμένων τοίχων, οι φθορές των οπλισμών και έργα οπλισμού γης από την Ελληνική και ξένη βιβλιογραφία. Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται αναφορά στον σχεδιασμό γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων αντιστήριξης. Ο σχεδιασμός αυτός βασίζεται στις αναλύσεις από τις συνθήκες ευστάθειας, οι οποίες είναι η εξωτερική, η γενική και η εσωτερική ευστάθεια. Στο Κεφάλαιο 3 γίνεται αναφορά στη σεισμική επικινδυνότητα και στα στοιχεία του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ) που αφορούν τον σχεδιασμό τοίχων, καθώς και τις μεθόδους ανάλυσης της σεισμικής συμπεριφοράς οπλισμένων τοίχων.

Στο Κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται επιλεγμένα σεισμικά γεγονότα από τη διεθνή βιβλιογραφία, όπου περιγράφονται τα σεισμικά μεγέθη που παρατηρήθηκαν, καθώς και η σεισμική συμπεριφορά των οπλισμένων τοίχων αντιστήριξης που καταγράφτηκε σ' αυτά. Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζεται η προσέγγιση του μοντέλου που αναπτύχθηκε με βάση τη μέθοδο Newmark για τον υπολογισμό των μόνιμων μετατοπίσεων ενισχυμένων πρανών που υπόκεινται σε δυναμική φόρτιση. Στο Κεφάλαιο 6 γίνεται στατιστική επεξεργασία των μετακινήσεων που υπολογίστηκαν με τη μέθοδο Newmark και προκύπτουν σχέσεις πρόβλεψης για τις μετακινήσεις των οπλισμένων τοίχων σε σεισμικά περιστατικά. Τέλος, στο Κεφάλαιο 7 παρατίθενται τα συμπεράσματα της παρούσας εργασίας.

# ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η γνώση των ιδιοτήτων και της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση για τον ασφαλή και οικονομικό σχεδιασμό της μεγάλης πλειοψηφίας των κατασκευών πολιτικού μηχανικού. Ιδανικές συνθήκες υπάρχουν όταν στην περιοχή που πρόκειται να γίνει μια κατασκευή, το έδαφος έχει ακριβώς τις ιδιότητες που απαιτούνται για αυτό το είδος κατασκευής. Επειδή κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει συνήθως, ο μηχανικός έχει την ευχέρεια να επιλέξει ανάμεσα σε τέσσερις εναλλακτικές λύσεις:

- Να παρακάμψει το ακατάλληλο έδαφος, για παράδειγμα, με μεταφορά
  της κατασκευής σε άλλη θέση ή με εφαρμογή βαθιάς θεμελίωσης.
- Να αντικαταστήσει το ακατάλληλο έδαφος με άλλο που έχει τις απαραίτητες μηχανικές ιδιότητες.
- Να τροποποιήσει την κατασκευή και να την προσαρμόσει στις υπάρχουσες εδαφικές συνθήκες.
- Να βελτιώσει ή να ενισχύσει κατάλληλα το υπάρχον εδαφικό υλικό.

Κάθε μια από αυτές τις εναλλακτικές λύσεις έχει χρησιμοποιηθεί σε μεγάλη έκταση στο παρελθόν. Με την πάροδο του χρόνου, η έλλειψη κατάλληλων περιοχών και εδαφικών υλικών οδήγησε σε αυξημένη χρήση της τελευταίας λύσης, και στην ανάπτυξη μεγάλου αριθμού μεθόδων εφαρμογής οπλισμένης γης για τη βελτίωση των μηχανικών και υδραυλικών ιδιοτήτων του εδάφους.

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στον Τομέα Μηχανικής του Γενικού Τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης. Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος αποτελεί μια προσπάθεια διερεύνησης και κατανόησης της σεισμικής συμπεριφοράς των τοίχων από οπλισμένη γη με στόχο:

 Την ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς και τρωτότητας οπλισμένων τοίχων.

- Την ανάπτυξη μιας αυτοματοποιημένης μεθόδου αντισεισμικού
  σχεδιασμού τοίχων από οπλισμένη γη με βάση την υπόθεση της μόνιμης παραμόρφωσης.
- Την εφαρμογή της μεθόδου για τον σχεδιασμό οπλισμένων τοίχων σε πιθανά σεισμικά γεγονότα μέσω της στατιστικής συσχέτισης της τεκτονικότητας του ελλαδικού χώρου με τις μόνιμες μετατοπίσεις σε τοίχους από οπλισμένη γη.

Θα ήθελα στο σημείο αυτό να ευχαριστήσω τον κ. Ιωάννη Τσομπανάκη, Αναπληρωτή Καθηγητή του Γενικού Τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης, τόσο για την επιλογή του θέματος, όσο και για την υποστήριξη και την καθοδήγηση που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας εργασίας. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα μέλη της εξεταστικής επιτροπής, τον κ. Γεώργιο Καρατζά Καθηγητή του Τμήματος Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πολυτεχνείου Κρήτης και τον κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη Καθηγητή του Γενικού Τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης, για τις σημαντικές παρατηρήσεις τους. Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την Υποψήφια Διδάκτορα Πολιτικό Μηχανικό κ. Ιωάννα Τζαβάρα, τη Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Βαρβάρα Ζανιά και τον Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο για την πολύτιμη αρωγή τους στη διεξαγωγή της αριθμητικής διερεύνησης.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

# Κεφάλαιο 1 Οπλισμένη γη

1.1	Γενικά περί οπλισμένης γης					
1.2	Ιστορικά στοιχεία4					
1.3	Αρχή λειτουργίας της οπλισμένης γης6					
1.4	Ιδιότη	Ιδιότητες οπλισμού6				
	1.4.1	Μηχανικές ιδιότητες οπλισμού	6			
	1.4.2	Υδραυλικές ιδιότητες οπλισμού	7			
1.5	Είδη α	Είδη οπλισμού7				
	1.5.1	Γεωυφάσματα	8			
	1.5.2	Γεωπλέγματα	8			
	1.5.3	Γεωμεμβράνες	9			
	1.5.4	Γεωσύνθετα	10			
	1.5.5	Υλικά παρασκευής πολυσυνθετικών	10			
1.6	Στάδι	α ελέγχου οπλισμένων τοίχων	10			
1.7	Πιθαν	Πιθανές φθορές οπλισμού1				
	1.7.1	Γήρανση	11			
	1.7.2	Ερπυσμός	12			
	1.7.3	Υδρόλυση	12			
	1.7.4	Μηχανικές φθορές	12			
	1.7.5	Χημική και βιολογική διάβρωση	13			
1.8	Έργα από οπλισμένη γη					
	1.8.1	Επιχώματα	13			
	1.8.2	Επιχώματα ανισόπεδου κόμβου Μετσόβου	14			
	1.8.3	Επιχώματα ανισόπεδου κόμβου κι εξωτερικής περιφερειακής				
		Θεσσαλονίκης	14			
	1.8.4	Κατασκευή λιμνοδεξαμενής στη θέση Αρτζάν	15			
	1.8.5	Κατασκευής σιδηροδρομικής γραμμής Οινόης	16			

	Κατασκευή τμήματος της Εγνατίας οδού από τη θέση Θρυλόριο έως				
		τη θέση Μέστη Κομοτηνής17			
	1.8.7	Εφαρμογή γεωπλέγματος προστασίας των πρανών στην Εγνατία οδό			
		– παράκαμψη Καβάλας18			
Κεφάλ	λαιο 2	Σχεδιασμός γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων αντιστήριξης			
2.1	Έλεγχ	ος σε εξωτερική ευστάθεια20			
2.2	Έλεγχος γενικής ευστάθειας27				
2.3	Έλεγχος σε εσωτερική ευστάθεια28				
Κεφάλ	λαιο 3	Αντισεισμικός σχεδιασμός γεωσυνθετικά οπλισμένων			
τοίχω	v				
3.1	Γενικό	α περί σεισμού44			
	3.1.1	Χαρακτηριστικά σεισμικά μεγέθη44			
	3.1.2	Παράμετροι μεγέθους51			
	3.1.3	Παράμετροι συχνοτικού περιεχομένου55			
3.2	Ο Ελλ	ηνικός Αντισεισμικός Κανονισμός61			
	3.2.1	Καταλληλότητα υπεδάφους61			
	3.2.2	Ευστάθεια τοίχων63			
	3.2.3	Τιμές σεισμικών επιταχύνσεων66			
3.3	Μέθοδ	δοι ανάλυσης σεισμικής συμπεριφοράς οπλισμένων τοίχων67			
	3.3.1	Εξωτερική ευστάθεια68			
	3.3.2	Εσωτερική ευστάθεια70			
Κεφάλ	λαιο 4	Συμπεριφορά οπλισμένων τοίχων αντιστήριξης σε			
		πρόσφατους σεισμούς			
4.1	Περιγραφή των σχετικών σεισμικών γεγονότων72				
4.2	Περιγραφή των περιστατικών καλής συμπεριφοράς και αστοχιών –				
	βλαβών75				

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

4.3	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα	.86		
4.4	Σχολιασμός αποτελεσμάτων	.88		
Κεφά	λαιο 5 Περιγραφή προσομοιώματος Newmark			
5.1	Μοντέλο ολισθαίνουσας σφήνας	90		
5.2	Περιγραφή μεθόδου Newmark	91		
5.3	Διαδικασία ανάλυσης	93		
5.4	Ενδεικτικά αποτελέσματα9	95		
Κεφά	λαιο 6 Στατιστική επεξεργασία – προτάσεις σχέσεων πρόβλεψ	ης		
6.1	Περιγραφή προγράμματος SPSS	99		
6.2	Στατιστική επεξεργασία δεδομένων ανά σεισμό1	01		
6.3	Στατιστική επεξεργασία με ομαδοποίηση των αποτελεσμάτων	110		
6.4	Στατιστική επεξεργασία του συνόλου των δεδομένων	113		
6.5	Συμπεράσματα κεφαλαίου	114		
Κεφά	λαιο 7 Συμπεράσματα1	17		
Παρά	ιρτημα1	20		
Βιβλιογραφία127				

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

# ΟΠΛΙΣΜΕΝΗ ΓΗ

# 1.1 Γενικά περί οπλισμένης γης

Το οπλισμένο έδαφος είναι ένα σύνθετο υλικό αποτελούμενο από το εδαφικό υλικό στη μάζα του οποίου έχουν ενσωματωθεί υλικά ανθεκτικά σε εφελκυσμό που ονομάζονται οπλισμοί. Οι οπλισμοί μπορεί να έχουν τη μορφή ράβδων, λωρίδων, πλεγμάτων, φύλλων ή ινών τυχαίου προσανατολισμού και να είναι κατασκευασμένοι από μέταλλο ή συνθετικό πλαστικό ή φυσικά υλικά. Αντικειμενικός σκοπός της εισαγωγής των οπλισμών στην εδαφικά μάζα είναι η βελτίωση της μηχανικής συμπεριφοράς του εδαφικού υλικού τόσο από πλευράς μέγιστης διατμητικής αντοχής που μπορεί να αντέξει όσο και από πλευράς παραμορφώσεων που μπορεί να παραλάβει με ασφάλεια.

# 1.2 Ιστορικά στοιχεία

Αν και η εισαγωγή της τεχνολογίας του οπλισμένου εδάφους εφαρμόστηκε αρχικά στη δεκαετία του 1960, η ιδέα του οπλισμού του εδάφους είναι πάρα πολύ παλιά:

 Τμήματα του μεγάλου Σινικού τείχους στην Κίνα που κατασκευάστηκαν πριν από το 200 π.Χ. περιέχουν τμήματα οπλισμένου εδάφους αποτελούμενα από μείγμα αργίλου και χαλικιών και «οπλισμένα» με κλαδιά δένδρων.

- Οι Ρωμαίοι ήταν γνώστες της τεχνικής του οπλισμένου εδάφους και έχουν αποκαλυφθεί προστατευτικά αναχώματα οπλισμένα με καλάμια κατά μήκος του ποταμού Τίβερη. Στο Λονδίνο έχουν ανακαλυφθεί τμήματα προκυμαίας που κατασκευάστηκε από Ρωμαίους τον 1° μ.Χ. αιώνα. Η κατασκευή είχε ύψος 2 μέτρα και χρησιμοποιήθηκαν δοκοί από βελανιδιά μήκους 9 μέτρων, τόσο για το κατακόρυφο μέτωπο όσο και για τους οπλισμούς που ενσωματώθηκαν στο επίχωμα.

Μέχρι 19° αιώνα τεχνική οπλισμένου τον n TOU εδάφους χρησιμοποιήθηκε κυρίως για στρατιωτικές οχυρώσεις. Το 1822 o Στρατηγός Pasley εισήγαγε ένα τύπο οπλισμένου εδάφους για στρατιωτικές κατασκευές του Βρετανικού στρατού. Ο Reed το 1904 εισήγαγε την τεχνική οπλισμού των λιθορριπών της κατάντη παρειάς φραγμάτων στην Καλιφόρνια με σιδηροτροχιές των σιδηροδρόμων. Παρόμοια τεχνική, αλλά με χρήση πλέγματος αποτελούμενο από χαλύβδινες ράβδους, χρησιμοποιήθηκε στη Γουινέα, ενώ και άλλες εφαρμογές του συστήματος αυτού αναφέρονται στη Νότια Αφρική.

Η μορφή των σύγχρονων κατασκευών αντιστήριξης οπλισμένου εδάφους προτάθηκε από τον Γάλλο Αρχιτέκτονα Η. Vidal στη δεκαετία του 1960. Περιγράφεται ως σύνθετο υλικό που σχηματίζεται από την ενσωμάτωση μεταλλικών λωρίδων οπλισμού σε αμμώδες έδαφος. Η αλληλεπίδραση των δύο υλικών βασίζεται αποκλειστικά στην αναπτυσσόμενη μεταξύ τους τριβή κάτω από την επίδραση της βαρύτητας. Το σύνθετο αυτό υλικό ονομάστηκε «οπλισμένη γη» (reinforced soil). Από τη δεκαετία του 1960 κι έπειτα άρχισαν να χρησιμοποιούνται συνθετικά γεωπλέγματα από πλαστικό για τον οπλισμό επιχωμάτων σιδηροδρομικών γραμμών, ενώ από τη δεκαετία του 1970 τα γεωυφάσματα άρχισαν να χρησιμοποιούνται για κατασκευές οπλισμένου εδάφους, κυρίως κατασκευές αντιστήριξης εδαφών και αναχωμάτων. Τέλος, οι σημαντικότερες εξελίξεις παρουσιάστηκαν στη δεκαετία του 1980 και περιλάμβαναν την επιτόπου δημιουργία οπλισμένου εδάφους με χρήση μεταλλικών ράβδων ήλωσης για τη σταθεροποίηση των επιφανειών μετώπων εκσκαφών καθώς και τη χρησιμοποίηση συνθετικών γεωπλεγμάτων για την επισκευή κατολισθήσεων των πρανών εκσκαφών αυτοκινητοδρόμων.

# 1.3 Αρχή λειτουργίας οπλισμένης γης

Όπως ήδη έχει αναφερθεί μια από τις πιο συχνές χρήσεις οπλισμού στα έργα του μηχανικού είναι η ενίσχυση του εδάφους. Λόγω της αντοχής του σε εφελκυσμό δρα ενεργητικά πάνω στον μηχανισμό ευστάθειας του τοίχου, προσθέτοντας δυνάμεις (και ροπές) ευστάθειας και αυξάνοντας έτσι τη θλιπτική και διατμητική αντοχή του εδάφους. Η ανάλυση της ευστάθειας ενός τοίχου που έχει οπλιστεί με γεωύφασμα μπορεί να γίνει με βάση την υπόθεση ότι η επιφάνεια αστοχίας είναι τόξο κύκλου που τέμνει το γεωύφασμα.

# 1.4 Ιδιότητες οπλισμού

#### 1.4.1 Μηχανικές ιδιότητες οπλισμού

#### 1.4.1.1 Διαχωρισμός

Με τον παραπάνω όρο εννοείται ο διαχωρισμός δυο εδαφικών στρώσεων με διαφορετικές φυσικές ιδιότητες (έντονες διαφορές κοκκομετρίας, συνοχή, πυκνότητα). Η εφαρμογή του οπλισμού αποσκοπεί στην αποτροπή της διείσδυσης των λεπτόκοκκων στοιχείων ενός αργιλικού εδάφους στο υπερκείμενο στρώμα αμμοχάλικου, άμμου ή έρματος διαφυλάσσοντας μόνιμα, ασφαλώς και σταθερά το πάχος της παραπάνω στρώσης.

#### 1.4.1.2 Ενίσχυση

Πρόκειται για την ενίσχυση εδαφικού υλικού ανεπαρκούς μηχανικής αντοχής. Όπως ήδη έχει αναφερθεί, η αδυναμία εξεύρεσης κατάλληλων ελεύθερων εδαφών οδηγεί πολλές φορές τον μηχανικό στη χρησιμοποίηση εδαφών μικρής μηχανικής αντοχής, συμπιεστά και με μεγάλη παραμορφωσιμότητα. Η τοποθέτηση του οπλισμού στις περιπτώσεις αυτές ενισχύει τη μηχανική αντοχή του εδάφους, βελτιώνοντας τη σταθερότητα του σχηματισμού και δίνει τη δυνατότητα αποφυγής ενδεχόμενων καθιζήσεων, αναπτύσσοντας μέσω της τριβής ένα συνδετικό μηχανισμό στο σύστημα οπλισμός-έδαφος.

# 1.4.2 Υδραυλικές ιδιότητες οπλισμού

#### 1.4.2.1 Φίλτρο

Σκοπός της λειτουργίας αυτής είναι η συγκράτηση των λεπτόκοκκων στοιχείων καθώς το νερό διέρχεται από μια λεπτόκοκκη εδαφική στρώση σε μια με χοντρότερους κόκκους. Η αδυναμία εξεύρεσης (τεχνικά και οικονομικά) σωστού κοκκώδους υλικού επαρκώς διαβαθμισμένου για τη χρήση του ως φίλτρο, οδήγησε στη χρήση κατάλληλου οπλισμού με μηχανική και υδραυλική σταθερότητα σε όλη τη περίοδο λειτουργίας του.

#### 1.4.2.2 Αποστράγγιση

Ο ρόλος του οπλισμού σε αυτή τη λειτουργία είναι η διοχέτευση του ύδατος και του αέρα διαμέσου της μάζας του έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η υδραυλική του σταθερότητα, παροχετεύοντας το νερό που διέρχεται από το επίπεδο του με τις ελάχιστες υδραυλικές απώλειες.

# 1.5 Είδη οπλισμού

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, ο οπλισμός του εδάφους αναφέρεται σε πλέγματα ινών κατασκευασμένα από μέταλλο ή συνθετικό πλαστικό ή φυσικά υλικά. Μια γενικότερη ομάδα υλικών όπλισης είναι τα γεωσυνθετικά. Οι πρώτες ύλες που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή αυτών των υλικών προέρχονται κυρίως από τη βιομηχανία των πλαστικών και κατά συνέπεια τα προϊόντα μπορούν να χαρακτηριστούν σαν "συνθετικά". Ακόμη, τα προϊόντα αυτά έχουν σημαντική επίδραση στο έργο των γεωτεχνικών μηχανικών απ' όπου και προέρχεται το πρόθεμα "γεω-" στην ονομασία τους.

Τα γεωσυνθετικά χωρίζονται σε 4 μεγάλες κατηγορίες:

- Γεωυφάσματα
- Γεωπλέγματα
- Γεωμεμβράνες

- Γεωσύνθετα

#### 1.5.1 Γεωυφάσματα

Είναι υφάσματα τα οποία κατασκευάζονται από συνθετικές ίνες και εκτός από μηχανικές ιδιότητες, παρουσιάζουν διαπερατότητα κάθετα και παράλληλα προς το επίπεδο τους. Έχουν αναπτυχθεί δεκάδες ειδικές περιπτώσεις εφαρμογής των γεωυφασμάτων, σε κάθε εφαρμογή όμως το γεωύφασμα παρουσιάζει τουλάχιστον μία από τις εξής τέσσερις λειτουργίες: α) διαχωρισμός ανόμοιων υλικών, β) ενίσχυση ασθενών εδαφών ή άλλων υλικών, γ) φιλτράρισμα με ροή νερού κάθετα στο επίπεδο του, και δ) στράγγιση με ροή νερού στο επίπεδο του. Ακόμη, όταν ένα γεωύφασμα είναι εμποτισμένο με κατάλληλο υλικό, όπως ασφαλτικό γαλάκτωμα, λειτουργεί και σαν φραγμός υγρασίας.



(Φ 1.1) Εφαρμογή γεωυφάσματος. Πηγή: Άρχείο Τ.Ε.Ε.

# 1.5.2 Γεωπλέγματα

Είναι πλαστικά πλέγματα με μεγάλα ανοίγματα και χρησιμοποιούνται κυρίως για ενίσχυση και ελάχιστα για διαχωρισμό.



(Φ 1.2) Εφαρμογή γεωπλέγματος. Πηγή: Αρχείο Τ.Ε.Ε.

# 1.5.3 Γεωμεμβράνες

Έχουν τη μορφή λεπτών φύλλων, κατασκευάζονται από πλαστικό και ελαστικό και είναι αδιαπέρατα από το νερό. Λειτουργούν κυρίως σαν φραγμός υγρασίας.



(Φ 1.3) Εφαρμογή γεωμεμβράνων. Πηγή: Αρχείο Τ.Ε.Ε.

# 1.5.4 Γεωσύνθετα

Είναι συνδυασμοί των πιο πάνω κατηγοριών μεταξύ τους ή με οποιοδήποτε άλλο υλικό και οι λειτουργίες τους περιλαμβάνουν όλες τις λειτουργίες των τριών άλλων κατηγοριών. Οι διάφοροι τύποι γεωσυνθετικών και οι πιθανές χρήσεις συνοψίζονται στον Πίνακα 1.1.

	Γεωύφασμα	Γεώπλεγμα	Γεωμεμβράνη	Γεωσύνθετο
Διαχωρισμός	*	*	*	*
Ενίσχυση	*	*		*
Φίλτρο	*			*
Στράγγιση	*			*
Φραγμός Υγρασίας			*	*

Πίνακας 1.1 – Χρήσεις γεωσυνθετικών.

Τα γεωυφάσματα, που είναι και η μεγαλύτερη ομάδα γεωσυνθετικών, διακρίνονται ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους στους παρακάτω τύπους:

Υφασμένα υλικά, αποτελούνται από δύο κάθετες μεταξύ τους σειρές
 νημάτων συνδεόμενες συστηματικά με μηχανικό τρόπο

- Πλεκτά υλικά, αποτελούνται από ένα και μόνο νήμα που πλέκεται συστηματικά
- Μη-υφασμένα υλικά, οι συνθετικές ίνες τοποθετούνται τυχαία και συνδέονται μεταξύ τους με χημική, θερμική ή μηχανική επεξεργασία.

#### 1.5.5 Υλικά παρασκευής πολυσυνθετικών

Τα υλικά παρασκευής των γεωσυνθετικών ονομάζονται πολυμερή και τα κυριότερα από αυτά είναι:

PP: πολυπροπυλένιο

HDPE: υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο

LDPE: χαμηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο

PS: πολυστυρένιο

PVC: πολυβινιλοχλωρίδιο

ABS: ακρυλονιτρίλιο

ΡΑ: πολυαμίδιο

ΡΕΤ: πολυεστέρας

# 1.6 Στάδια ελέγχου οπλισμένων τοίχων

Γενικά, ως οπλισμένοι τοίχοι θεωρούνται οι εφαρμογές οπλισμένης γης με απότομες κλίσεις άνω των 71°, δηλαδή για λόγω ύψους:βάσης μεγαλύτερο του 3:1. Οπλισμένα φυσικά ή τεχνητά πρανή με ηπιότερη κλίση θεωρούνται ως οπλισμένα επιχώματα. Η μελέτη οπλισμένων τοίχων και περιλαμβάνει 3 βασικά στάδια ελέγχων:

- 1. Έλεγχο εξωτερικής ευστάθειας
- 2. Έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας

3. Επιφανειακή προστασία από διάβρωση

Κατά τον έλεγχο του σταδίου 1 γίνεται ανάλυση ολικής ευστάθειας του τοίχου ώστε να βρεθούν οι συντελεστές ασφάλειας έναντι ολίσθησης. Κατά τον έλεγχο του σταδίου 2 εξετάζεται το σύστημα "έδαφος-οπλισμός" και ανάλογα με το εδαφικό υλικό, την κλίση και το ύψος του οπλισμένου τοίχου για δεδομένο συντελεστή ασφαλείας, γίνεται ο υπολογισμός του αριθμού των στρώσεων του οπλισμού που πρέπει να χρησιμοποιηθούν. Ιδιαίτερα επιτυχής, έχει αποδειχτεί η χρήση γεωπλεγμάτων, αφού στρώσεις από γεώπλεγμα είναι ικανές να αποτρέψουν τις δυναμικές επιφάνειες αστοχίας, χωρίς να χρειάζονται πολλές διαδοχικές στρώσεις. Ειδικά μέτρα προστασίας λαμβάνονται για την προστασία από την επιφανειακή διάβρωση.

# 1.7 Πιθανές φθορές οπλισμού

## 1.7.1 Γήρανση

Οι υψηλές θερμοκρασίες και η υπεριώδης ακτινοβολία έχουν αρνητικές επιπτώσεις στα γεωσυνθετικά διότι οξειδώνουν και διασπούν τις μοριακές αλυσίδες του υλικού. Κατά την επίδραση αυτή, οι μοριακές αλυσίδες φθείρονται συνεχώς και η αρχική μοριακή δομή αλλάζει και έτσι προκαλείται ουσιαστική μείωση της μηχανικής αντοχής. Το γεωσυνθετικό γίνεται ψαθυρό, άρα πιο εύθραυστο. Αυτή η διαδικασία ονομάζεται 'γήρανση'.

Κατά την τοποθέτηση των γεωσυνθετικών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι εξής παράγοντες:

- Η θερμοκρασία κατά την τοποθέτηση και κατά τον χρόνο έκθεσης.
- Η έκθεση στον ήλιο, η ανθεκτικότητα και η επιβολή τάσεων.
- Η πιθανότητα διαρροής αντίοξειδωτικών και UV-σταθεροποιητών,
  επιδρά στη μόλυνση του υπεδάφους.

 Η πιθανότητα παρουσίας μετάλλων γύρω από το γεωσυνθετικό μπορεί να δράσει ως καταλύτης στην διαδικασία της γήρανσης.

## 1.7.2 Ερπυσμός

Ερπυσμός είναι η αύξηση του μήκους του υλικού υπό την επίδραση μόνιμου φορτίου. Δυο σημαντικοί παράγοντες πρέπει να επισημανθούν:

- Το υλικό μπορεί να επιμηκυνθεί υπό την επίδραση μόνιμου φορτίου σε τέτοιο βαθμό που να σχιστεί και να αστοχήσει.
- Υπό τις ίδιες συνθήκες με την πάροδο του χρόνου τα υλικά συμπεριφέρονται διαφορετικά ως προς την επιμήκυνση.

Τα χαρακτηριστικά ερπυσμού κάποιου γεωσυνθετικού υλικού καθορίζουν τις δυνατότητες για εφαρμογή του και για το μέγιστο φορτίο που μπορεί να λάβει όταν χρησιμοποιείται για ενίσχυση.

## 1.7.3 Υδρόλυση

Ορισμένα γεωσυνθετικά όπως το ναϊλον (πολυαμίδιο) και σε μικρότερο βαθμό ο πολυεστέρας είναι ευαίσθητα στην υδρόλυση κατά την επαφή τους με το νερό. Σε μέτριες θερμοκρασίες υπάρχει μια μείωση της αντοχής κατά 5% η οποία πρέπει να λαμβάνεται υπόψη. Ραγδαία μείωση της αντοχής σημειώνεται για θερμοκρασίες μεγαλύτερες των 80 °C.

## 1.7.4 Μηχανικές φθορές

Κατά τη χρήση των γεωσυνθετικών υπάρχει μεγάλη πιθανότητα φθορών, οι οποίες μπορεί να οδηγήσουν σε μείωση της αντοχής. Επίσης, η αποθήκευση και η μεταφορά απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή. Για παράδειγμα, η ρήψη λίθων στη επένδυση της όχθης ποταμού επιφέρει τον κίνδυνο τρυπήματος, ενώ η κίνηση βαρέων οχημάτων μπορεί να οδηγήσει στο σχίσιμο του γεωσυνθετικού.

#### 1.7.5 Χημική και βιολογική διάβρωση

Τα γεωσυνθετικά πρέπει να είναι ανθεκτικά στην ύπαρξη χημικών και μικροοργανισμών. Υπό ορισμένες συνθήκες η αντοχή των υφασμένων υλικών και η υδατοστεγανότητα των γεωμεμβρανών μπορεί να επηρεαστούν σημαντικά. Για παράδειγμα, τα ενισχυτικά υλικά από πολυεστέρα είναι ευαίσθητα στην επίδραση συνθηκών υψηλής αλκαλικότητας. Το πολυπροπυλένιο είναι επιρρεπές σε κάποιους μύκητες ώστε να χαλάει η δομή της ύφανσης άρα τα υφάσματα και οι μεμβράνες να διασπώνται και να σχηματίζονται ίνες.

# 1.8 Έργα από οπλισμένη γη

#### 1.8.1 Επιχώματα

Τα προβλήματα που σχετίζονται με τα επιχώματα προέρχονται είτε από την ευστάθεια του ίδιου του σώματος του επιχώματος, ιδιαίτερα στις περιπτώσεις των μεγάλων υψών (π.χ. στον κόμβο του Μετσόβου το ύψος του επιχώματος ξεπερνά τα 50 μέτρα), είτε από τις κακές συνθήκες θεμελίωσης που συναντώνται κυρίως σε πεδινά εδάφη με μαλακές αποθέσεις. Ως τρόπος αντιμετώπισης προβλημάτων ευστάθειας του σώματος του επιχώματος, ιδίως σε περιπτώσεις επιχωμάτων σε έντονα κεκλιμένο έδαφος, έχει υιοθετηθεί η ενίσχυση του σώματος του επιχώματος με γεωσυνθετικά υλικά που συνεισφέρει σε μείωση του εύρους κατάληψης των επιχωμάτων στο κεκλιμένο πρανές με την υιοθέτηση πιο απότομων πρανών. Άλλος τρόπος αντιμετώπισης της ευστάθειας του σώματος του επιχώματος είναι η υιοθέτηση ειδικών προδιαγραφών για την κατασκευή που αφορούν στην κοκκομετρική διαβάθμιση, στη συμπύκνωση και στη μεθοδολογία κατασκευής.

Ως τρόποι αντιμετώπισης προβλημάτων θεμελίωσης επιχωμάτων έχουν υιοθετηθεί κλασικές μέθοδοι όπως προφόρτιση, που σε πολλές περιπτώσεις συνδυάζεται με την κατασκευή κατακόρυφων πλαστικών στραγγιστηριών, και κατασκευή χαλικοπασσάλων που, πέρα από την εκτόνωση της πίεσης του νερού των πόρων, βελτιώνουν και τη διατμητική αντοχή του εδάφους θεμελίωσης.



(Φ 1.4) Κατασκευή οπλισμένου επιχώματος. Πηγή: Αρχείο Τ.Ε.Ε.

#### 1.8.2 Επιχώματα ανισόπεδου κόμβου Μετσόβου

Στην περιοχή του κόμβου Μετσόβου κατασκευάστηκε μια σειρά επιχωμάτων για να απορροφηθούν τα υλικά εκσκαφών από τις πολλαπλές σήραγγες στην περιοχή. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι το μεγαλύτερο επίχωμα του κόμβου έχει μήκος 250 περίπου μέτρα και ύψος 55 μέτρα. Οι ανώτεροι δύο αναβαθμοί των επιχωμάτων κατασκευάστηκαν με κλίση 2:1 και οπλισμό με γεωπλέγματα υψηλής αντοχής (400 kN/m), ενώ οι υπόλοιποι από λιθορριπή. Για προστασία των πρανών από διάβρωση προτάθηκε η κατασκευή οπλισμένων συρματοκιβωτίων πληρωμένων λιθορριπή τοποθετημένων aμ σε αναβαθμούς, και φύτευση των αναβαθμών αυτών. Ως υλικό κατασκευής των επιχωμάτων προτάθηκε κυρίως η χρήση ψαμμιτικού υλικού που προέρχεται από την εκσκαφή των σηράγγων.

# 1.8.3 Επιχώματα ανισόπεδου κόμβου κι εξωτερικής περιφερειακής Θεσσαλονίκης

Στην περιοχή του πρώτου από δυτικά κόμβου της εξωτερικής περιφερειακής οδού Θεσσαλονίκης κατασκευάστηκαν επιχώματα μέγιστου ύψους 12 μέτρων. Το υπέδαφος αποτελείται από εναλλαγές χαλαρών έως μέσης πυκνότητας αμμωδών στρώσεων και μαλακών έως στιφρών αργιλικών στρώσεων έως ένα βάθος περίπου 25 μέτρων. Για την αντιμετώπιση των μεγάλων αναμενόμενων καθιζήσεων των υψηλών επιχωμάτων, προτάθηκε εφαρμογή καννάβου πλαστικών κατακόρυφων στραγγιστηρίων και προφόρτιση έτσι ώστε να επιτευχθεί το μεγαλύτερο ποσοστό των καθιζήσεων εντός του χρόνου κατασκευής και να αποφευχθεί το πρόβλημα της μεγάλης διαφορικής καθίζησης στη συναρμογή των επιχωμάτων με το τεχνικό του κόμβου. Επιπλέον, για την αντιμετώπιση του προβλήματος της μειωμένης ευστάθειας του εδάφους θεμελίωσης υπό σεισμικές συνθήκες, προτάθηκαν στα υψηλά επιχώματα αντίβαρα ποδός και όπου τα όρια απαλλοτρίωσης δεν επέτρεπαν αντίβαρα ποδός, χαλικοπάσσαλοι.



(Φ 1.5) Κατασκευή οπλισμένου επιχώματος. Πηγή: Αρχείο Τ.Ε.Ε.

## 1.8.4 Κατασκευή λιμνοδεξαμενής στη θέση Αρτζάν

Σκοπός του έργου ήταν η κατασκευή ταμιευτήρα στα χαμηλά σημεία των τέως αποξειρανθείσων λιμνών Αρτζάν - Αματόβου στο Ν. Κιλκίς για εξυπηρέτηση αρδευτικών στόχων των γύρω περιοχών. Ο ταμιευτήρας κατασκευάστηκε σε περιοχή συνολικής έκτασης 1.660 στρεμμάτων. Το υπόβαθρο αποτελούνταν κυρίως από αργιλικά υλικά με ιδιαίτερα αυξημένη υγρασία (βούρκος). Ύστερα από εδαφοτεχνικές και γεωλογικές μελέτες, κατέληξαν οι μελετητές στο συμπέρασμα ότι η ζώνη του εδάφους έδρασης παρουσίαζε μια μεγάλη ανομοιομορφία και η ολοκλήρωση του όλου ταμιευτήρα πραγματοποιήθηκε σε δύο φάσεις.

Η πρώτη φάση αντιστοιχούσε σε έδαφος πολύ μικρής αντοχής. Κατά την φάση αυτή το επίχωμα κατασκευάστηκε σε δύο χρόνια. Τον πρώτο χρόνο κατασκευάστηκε μέχρι το ύψος των 4 μέτρων από τυχαίο υλικό μικρής περατότητας (10-4 cm/sec), ενώ τον δεύτερο χρόνο κατασκευάστηκε το υπόλοιπο ύψους 3,5 μέτρων από τον ίδιο υλικό. Η επιφάνεια έδρασης του όλου επιχώματος αποτελείται από διαβαθμισμένο αμμοχάλικο πάχους 30 εκατοστών, ενώ επιπλέον τοποθετήθηκε και γεώπλεγμα μονής κατεύθυνσης και βάρους 925 gr/m<sup>2</sup> για περαιτέρω ενίσχυση της βάσης έδρασης. Η δεύτερη φάση αντιστοιχούσε σε έδαφος ικανοποιητικής αντοχής. Κατά την φάση αυτή το επίχωμα, αποτελούνταν από πυρήνα με αδιαπέρατο αργιλικό υλικό μικρής διαπερατότητας, ενώ ανάντη και κατάντη αυτού κατασκευάστηκαν πρανή, οι κλίσεις των οποίων κυμαίνονταν από 1:0,5 έως 1:1,5. Το υλικό



(Φ 1.6) Διάστρωση του έρματος επί του γεωυφάσματος Πηγή: Αρχείο Τ.Ε.Ε.

# 1.8.5 Κατασκευή σιδηροδρομικής γραμμής Οινόης

Το έργο αφορά το διπλασιασμό της σιδηροδρομικής γραμμής της Οινόης της οποίας η κατασκευή πραγματοποιήθηκε την περίοδο 1988 - 89. Το γεωλογικό υπόβαθρο πάνω στο οποίο έγινε η όλη έδραση της σιδηροδρομικής γραμμής ήταν μέτρια άργιλος. Έτσι, προκειμένου για την ενίσχυση της υπόβασης της σιδηροδρομικής χρησιμοποιήθηκε γεωύφασμα μη υφαντό, μηχανικά πλεγμένο και βάρους 280 gr/m<sup>2</sup>. Η ποσότητα ήταν της τάξης 20.000 m<sup>2</sup> και τοποθετήθηκε για μήκος σιδηροδρομικής γραμμής 2 χιλιομέτρων. Κατόπιν της διάστρωσης του γεωυφάσματος, ακολούθησε η τοποθέτηση του έρματος και στην συνέχεια ακολουθήθηκε η γνωστή διαδικασία κατασκευής των σιδηροδρομικών γραμμών.

# 1.8.6 Κατασκευή τμήματος της Εγνατίας οδού από τη θέση Θρυλόριο έως τη θέση Μέστη Κομοτηνής

Η οδική αρτηρία που απεικονίζεται παρακάτω αφορά το τμήμα της Εγνατίας Οδού από τη θέση Θρυλόριο ως τη θέση Μέστη Κομοτηνής.



(Φ 1.7) Διάστρωση γεωπλέγματος της Εγνατίας οδού (Θρυλόριο-Μέστη Κομοτηνής) Πηγή: Αρχείο Τ.Ε.Ε.

Ο σκοπός του συγκεκριμένου τεχνικού έργου ήταν η ενίσχυση του επιχώματος που θα πέρναγε η οδική αρτηρία, μια και το γεωλογικό υπόβαθρο της συγκεκριμένης περιοχής ήταν αργιλικά υλικά με αυξημένη υγρασία Η ενίσχυση πραγματοποιήθηκε με μία ή τοπικά με περισσότερες στρώσεις γεωπλέγματος μονής κατεύθυνσης. Η συνολική ποσότητα πλέγματος που επιστρώθηκε κατά μήκος του δρόμου ήταν της τάξεως των 200.000 m<sup>2</sup>.

# 1.8.7 Εφαρμογή γεωπλέγματος προστασίας των πρανών στην Εγνατία οδό - παράκαμψη Καβάλας

Το έργο αυτό αφορά την εφαρμογή γεωπλέγματος προστασίας πρανών από καταπτώσεις λίθων και τεμαχίων πετρώματος. Πρόκειται για τη διάνοιξη τμήματος της Εγνατίας Οδού και συγκεκριμένα στην παράκαμψη Καβάλας. Η διάνοιξη της οδού έγινε σε βραχώδη σχηματισμό με υψηλά πρανή (μέχρι 20 μέτρα). Αυτό είχε ως αποτέλεσμα την κατάπτωση τεμαχίων πετρώματος έξω από την προστατευτική βραχοπαγίδα.



(Φ 1.8) Πηγή: Εφαρμογή γεωπλέγματος για προστασία από καταπτώσεις λίθων. Αρχείο Τ.Ε.Ε.

Για την αποφυγή της κατάπτωσης αυτής, τοποθετήθηκε ειδικό γεώπλεγμα προστασίας, η αγκύρωση του οποίου έγινε με εμπηγμένους πασσάλους ανά 5 μέτρα περίπου στο φρύδι του απότομου πρανούς και ήλωση (κάρφωμα) σε ορισμένα σημεία στο ίδιο το πρανές. Ο σκοπός για τον οποίο τοποθετήθηκε το γεώπλεγμα, είναι να κατευθύνει τα τεμάχια στο κάτω μέρος του πλέγματος και όχι να αποτρέψει την αποκόλλησή τους από το βραχώδη σχηματισμό, που είναι δεδομένη και αναπόφευκτη. Η ποσότητα του πλέγματος που χρησιμοποιήθηκε για την προστασία των πρανών της περιοχής είναι περίπου 15.000 m<sup>2</sup>.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι είναι κατασκευές αντιστήριξης απότομης κλίσης (άνω των 71°) με συμπαγή επίχωση, η οποία έχει ενισχυθεί με στρώσεις γεωσυνθετικών, όπως σχηματικά φαίνεται στο Σχήμα 2.1. Τα οπλισμένα αυτά στρώματα εγκαθίστανται οριζόντια καθώς το γέμισμα ανυψώνεται. Η παραδοσιακή προσέγγιση για τον σχεδιασμό τέτοιων δομών βασίζεται στις αναλύσεις από τις ακόλουθες συνθήκες σταθερότητας, οι οποίες απαιτούνται και για ορισμένα άλλα είδη συγκράτησης εδαφών (Ortigao και Sayao, 2004):

- 1. Εξωτερική ευστάθεια
- 2. Γενική ευστάθεια
- 3. Εσωτερική ευστάθεια

Πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη και οι οριζόντιες παραμορφώσεις του οπλισμένου εδάφους.



Σχήμα 2.1 Τυπική διατομή ενός γεωσυνθετικά οπλισμένου τοίχου αντιστήριξης.

# 2.1 Έλεγχος σε εξωτερική ευστάθεια

Τυπικές γεωμετρίες για την ανάλυση της ισορροπίας των οπλισμένων τοίχων αντιστήριξης παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.2. Το οπλισμένο έδαφος υπόκειται στο ίδιο βάρος του, ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο και την ενεργητική ώθηση από το έδαφος επίχωσης.



Σχήμα 2.2 Δυνάμεις στο οπλισμένο έδαφος χωρίς πιέσεις πόρων.

Τα υλικά του γεμίσματος στο οπλισμένο έδαφος και στο επίχωμα μπορεί να είναι διαφορετικής φύσης για οικονομικούς λόγους. Η ενεργητική ώθηση μπορεί να υπολογιστεί με διαφορετικές θεωρίες που υπάρχουν στην βιβλιογραφία και αφορούν την πίεση του εδάφους. Η θεωρία Rankine είναι η πιο συχνά χρησιμοποιούμενη, όταν βέβαια μπορεί να εφαρμοστεί και όταν ένας πιο συντηρητικός σχεδιασμός είναι επιθυμητός. Σύμφωνα με τη θεωρία Rankine, για τους υπολογισμούς της πίεσης του εδάφους, όταν πρόκειται για οριζόντια επιφάνεια, η ενεργητική ώθηση του εδάφους μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας τον συντελεστή της ώθησης του εδάφους, ο οποίος δίνεται απ' τη σχέση:

$$k_a = tan^2 \left( 45^* - \frac{\varphi^*}{2} \right)$$

Η ώθηση του εδάφους σύμφωνα με τη θεωρία Coulomb υπολογίζεται απ' τη σχέση:

$$k = \frac{\cos^{2}(\varphi' + \theta)}{\cos^{2}(\theta)\cos(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta)\sin(\varphi' - \beta)}{\cos(\theta - \delta)\cos(\theta + \beta)}}\right]^{2}}$$

όπου:

φ΄: γωνία εδάφους τριβής

- θ: κλίση του οπλισμένου εδάφους προς την κατακόρυφο
- δ: γωνία τριβής μεταξύ επιχώματος και οπλισμένου εδάφους
- β: κλίση της επιφάνειας του εδάφους.

#### Ολίσθηση του οπλισμένου εδάφους κατά μήκος της βάσης

Η προϋπόθεση για οριζόντια ισορροπία που αφορά το οπλισμένο έδαφος στο Σχήμα 2.2 αποδίδεται από την ακόλουθη εξίσωση για το πλάτος της βάσης ώστε να αποφευχθεί η ολίσθηση της κατασκευής κατά μήκος της βάσης της:

$$B_{sl} = \frac{FS_{sl}E_h}{a_b + \sigma'_v tan\delta_b}$$

όπου:

- $FS_{sl}$ : συντελεστής ασφαλείας ενάντια σε ολίσθηση σε τοίχο (συνήθως θεωρείται μεγαλύτερο ή ίσο του 1,5 για στατικές φορτίσεις)
- E<sub>h</sub>: οριζόντια συνιστώσα της ώθησης του εδάφους (Σχήμα 2.2)
- ab: πρόσφυση μεταξύ της βάσης του τοίχου και του εδάφους θεμελίωσης
- σν: κατακόρυφη πίεση στη βάση του τοίχου
- δ<sub>b</sub>: γωνία τριβής μεταξύ του οπλισμένου εδάφους αναφοράς και του εδάφους θεμελίωσης.

Για συνεκτικά υλικά, οι αρνητικές οριζόντιες ενεργητικές πιέσεις του εδάφους θα πρέπει να θεωρηθούν αμελητέες για τον υπολογισμό της τιμής Ε και το σημείο εφαρμογής της, όπως στο συμβατικό σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης. Για μη συνεκτικά υλικά ( $c_1 = c_2 = a_b = 0$ ) και για β = θ = 0 στη θεωρία Rankine περί εδαφικών ωθήσεων, η προηγούμενη σχέση μπορεί να γραφτεί ως εξής:

$$B_{sl} = \frac{k_{a2} \left(1 + 2\frac{q}{\gamma_2 H}\right)}{2tan\delta_{b} \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2 H}\right)} FS_{sl}H$$

όπου:

- γ2: μονάδα βάρους του υλικού 2
- k<sub>a2</sub>: συντελεστής ενεργής πίεσης του εδάφους για το υλικό 2 (Σχήμα 2.2) και δίνεται από τη σχέση

$$k_{a2} = tan^2 \left( 45^{\circ} - \frac{\varphi'_2}{2} \right)$$

και φ΄ 2 είναι η γωνία τριβής σχεδιασμού για το υλικό 2.

Η τιμή της δ<sub>b</sub> που θα χρησιμοποιηθεί εξαρτάται από τις συνθήκες στη βάση της κατασκευής. Εάν στη βάση βρίσκεται ένα στρώμα γεωσυνθετικών, η τιμή της δ<sub>b</sub> θα είναι η γωνία της τριβής μεταξύ οπλισμού και εδάφους θεμελίωσης. Αν το οπλισμένο έδαφος στηρίζεται σε λεπτόκοκκο έδαφος, η βάση του οπλισμένου εδάφους είναι μη αποστραγγισμένη και επικρατούν συνθήκες ολίσθησης, η τιμή του πλάτους της βάσης δίνεται από τη σχέση (για  $c_1 = c_2 = 0$  και σύμφωνα με τη θεωρία):

$$B_{gl} = \frac{k_{a2} \left(1 + 2\frac{q}{\gamma_2 H}\right)}{2a_u} FS_{gl} H$$

όπου:

α<sub>u</sub>: πρόσφυση μεταξύ της βάσης του τοίχου και του μη αποστραγγισμένου
 εδάφους θεμελίωσης (α<sub>u</sub> = λS<sub>u</sub>, όπου S<sub>u</sub> είναι η διατμητική αντοχή του
 μη αποστραγγισμένου εδάφους θεμελίωσης και 0 < λ < 1).</li>

Η παρουσία των τοπικών φορτίων στην επιφάνεια του εδάφους πρέπει να αντιμετωπίζεται αναλόγως. Συνήθεις διαδικασίες υπολογίζουν την αύξηση των οριζόντιων ωθήσεων στην πίσω όψη του οπλισμένου εδάφους με ελαστικές λύσεις ή χρησιμοποιώντας διαφορετικές θεωρίες για την ώθηση του εδάφους, όπως αυτή του Coulomb.

#### Έλεγχος έναντι ανατροπής του τοίχου

Μια άλλη προϋπόθεση για την ευστάθεια του τοίχου αντιστήριξης είναι η αντίστασή του στην ανατροπή με κέντρο περιστροφής τον πόδα του τοίχου (σημείο Ο, στο Σχήμα 2.2). Ο συντελεστής ασφάλειας για την ανατροπή του τοίχου μπορεί να προκύψει από τον λόγο μεταξύ των δυνάμεων που αντιστέκονται στην ανατροπή, με σημείο αναφοράς το Ο, και εκείνων που την ευνοούν. Η θέση της ισορροπίας, σύμφωνα με τη θεωρία Rankine, ως προς το σημείο Ο αποδίδεται από την ακόλουθη εξίσωση και αφορά το πλάτος της βάσης του τοίχου που χρειάζεται ώστε να αποφευχθεί η ανατροπή:

$$B_{our} = \sqrt{\frac{2FS_{our}Ey_E}{\gamma_1H + q}}$$

όπου:

- B<sub>ovr</sub>: πλάτος οπλισμένου εδάφους που απαιτείται για τον έλεγχο ενάντια σε ανατροπή τοίχου
- FS<sub>ovr</sub>: συντελεστής ασφάλειας ενάντια σε ανατροπή τοίχου (συνήθως θεωρείται μεγαλύτερο ή ίσο του 1,5)
- y<sub>E</sub>: κατακόρυφη απόσταση μεταξύ του σημείου εφαρμογής της Ε και της
  βάσης του τοίχου (βλ. Σχήμα 2.3).

Για μη συνεκτικά εδάφη σύμφωνα με τη θεωρία Rankine προκύπτει η σχέση:

$$B_{our} = H \sqrt{\frac{FS_{our}k_{\alpha 2} \left(1 + 3\frac{q}{\gamma_2 H}\right)}{3\left(\frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2 H}\right)}}$$

Σ' αυτό το στάδιο της διαδικασίας σχεδιασμού, η μεγαλύτερη τιμή μεταξύ Β<sub>sl</sub> και Β<sub>ovr</sub> θα πρέπει προσωρινά να θεωρηθεί ως το πλάτος τοίχου για την αξιολόγηση των επόμενων συνθηκών ελέγχου.

# <u>Κατανομή πίεσης στη βάση του τοίχου και φέρουσα ικανότητα του εδάφους</u> <u>Θεμελίωσης</u>

Το φορτίο που ενεργεί στη βάση του τοίχου είναι εκκεντρικό και η συνήθης διαδικασία είναι να ασκείται μια τραπεζοειδής κατανομή τάσεων σε όλο το μήκος βάσης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3. Σ' αυτή την περίπτωση η ελάχιστη και μέγιστη κατακόρυφη τάση δίνονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_{vmin} = \frac{2N}{B} \left( \frac{3\pi_B}{B} - 1 \right)$$

$$\sigma_{vmax} = \frac{2N}{B} \left( 2 - \frac{3x_R}{B} \right)$$

όπου:

$$x_{R} = \frac{Wx_{W} + Qx_{Q} - Ey_{E}}{W + Q}$$

και:

σ<sub>vmax</sub>: μέγιστη κατακόρυφη τάση στη βάση του τοίχου

σ<sub>vmin</sub>: ελάχιστη κατακόρυφη τάση στη βάση του τοίχου

N: ορθή δύναμη στη βάση του τοίχου (= W + Q, στο Σχήμα 2.3)

x<sub>R</sub>: απόσταση μεταξύ του σημείου εφαρμογής της N και του πόδα του τοίχου

 $x_w$  και  $x_Q$ : αποστάσεις των W και Q δυνάμεων από το σημείο O.



Σχήμα 2.3 Κατακόρυφες τάσεις στη βάση του τοίχου.

Η εκκεντρότητα της Ν σε σχέση με το κέντρο της βάσης του τοίχου δίνεται από τη σχέση:

$$e = \frac{B}{2} - x_B < \frac{B}{6}$$

όπου:

- e: εκκεντρότητα της δύναμης της βάσης του τοίχου
- Β: πλάτος της βάσης του τοίχου (σ' αυτό το στάδιο, το μεγαλύτερο μεταξύ
  B<sub>sl</sub> και B<sub>ovr</sub>)

Για μη συνεκτικά εδάφη (c<sub>1</sub> = c<sub>2</sub> = 0) και σύμφωνα με τις συνθήκες στο Σχήμα 2.2 ισχύουν οι παρακάτω σχέσεις:

$$\sigma_{vmax} = \gamma_1 H + q + k_{a2}(\gamma_2 H + 3q) \left(\frac{H}{B}\right)^2$$

$$\sigma_{vmin} = \gamma_1 H + q - k_{a2} (\gamma_2 H + 3q) \left(\frac{H}{B}\right)^2$$

και

$$s = \frac{k_{a2}\left(1 + 3\frac{q}{\gamma_2 H}\right)}{6\left(\frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2 H}\right)} \left(\frac{H^2}{B}\right) \le \frac{B}{6}$$

Θεωρητικά, η τιμή της εκκεντρότητας του φορτίου στη βάση του τοίχου δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από B/6 προκειμένου να αποφευχθούν οι αρνητικές κατακόρυφες τάσεις στη βάση (σ<sub>vmin</sub> < 0). Τιμές της σ<sub>vmax</sub> σημαντικά μεγαλύτερες από τη σ<sub>vmin</sub> θα προκαλέσουν συγκέντρωση τάσεων στον πόδα του τοίχου και μπορεί να οδηγήσει σε αστάθεια του τοίχου και οριζόντιες μετατοπίσεις της πρόσοψης του λόγω τοπικής αστοχίας ή υπερβολικής καταπόνησης του εδάφους θεμελίωσης. Η τιμή που είχε θεωρηθεί πριν για το Β μπορεί λοιπόν να αλλάξει για την αποφυγή ή τον περιορισμό αυτών των επιπτώσεων.

Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης μπορεί να εκτιμηθεί με διάφορες θεωρίες. Λόγω του εκκεντρικού χαρακτήρα των συνθηκών φόρτισης στη βάση του τοίχου, συχνά χρησιμοποιείται η μεθοδολογία που προτείνεται από τον Meyerhoff (1953). Σ' αυτή την περίπτωση, το πλάτος της ισοδύναμης βάσης λαμβάνεται ίσο με:

#### B' = B - 2a

Η ομοιόμορφη κατακόρυφη πίεση για την ίδια θέση δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma = \frac{N}{B'}$$

Για μη συνεκτικά εδάφη και σύμφωνα με τις συνθήκες στο Σχήμα 2.3 ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$\sigma = \frac{3(\gamma_1 H + q)}{3 - k_{a2} \left(\frac{\gamma_2 H + 3q}{\gamma_1 H + q}\right) \left(\frac{H}{B}\right)^2}$$

Η τιμή που λαμβάνεται στη σχέση αυτή συγκρίνεται στη συνέχεια με τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης, μειωμένη κατά ένα κατάλληλο συντελεστή μείωσης για λόγους ασφαλείας. Η τιμή του Β θα πρέπει επίσης να είναι επαρκής ώστε να παρέχει ασφάλεια από αστοχία του εδάφους θεμελίωσης.



Σχήμα 2.4 Έλεγχος γενικής ευστάθειας.

# 2.2 Έλεγχος γενικής ευστάθειας

Η κατασκευή του οπλισμένου τοίχου σε ένα πρανές δύναται να προκαλέσει αυξήσεις των ωθήσεων στη μάζα του πρανούς που μπορεί να ενεργοποιήσουν ένα μηχανισμό αστοχίας μακριά από την περιοχή του τοίχου (βλ. Σχήμα 2.4). Αυτό έχει ιδιαίτερη σημασία, ανάλογα με τη γεωμετρία του πρανούς και την αντοχή των παρόντων στρωμάτων του εδάφους. Μέθοδοι για την ανάλυση ευστάθειας πρανούς μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την αξιολόγηση των συνθηκών συνολικής ευστάθειας. Η μέθοδος που θα επιλεγεί για την ανάλυση θα εξαρτηθεί από τα χαρακτηριστικά του έργου. Για τις συνήθεις περιπτώσεις, όπου μπορεί να θεωρηθεί ότι υπάρχουν κυκλικές επιφάνειες αστοχίας, η τροποποιημένη μέθοδος Bishop χρησιμοποιείται ευρύτατα με ικανοποιητικά αποτελέσματα (Ortigao και Sayao, 2004).

# 2.3 Έλεγχος σε εσωτερική ευστάθεια

Είναι απαραίτητο επίσης να αποτραπούν μηχανισμοί αποτυχίας στο εσωτερικό του οπλισμένου εδάφους και αυτός είναι ο στόχος της εσωτερικής ανάλυσης ευστάθειας. Αυτό επιτυγχάνεται με τον προσδιορισμό των κατάλληλων τιμών για την απόσταση και το μήκος των στρώσεων των οπλισμών έτσι ώστε να αντισταθούν στην ενεργητική ώθηση του εδάφους και να αποφευχθεί η αστοχία των αγκυρώσεων των στρώσεων των οπλισμών, όπως παρουσιάζεται σχηματικά στο Σχήμα 2.5 (Ortigao και Sayao, 2004).



Σχήμα 2.5 Εσωτερική ανάλυση ευστάθειας.

#### <u>Αποστάσεις οπλισμών</u>

Σύμφωνα με τη θεωρία Rankine, σε ένα ενεργό πεδίο πιέσεων η οριζόντια αποτελεσματική πίεση στο εσωτερικό του οπλισμένου εδάφους σχετίζεται με τον συντελεστή κατακόρυφης ενεργής ώθησης του εδάφους. Ο John (1987) παρουσιάζει μια μεθοδολογία, όπου η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων στο εσωτερικό της οπλισμένης ζώνης σε οποιοδήποτε βάθος θεωρείται ότι έχει τραπεζοειδές σχήμα, όπως στην περίπτωση των πιέσεων κατά μήκος της

βάσης του τοίχου. Στην περίπτωση αυτή, η μέγιστη κατακόρυφη πίεση εμφανίζεται στη πρόσοψη του τοίχου. Μια διαφορετική προσέγγιση για τον υπολογισμό της κατακόρυφης πίεσης είναι αυτή στην οποία αυτή η πίεση θεωρείται σταθερή σε ένα ορισμένο επίπεδο και ισούται με το βάρος του εδάφους πάνω από το όριο αυτό συν το αποτέλεσμα των φορτίων. Η υπόθεση της τραπεζοειδούς κατανομής των κατακόρυφων πιέσεων μπορεί να οδηγήσει σε τιμές αποστάσεων μεταξύ οπλισμών της τάξεως του 30% μικρότερες από αυτές που ελήφθησαν θεωρώντας μια ομοιόμορφη κατανομή κατακόρυφης πίεσης για τη διατήρηση τοίχου μέσου ύψους. Ωστόσο, σημαντικές μειώσεις της κατακόρυφης πίεσης κοντά στη πρόσοψη του τοίχου έχουν παρατηρηθεί με επιτόπιες μετρήσεις αλλά και σε αριθμητικές προσομοιώσεις. Αριθμητικές δοκιμές με λεπτούς τοίχους αντιστήριξης (Β/Η < 0,5) σε σταθερές βάσεις έχουν δείξει ότι η μέγιστη κατακόρυφη πίεση δρα κοντά στη πρόσοψη του τοίχου. Ωστόσο, σε συνθήκες πεδίου, τα τυπικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά του τοίχου και η απλότητα ευνοούν τη χρήση μιας ενιαίας κατακόρυφης κατανομής πίεσης.

Όταν εφαρμόζεται η θεωρία Coulomb, οι οριζόντιες ωθήσεις στο οπλισμένο έδαφος μπορούν να υπολογιστούν προβάλλοντας σε οριζόντια διεύθυνση τις πιέσεις του εδάφους που υπολογίστηκαν με χρήση του συντελεστή ώθησης εδάφους. Όσον αφορά στην τιμή του δ που χρησιμοποιείται στην εξίσωση αυτή, οι Bathurst και Simac (1994) προτείνουν δ = φ για πιέσεις στην πίσω όψη του οπλισμένου εδάφους και δ = 2φ/3 για ωθήσεις στο οπλισμένο έδαφος του τοίχου. Ο Knutson (1986) προτείνει δ = 0 στην πρόσοψη του τοίχου και ο Fannin (1988) προτείνει την ώθηση του εδάφους να είναι οριζόντια στο εσωτερικό του οπλισμένου εδάφους, δίνοντας δ = φ (Σχήμα 2.2).

Σε βάθος z κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, η ενεργός οριζόντια ώθηση στην πρόσοψη του τοίχου μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$\sigma'_{h\mu} = k\sigma'_{\nu\mu}cos(\delta - \theta)$$

όπου k είναι ο συντελεστής ενεργούς πίεσης του εδάφους, του οποίου η τιμή εξαρτάται από τη θεωρία που χρησιμοποιείται.

Για τις συνθήκες του Σχήματος 2.2 και σύμφωνα με τη θεωρία Rankine δίνεται η εξής σχέση:

$$\sigma'_{hz} = k_{a1}\sigma'_{vz} = k_{a1}\left[\gamma_1 z + q - \frac{2c'_1}{\sqrt{k_{a1}}}\right]$$

με :

$$k_{\alpha 1} = tan^2 \left( 45^* - \frac{\varphi_1'}{2} \right)$$

όπου:

φ΄1: γωνία τριβής σχεδιασμού για το έδαφος στο οπλισμένο έδαφος.

Για τραπεζοειδή κατανομή της κατακόρυφης τάσης σε βάθος z δίνεται η σχέση:

$$\sigma'_{hx} = k_{a1}\sigma'_{vx} = k_{a1}\left[\gamma_1 z + q - \frac{2c'_1}{\sqrt{k_{a1}}} + 6\frac{Ey_E}{B^2}\right]$$

όπου:

- c´1: η συνοχή του εδάφους 1
- Ε: στην περίπτωση αυτή, είναι η δραστική ώθηση κατά Rankine που επενεργεί στη μάζα του εδάφους πάνω από το βάθος z
- y<sub>E</sub>: η κατακόρυφη απόσταση από το σημείο όπου η Ε δρα πάνω από το βάθος z.

Ο λόγος Ey<sub>E</sub>/B<sup>2</sup> ποικίλλει ανάλογα με το βάθος και για λόγους απλοποίησης μπορεί να θεωρηθεί σταθερός καθ' όλο το ύψος του τοίχου και ίσος με την τιμή που υπολογίστηκε για z = H (βλ. Σχήμα 2.2).

Η ισορροπία ενός οπλισμένου στρώματος i στην πρόσοψη του τοίχου (Σχήμα 2.6) δίνεται από τη σχέση:
$T_t = \sigma'_{ha} S = k \sigma'_{va} S cos(\delta - \theta)$ 

η οποία σύμφωνα με τη θεωρία Rankine γράφεται ως:

$$T_{t} = \sigma'_{hz} S = k_{a1} \sigma'_{vz} S = k_{a1} \left[ \gamma_{1} z + q - \frac{2c'_{1}}{\sqrt{k_{a1}}} \right] S$$

όπου:

Τ<sub>i</sub>: εφελκυστική δύναμη στον οπλισμό i

S: απόσταση οπλισμού σε βάθος z



Σχήμα 2.6 Υπολογισμός του φορτίου στον οπλισμό.

Για i = 1 (οπλισμένο στρώμα που βρίσκεται πλησιέστερα προς την επιφάνεια του εδάφους), η τιμή του S στις παραπάνω σχέσεις πρέπει να αντικατασταθεί με το ύψος του εδάφους πάνω από αυτόν τον οπλισμό συν το ήμισυ της απόστασης από το επόμενο οπλισμένο στρώμα προς τα κάτω.

Για τον υπολογισμό της αντοχής του οπλισμού σε εφελκυσμό, η απαιτούμενη απόσταση μεταξύ οπλισμών σε βάθος z δίνεται από τη σχέση:

$$S = \frac{T_d}{k\sigma'_v \cos(\delta - \theta)}$$

Για τις συνθήκες του Σχήματος 2.2 και σύμφωνα με τη θεωρία Rankine προκύπτει η εξής σχέση:

$$S = \frac{T_d}{k_{a1} \left[ \gamma_1 z + q - \frac{2c'_1}{\sqrt{k_{a1}}} \right]}$$

όπου:

T<sub>d</sub>: ο σχεδιασμός αντοχής του οπλισμού σε εφελκυσμό, που δίνεται από τη σχέση

$$T_{cl} = \frac{T_{ref}}{f_m f_{dm} f_{amb}}$$

όπου  $f_m$ ,  $f_{md}$ ,  $f_{amd}$  συντελεστές μείωσης.

Η σχέση που δίνει την απαιτούμενη απόσταση μεταξύ των οπλισμών (S) δείχνει ότι η απόσταση αυτή είναι αντιστρόφως ανάλογη με το βάθος του οπλισμού. Συνεπώς, ο μελετητής μπορεί να βελτιστοποιήσει την απόσταση μεταξύ οπλισμών δημιουργώντας μεταβλητές αποστάσεις σε όλο το ύψος του τοίχου. Ωστόσο, για την απλότητα της κατασκευής και ανάλογα με το κόστος των υλικών που περιλαμβάνονται, ο μελετητής μπορεί να επιλέξει επίσης μια ενιαία απόσταση μεταξύ οπλισμών κατά μήκος του ύψους του τοίχου, το οποίο στην περίπτωση αυτή προκύπτει χρησιμοποιώντας την κάθετη πίεση στη βάση του τοίχου ή z = H (στις εξισώσεις υπολογισμού του S). Αυτά δίνουν:

$$S_{uniform} = \frac{T_d}{k_{a1} \left[ \gamma_1 H + q - \frac{2c'_1}{\sqrt{k_{a1}}} \right]}$$

Η χρήση της μεταβλητής απόστασης στο ύψος του τοίχου τον καθιστά πιο ευέλικτο και προσθέτει κάποιες δυσκολίες στην κατασκευή. Αυτή η επιλογή ισχύει περισσότερο για ψηλούς τοίχους όπου η παραμόρφωση του τοίχου δεν προκαλεί ανησυχία. Σ' αυτήν την περίπτωση, συνηθίζεται ο σχεδιασμός του οπλισμένου εδάφους σε ζώνες με σταθερή απόσταση οπλισμών (αυξανόμενη

προς την κορυφή του τοίχου από ζώνη σε ζώνη), όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.7. Σε κάθε ζώνη η απόσταση οπλισμών μπορεί να είναι ένα πολλαπλάσιο του πάχους του εδάφους που να ικανοποιεί την απαιτούμενη ισορροπία ώστε να ελαχιστοποιούνται οι βλάβες στη γεωκατασκευή.



Σχήμα 2.7 Ρύθμιση μεταβλητής απόστασης οπλισμών.

#### Μήκος της αγκύρωσης οπλισμού κάτω από την επιφάνεια αστοχίας

Οι στρώσεις οπλισμών πρέπει να είναι αρκετά μεγάλες σε μήκος ώστε να συνδεθούν σωστά με τη μάζα του εδάφους. Για οπλισμένους τοίχους παρόμοιους με αυτούς που φαίνονται στο Σχήμα 2.5 ο μηχανισμός εξόλκευσης του οπλισμού είναι πιο σημαντικός στα ανώτερα στρώματα οπλισμού, ιδιαίτερα σ' αυτά που βρίσκονται πιο κοντά στην επιφάνεια του εδάφους. Αυτή η κατάσταση μπορεί να αλλάξει με την παρουσία τοπικών φορτίων στην επιφάνεια του εδάφους, ανάλογα με τον τύπο και την ένταση του φορτίου και την απόστασή του από την πρόσοψη του τοίχου.

Η κλίση του οριζόντιου επιπέδου αστοχίας εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του προβλήματος και τη θεωρία εδαφικών ωθήσεων που χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς. Οι Bathurst και Simac (1994) παρουσίασαν το διάγραμμα που φαίνεται στο Σχήμα 2.8 με σκοπό να επιτύχουν την κλίση του επιπέδου αστοχίας όταν χρησιμοποιείται η θεωρία Coulomb (για δ = 2φ/3 και  $\beta = 0$ ) ως συνάρτηση της γωνίας τριβής του εδάφους και της κλίσης της πρόσοψης του τοίχου.

Η κλίση του οριζόντιου επιπέδου αστοχίας στη θεωρία Rankine είναι ίση με  $45^{\circ} + \varphi'_{1}/2$ , όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.5, όπου  $\varphi'_{1}$  είναι η γωνία τριβής σχεδιασμού του εδάφους για την οπλισμένη ζώνη. Ως εκ τούτου, το μήκος αγκύρωσης του οπλισμένου στρώματος i, σε βάθος z, για συνθήκες ενεργούς πίεσης Rankine είναι (θ = 0):

$$l_{ai} = B - (H - z_i) \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right)$$

όπου:

I<sub>αi</sub>: το διαθέσιμο μήκος αγκύρωσης για στρώμα οπλισμού i.

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας της αγκύρωσης πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με τους ακόλουθους περιορισμούς:

 Χωρίς ομοιόμορφο φορτίο (q) στην επιφάνεια του εδάφους. Στην περίπτωση αυτή, ο συντελεστής ασφαλείας ενάντια σε αστοχία αγκύρωσης του οπλισμού είναι ίσος με

$$FS_{anch\,t} = \frac{2l_{at}(\alpha_{sr} + \gamma_1 z_t tan\delta_{sr})}{T_t} \ge 1.5$$

όπου:

- FS<sub>anch i</sub>: συντελεστής ασφαλείας για αστοχία αγκύρωσης του οπλισμού i
- α<sub>sr</sub>: πρόσφυση μεταξύ εδάφους και οπλισμού
- δ<sub>sr</sub>: γωνία τριβής σχεδιασμού μεταξύ εδάφους και οπλισμού
- T<sub>i</sub>: εφελκυστική δύναμη στον οπλισμό i
- 2. Με ομοιόμορφο φορτίο (q) στην επιφάνεια του εδάφους. Για τις συνθήκες που φαίνονται στο Σχήμα 2.5, ο συντελεστής ασφαλείας για αστοχία της αγκύρωσης αυξάνεται ανάλογα με το βάθος. Εάν αυτές οι τιμές είναι χαμηλές για τα κατώτερα στρώματα οπλισμού το μήκος αυτών των στρώσεων πρέπει να αυξηθεί για την κάλυψη του απαιτούμενου περιθωρίου ασφαλείας για την αγκύρωση οπλισμού.

Ανάλογα με το κόστος των υλικών και τα χαρακτηριστικά της κατασκευής, ο μελετητής μπορεί να αποφασίσει εάν θα αυξήσει μόνο το μήκος των στρωμάτων οπλισμού τα οποία είναι κοντά για αγκύρωση ή θα αυξήσει το μήκος όλων των στρωμάτων οπλισμού, κρατώντας το σταθερό καθ' όλο το ύψος του τοίχου, για λόγους απλούστευσης της κατασκευής. Για τοίχους με ομοιόμορφο μήκος οπλισμού, το πλάτος της βάσης του τοίχου (Β) είναι ίσο με το συνολικό μήκος οπλισμού. Σ' αυτήν την περίπτωση, το τελικό πλάτος της βάσης του τοίχου πούσιοθέσεις ευστάθειας που έχουν παρουσιαστεί μέχρι τώρα.



α) Μήκος αγκύρωσης με αναστροφή







γ) Ανώτατο στρώμα οπλισμού

Σχήμα 2.8 Αγκύρωση οπλισμών στην πρόσοψη του τοίχου.

#### Αγκύρωση της άκρης οπλισμού κοντά στην πρόσοψη του τοίχου

Ο σχεδιασμός θα πρέπει επίσης να παρέχει επαρκή αγκύρωση του άκρου του οπλισμού κοντά στην πρόσοψη του τοίχου, όπως σχηματικά φαίνεται στα Σχήματα 2.8α και 2.8β. Αυτό ισχύει για τοίχους που κατασκευάζονται σταδιακά με περιτύλιγμα γύρω από την άκρη του γεωυφάσματος κοντά στην πρόσοψη του τοίχου. Το μήκος του ενσωματωμένου άκρου του οπλισμού εξαρτάται από την εκάστοτε περίπτωση. Η διάταξη του Σχήματος 2.8α, είναι δυνατή για ένα στρώμα οπλισμού σε βάθος z. Η διάταξη που εμφανίζεται στο Σχήμα 2.8β μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε οποιοδήποτε επίπεδο του τοίχου, αλλά είναι υποχρεωτική για το ανώτερο στρώμα οπλισμού όσον αφορά στο είδος της γεωμετρίας των τοίχων που εξετάζεται στην παρούσα εργασία. Η κατανομή των πιέσεων στην πρόσοψη του τοίχου, η οποία προκαλεί μείωση των οριζόντιων πιέσεων.

Για τη ρύθμιση που φαίνεται στο Σχήμα 2.8α, από την κατάσταση ισορροπίας ενάντια σε ολίσθηση κατά μήκος των διεπαφών, το μήκος αγκύρωσης του άκρου του οπλισμού μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση (αγνοώντας την πρόσφυση μεταξύ εδάφους και οπλισμού και την επίδραση της αναστροφής του):

$$l_{o} = F_{af} \frac{\sigma'_{b}}{\sigma'_{v}} \frac{S}{(tan\delta_{af} + tan\delta_{bf})} \ge 1 m$$

όπου:

- μήκος αγκύρωσης του οπλισμού κοντά στην πρόσοψη του τοίχου για τη διάταξη που φαίνεται στο Σχήμα 2.8α
- Faf: συντελεστής ασφάλειας ενάντια σε αστοχία αγκύρωσης
- σ΄<sub>h</sub>: οριζόντια τάση στο επίπεδο του μήκους αγκύρωσης (= kσ΄<sub>v</sub>)
- σ΄ν: κατακόρυφη τάση στο επίπεδο του μήκους αγκύρωσης
- S: απόσταση οπλισμών στο επίπεδο του μήκους αγκύρωσης

δ<sub>αf</sub>: γωνία τριβής διεπιφάνειας στο κάτω μέρος του μήκους αγκύρωσης του οπλισμού

δ<sub>bf</sub>: γωνία τριβής διεπιφάνειας στην κορυφή του μήκους αγκύρωσης του οπλισμού.

Για λόγους απλούστευσης της κατασκευής, το μήκος του διπλωμένου άκρου του στρώματος οπλισμού θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 1 μέτρο και να διατηρείται σταθερό σε όλο το ύψος του τοίχου. Στην εξίσωση αυτή η κατακόρυφη τάση είναι ίση με την υπερκείμενη πίεση στο επίπεδο του άκρου του οπλισμού και η οριζόντια πίεση είναι ίση με τη μεγαλύτερη τιμή μεταξύ της ενεργούς οριζόντιας πίεσης ή της οριζόντια πίεσης λόγω συμπίεσης. Ο Koerner (1998) προτείνει μείωση κατά 50% της οριζόντιας πίεσης στην παραπάνω εξίσωση λόγω της διόγκωσης της πρόσοψης του τοίχου. Οι τιμές των δ<sub>αf</sub> και δ<sub>bf</sub> εξαρτώνται από τη ρύθμιση που χρησιμοποιείται και τις οριακές συνθήκες για το διπλωμένο άκρο του γεωυφάσματος. Και οι δύο πλευρές μπορεί να είναι ίση με τη δ<sub>sr</sub> και η δ<sub>bf</sub> με τη γωνία τριβής μεταξύ των στρωμάτων γεωσυνθετικών, αν το μήκος αγκύρωσης βρίσκεται σε επαφή με το ανώτερο στρώμα οπλισμού. Εάν η δ<sub>bf</sub> θεωρείται μηδέν στην εξίσωση, προκύπτει μια συντηρητική τιμή του l<sub>o</sub>.

Η αστοχία του διπλωμένου άκρου του οπλισμού είναι κρίσιμης σημασίας για τα κατώτερα στρώματα των οπλισμών. Για τους οπλισμούς που βρίσκονται πλησιέστερα προς την επιφάνεια του εδάφους απαιτείται η ρύθμιση που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.8β. Μια απλοποιημένη παραδοχή για τις πιέσεις στο μήκος αγκύρωσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.8γ. Αν οι διατμητικές πιέσεις στα οριζόντια επίπεδα και η οριζόντια πίεση στη διογκωμένη πρόσοψη θεωρούνται μηδέν, η κανονική πίεση στο μήκος αγκύρωσης μπορεί να εκτιμηθεί από την ισορροπία του σχήματος ABC του εδάφους στο Σχήμα 2.8γ, οδηγώντας στο μήκος αγκύρωσης του πρώτου στρώματος οπλισμού στην πρόσοψη του τοίχου η οποία είναι ίση με:

 $l_{o} = \sqrt{\frac{FS_{af}\sigma_{h}z_{1}}{2\gamma_{1}\sin a\cos^{2}a\tan\delta_{sr}}} \ge 1 m$ 

όπου:

z1: βάθος του πρώτου στρώματος οπλισμού

α: κλίση του μήκους αγκύρωσης ως προς το οριζόντιο επίπεδο

γ1: μονάδα βάρους του εδάφους.

Για μη συνεκτικά εδάφη σε μια χαλαρή κατάσταση η τιμή του α είναι πιθανό να είναι κοντά στη γωνία τριβής του εδάφους με σταθερό όγκο. Θεωρώντας α=30° στην παραπάνω εξίσωση, προκύπτει η σχέση:

$$l_{o} = 2 \sqrt{\frac{FS_{af}\sigma'_{h}z_{1}}{3\gamma_{1} \tan \delta_{sr}}} \geq 1 m$$

Αν η ίδια προσέγγιση εφαρμοστεί σε ένα βαθύτερο στρώμα οπλισμού (i > 1) και με βάση τη μέση κατακόρυφη πίεση μεταξύ των στρωμάτων οπλισμού στους υπολογισμούς, προκύπτει η ακόλουθη εξίσωση για το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης στην πρόσοψη του τοίχου ενός στρώματος σε βάθος z<sub>i</sub> (βλ. Σχήμα 2.8β) :

$$l_{o} = \frac{F_{af}\sigma'_{h}S}{2\gamma_{1}(z_{t} - 0.5 \; S)cos^{2}a \; tan\delta_{sr}} \geq 1 \; m$$

και για α=30°:

$$l_{\varphi} = \frac{2F_{af}\sigma'_{h}S}{3\gamma_{1}(z_{t} - 0.5 S) \tan\delta_{zr}} \ge 1 m$$

όπου:

S: απόσταση οπλισμών σε βάθος z<sub>i</sub>.

Όπως σχολιάστηκε παραπάνω, η τιμή της οριζόντιας πίεσης που χρησιμοποιείται στις παραπάνω εξισώσεις είναι ίση με τη μεγαλύτερη τιμή μεταξύ της ενεργούς οριζόντιας πίεσης ή της οριζόντιας πίεσης λόγω συμπίεσης.

#### Τοπικά φορτία και συμπίεση

Οι επιπτώσεις των τοπικών φορτίων πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη τόσο στην εξωτερική όσο και στην εσωτερική ανάλυση ευστάθειας. Τα Σχήματα 2.9α και 2.9β δείχνουν σχηματικά αυξήσεις πίεσης που προκαλούνται από τοπικά φορτία. Οι Poulos και Davis (1974) παρουσιάζουν λύσεις για την εκτίμηση των αυξήσεων πίεσης που προκαλούνται από διάφορους τύπους φορτίου υπό ελαστικές συνθήκες. Οι Palmeira και Gomes (1996) κάνουν διαφορετικές προσεγγίσεις για την ανάλυση της ευστάθειας ενός γεωσυνθετικά οπλισμένου τοίχου που υποβάλλεται σε τοπικά φορτία στην κορυφή. Είναι σημαντικό να επισημανθεί ότι οι γεωσυνθετικά οπλισμένες κατασκευές αλληλεπιδρούν με τις γειτονικές κατασκευές. Ως εκ τούτου, η αλληλεπίδραση πρέπει να εξετάζεται με τη δέουσα επιμέλεια από τον μελετητή μηχανικό.



α) Οριζόντιες αυξήσεις πίεσης στην πίσω πλευρά του τοίχου





Σχήμα 2.9 Τοπικά φορτία στο έδαφος επίχωσης.

Μια απλουστευμένη προσέγγιση που λαμβάνει υπόψη την παρουσία ενός τοπικού φορτίου στο οπλισμένο έδαφος παρουσιάζεται σχηματικά στο Σχήμα 2.10. Υπό αυτές τις συνθήκες, η αύξηση των οριζόντιων δυνάμεων των οπλισμών μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση:

 $\Delta P_h = Q_h + \sqrt{k_{a1}}Q_v$ 

όπου:

- ΔP<sub>h</sub>: οριζόντια αύξηση φορτίου λόγω του τοπικού φορτίου αντίστασης των στρωμάτων οπλισμού (Σχήμα 2.10)
- Qh: οριζόντια συνιστώσα του επιφανειακού φορτίου
- Q<sub>v</sub>: κατακόρυφη συνιστώσα του επιφανειακού φορτίου
- k<sub>α1</sub>: συντελεστής ενεργούς ωθήσεως εδάφους.



Σχήμα 2.10 Τοπικό επιφανειακό φορτίο.

Οι οριζόντιες αυξήσεις πίεσης λόγω των συνιστωσών της δύναμης στην επιφάνεια δίνονται από:

οριζόντιες αυξήσεις πίεσης που οφείλονται στην οριζόντια συνιστώσα
της δύναμης Q:

$$\Delta \sigma_{h_h} = \frac{2Q_h}{h_e}$$

 οριζόντιες αυξήσεις πίεσης που οφείλονται στην κατακόρυφη συνιστώσα της δύναμης Q:

$$\varDelta \sigma_{h_{\rm V}} = \frac{Q_{\rm V} \sqrt{k_{\rm G1}}}{h_{\rm S}}$$

με

$$h_e = d \tan\left(45' + \frac{\varphi'_1}{2}\right)$$

όπου d είναι η απόσταση από το εξωτερικό άκρο του φάσματος μέχρι την κορυφή του τοίχου.

Για βάθος μεγαλύτερο από h<sub>c</sub> προτείνεται η αύξηση των οριζόντιων πιέσεων να υπολογίζεται ως το γινόμενο της κατακόρυφης αύξησης πίεσης σ' αυτό το βάθος επί τον συντελεστή ενεργούς πίεσης του εδάφους. Η κατακόρυφη αύξηση πίεσης που οφείλεται στην επιβάρυνση σε ένα ορισμένο βάθος μπορεί να εκτιμηθεί με την παραδοχή ότι η κατακόρυφη πίεση στην επιφάνεια του εδάφους απλώνεται σε ποσοστό 2:1 (κάθετη:οριζόντια). Στην περίπτωση αυτή, για ένα βάθος z μεταξύ h<sub>c</sub> και H, η οριζόντια αύξηση πίεσης σ' αυτό το βάθος δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta \sigma_{hs} = \frac{Q_{\gamma} k_{a1}}{x + \frac{b+z}{2}}$$

όπου:

x: απόσταση μεταξύ του κέντρου του φάσματος φορτίου και του άκρου του τοίχου

b: πλάτος του επιβαλλόμενου φορτίου

z: βάθος.

Τα Σχήματα 2.11 και 2.12 παρουσιάζουν τα αποτελέσματα των οριζόντιων και κατακόρυφων συνιστωσών του επιφανειακού φορτίου. Το Σχήμα 2.13 δείχνει τον συνδυασμό των διαφόρων οριζόντιων αυξήσεων πιέσεων που πρέπει να θεωρηθούν στο πλαίσιο της εσωτερικής ανάλυσης σταθερότητας.



Σχήμα 2.11 Επιπτώσεις της κατακόρυφης συνιστώσας της δύναμης στην επιφάνεια του εδάφους.



Σχήμα 2.12 Επιπτώσεις της οριζόντιας συνιστώσας του φορτίου στην επιφάνεια του εδάφους.



- 1 ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στην επιφάνεια του εδάφους
- 2 βάρος εδάφους
- 3 οριζόντια συνιστώσα ενός τοπικού φορτίου στην επιφάνεια του εδάφους
- 4 & 5 κατακόρυφη συνιστώσα ενός τοπικού φορτίου στην επιφάνεια του εδάφους

Σχήμα 2.13 Συνδυασμός διαφορετικών τύπων φορτίου.

Η συμπύκνωση του εδάφους αυξάνει τις πλευρικές πιέσεις και συνίσταται η χρήση εξοπλισμού ελαφριάς συμπίεσης κοντά στην πρόσοψη του τοίχου. Ο Jewell (1996) προτείνει ότι οι τιμές των πλευρικών πιέσεων λόγω συμπίεσης (σ<sub>hcomp</sub>) μπορεί να είναι μεταξύ 10 και 30 kPa για κοκκώδη εδαφικό υλικό. Ο Jewell προτείνει για ελαφριές συμπιέσεις την εφαρμογή μιας σταθερής οριζόντιας πίεσης των 15 kPa στον τοίχο από την επιφάνεια του εδάφους ως το βάθος, όπου η οριζόντια πίεση που προκαλείται από το ίδιο το βάρος του εδάφους και τα φορτία γίνεται ίση με την πίεση αυτή, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.14. Οι οριζόντιες πιέσεις λόγω συμπίεσης είναι πιθανό να μειωθούν εξαιτίας της οριζόντιας παραμόρφωσης του τοίχου με το χρόνο.



Σχήμα 2.14 Επιπτώσεις της συμπίεσης του εδάφους.

#### Οριζόντιες μετακινήσεις της πρόσοψης του τοίχου

Απλές μέθοδοι ώστε να προβλεφθούν με ακρίβεια οριζόντιες ή κατακόρυφεις μετατοπίσεις γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων δεν είναι ακόμα διαθέσιμες. Τα δεδομένα από πραγματικά έργα δείχνουν μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις της πρόσοψης του τοίχου που κυμαίνονται μεταξύ 0,2 με 3% του ύψους του τοίχου, ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του έργου, τον τύπο του εδάφους, την ευκαμψία του οπλισμού, το έδαφος εγκατάστασης, κ.ά.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

# 3.1 Γενικά περί σεισμού

Ο σεισμός ορίζεται γενικά ως η αιφνίδια κίνηση ή ταλάντωση του εδάφους που προκαλείται από απότομη απελευθέρωση ενέργειας λόγω διατάραξης της μηχανικής ισορροπίας των πετρωμάτων στο εσωτερικό της λιθόσφαιρας της γης. Η κίνηση μπορεί να ποικίλει από σφοδρή σε ορισμένες περιοχές μέχρι ανεπαίσθητη σε άλλες. Με την κίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών αναπτύσσονται τάσεις στη λιθόσφαιρα, με μεγαλύτερες αυτές που βρίσκονται στα όρια των πλακών και σε μια ακτίνα αρκετών χιλιομέτρων. Όταν οι τάσεις αυτές ξεπεράσουν το όριο αντοχής των πετρωμάτων του φλοιού, επέρχεται διάρρηξη και η δυναμική ενέργεια μετατρέπεται σε κινητική, η οποία διαδίδεται προς όλες τις κατευθύνσεις με τη μορφή ελαστικών κυμάτων.

# 3.1.1 Χαρακτηριστικά σεισμικά μεγέθη

Το μέγεθος ενός σεισμού είναι προφανώς μια πολύ σημαντική παράμετρος και έχει περιγραφεί με διαφορετικούς τρόπους. Πριν από την ανάπτυξη των σύγχρονων οργάνων, οι μέθοδοι που χαρακτηρίζουν το μέγεθος των σεισμών βασίστηκαν σε αργές και ποιοτικές περιγραφές των συνεπειών των σεισμών. Πρόσφατα, σύγχρονοι σεισμογράφοι επέτρεψαν την ανάπτυξη μιας σειράς ποσοτικών μέτρων του μεγέθους του σεισμού. Δεδομένου ότι πολλά από τα μέτρα αυτά χρησιμοποιούνται συνήθως και στη σεισμολογία και στη σεισμική μηχανική, θα πρέπει να γίνουν κατανοητά τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του καθενός (Kramer, 1996).

#### Ένταση σεισμού

Το παλαιότερο μέτρο προσδιορισμού του μεγέθους του σεισμού είναι η ένταση του σεισμού. Η ένταση είναι μια ποιοτική περιγραφή των συνεπειών του σεισμού σε μια συγκεκριμένη τοποθεσία, όπως αποδεικνύεται από βλάβες και ανθρώπινες απώλειες που παρατηρήθηκαν στη θέση αυτή. Επειδή η ποιοτική περιγραφή των συνεπειών των σεισμών είναι διαθέσιμη σε καταγεγραμμένα παραδείγματα στην ιστορία, η έννοια της έντασης μπορεί να εφαρμοστεί στα παραδείγματα αυτά για την εκτίμηση των τοποθεσιών και των μεγεθών των σεισμών που συνέβησαν πριν από την ανάπτυξη των σύγχρονων σεισμικών οργάνων. Η εφαρμογή αυτή υπήρξε πολύ χρήσιμη στο χαρακτηρισμό των ποσοστών της επανάληψης των σεισμών διαφόρων μεγεθών σε διάφορες τοποθεσίες, ένα κρίσιμο βήμα στην αξιολόγηση των σεισμικών κινδύνων. Η ένταση μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση επιπέδων ισχυρών κινήσεων του εδάφους, για τη σύγκριση των συνεπειών του σεισμού σε διάφορες γεωγραφικές περιοχές, καθώς και για την εκτίμηση των ζημιών του σεισμού.

Η κλίμακα έντασης Rossi-Forel (RF), η οποία περιγράφει εντάσεις με τιμές που κυμαίνονται από Ι έως Χ, αναπτύχθηκε στη δεκαετία του 1880 και χρησιμοποιήθηκε για πολλά χρόνια. Έχει αντικατασταθεί σε μεγάλο βαθμό στις αγγλόφωνες χώρες από την τροποποιημένη κλίμακα έντασης Mercalli (MMI) που αναπτύχθηκε αρχικά από τον Ιταλό σεισμολόγο Mercalli και τροποποιήθηκε το 1931 προκειμένου να αναπαριστά καλύτερα τις συνθήκες στην Καλιφόρνια (Richter, 1958). Η ποιοτική φύση της κλίμακας MMI προκύπτει από τις περιγραφές του κάθε επίπεδου έντασης.

Οι εντάσεις του σεισμού λαμβάνονται συνήθως από συνεντεύξεις των παρατηρητών μετά το συμβάν. Οι συνεντεύξεις γίνονται συχνά ταχυδρομικά, αλλά σε ορισμένες περιοχές σεισμικά ενεργές οργανώνονται μόνιμοι παρατηρητές καταρτισμένοι στην παραγωγή ορθολογικών και απαθών δεδομένων των κινήσεων του εδάφους. Δεδομένου ότι οι παρατηρητές και οι κατασκευές κατανέμονται σε ευρύτερη κλίμακα απ' την κατανομή οργάνων που θα μπορούσε να κάνει ένα σεισμολογικό παρατηρητήριο, οι

παρατηρήσεις της έντασης παρέχουν πληροφορίες που βοηθούν στο χαρακτηρισμό της κατανομής των κινήσεων του εδάφους σε μια περιοχή. Ένα διάγραμμα των εντάσεων που αναφέρθηκαν σε διαφορετικές τοποθεσίες σε ένα χάρτη επιτρέπει την καταγραφή ισοϋψών με την ίδια ένταση, ή αλλιώς *ισόσειστων καμπυλών*. Ένας τέτοιος χάρτης ονομάζεται *ισοσεισμικός χάρτης* (Σχήμα 3.1). Η ένταση είναι γενικά μεγαλύτερη σε περιοχή κοντά στο επίκεντρο του σεισμού και ο όρος ένταση επικέντρου χρησιμοποιείται συχνά ως αναλυτική περιγραφή του μεγέθους του σεισμού. Οι ισοσεισμικοί χάρτες δείχνουν πώς μειώνεται η ένταση, ή εξασθενεί, με την αύξηση της απόστασης απ' το επίκεντρο.



Σχήμα 3.1 Ισοσεισμικοί χάρτες από (a) το σεισμό του 1968 στην Inangahua στη Νέα Ζηλανδία (Eiby, 1980) και (b) το σεισμό του 1989 στη Loma Prieta στη βόρεια Καλιφόρνια (Τροποποιημένες εντάσεις Mercalli). (Housner, 1990.)

#### <u>Μέγεθος σεισμού</u>

Η δυνατότητα απόκτησης μιας πιο αντικειμενικής και ποσοτικής μέτρησης του μεγέθους ενός σεισμού ήρθε με την ανάπτυξη των σύγχρονων οργάνων για τη μέτρηση των κινήσεων του εδάφους κατά τη διάρκεια σεισμών. Τα τελευταία 60 χρόνια, η ανάπτυξη των σεισμικών οργάνων, καθώς και η κατανόηση των ποσοτήτων που μετρούν, έχουν αυξηθεί δραματικά. Τα

σεισμικά όργανα επιτρέπουν μια αντικειμενική και ποσοτική μέτρηση του μεγέθους του σεισμού. Οι περισσότερες μετρήσεις του μεγέθους του σεισμού είναι σημαντικές (δηλαδή, βασισμένα σε κάποιο μετρούμενο χαρακτηριστικό της δόνησης του εδάφους).

# Τοπικό μέγεθος Richter

Το 1935 ο Charles Richter χρησιμοποίησε έναν σεισμογράφο Wood-Anderson για να καθορίσει μια κλίμακα μεγέθους για τους επιφανειακούς, τοπικούς (απόσταση επικέντρου μικρότερη από περίπου 600 χιλιόμετρα) σεισμούς στη νότια Καλιφόρνια (Richter, 1935). Ο Richter όρισε αυτό που είναι σήμερα γνωστό ως τοπικό μέγεθος με το λογάριθμο (βάση 10) του μέγιστου ίχνους πλάτους (σε μικρόμετρα) που καταγράφεται σε έναν σεισμογράφο Wood-Anderson που βρίσκεται 100 χιλιόμετρα από το επίκεντρο του σεισμού. Το τοπικό μέγεθος Richter (M<sub>L</sub>) είναι η πιο γνωστή κλίμακα μεγέθους, αλλά δεν είναι πάντοτε η πιο κατάλληλη κλίμακα για την περιγραφή του μεγέθους ενός σεισμού.

#### Μέγεθος κύματος επιφάνειας

Το τοπικό μέγεθος Richter δεν κάνει διάκριση μεταξύ διαφόρων τύπων κυμάτων. Έχουν αναπτυχθεί άλλες κλίμακες μεγέθους που βασίζουν το μέγεθος στο πλάτος ενός συγκεκριμένου κύματος. Σε μεγάλες αποστάσεις από το επίκεντρο, τα κύματα σώματος είναι συνήθως εξασθενημένα και αρκετά διάσπαρτα έτσι ώστε η κίνηση που προκύπτει να προέρχεται κυρίως από επιφανειακά κύματα. Το μέγεθος επιφανειακών κυμάτων είναι μια παγκόσμια κλίμακα μεγέθους που βασίζεται στο πλάτος των κυμάτων Rayleigh με μια περίοδο περίπου 20 δευτερόλεπτα. Το μέγεθος επιφανειακού κύματος προέρχεται από τη σχέση:

#### $M_s = logA + 1.66 logA + 2.0$

όπου:

Α: η μέγιστη μετατόπιση εδάφους σε μικρόμετρα

Δ: η απόσταση από το επίκεντρο που αναγράφεται στο σεισμόμετρο μετρούμενο σε μοίρες (η τιμή 360° αντιστοιχεί στην περιφέρεια της γης).

Να σημειωθεί ότι το μέγεθος επιφανειακού κύματος βασίζεται στο μέγιστο πλάτος μετατόπισης του εδάφους (αντί για το μέγιστο πλάτος ίχνους ενός συγκεκριμένου σεισμογράφου) και έτσι μπορεί να καθοριστεί από κάθε τύπο σεισμογράφου. Το μέγεθος επιφανειακού κύματος χρησιμοποιείται συνήθως για να περιγράψει το μέγεθος των ρηχών (εστιακό βάθος λιγότερο από περίπου 70 χιλιόμετρα), εξ αποστάσεως (μακρύτερα από περίπου 1000 χιλιόμετρα) μέτριων και μεγάλων σεισμών.

# Μέγεθος κύματος χώρου

Για σεισμούς με μεγάλο εστιακό βάθος, τα επιφανειακά κύματα είναι συχνά πολύ μικρά για να επιτρέψουν αξιόπιστη αξιολόγηση του μεγέθους επιφανειακού κύματος. Το μέγεθος κύματος χώρου είναι μια παγκόσμια κλίμακα μεγέθους βασισμένη στο πλάτος των πρώτων κύκλων των pκυμάτων τα οποία δεν επηρεάζονται έντονα από το εστιακό βάθος. Το μέγεθος κύματος χώρου μπορεί να εκφραστεί ως:

#### $m_b = \log A - \log T + 0.01\Delta + 5.9$

όπου:

- Α: το πλάτος ρ-κύματος σε μικρόμετρα
- Τ: η περίοδος του ρ-κύματος (συνήθως περίπου ένα δευτερόλεπτο).

Το μέγεθος κύματος χώρου μπορεί επίσης να υπολογιστεί από το πλάτος της περιόδου ενός δευτερολέπτου, ψηλότερης μορφής κύματα Rayleigh και το μέγεθος που προκύπτει, m<sub>bLg</sub>, χρησιμοποιείται συνήθως για να περιγράψει τους σεισμούς στο όριο των τεκτονικών πλακών.

#### Άλλες κλίμακες μεγέθους μετρούμενου με όργανο

Έχουν επίσης προταθεί κλίμακες μεγέθους που χρησιμοποιούν διαφορετικά μέρη των καταγραφών που έχουν γίνει με όργανο. Η *coda* της κίνησης ενός

σεισμού είναι τα οπισθοσκεδαζόμενα κύματα που ακολουθούν το πέρασμα του πρωτογενούς (μη αντανακλώμενου) σώματος και των επιφανειακών κυμάτων. Ο Aki (1969), δείχνοντας ότι ορισμένα χαρακτηριστικά του coda είναι ανεξάρτητα από την πορεία που ακολουθούν, ανέπτυξε ένα μέγεθος coda, M<sub>c</sub>, που θα μπορούσε να προέρχεται από τα χαρακτηριστικά αυτά. Το μέγεθος διάρκειας, M<sub>D</sub>, το οποίο βασίζεται στη συνολική διάρκεια του σεισμού, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την περιγραφή μικρών σεισμών που συχνά έχουν πιο πολύ ενδιαφέρον στους σεισμολόγους παρά στους μηχανικούς. Η Ιαπωνική Μετεωρολογική Υπηρεσία χρησιμοποιεί μακράς περιόδου κύματα για να προσδιορίσει μια κλίμακα τοπικού μεγέθους, M<sub>JMA</sub>, για ιαπωνικούς σεισμούς.

#### Μέγεθος ροπής

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι οι κλίμακες μεγέθους που περιγράφτηκαν προηγουμένως είναι εμπειρικά μεγέθη που βασίζονται σε διάφορες μετρήσεις με όργανο των χαρακτηριστικών των κινήσεων του εδάφους. Καθώς η συνολική ποσότητα της ενέργειας που απελευθερώνεται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αυξάνεται, ωστόσο, τα χαρακτηριστικά των κινήσεων του εδάφους δεν αυξάνονται απαραίτητα με τον ίδιο ρυθμό. Για μεγάλους σεισμούς, τα μετρούμενα χαρακτηριστικά των κινήσεων του εδάφους γίνονται λιγότερο ευαίσθητα στο μέγεθος του σεισμού από ό,τι για τους μικρότερους σεισμούς. Το φαινόμενο αυτό αναφέρεται ως «κορεσμός». Στα τοπικά μεγέθη κύμα χώρου και Ρίχτερ επέρχεται κορεσμός σε μεγέθη από 6 έως 7 και στο μέγεθος των επιφανειακού κύματος στην τιμή περίπου M<sub>s</sub> = 8. Για την περιγραφή του μεγέθους των πολύ μεγάλων σεισμών, θα ήταν επιθυμητή μια κλίμακα μεγέθους που δεν εξαρτάται από τα επίπεδα κινήσεων του εδάφους και κατά συνέπεια δεν μπορεί να κορεστεί. Η μόνη κλίμακα μεγέθους που δεν υπόκειται σε κορεσμό είναι το μέγεθος ροπή δεδομένου ότι βασίζεται στη σεισμική στιγμή, η οποία είναι μια άμεση μέτρηση των παραγόντων που δημιουργούν ρήξη κατά μήκος του ρήγματος. Το μέγεθος ροπή δίνεται από τη σχέση:

$$M_w = \frac{l \alpha g M_0}{1.5} - 10.7$$

όπου Μ₀ η σεισμική ροπή.

Η σχέση μεταξύ των διαφόρων κλιμάκων μεγέθους μπορεί να φανεί στο Σχήμα 3.2. Ο «κορεσμός» των κλιμάκων μπορεί να φανεί από την οριζοντίωση των καμπυλών τους για τις υψηλότερες τιμές τους.



Σχήμα 3.2 Κορεσμός διαφόρων κλιμάκων μεγέθους: Μw (μέγεθος ροπής), ML (τοπικό μέγεθος Ρίχτερ), Ms (μέγεθος επιφανειακού κύματος), mb (μέγεθος κύμα σώματος βραχείας περιόδου), mB (μέγεθος body wave μακράς περιόδου), και MJMA (μέγεθος Ιαπωνικής Μετεωρολογικής Υπηρεσίας).

#### <u>Ενέργεια σεισμού</u>

Η συνολική σεισμική ενέργεια που απελευθερώνεται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού υπολογίζεται συχνά από τη σχέση:

#### $logE = 11.8 + 1.5M_g$

όπου η ενέργεια Ε εκφράζεται σε ergs.

Η σχέση αυτή αποδείχθηκε αργότερα ότι μπορεί να εφαρμοστεί επίσης και στο μέγεθος στιγμή. Συνεπάγεται ότι μια αλλαγή μονάδας στο μέγεθος αντιστοιχεί σε 10<sup>1,5</sup> ή 32 φορές αύξηση της σεισμικής ενέργειας. Έτσι ένας σεισμός μεγέθους 5 θα απελευθέρωνε περίπου 0,001 φορές την ενέργεια ενός σεισμού μεγέθους 7, γεγονός που δείχνει την αναποτελεσματικότητα των μικρών σεισμών στην ανακούφιση της συσσώρευσης ενέργειας που προκαλεί πολύ μεγάλους σεισμούς. Ο συνδυασμός των δύο τελευταίων εξισώσεων (χρησιμοποιώντας το M<sub>w</sub>) δείχνει ότι η ποσότητα της ενέργειας που απελευθερώνεται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι ανάλογη με τη σεισμική στιγμή.

Η ποσότητα της ενέργειας που απελευθερώνεται από τους σεισμούς είναι συχνά δύσκολο να κατανοηθεί. Αν και ένα μόνο erg είναι μικρό (1 erg = 7,5 x 10<sup>-8</sup> ft-lb), η ενέργεια που απελευθερώνεται από μια ατομική βόμβα του μεγέθους που χρησιμοποιήθηκε στη Χιροσίμα (ισοδύναμη με 20.000 ton TNT) θα αντιστοιχούσε σε ένα σεισμό μεγέθους 6,0. Σύμφωνα μ' αυτό, ο σεισμός του 1960 στη Χιλή (M<sub>w</sub> = 9,5) απελευθέρωσε τόση ενέργεια όση 178.000 τέτοιες ατομικές βόμβες.

#### 3.1.2 Παράμετροι μεγέθους

Οι παράμετροι μεγέθους είναι απαραίτητες για την περιγραφή των σημαντικών χαρακτηριστικών της ισχυρής κίνησης του εδάφους σε συμπαγή και ποσοτική μορφή. Πολλές παράμετροι έχουν προταθεί ώστε να προσδιοριστεί το πλάτος, το συχνοτικό περιεχόμενο και η διάρκεια των ισχυρών κινήσεων του εδάφους. Μερικές περιγράφουν μόνο ένα από τα χαρακτηριστικά αυτά, ενώ άλλες μπορεί να εκφράζουν δύο ή τρία. Λόγω της πολυπλοκότητας των κινήσεων του εδάφους λόγω σεισμού, 0 προσδιορισμός μιας απλής παραμέτρου που να περιγράφει με ακρίβεια όλα τα σημαντικά χαρακτηριστικά της κίνησης του εδάφους θεωρείται αδύνατη.

Ο πιο συνηθισμένος τρόπος για την περιγραφή μιας κίνησης εδάφους είναι με την καταγραφή της χρονοϊστορίας της. Η παράμετρος κίνησης μπορεί να είναι η επιτάχυνση, η ταχύτητα, η μετατόπιση, ή μπορεί να εμφανίζονται και οι τρεις. Τυπικά, μόνο ένα από αυτά τα μεγέθη μετράται απευθείας, με τα άλλα να υπολογίζονται από αυτό με ολοκλήρωση ή/και παραγώγηση. Αξίζει να σημειωθούν οι διαφορετικές συχνότητες που κυριαρχούν στην επιτάχυνση, την ταχύτητα, και τη μετατόπιση σε συνάρτηση με το χρόνο. Η επιτάχυνση σε συνάρτηση με το χρόνο δείχνει ένα σημαντικό ποσοστό των σχετικά υψηλών συχνοτήτων. Η ολοκλήρωση παράγει ένα αποτέλεσμα

εξομάλυνσης ή φιλτραρίσματος. Ως εκ τούτου, η ταχύτητα συναρτήσει του χρόνου δείχνει σημαντικά μικρότερη κίνηση υψηλής συχνότητας από την επιτάχυνση συναρτήσει του χρόνου. Η μετακίνηση συναρτήσει του χρόνου, η οποία λαμβάνεται από άλλη μία ολοκλήρωση, κυριαρχείται από σχετικά χαμηλή συχνότητα κίνησης (Kramer, 1996).

#### <u>Μέγιστη επιτάχυνση</u>

Η πιο ευρέως χρησιμοποιούμενη μέτρηση του πλάτους μιας συγκεκριμένης κίνησης του εδάφους είναι η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση (PHA). Η PHA για δεδομένο στοιχείο της κίνησης είναι απλώς η μεγαλύτερη (απόλυτη) τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης που λαμβάνεται από το διάγραμμα επιταχύνσεων του εν λόγω στοιχείου. Υπολογίζοντας το άθροισμα των δύο ορθογώνιων συνιστωσών, μπορεί να ληφθεί η μέγιστη προκύπτουσα PHA (η κατεύθυνση της οποίας συνήθως δεν θα συμπίπτει με καμία από τις μετρούμενες συνιστώσες).

Οι οριζόντιες επιταχύνσεις έχουν συνήθως χρησιμοποιηθεί για να περιγράψουν τις κινήσεις του εδάφους λόγω της φυσικής τους σχέσης με τις δυνάμεις αδράνειας. Πράγματι, οι μεγαλύτερες δυνάμεις που προκαλούνται σε ορισμένους τύπους κατασκευών (δηλαδή στις πολύ δύσκαμπτες κατασκευές) συνδέονται στενά με την ΡΗΑ. Η ΡΗΑ μπορεί επίσης να συσχετιστεί με την ένταση του σεισμού. Αν και αυτή η σχέση δεν είναι τόσο ακριβής, μπορεί να είναι πολύ χρήσιμη για την εκτίμηση της ΡΗΑ όταν δίνονται πληροφορίες μόνο για την ένταση, όπως και στην περίπτωση των σεισμών που συνέβησαν πριν την εμφάνιση των οργάνων μέτρησης ισχυρής κίνησης. Αρκετές σχέσεις μεταξύ έντασης και επιτάχυνσης έχουν προταθεί. Η χρήση των σχέσεων μεταξύ έντασης και εξασθένησης επιτρέπει επίσης την εκτίμηση της μεταβλητότητας της μέγιστης επιτάχυνσης από τους ισοσεισμικούς χάρτες των καταγεγραμμένων σεισμών.

Έχει δοθεί λιγότερη προσοχή στις κατακόρυφες επιταχύνσεις στη μηχανική των σεισμών σε σχέση με τις οριζόντιες επιταχύνσεις, κυρίως επειδή τα περιθώρια ασφαλείας για την αποφυγή της βαρύτητας που προκαλείται από κατακόρυφες στατικές δυνάμεις στην κατασκευή έργων συνήθως παρέχουν επαρκή αντίσταση στις δυνάμεις που προκαλούνται από τις κάθετες επιταχύνσεις κατά τη διάρκεια των σεισμών. Για τους σκοπούς της μηχανικής, η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση (PVA) θεωρείται συχνά ως τα δύο τρίτα της PHA. Η αναλογία PVA ως προς PHA, ωστόσο, πρόσφατα έχει παρατηρηθεί να είναι αρκετά μεταβλητή, αλλά σε γενικές γραμμές να είναι μεγαλύτερη από τα δύο τρίτα κοντά στην πηγή μέτριων έως μεγάλων σεισμών και λιγότερο από δύο τρίτα σε μεγάλες αποστάσεις. Οι μέγιστες κατακόρυφες επιταχύνσεις μπορεί να είναι αρκετά μεγάλες. Μια PVA 1,74g μετρήθηκε μεταξύ των ρηγμάτων Imperial και Brawley στο σεισμό του 1979 στο Imperial Valley στην Καλιφόρνια στις ΗΠΑ.

Κινήσεις εδάφους με υψηλές μέγιστες επιταχύνσεις είναι συνήθως, αλλά όχι πάντα, πιο καταστροφικές από ό,τι κινήσεις με μικρότερες μέγιστες επιταχύνσεις. Πολύ υψηλές μέγιστες επιταχύνσεις που διαρκούν μόνο για ένα πολύ σύντομο χρονικό διάστημα μπορεί να προκαλέσουν μικρή βλάβη σε πολλούς τύπους κατασκευών. Αρκετοί σεισμοί έχουν παράγει μέγιστες επιταχύνσεις άνω των 0,5g, αλλά δεν προκάλεσαν σημαντικές ζημιές σε κατασκευές, διότι οι μέγιστες επιταχύνσεις έγιναν σε πολύ υψηλές συχνότητες και η διάρκεια του σεισμού δεν ήταν μεγάλη. Αν και η μέγιστη επιτάχυνση είναι μια πολύ χρήσιμη παράμετρος, δεν παρέχει πληροφορία σχετικά με το συχνοτικό περιεχόμενο ή τη διάρκεια της κίνησης. Κατά συνέπεια, για να χαρακτηριστεί μια κίνηση εδάφους με ακρίβεια θα πρέπει να συμπληρωθεί από νέα στοιχεία.

#### <u>Μέγιστη ταχύτητα</u>

Η μέγιστη οριζόντια ταχύτητα (PHV) είναι μια άλλη χρήσιμη παράμετρος για τον χαρακτηρισμό του πλάτους της κίνησης του εδάφους. Δεδομένου ότι η ταχύτητα είναι λιγότερο ευαίσθητη σε στοιχεία υψηλότερης συχνότητας της κίνησης του εδάφους, η PHV είναι πιο επιτυχής από τη PHA στον ακριβή χαρακτηρισμό του πλάτους της κίνησης του εδάφους σε ενδιάμεσες συχνότητες. Για κατασκευές ή εγκαταστάσεις που είναι ευαίσθητες σε αυτό το εύρος ενδιάμεσων συχνοτήτων (π.χ. ψηλά ή εύκαμπτα κτίρια, γέφυρες, κλπ.), η PHV παρέχει μια πολύ πιο ακριβή ένδειξη της πιθανότητας ζημιών από την PHA. Η PHV έχει επίσης συσχετιστεί με την ένταση του σεισμού.

# <u>Μέγιστη μετατόπιση</u>

Οι μέγιστες μετατοπίσεις σχετίζονται γενικά με στοιχεία χαμηλότερης συχνότητας σ' έναν σεισμό. Είναι, ωστόσο, συχνά δύσκολο να προσδιοριστούν με ακρίβεια, λόγω των σφαλμάτων επεξεργασίας σήματος στο φιλτράρισμα και την ολοκλήρωση των διαγραμμάτων επιταχύνσεων και λόγω του μακράς περιόδου θορύβου. Σαν αποτέλεσμα, η μέγιστη μετατόπιση χρησιμοποιείται λιγότερο συχνά ως μέτρηση της κίνησης του εδάφους από ό,τι η μέγιστη επιτάχυνση ή η μέγιστη ταχύτητα.

#### Άλλες παράμετροι της κίνησης

Μολονότι οι παράμετροι που συζητήθηκαν προηγουμένως προσδιορίζονται εύκολα, περιγράφουν μόνο τα μέγιστα πλάτη απλών κύκλων στην ιστορία της κίνησης του εδάφους. Σε ορισμένες περιπτώσεις, η ζημιά μπορεί να συνδέεται στενά με το μέγιστο πλάτος, αλλά σε άλλες περιπτώσεις μπορεί να απαιτεί την ανάπτυξη αρκετών επαναλαμβανόμενων κύκλων υψηλού πλάτους. Οι Newmark και Hall (1982) περιέγραψαν την έννοια της *αποτελεσματικής επιτάχυνσης* ως "την επιτάχυνση εκείνη που συνδέεται πιο στενά με τις κατασκευαστικές απαιτήσεις και τις πιθανές ζημιές λόγω σεισμού. Διαφέρει και είναι μικρότερη από τη μέγιστη επιτάχυνση εδάφους σε ελεύθερο πεδίο. Είναι μια συνάρτηση του μεγέθους της περιοχής που υπόκειται στα φορτία, το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης, η οποία με τη σειρά της εξαρτάται από την εγγύτητα της πηγής του σεισμού, και με το βάρος, τα χαρακτηριστικά απόσβεσης και την δυσκαμψία και θεμελίωση της κατασκευής."

Η έννοια μιας αποτελεσματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, με διαφορετικούς ορισμούς, έχει προταθεί από τουλάχιστον δύο ερευνητές. Εφόσον οι παλμοί της υψηλής επιτάχυνσης σε υψηλές συχνότητες προκαλούν μικρή ανταπόκριση στις περισσότερες κατασκευές, οι Benjamin κ.α. (1988) πρότειναν μια αποτελεσματική επιτάχυνση σχεδιασμού η οποία λαμβάνεται

ως η μέγιστη επιτάχυνση που παραμένει φιλτράροντας τις επιταχύνσεις άνω των 8 με 9 Hz. Ο Kennedy (1980) πρότεινε η πραγματική επιτάχυνση του σχεδιασμού να είναι 25% μεγαλύτερη από την τρίτη υψηλότερη (απόλυτη) μέγιστη επιτάχυνση που λαμβάνεται από μια φιλτραρισμένη καταγραφή.

Άλλες παράμετροι είναι η μέγιστη σταθερή επιτάχυνση για τρεις (ή πέντε) κύκλους, η οποία ορίστηκε ως η τρίτη (ή πέμπτη) υψηλότερη (απόλυτη) τιμή της επιτάχυνσης της καταγραφής. Η μέγιστη σταθερή ταχύτητα ορίστηκε ομοίως.

# 3.1.3 Παράμετροι συχνοτικού περιεχομένου

Μόνο οι απλούστερες απ' τις αναλύσεις είναι απαραίτητες για να δείξουν ότι η δυναμική απόκριση των γειτονικών κατασκευών, είτε πρόκειται για κτίρια, γέφυρες, πρανή είτε εδαφικές αποθέσεις, είναι πολύ ευαίσθητη στη συχνότητα στην οποία ασκούνται φορτία. Οι σεισμοί παράγουν περίπλοκα φορτία με στοιχεία κίνησης που εκτείνονται σε ένα ευρύ φάσμα συχνοτήτων. Το *συχνοτικό περιεχόμενο* περιγράφει τον τρόπο με τον οποίο το πλάτος της κίνησης του εδάφους κατανέμεται μεταξύ διαφορετικών συχνοτήτων. Δεδομένου ότι το συχνοτικό περιεχόμενο της κίνησης ενός σεισμού θα επηρεάσει σημαντικά τα αποτελέσματα της εν λόγω κίνησης, ο χαρακτηρισμός της κίνησης δεν μπορεί να είναι πλήρης χωρίς την εξέταση του συχνοτικού περιεχομένου (Kramer, 1996).

#### <u>Φάσμα κίνησης εδάφους</u>

Κάθε περιοδική συνάρτηση (δηλαδή κάθε συνάρτηση που επαναλαμβάνεται ακριβώς σε ένα σταθερό χρονικό διάστημα) μπορεί να εκφραστεί με ανάλυση Fourier ως το άθροισμα μιας σειράς απλών αρμονικών όρων με διαφορετική συχνότητα, πλάτος και φάση. Χρησιμοποιώντας τη σειρά Fourier μια περιοδική λειτουργία, x(t), μπορεί να γραφτεί ως:

$$x(t) = c_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin(\omega_n t + \varphi_n)$$

Σ' αυτή τη μορφή, τα c<sub>n</sub> και φ<sub>n</sub> είναι το πλάτος και γωνία φάσης, αντίστοιχα, από την ν-οστή αρμονική της σειράς Fourier. Η σειρά Fourier παρέχει μια πλήρη περιγραφή των κινήσεων του εδάφους δεδομένου ότι η κίνηση μπορεί να ανακτηθεί από το μετασχηματισμό του αντίστροφου Fourier.

#### Φάσμα Fourier

Ένα διάγραμμα του πλάτους Fourier ως προς τη συχνότητα λέγεται φάσμα πλάτους Fourier. Μια απεικόνιση της γωνίας φάσης Fourier δίνει το φάσμα φάσης Fourier. Το φάσμα πλάτους Fourier μιας ισχυρής κίνησης εδάφους δείχνει πώς το πλάτος της κίνησης κατανέμεται σε συνάρτηση με τη συχνότητα (ή περίοδο). Εκφράζει πολύ καθαρά το συχνοτικό περιεχόμενο μιας κίνησης.

Το φάσμα πλάτους Fourier μπορεί να είναι στενό ή ευρύ. Ένα στενό φάσμα συνεπάγεται ότι η κίνηση έχει μια δεσπόζουσα συχνότητα (ή περίοδο), η οποία μπορεί να παράγει μια ομαλή, σχεδόν ημιτονοειδή καταγραφή. Ένα ευρύ φάσμα αντιστοιχεί σε μια κίνηση που περιέχει μια ποικιλία συχνοτήτων που παράγουν μια πιο ακανόνιστη καταγραφή. Μια διαφορά στο συχνοτικό περιεχόμενο μπορεί να ανιχνευθεί εξετάζοντας προσεκτικά τις κινήσεις στο πεδίο του χρόνου, αλλά η διαφορά αυτή απεικονίζεται ρητά από τα φάσματα πλάτους Fourier.

Όταν τα φάσματα πλάτους Fourier των πραγματικών κινήσεων σεισμού αποτυπώνονται σε λογαριθμική κλίμακα, οι χαρακτηριστικές μορφές τους μπορούν να φανούν πιο εύκολα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3, τα πλάτη επιτάχυνσης Fourier τείνουν να είναι μεγαλύτερα σε ένα ενδιάμεσο εύρος συχνοτήτων που οριοθετείται από τη γωνιακή συχνότητα f<sub>c</sub> στη χαμηλή πλευρά και την οριακή συχνότητα f<sub>max</sub> στην υψηλή πλευρά. Η γωνιακή συχνότητα μπορεί να δειχθεί θεωρητικά ότι είναι αντιστρόφως ανάλογη προς την κυβική ρίζα της σεισμικής στιγμής. Το αποτέλεσμα αυτό δείχνει ότι οι μεγάλοι σεισμοί παράγουν μεγαλύτερες χαμηλής συχνότητας κινήσεις απ' ότι οι μικρότεροι σεισμοί. Η οριακή συχνότητα δεν είναι κατανοητή πλήρως. Έχει χαρακτηριστεί τόσο ως άμεσο αποτέλεσμα και ως αποτέλεσμα πηγής και

θεωρείται συνήθως ότι είναι σταθερή για μια συγκεκριμένη γεωγραφική περιοχή.



Σχήμα 3.3 Εξιδανικευμένη μορφή του ανηγμένου φάσματος πλάτους Fourier για τη γωνιακή συχνότητα, f<sub>c</sub>, και την οριακή συχνότητα, f<sub>max</sub>.

#### Φάσμα ενέργειας

Το συχνοτικό περιεχόμενο της κίνησης του εδάφους μπορεί επίσης να περιγραφεί από ένα φάσμα ενέργειας ή συνάρτηση φασματικής πυκνότητας ενέργειας. Η συνάρτηση φασματικής πυκνότητας ενέργειας μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση των στατιστικών ιδιοτήτων της κίνησης του εδάφους και για τον υπολογισμό της στοχαστικής ανταπόκρισης με τη χρήση τεχνικών τυχαίων κραδασμών.

Η συνολική ένταση της κίνησης του εδάφους διάρκειας Τ<sub>d</sub> δίνεται στο πεδίο του χρόνου από το ολοκλήρωμα του τετραγώνου της επιτάχυνσης:

$$I_0 = \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt$$

Η στενή σχέση μεταξύ της συνάρτησης φασματικής πυκνότητας ενέργειας και του φάσματος πλάτους Fourier προκύπτει από την εξίσωση:

$$G(\omega) = \frac{1}{\pi T_d} c_n^2$$

Η φασματική πυκνότητα ενέργειας συχνά γίνεται κανονική διαιρώντας τις τιμές της με την περιοχή από κάτω της:

$$G^n(\omega) = \frac{1}{\lambda_0} G(\omega)$$

όπου λ<sub>0</sub> είναι το τετράγωνο της μέσης επιτάχυνσης.

Η συνάρτηση φασματικής πυκνότητας ενέργειας είναι χρήσιμη στον χαρακτηρισμό του σεισμού ως μια τυχαία διαδικασία. Η συνάρτηση φασματικής πυκνότητας ενέργειας από μόνη της μπορεί να περιγράψει μια στάσιμη τυχαία διαδικασία (δηλαδή μια της οποίας οι στατιστικές παράμετροι δεν μεταβάλλονται με το χρόνο).

#### Φάσμα απόκρισης

Το φάσμα απόκρισης είναι ένας τρίτος τύπος φάσματος που χρησιμοποιείται σε μεγάλο βαθμό στη σεισμική μηχανική. Περιγράφει τη μέγιστη απόκριση ενός συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας (SDOF) σε μια συγκεκριμένη κίνηση εισόδου ως συνάρτηση της φυσικής συχνότητας (ή φυσικής περιόδου) και του συντελεστή απόσβεσης του συστήματος SDOF.

Ένα φάσμα ανελαστικής απόκρισης (δηλαδή αυτό που αντιστοιχεί σε μια μη γραμμική σχέση δύναμης και μετατόπισης) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να λαμβάνονται υπόψη οι επιπτώσεις της ανελαστικής συμπεριφοράς. Ένα ξεχωριστό ανελαστικό φάσμα θα πρέπει να αποτυπωθεί για να δείξει τη συνολική (ελαστική και πλαστική) μετατόπιση. Οι φασματικές επιταχύνσεις μειώνονται με την αύξηση της πλαστιμότητας, αλλά οι συνολικές μετατοπίσεις αυξάνουν.

Τα φάσματα απόκρισης εκφράζουν έμμεσα χαρακτηριστικά ισχυρής κίνησης του εδάφους, δεδομένου ότι "φιλτράρονται" από την απόκριση μιας κατασκευής SDOF. Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι τα φάσματα απόκρισης αντιπροσωπεύουν μόνο τις μέγιστες αποκρίσεις μιας σειράς διαφορετικών κατασκευών.

#### <u>Παράμετροι φάσματος</u>

Το φάσμα πλάτους Fourier και η στενά συνδεδεμένη φασματική πυκνότητα ενέργειας, σε συνδυασμό με το φάσμα φάσης, μπορούν να περιγράψουν

ολοκληρωμένα μια κίνηση εδάφους. Το φάσμα απόκρισης δεν περιγράφει την πραγματική κίνηση εδάφους, αλλά παρέχει πολύτιμες πρόσθετες πληροφορίες σχετικά με τις πιθανές επιπτώσεις της στις κατασκευές. Καθένα από αυτά τα φάσματα είναι μια πολύπλοκη συνάρτηση και, όπως και με τις καταγραφές, απαιτούνται πάρα πολλά στοιχεία για να τα περιγράψουν πλήρως. Έχουν προταθεί αρκετές *παράμετροι φάσματος* για την εξαγωγή σημαντικών πληροφοριών από κάθε φάσμα.

# Δεσπόζουσα περίοδος

Μια απλή παράμετρος που παρέχει μια χρήσιμη αναπαράσταση του συχνοτικού περιεχομένου της κίνησης του εδάφους είναι η δεσπόζουσα περίοδος, *T<sub>p</sub>* ή *T<sub>d</sub>* Η δεσπόζουσα περίοδος ορίζεται ως η περίοδος των κραδασμών που αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή του φάσματος πλάτους Fourier. Για να αποφευχθεί η αθέμιτη επιρροή των μεμονωμένων αιχμών του φάσματος πλάτους Fourier, η δεσπόζουσα περίοδος λαμβάνεται συνήθως από ομαλό φάσμα.

#### Εύρος ζώνης

Η κυρίαρχη περίοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον εντοπισμό της κορυφής απ' το φάσμα πλάτους Fourier. Ωστόσο, δεν παρέχει καμία πληροφορία σχετικά με τη διασπορά του πλάτους φάσματος για τη δεσπόζουσα περίοδο. Το εύρος ζώνης του φάσματος πλάτους Fourier είναι το εύρος της συχνότητας πάνω απ' την οποία παρατηρείται υπέρβαση κάποιου επιπέδου του πλάτους Fourier.

#### Κεντρική συχνότητα

Η συνάρτησης φασματικής πυκνότητας ενέργειας μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση των στατιστικών ιδιοτήτων της κίνησης του εδάφους. Η *κεντρική συχνότητα* είναι ένα μέτρο της συχνότητας στην οποία η φασματική πυκνότητα ενέργειας είναι συγκεντρωμένη. Μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί, μαζί με τη μέση ένταση και διάρκεια, για τον υπολογισμό της θεωρητικής μέσης μέγιστης επιτάχυνσης.

# Παράγοντας σχήματος

Ο παράγοντας σχήματος δείχνει τη διασπορά της συνάρτησης φασματικής πυκνότητας ενέργειας για την κεντρική συχνότητα.

$$\delta = \sqrt{1 - \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0 \lambda_2}}$$

Ο παράγοντας σχήματος βρίσκεται πάντα μεταξύ 0 και 1, με τις υψηλότερες τιμές να αντιστοιχούν σε μεγαλύτερο εύρος ζώνης.

# Παράμετροι Kanai-Tajimi

Παρά το γεγονός ότι οι συναρτήσεις φασματικής πυκνότητας ενέργειας μπορεί να έχουν πολλά ακανόνιστα σχήματα, ο μέσος όρος μιας σειράς κανονικών συναρτήσεων φασματικής πυκνότητας ενέργειας για παρόμοιες ισχυρές κινήσεις εδάφους εμφανίζει ένα ομαλό χαρακτηριστικό σχήμα. Οι Kanai (1957) και Tajimi (1960) χρησιμοποίησαν περιορισμένο αριθμό καταγραφών ισχυρής κίνησης ώστε να προτείνουν το ακόλουθο μοντέλο τριών παραμέτρων για τη φασματική πυκνότητα ενέργειας:

$$G(\omega) = G_0 \frac{1 + \left[2\xi_g\left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)\right]^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi_g\left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)\right]^2}$$

όπου οι παράμετροι G<sub>0</sub>, ξ<sub>g</sub> και ω<sub>g</sub> καθορίζουν το σχήμα της συνάρτησης.



Σχήμα 3.4 Διάγραμμα της συνάρτησης φασματικής πυκνότητας ενέργειας Kanai-Tajimi.

# <u>Λόγος ν<sub>max</sub> / a<sub>max</sub></u>

Επειδή οι μέγιστες ταχύτητες και μέγιστες επιταχύνσεις συνδέονται συνήθως με κινήσεις διαφορετικής συχνότητας, ο λόγος *v<sub>max</sub>* / *a<sub>max</sub>* θα πρέπει να συσχετιστεί με το συχνοτικό περιεχόμενο της περιόδου Τα της κίνησης, για παράδειγμα, *v<sub>max</sub>/a<sub>max</sub>* = T/2π. Για κινήσεις σεισμού που περιλαμβάνουν πολλές συχνότητες, το μέγεθος 2π(*v<sub>max</sub>/a<sub>max</sub>*) μπορεί να ερμηνευθεί ως η περίοδος της δόνησης ενός ισοδύναμου αρμονικού κύματος, παρέχοντας έτσι μια ένδειξη για το ποιες περίοδοι των εδαφικών κινήσεων είναι πιο σημαντικές. Οι Seed και Idriss (1982) πρότειναν τις εξής αντιπροσωπευτικές τιμές κατά μέσο όρο για διαφορετικές καταστάσεις περιοχής με απόσταση μικρότερη από 50 χιλιόμετρα από το επίκεντρο του σεισμού:

Συνθήκες Εδάφους	v <sub>max</sub> / a <sub>max</sub>
Βράχος	55 cm/sec/g = 0,056 sec
Συνεκτικό έδαφος (<60 m)	110 cm/sec/g = 0,112 sec
Συνεκτικό έδαφος (>60 m)	135 cm/sec/g = 0,138 sec

Οι αντίστοιχες περίοδοι των ισοδύναμων αρμονικών κυμάτων για συνθήκες βράχου, συνεκτικού εδάφους και συνεκτικού εδάφους μεγαλύτερου πάχους είναι 0,35 δευτερόλεπτα, 0,70 δευτερόλεπτα και 0,87 δευτερόλεπτα, αντίστοιχα, γεγονός το οποίο δείχνει μια τάση προς κινήσεις μεγαλύτερων περιόδων (χαμηλότερων συχνοτήτων) σε μαλακότερες και πιο παχιές εδαφικές στρώσεις.

# 3.2 Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός

# 3.2.1 Καταλληλότητα υπεδάφους

Το υπέδαφος, η τοπογραφία και η γενικότερη γεωλογία της περιοχής ενός δομικού έργου πρέπει να εξασφαλίζουν με επαρκή πιθανότητα ότι δεν θα υπάρξει κίνδυνος εδαφικής διάρρηξης, ευστάθειας τοίχων, μεγάλων μονίμων παραμορφώσεων ή εκτεταμένης ρευστοποίησης κατά τη διάρκεια σεισμικού κραδασμού συμβατού με την ένταση και τα φασματικά χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού που προβλέπει ο ΕΑΚ2000. Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες που περιγράφονται στον Πίνακα 3.1.

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	
Βραχώδης ή ημιβραχώδης σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση.	
Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70 μ.	
Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70 μ.	
Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.	
Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5 μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70 μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70 μ.	
Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70 μ.	
Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5 μ.	
Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10 μ.	
Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν.	
Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.	
Απότομες κλίσεις καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.	
Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχτεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπυκνώσεως ή απώλειας αντοχής.	
Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις. Οργανικά εδάφη.	
Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.	

Πίνακας 3.1 Κατηγορίες εδαφών ΕΑΚ 2000. Πηγή: ΟΑΣΠ-ΣΠΜΕ.

#### 3.2.2 Ευστάθεια τοίχων αντιστήριξης

Πρέπει να τονισθεί στο σημείο αυτό ότι ο ΕΑΚ2000 (όπως και οι περισσότεροι κανονισμοί διεθνώς) δεν καλύπτει την περίπτωση γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων και επιχωμάτων. Για πρανή και τεχνητά επιχώματα με ύψος μικρότερο των 15m προτείνεται υπολογισμός της ελαστικής ιδιοπεριόδου για επιχώματα συγκεκριμένης γεωμετρίας και γίνεται απλοποιητικός προσδιορισμός της επιβαλλόμενης αδρανειακής επιτάχυνσης (μέσω ψευδοστατικής λογικής). Αντιστοίχως, με παρεμφερείς ψευδοστατικές μεθοδολογίες που περιγράφονται στη συνέχεια, σχεδιάζονται κανονιστικά οι απλοί τοίχοι αντιστήριξης έτσι ώστε να εκπληρώνουν τον σκοπό τους κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, χωρίς να υποστούν σημαντικές βλάβες, ούτε τα ίδια ούτε τα αντιστηριζόμενα δομήματα. Για τη μεταφορά των δυνάμεων στο έδαφος πρέπει να τηρούνται οι σχετικές διατάξεις ανάλογα με το είδος της θεμελίωσης. Οι παραμένουσες μετακινήσεις πρέπει να συμβιβάζονται με τις λειτουργικές και αισθητικές απαιτήσεις του έργου.

Οι κανόνες εφαρμογής που αναφέρονται παρακάτω είναι εν γένει επαρκώς συντηρητικοί για τις συνήθεις περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης. Σε ειδικές περιπτώσεις υψηλών τοίχων (με ύψος μεγαλύτερο από 10 μέτρα) οι οποίοι εδράζονται σε μαλακές εδαφικές στρώσεις μεγάλου πάχους (άνω των 30 μέτρων) πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο ενίσχυσης της δρώσας σεισμικής επιτάχυνσης των γαιών.

Εάν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, οι ωθήσεις από τον σεισμό σχεδιασμού μπορούν να εκτιμηθούν με τις ακόλουθες μεθόδους:

#### α) Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως ή/και παραμορφώσεως

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολισθήσεως/στροφής στην έδραση είτε είναι παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον 0,10% του ύψους. Σε τοίχους αυτής της κατηγορίας οι αυξημένες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορούν να υπολογίζονται με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe-Okabe, δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως που αντιστοιχεί

σε πρόσθετη οριζόντια δράση α<sub>h</sub> W και πρόσθετη κατακόρυφη δράση α<sub>v</sub> W στο κρίσιμο πρίσμα με βάρος W. Εναλλακτικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασιζόμενες στην γενική θεωρία παραμορφώσεων (με ελαστική ή ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους).

Ο οριζόντιος «σεισμικός συντελεστής» α<sub>h</sub> λαμβάνεται από τη σχέση:

$$a_h = \frac{a}{q_w}$$

όπου:

α: η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

q<sub>w</sub>: συντελεστής συμπεριφοράς ο οποίος έχει τις ακόλουθες τιμές:

Τύπος Τοίχου	Συντελεστής q <sub>w</sub>
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm)	2,00
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm)	1,50
Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος	1,20
σε βράχο ή πασσάλους	
Άκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1,00
Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντηρίδες (θλιπτήρες)	0,70

Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής α<sub>ν</sub> λαμβάνεται ίσος με 0,30α. Στην τιμή αυτή συμπεριλαμβάνεται η επίδραση των συντελεστών χωρικής επαλληλίας λ = μ = 0,30.

Οι σεισμικοί συντελεστές α<sub>h</sub> και α<sub>v</sub> θα εφαρμόζονται επίσης τόσο στο βάρος του τοίχου όσο και στο βάρος της επίχωσης που φέρεται άμεσα από το θεμέλιο του (Τοίχοι μορφής L). Η γωνία τριβής τοίχου - εδάφους στην ωθούμενη παρειά δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από (2/3)φ<sub>d</sub>, όπου φ<sub>d</sub> είναι η γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους.

Για τον προσδιορισμό των αυξημένων ωθήσεων κατά τη διάρκεια σεισμού, εκτός απ' τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe-Okabe, μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασιζόμενες στην γενική θεωρία παραμορφώσεων (ελαστική ή ελαστοπλαστική), με αναλυτική ή αριθμητική προσομοίωση του εδάφους. Η ανάλυση με τέτοιες μεθόδους πρέπει να ικανοποιεί τους πραγματικούς κινηματικούς περιορισμούς του τοίχου αντιστήριξης και να ανταποκρίνεται ικανοποιητικά στα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελιώσεως και του αντιστηριζομένου υλικού.

#### <u>β) Ακλόνητοι τοίχοι</u>

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είναι πρακτικώς απαραμόρφωτοι και έχουν ακλόνητη έδραση. Τέτοιοι τοίχοι είναι π.χ. περιμετρικοί τοίχοι υπογείων ορόφων κτιρίων συνδεδεμένοι με τις πλάκες ή τοίχοι φρεάτων, υπογείων δεξαμενών κλπ.

Οι στατικές ωθήσεις ηρεμίας που δρουν σε τέτοιους τοίχους επαυξάνονται κατά τη διάρκεια σεισμού από γραμμικό διάγραμμα πρόσθετων οριζοντίων πιέσεων με μέγιστη τιμή στην επιφάνεια του εδάφους ίση προς 1,50αγΗ και ελάχιστη τιμή ίση με 0,50αγΗ στο κατώτατο σημείο του τοίχου, σε βάθος Η (γ είναι το ειδικό βάρος του εδάφους. Το ύψος Η δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 10,00 μέτρα. Με τις αυξημένες αυτές ωθήσεις αρκεί εν γένει να ελέγχεται η επάρκεια μόνον των άμεσα επηρεαζόμενων στοιχείων δηλ. των τοιχωμάτων και των νευρώσεων (αν υπάρχουν).

# <u>γ) Κορεσμένα εδάφη - υδροδυναμική πίεση</u>

Στα περισσότερα εδάφη, στο τμήμα που βρίσκεται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα, δεν είναι δυνατή κατά τη διάρκεια του σεισμού, κίνηση του νερού ανεξάρτητη από τον εδαφικό ιστό. Στην περίπτωση αυτή η σεισμική δράση μπορεί να ληφθεί πάνω στο άθροισμα των μαζών εδάφους και νερού. Έτσι για τους τοίχους της περίπτωσης (α), η επαύξηση των ωθήσεων λόγω σεισμού μπορεί να υπολογιστεί από τη διαφορά K<sub>AE</sub> - K<sub>A</sub> των συντελεστών ώθησης K<sub>AE</sub> και K<sub>A</sub>, όπως προκύπτουν από τη μέθοδο Mononobe-Okabe, με σεισμική δράση (α<sub>h</sub>,α<sub>v</sub>) και χωρίς σεισμική δράση, αντίστοιχα. Στο τμήμα της επίχωσης που βρίσκεται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα, η διαφορά αυτή έφαρμόζεται πάνω στην συνολική μάζα εδάφους και νερού, δηλαδή ως ειδικό βάρος γ λαμβάνεται το βάρος του κορεσμένου εδάφους γ<sub>s</sub>.

Σε πολύ διαπερατά εδάφη (διαπερατότητα k > 0,50·10<sup>-3</sup> m/sec) οι σεισμικές δράσεις στις μάζες του εδάφους και του νερού θα υπολογίζονται ανεξάρτητα και θα γίνεται επαλληλία των αποτελεσμάτων. Στην περίπτωση αυτή στις ωθήσεις που υπολογίζονται όπως προηγουμένως, με βάση το μοναδιαίο βάρος του εδάφους υπό άνωση (χωρίς επαύξηση των σεισμικών συντελεστών), θα προστίθεται η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού.

# $p(z) = \pm (7/8) a_h \gamma_w \sqrt{Hz}$

όπου:

Η: το βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια

z: το βάθος του εξεταζόμενου σημείου

γ<sub>w</sub>: το μοναδιαίο βάρος του νερού.

Όταν και η μη επιχωμένη όψη του τοίχου καλύπτεται από νερό, η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης p(z) στην όψη αυτή θα λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο ομόφορη με εκείνη της επιχωμένης όψης (υποπίεση).

#### <u>δ) Αγκυρώσεις</u>

Οι αγκυρώσεις πρέπει να εξασφαλίζουν την ισορροπία του κρίσιμου πρίσματος ολισθήσεως υπό σεισμικές συνθήκες. Αν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η απόσταση από τον τοίχο μέχρι το κέντρο της αγκύρωσης θα λαμβάνεται από την απόσταση που απαιτείται υπό στατικά φορτία με πολλαπλασιασμό επί τον συντελεστή 1 + 1,50α. Σε εδάφη με κίνδυνο ρευστοποίησης πρέπει να εξασφαλίζεται συντελεστής ασφαλείας τουλάχιστον 2,00 έναντι ρευστοποιήσεως του εδάφους που περιβάλλει την αγκύρωση.

# 3.2.3 Τιμές σεισμικών επιταχύνσεων

Ο ΕΑΚ2000 υποδιαιρεί τη χώρα σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι, ΙΙ, ΙΙΙ. Σε κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2.
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	
α(g)	0,16	0,24	0,36

Πίνακας 3.2 Σεισμικές επιταχύνσεις κατά ΕΑΚ2000. Πηγή: ΟΑΣΠ-ΣΠΜΕ.

Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων του πίνακα είναι οι μέγιστες ενεργές εδαφικές επιταχύνσεις σχεδιασμού, με βάση τις οποίες έγινε η κατανομή των ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας και σχεδιάστηκε ο ακόλουθος χάρτης.



Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλάδος. Πηγή: ΟΑΣΠ-ΣΠΜΕ.

# 3.3 Μέθοδοι ανάλυσης σεισμικής συμπεριφοράς οπλισμένων τοίχων

Οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι έχουν γίνει πολύ δημοφιλείς τα τελευταία χρόνια. Παρά το γεγονός ότι χρησιμοποιούνται πολλά διαφορετικά υλικά, οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι αποτελούνται από μια γεωσυνθετικά οπλισμένη ζώνη που διατηρεί μη οπλισμένο έδαφος πίσω της. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, ο γεωσυνθετικά οπλισμένος τοίχος υπόκειται σε ένα δυναμική φόρτιση του εδάφους στο πίσω μέρος της οπλισμένης ζώνης και, εκτός από τις στατικές δυνάμεις, σε δυνάμεις αδράνειας εντός της οπλισμένης ζώνης. Ο τοίχος πρέπει να είναι έτσι σχεδιασμένος ώστε να αποσκοπεί στην αποφυγή *εξωτερικής αστάθειας* (ολίσθηση ή ανατροπή της οπλισμένης ζώνης) και *εσωτερικής αστάθειας* (εφελκυσμός ή αποχώρηση του οπλισμού). Οι υφιστάμενες διαδικασίες σχεδιασμού, όπως αυτές που περιγράφονται παρακάτω, χρησιμοποιούν μια ψευδοστατική προσέγγιση, αλλά είναι πιθανό διαδικασίες σχεδιασμόν να βασίζονται στη μέθοδο Newmark ή στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων να χρησιμοποιηθούν εκτενέστερα στο μέλλον.

Οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι χρησιμοποιούν διαφορετικά υλικά και παρέχουν υποστήριξη από διαφορετικούς μηχανισμούς από ότι οι συμβατικοί τοίχοι αντιστήριξης. Ο σχεδιασμός τους απαιτεί προσεκτική εξέταση των φορτίων, του χρόνου και περιβαλλοντικών παραγόντων που μπορεί να μην είναι σημαντικοί για τους συμβατικούς τοίχους αντιστήριξης (Kramer, 1996).

#### 3.3.1 Εξωτερική ευστάθεια

Για την αξιολόγηση της εξωτερικής ευστάθειας, ένας οπλισμένος τοίχος αντιμετωπίζεται σαν ένας τοίχος βαρύτητας. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5, στην οπλισμένη ζώνη θεωρείται ότι δρουν το ίδιο της το βάρος, W, και η στατική πίεση του εδάφους, P<sub>A</sub>. Η σεισμική φόρτιση αναπαρίστανται ψευδοστατικά από τη δυναμική πίεση του εδάφους, ΔP<sub>AE</sub>, και τη δύναμη αδράνειας στην οπλισμένη ζώνη, P<sub>IR</sub>. Η εξωτερική ευστάθεια ενός συγκεκριμένου σχεδιασμού τοίχου μπορεί να εκτιμηθεί με την ακόλουθη διαδικασία:

1. Προσδιορίζεται η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση επιφάνειας του εδάφους, α<sub>max</sub>.

 Υπολογίζεται η μέγιστη επιτάχυνση στο κέντρο βάρους της οπλισμένης ζώνης από την εξίσωση:

$$a_{\rm e} = \left(1.45 - \frac{a_{\rm max}}{g}\right) a_{\rm max}$$

3. Υπολογίζεται η δυναμική ώθηση από το έδαφος από την εξίσωση:

$$\Delta P_{AE} = 0.375 \frac{a_e \gamma^{(b)} H^2}{g}$$

όπου γ<sup>(b)</sup> είναι το ειδικό βάρος του εδάφους επίχωσης.

 Υπολογίζεται η δύναμη αδράνειας που ενεργεί στην οπλισμένη ζώνη από την εξίσωση:

$$P_{IR} = \frac{a_{o}\gamma^{(r)}HL}{g}$$

όπου γ<sup>(r)</sup> είναι το ειδικό βάρος της οπλισμένης ζώνης.

5. Προστίθενται η P<sub>AE</sub> και το 50% της P<sub>IR</sub> στις στατικές δυνάμεις που ενεργούν στην οπλισμένη ζώνη και γίνεται έλεγχος σε ολίσθηση και ανατροπή (η μειωμένη τιμή της P<sub>IR</sub> μπορεί να ληφθεί υπόψη διότι οι μέγιστες τιμές των ΔP<sub>AE</sub> και P<sub>IR</sub> είναι απίθανο να συμβούν την ίδια στιγμή). Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό οι παράγοντες ασφάλειας ενάντια σε ολίσθηση και ανατροπή θα πρέπει να είναι μεγαλύτεροι ή ίσοι με το 75% από τους ελάχιστους αποδεκτούς παράγοντες ασφάλειας



Σχήμα 3.5 (a) Γεωμετρία και συμβολισμός για γεωσυνθετικά οπλισμένους τοίχους και (b) στατικές και ψευδοστατικές δυνάμεις που ενεργούν στην οπλισμένη ζώνη.



Σχήμα 3.6 Κρίσιμη πιθανή αστοχία επιφάνειών για την αξιολόγηση της σεισμικής εσωτερικής ευστάθειας των γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων: (a) μη επεκτάσιμος οπλισμός (b) επεκτάσιμος οπλισμός.

#### 3.3.2 Εσωτερική ευστάθεια

Η αξιολόγηση της εσωτερικής ευστάθειας εξαρτάται από τη φύση του οπλισμού εφόσον η κρίσιμη εσωτερική αστοχία επιφάνειας είναι διαφορετική για μη επεκτάσιμο και επεκτάσιμο οπλισμό (βλ. Σχήμα 3.6). Η εσωτερική ευστάθεια σε συνθήκες σεισμού μπορεί να αξιολογηθεί στα εξής βήματα:

 Προσδιορίζεται η ψευδοστατική δύναμη αδράνειας που ενεργεί για την δυνητικά ασταθή εσωτερική ζώνη αστοχίας:

$$P_{IA} = \frac{a_o W_A}{g}$$

όπου W<sub>A</sub> είναι το βάρος του εδάφους αστοχίας (οι τραπεζοειδείς ή τριγωνικές ζώνες στο σχήμα 3.6a και b για μη επεκτάσιμο ή επεκτάσιμο οπλισμό, αντίστοιχα).

2. Διανέμεται η Ρ<sub>IA</sub> σε κάθε στρώμα οπλισμού ανάλογα με την ανθεκτική περιοχή του (η περιοχή του οπλισμού που υπερβαίνει τη δυνατότητα εσωτερικής αστοχίας επιφάνειας). Αυτή η διαδικασία δημιουργεί μια δυναμική συνιστώσα της εφελκυστικής δύναμης για κάθε στρώμα οπλισμού.

 Προστίθενται οι δυναμικές συνιστώσες της εφελκυστικής δύναμης με τις στατικές συνιστώσες της εφελκυστικής δύναμης για να βρεθεί η συνολική εφελκυστική δύναμη για κάθε στρώμα οπλισμού. 4. Γίνεται έλεγχος ώστε η επιτρεπόμενη αντοχή σε εφελκυσμό του οπλισμού να είναι τουλάχιστον 75% της συνολικής εφελκυστικής δύναμης σε κάθε στρώμα οπλισμού.

5. Γίνεται έλεγχος ώστε κάθε στρώμα οπλισμού να επεκτείνεται αρκετά πέρα από τις δυνατότητες της εσωτερικής επιφάνειας αστοχίας, έτσι ώστε να αποφευχθεί αστοχία σε αποχώρηση με παράγοντα ασφάλειας όχι μικρότερο από το 75% του ελάχιστου συντελεστή στατικής ασφάλειας όταν εφαρμόζεται η συνολική εφελκυστική δύναμη.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

# ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΕ ΠΡΟΣΦΑΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΟΥΣ

Οι οπλισμένοι με γεωσυνθετικά τοίχοι κατά κανόνα έχουν γενικά καλές επιδόσεις κατά τη διάρκεια σεισμών. Η έλλειψη των στοιχείων παρακολούθησης στην πράξη, έχει δώσει λίγες πληροφορίες σχετικά με τις δυνάμεις, τις επιταχύνσεις και τις μετατοπίσεις. Στη συνέχεια παρατίθενται κάποια διαθέσιμα στοιχεία από τη σχετική βιβλιογραφία για την απόκριση γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων σε σεισμούς τις τελευταίες δεκαετίες.

# 4.1 Περιγραφή σεισμικών μεγεθών των σχετικών σεισμικών γεγονότων

#### <u>Gemona, Ιταλία (1976)</u>

Ένας σεισμός με μέγεθος 6,4 βαθμών της κλίμακας Richter συγκλόνισε την πόλη της Gemona στη βόρεια Ιταλία τον Μάιο του 1976. (Nova-Roessig και Sitar, 1999)

#### <u>Honshu, Ιαπωνία (1983)</u>

Τον Μάιο του 1983, ένας σεισμός με μέγεθος 7,7 βαθμών της κλίμακας Richter έπληξε το βόρειο Honshu. Το επίκεντρο εντοπίστηκε στη Θάλασσα της Ιαπωνίας δυτικά του νησιού. Καταγράφηκαν μέγιστες επιταχύνσεις της τάξεως των 0,1g με 0,3g σε απόσταση 140 χιλιομέτρων δυτικά του επικέντρου. (L. Nova-Roessig και Ν. Sitar)

#### <u>Λιέγη, Βέλγιο (1983)</u>

Το Νοέμβριο του 1983, ένας ρηχός σεισμός με μέγεθος 5 βαθμών της κλίμακας Richter σημειώθηκε στη Λιέγη του Βελγίου. Καταγράφηκαν

επιταχύνσεις που κυμαίνονταν μεταξύ 0,15g και 0,2g κοντά στους τοίχους. (Nova-Roessig και Sitar, 1999)

#### <u>Edgecumbe, Νέα Ζηλανδία (1987)</u>

Η πόλη της Edgecumbe χτυπήθηκε από ένα σεισμό μεγέθους 6,3 βαθμών της κλίμακας Richter στις Μαρτίου 1987. (Nova-Roessig και Sitar, 1999)

#### Loma Prieta, Καλιφόρνια (1989)

Στις 17 Οκτωβρίου 1989, μέρος του ρήγματος του Αγίου Ανδρέα γλίστρησε 16 χιλιόμετρα βορειοανατολικά της Santa Cruz στην Καλιφόρνια. Ο σεισμός μετρήθηκε σε 7,1 βαθμούς της κλίμακας Richter και προκάλεσε υψηλά επίπεδα επιταχύνσεων εδάφους που κυμαίνονταν μεταξύ 0,5g και 0,6g. (Nova-Roessig και Sitar, 1999)

#### <u>Northridge, Καλιφόρνια (1994)</u>

Ο σεισμός του Northridge είχε μέγεθος 6,7 βαθμών της κλίμακας Richter και έγινε στις 17 Ιανουαρίου του 1994 στη Νότια Καλιφόρνια. Οι εκτιμώμενες μέγιστες οριζόντιες και κατακόρυφες επιταχύνσεις εδάφους κυμαίνονταν από 0,1g μέχρι 0,9g και 0,03g μέχρι 0,62g, αντίστοιχα. Οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι απείχαν 8 με 113 χιλιόμετρα από το επίκεντρο και εκτιμάται ότι είχε ασκηθεί πάνω τους μια μέγιστη επιτάχυνση εδάφους περίπου 0,2g. (Sandri, 1994)

#### Τοίχος επεξεργασίας λυμάτων νερού

Η ένταση στην περιοχή της Βαλένθια εκτιμήθηκε VII σε μια προσεγγιστική Τροποποιημένη Ένταση Mercalli. Οι σχέσεις εξασθένησης Joyner-Boore προτείνουν μέγιστες οριζόντιες επιταχύνσεις της τάξης των 0,6g με πραγματική μέτρηση οριζόντιων επιταχύνσεων, όπως αυστηρά προσδιορίστηκε από τους Bathurst και Cai (1995), περίπου 0,5g. Οι οριζόντιες επιταχύνσεις σχεδίασης εκτιμήθηκαν ότι είναι 0,3g. (Sandri, 1994)

### Τοίχος δεξαμενής Gould

Οι σχέσεις εξασθένησης Joyner-Boore για την τοποθεσία της δεξαμενής Gould στην περιοχή της Πασαντένα προτείνουν μέγιστες οριζόντιες επιταχύνσεις της τάξης των 0,3g με τις μέγιστες οριζόντιες επιταχύνσεις σχεδίασης να είναι ελαφρώς μεγαλύτερες, όπως καθορίστηκαν από τις πραγματικές μετρήσεις. (Sandri, 1994)

#### <u>Ηγogoken-Nanbu, Ιαπωνία (1995)</u>

Στις 17 Ιανουαρίου 1995 συνέβη ένας σεισμός 20 χιλιόμετρα νοτιοδυτικά του κέντρου του Kobe με μέγεθος 6,9 βαθμών της κλίμακας Richter και εστιακό βάθος 14 χιλιόμετρα κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Οι τοίχοι υπέστησαν οριζόντιες επιταχύνσεις εδάφους μέχρι 0,8g. (Nova-Roessig και Sitar, 1999)

#### Chi-Chi, Taiwan (1999)

Αυτός ήταν ένας σεισμός μεγέθους 7,6 βαθμών της κλίμακας Richter. Οι μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους κατά τη διάρκεια του σεισμού ήταν λίγο μεγαλύτερες των 0,4g στην περιοχή, ενώ οι σεισμικές διατάξεις απαιτούν σεισμικό συντελεστή k<sub>h</sub> = 0,115 για την περιοχή αυτή. (Guney Olgun, 2003)

#### Izmit, Turkey (1999)

Ο σεισμός αυτός μεγέθους 7,6 βαθμών της κλίμακας Richter έπληξε τη βορειοδυτική Τουρκία στις 17 Αυγούστου 1999. Η επιτάχυνση εδάφους μετρήθηκε σε 0,4g. (Sankey και Segrestin)

#### Nisqually, Washington (2000)

Ο σεισμός αυτός συνέβη στις 28 Φεβρουαρίου του 2001 και ήταν ένας από τους μεγαλύτερους σεισμούς που έχουν καταγραφεί στην Washington. Η ένταση του σεισμού ήταν 6,8, μετρούμενη σε μια προσεγγιστική Τροποποιημένη Ένταση Mercalli. (Guney Olgun, 2003)

#### Μηχανικά σταθεροποιημένος τοίχος σε ξενοδοχείο, Seattle

Η περιοχή είναι περίπου 27 χιλιόμετρα από το επίκεντρο του σεισμού του Nisqually και οι μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους στην περιοχή έφθασαν περίπου την τιμή 0,15g. (Guney Olgun, 2003)

#### Μηχανικά σταθεροποιημένος τοίχος του Costco, Seattle

Η περιοχή είναι περίπου 30 χιλιόμετρα από το επίκεντρο και οι μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους έφθασαν περίπου τα 0,07g κατά τη διάρκεια του γεγονότος. (Guney Olgun, 2003)

# 4.2 Περιγραφή των περιστατικών καλής συμπεριφοράς και αστοχιών – βλαβών

#### <u>Gemona, Ιταλία (1976)</u>

Τρεις γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι με ύψη από 4 έως 6 μέτρα βρίσκονταν 25 με 40 χιλιόμετρα από το επίκεντρο. Οι τοίχοι είχαν σχεδιαστεί μόνο για στατικές συνθήκες με ελάχιστο συντελεστή ασφάλειας για αποχώρηση. Δεν αναφέρθηκαν κινήσεις για κανέναν από τους τοίχους. (Nova-Roessig και Sitar, 1999)

#### <u>Honshu, Ιαπωνία (1983)</u>

Αναφέρθηκε επίσης βλάβη υγροποίησης. Σαράντα εννέα δομές διαφόρων υψών κατασκευασμένες με γεωσυνθετικά βρίσκονταν σε απόσταση 80 με 275 χιλιόμετρα από το επίκεντρο. Οι τοίχοι δεν έδειξαν σημάδια ζημιάς εκτός από έναν τοίχο που βρισκόταν πλησιέστερα στο επίκεντρο. Αν και ο τοίχος αυτός είχε κατασκευαστεί μερικά εκατοστά δίπλα σε κατασκευές που στηρίζονταν σε πασσάλους, παρέμεινε σε κατάσταση επιδιόρθωσης (Nova-Roessig και Sitar, 1999).

#### <u>Λιέγη, Βέλγιο (1983)</u>

Ο σεισμός, ο οποίος ξεκίνησε σε βάθος περίπου 4 χιλιομέτρων, προκάλεσε εκτεταμένες ζημιές στις τοπικές κατασκευές. Δύο γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι με ύψη περίπου 4,5 με 6 μέτρα βρίσκονταν 1,6 χιλιόμετρα από το επίκεντρο. Καταγράφηκαν επιταχύνσεις που κυμαίνονταν μεταξύ 0,15g και 0,2g κοντά στα τείχη και προκάλεσαν 3 εκατοστά πλευρική κίνηση στην οροφή ενός γκαράζ στη γύρω περιοχή (Σχήμα 4.1). Οι τοίχοι δεν έδειξαν σημάδια βλαβών (Nova-Roessig και Sitar, 1999).



Σχήμα 4.1 *Γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι και γειτονικό γκαράζ στη Λιέγη*, Πηγή RE Co., 1995.



Σχήμα 4.2 Γέφυρα Maniatutu μετά το σεισμό στη Edgecumbe Πηγή: RE Co., 1995.

#### Edgecumbe, Νέα Ζηλανδία (1987)

Η γέφυρα Maniatutu, σε απόσταση 30 χιλιόμετρα από το επίκεντρο, ήταν υπό κατασκευή τη στιγμή εκείνη. Για τις βάσεις της γέφυρας χρησιμοποιήθηκαν γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι ύψους περίπου 6 μέτρων (βλ. Σχήμα 4.2). Το ανώτερο τμήμα της γέφυρας είχε τοποθετηθεί, αλλά η ασφάλειά του δεν είχε ακόμη εξασφαλιστεί και η επίχωση των τοίχων δεν είχε ολοκληρωθεί, αφήνοντάς τους με ελάχιστη υποστήριξη. Κατά τη διάρκεια του σεισμού, οι εργαζόμενοι ανέφεραν ότι το ανώτερο επίπεδο "χόρευε" στα στηρίγματά του. Ωστόσο, δεν παρατηρήθηκαν αξιοσημείωτες παραμορφώσεις και η γέφυρα ολοκληρώθηκε. (Nova-Roessig και Sitar, 1999)

#### Loma Prieta, Καλιφόρνια (1989)

Ο σεισμός αυτός 7,1 βαθμών της κλίμακας Richter προκάλεσε υψηλά επίπεδα επιταχύνσεων εδάφους που κυμαίνονταν μεταξύ 0,5g και 0,6g. Επλήγησαν 21 γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι με ύψη από 5 έως 10 μέτρα, οι οποίοι βρίσκονταν 11 με 100 χιλιόμετρα από το επίκεντρο. Μόνο δύο τοίχοι με ύψη 5,5 και 6 μέτρα είχαν σχεδιαστεί για να αντέχουν πλευρικά φορτία των 0,2g και 0,1g, αντίστοιχα. Και οι δύο τοίχοι βρίσκονταν περίπου 100 χιλιόμετρα από το επίκεντρο που του τους τοίχους (Nova-Roessig και Sitar, 1999).

Επιπλέον, από το σεισμό επλήγησαν επιχώματα οπλισμένα με γεωπλέγματα ύψους από 3 έως 24 μέτρα. Βρίσκονταν 11 με 130 χιλιόμετρα από το επίκεντρο και είχαν σχεδιαστεί για περίπου 0,15g. Στα επιχώματα ασκήθηκαν μέγιστες οριζόντιες επιταχύνσεις 0,1g με 0,4g αλλά δεν φάνηκαν σημάδια βλαβών.

#### <u>Northridge, Καλιφόρνια (1994)</u>

Υπήρχαν 22 γεωσυνθετικά οπλισμένες κατασκευές που επηρεάστηκαν. Οι τοίχοι είχαν ύψος 4 με 17 μέτρα και βρίσκονταν 2,5 με 84 χιλιόμετρα από το επίκεντρο. Οι τοίχοι είχαν καλές επιδόσεις με μικρά μόνο προβλήματα, όπως αποφλοίωση και μικρές ρωγμές. Μόνο ένας τοίχος ύψους 16 μέτρων, ο

οποίος βρισκόταν 61 χιλιόμετρα από το επίκεντρο, διογκώθηκε κατά 46 εκατοστά (3% Η) στην πρόσοψή του λόγω υπερβολικής θεμελίωσης.

Οι επιδόσεις των οπλισμένων με γεώπλεγμα κατασκευών, των μηχανικά σταθεροποιημένων τοίχων και των ανασκαφών ήταν επίσης καλές. Τα ύψη των τοίχων κυμαίνονταν από 3 έως 15 μέτρα. Ένας μηχανικά σταθεροποιημένος τοίχος ύψους 12 μέτρων, που βρισκόταν περίπου 19 χιλιόμετρα από το επίκεντρο, υπέστη συνεχείς ρωγμές, με περίπου 2,5 εκατοστά διαφορικής θεμελίωσης. Η ρωγμή ήταν παράλληλη προς τον τοίχο και εμφανίστηκε σε αποστάσεις 2 και 7,5 μέτρα πίσω από την πρόσοψη του τοίχου συνέβη στο σημείο μετάβασης μεταξύ του επιχώματος αντιστήριξης και του φυσικού εδάφους. Κοντινοί σταθμοί καταγραφής ανέφεραν μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση 0,35g. (Nova-Roessig και Ν. Sitar, 1999)

#### Τοίχος επεξεργασίας λυμάτων νερού

Ο τοίχος στη περιοχή Βαλένθια έχει μήκος περίπου 8 χιλιόμετρα και κατασκευάστηκε λιγότερο από 1 έτος πριν από το συμβάν στο Northridge. Ο τοίχος βρίσκεται περίπου 18 χιλιόμετρα από το επίκεντρο και μόνο 14 χιλιόμετρα βορειοδυτικά από την άνω διάβαση υψηλής κίνησης στο I-5 και αυτοκινητόδρομο της κοιλάδας Antelope (SR14). Μια τυπική διατομή του τοίχου επεξεργασίας λυμάτων νερού στη Βαλένθια φαίνεται στο Σχήμα 4.3.

Σημειώθηκαν διαλείπουσες μικρές ρωγμές επιφανειακής τάσης (<6 χιλιοστά σε πλάτος) στα επιφανειακά εδάφη κοντά στο πίσω μέρος του οπλισμένου εδάφους. Παρατηρήθηκαν επίσης ρήγματα επιφανειακής τάσης κοντά στο πίσω μέρος του μειωμένου οπλισμένου εδάφους στην περιοχή όπου το γεώπλεγμα είχε ανασκαφεί, αλλά ήταν πολύ μεγαλύτερα (περίπου 50 χιλιοστά σε πλάτος). Το μικρό πρανές που είχε τοποθετηθεί μπροστά από τον τοίχο για τον καθαρισμό (δίπλα στο ποτάμι) έδειξε σημαντικά σημάδια μετακίνησης καθώς επίσης εξυγίανση και ραγάδες στην επιφάνεια. Είναι πιθανό αυτά τα εδάφη να ήταν κορεσμένα σε μικρό βάθος τη στιγμή του σεισμού.

Η εξέταση του κάθε κομματιού ανά γεώπλεγμα έδειξε πλήρη απουσία σχετικής κίνησης. Η κοντινή μακροσκοπική εξέταση της αποξηραμένης λάσπης που εκτίθεται στην κορυφή και μεταξύ των τμημάτων ανέφερε ότι η λάσπη είχε απλά σπάσει και είχε μείνει ανενόχλητη. Ομοίως, το γεώπλεγμα που εκτίθεται στην πρόσοψη του τοίχου (συγκολλημένο μεταξύ των κομματιών) και ήταν τοποθετημένο σε αποξηραμένη λάσπη δεν είχε καμία ένδειξη διαταραχής ή τη σχετικής κίνησης.

Υπό το φως της ελάχιστης ζημίας που υπέστη ο τοίχος, είναι ενδιαφέρον να σημειωθεί ότι τοίχοι υποστήριξης μιας πλευράς δύο δεξαμενών που βρίσκονται 100 μέτρα από τον τμηματικό τοίχο υπέστησαν σημαντικές ρωγμές που τους οδήγησαν να τεθούν εκτός λειτουργίας για επισκευές. (Sandri, 1998)



Σχήμα 4.3 Τυπική διατομή του τοίχου της επεξεργασίας λυμάτων νερού στη Βαλένθια.

#### Τοίχος δεξαμενής Gould, Pasadena

Οι τμηματικοί τοίχοι αντιστήριξης στην περιοχή της δεξαμενής Gould είχαν κατασκευαστεί με σκοπό την υποστήριξη μιας οδού πρόσβασης δίπλα σε δεξαμενές αποθήκευσης ποιοτικού νερού. Η περιοχή βρίσκεται κατά μήκος του νότιου περιθωρίου των ορέων San Gabriel κοντά στην Pasadena στην Καλιφόρνια. Η περιοχή της δεξαμενής Gould βρίσκεται περίπου 35 χιλιόμετρα από το επίκεντρο και κατά μήκος των ιχνών του δυνητικά ενεργού ρήγματος Sierra Madre.

Τα μέγιστα ύψη του τοίχου στη θέση Gould ήταν περίπου 5,8 μέτρα και είχαν σχεδιαστεί με μεθόδους ανάλυσης της δεσμευμένης πίσω σφήνας. Το γέμισμα που χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή του τοίχου αποτελείται από φυσικά εδάφη που ανασκάφηκαν από την τοποθεσία. Τα εδάφη συνήθως αποτελούνται από προσχώσεις αργιλώδους λάσπης και λασπώδους άμμου με υλικά θεμελίωσης που αποτελούνται από φυσικό κρυσταλλικό βράχο. Πιέσεις φορτίων της τάξεως των 1,2 kN/m<sup>2</sup> ενσωματώθηκαν στο σχεδιασμό της μοντελοποίησης των αναμενόμενων φορτίων, τα οποία έπρεπε να διατηρηθούν σε μικρή απόσταση από την κορυφή του τοίχου. Μια τυπική διατομή του τοίχου της δεξαμενής Gould δίνεται στο Σχήμα 4.4.

Η τοποθεσία της δεξαμενής Gould υποβλήθηκε στην προβλεπόμενη οριζόντια επιτάχυνση 2 φορές εκείνη για την οποία είχε γίνει η ανάλυση. Οι ρωγμές επιφανειακής τάσης παρατηρήθηκαν πάλι κοντά στο πίσω μέρος του οπλισμένου εδάφους. Οι ρωγμές επιφανειακής τάσης ήταν εμφανείς ως περίπου 6 χιλιοστά πλάτους διαστήματα που βρίσκονται κατά μήκος της ευθυγράμμισης του τοίχου. Η επιθεώρηση του τοίχου δεν έδειξε σημάδια σχετικής κίνησης μεταξύ της διεπαφής των τμημάτων του γεωπλέγματος. Δεν ήταν επίσης εμφανής κάποια αύξηση στην προϋπάρχουσα αντίστροφη αντιστήριξη λόγω του σεισμού. (D. Sandri, 1998)



Σχήμα 4.4 Τυπική διατομή του τοίχου της δεξαμενής Gould.

#### <u>Ηγogoken-Nanbu, Ιαπωνία (1995)</u>

Τρεις οπλισμένοι зц γεώπλεγμα τοίχοι ύψους 6 μέτρων, που χρησιμοποιούνταν για την υποστήριξη των σιδηροδρομικών γραμμών, επηρεάστηκαν. Οι τοίχοι είχαν σχεδιαστεί ψευδοστατικά χρησιμοποιώντας μια οριζόντια αδρανειακή επιτάχυνση της τάξεως των 0,2g. Δύο από τους τοίχους δεν υπέστησαν καμία οπτική ζημία. Ωστόσο, ο τρίτος τοίχος είχε υποστεί Αυτός ο τοίχος, γνωστός ως τοίχος Tanata, είχε χτιστεί βλάβη. χρησιμοποιώντας οπλισμούς με ινώδες πλέγμα και ένα μη συνεκτικό επίχωμα (Σχήμα 4.5) (Nova-Roessig και Ν. Sitar, 1999).



Σχήμα 4.5 Διατομή του τοίχου Tanata, Ιαπωνία. Πηγή Sitar, 1995.

Η διατομή ενός από τους τοίχους κατά μήκος της ιαπωνικής σιδηροδρομικής γραμμής Tokaido φαίνεται στο Σχήμα 4.6. Υπάρχει ένα ηλεκτρικό πλαίσιο παροχής που βρίσκεται πίσω από τον τοίχο και η κυκλική θεμελίωση πλάτους 2,2 μέτρων αυτού του πλαισίου είναι ενσωματωμένη βαθιά πίσω από την κατασκευής αντιστήριξης. Αφού υπέστησαν οριζόντιες επιταχύνσεις εδάφους μέχρι 0,8g, η κορυφή και η βάση του τοίχου παραμορφώθηκαν 30 εκατοστά οριζόντια. Ευτυχώς, ο τοίχος ήταν σε θέση να αποφύγει καταστροφική αστοχία. Πιθανολογείται ότι οι κινήσεις αυτές οφείλονταν στα σχετικά μικρά δεσίματα στο πάνω μέρος του τοίχου (0,4H). Ο τοίχος υπέστη επίσης μικρές αποφλοιώσεις στην πρόσοψη και ρωγμές. (Guney Olgun, 2003)



Σχήμα 4.6 Διατομή του οπλισμένου με γεώπλεγμα τοίχου κατά μήκος του σιδηροδρόμου (Guney Olgun, 2003).

#### Chi-Chi, Taiwan (1999)

Αυτός ο σεισμός μεγέθους 7,6 βαθμών της κλίμακας Richter προξένησε σοβαρές ζημίες σε κατασκευές στις αστικές περιοχές. Αρκετές μελέτες έχουν διεξαχθεί σχετικά με την απόδοση των οπλισμένων κατασκευών κατά τη διάρκεια του σεισμού αυτού (Chen et al. 2000, Huang 2000, Ling et al. 2001). Πολλές αστοχίες έχουν αναφερθεί όπου μηχανικά σταθεροποιημένα αναχώματα και γεωσυνθετικά οπλισμένα πρανή παρουσίασαν σημαντική ζημία και συνολική κατάρρευση.

Εντοπίστηκαν τέσσερις θέσεις με γεωσυνθετικά οπλισμένους τοίχους αντιστήριξης με ζημιές. Στη μία από αυτές, οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνταν για τη στήριξη πρανών εκσκαφής σ' ένα σχέδιο οικιστικής ανάπτυξης. Αρκετοί οπλισμένοι με σκυρόδεμα τοίχοι αντιστήριξης και μη οπλισμένοι τοίχοι στο χώρο κατέρρευσαν ή υπέστησαν βλάβες. Το ύψος των οπλισμένων κατασκευών διέφερε από περιοχή σε περιοχή, φθάνοντας τα 5 μέτρα στο υψηλότερο σημείο. Τμήματα των εν λόγω γεωσυνθετικά οπλισμένων κατασκευών υπέστησαν βλάβη. Ένα τμήμα κοντά στην κορυφή των τοίχων εκτοπίστηκε προς τα έξω και ένα άλλο τμήμα κατέρρευσε. Παρατηρήθηκε ότι οι τοίχοι σ' αυτή την περιοχή χτίστηκαν με γεώπλεγμα για οπλισμό και καλής ποιότητας επίχωμα.

Σε μια άλλη περιοχή κατά μήκος του δρόμου Ta Kung 129 ένα τμήμα ενός γεωσυνθετικά οπλισμένου τοίχου κατέρρευσε και άλλα τμήματα υπέστησαν

σοβαρές ζημιές. Αυτός ο τοίχος χτίστηκε με γεώπλεγμα για οπλισμό και άμμο ως επίχωμα. Ο τοίχος είχε ύψος 3,4 μέτρα στο τμήμα που κατέρρευσε. Η διατομή της κατάρρευσης φαίνεται στο Σχήμα 4.7. Εκτός από το τμήμα που κατέρρευσε, άλλα τμήματα του τοίχου επίσης υπέστησαν σημαντική ζημιά όταν κάποια μέρη κινήθηκαν εκτός της ευθυγράμμισης και διαχωρίστηκαν προκαλώντας έκχυση του υλικού του επιχώματος. Το μεγαλύτερο εκτόπισμα εξογκώματος παρατηρήθηκε σε περίπου 1,6 μέτρα από το κάτω μέρος του τοίχου (περίπου 1/2 με 1/3 του ύψους του τοίχου). Οπλισμοί με γεώπλεγμα παρατηρήθηκαν να σχίζονται στη θέση των ακίδων σύνδεσης. Η διατομή του τοίχου σε αυτό το τμήμα του τοίχου και ένα σκίτσο των παραμορφώσεων που παρατηρήθηκαν εμφανίζονται στο Σχήμα 4.8. Ένας συμβατικά οπλισμένος με σκυρόδεμα τοίχος ύψους 7,5 μέτρων που υποστηρίζει την άλλη πλευρά του αναχώματος του αυτοκινητοδρόμου υπέστη μικρές ζημίες.



Σχήμα 4.7 Διατομή του γεωσυνθετικά οπλισμένου τοίχου που κατέρρευσε.



Σχήμα 4.8 Μεγάλες παραμορφώσεις στον γεωσυνθετικά οπλισμένο τοίχο.

Δύο κοντοί τοίχοι που βρίσκονται κοντά σε ένα γήπεδο υπέστησαν κάποιες βλάβες. Στον έναν από τους τοίχους που είχε ύψος 2 μέτρα διαχωρίστηκαν μπροστινά κομμάτια. Αυτό συνέβη λόγω της κίνησης στη θεμελίωση των θέσεων των φανών που βρίσκονταν πίσω από τον τοίχο. Ο άλλος τοίχος ύψους 3 μέτρων κατέρρευσε. Αυτή η αστοχία αποδίδεται στους μικρούς οπλισμούς. Πίσω από τον τοίχο παρατηρήθηκαν διαμήκεις ρωγμές.

Στην τέταρτη τοποθεσία ένας γεωσυνθετικά οπλισμένος τοίχος αντιστήριξης υπέστη κάποια ζημιά. Το ύψος του τοίχου δεν αναφέρεται στην καταγραφή, ωστόσο από φωτογραφία φαίνεται ότι ο τοίχος αποτελείται από 33 τμήματα και δεδομένου ότι κάθε τμήμα είναι 20 εκατοστά, το ύψος υπολογίζεται σε περίπου 6,5 μέτρα. Τμήμα του τοίχου που δεν ήταν οπλισμένο κατέρρευσε. Οι μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους κατά τη διάρκεια του σεισμού ήταν λίγο μεγαλύτερες των 0,4g στην περιοχή, ενώ οι σεισμικές διατάξεις απαιτούν σεισμικό συντελεστή  $k_h = 0,115$  για την περιοχή αυτή. (Guney Olgun, 2003)

#### Izmit, Turkey (1999)

Μια πλήρης αξιολόγηση των γεωσυνθετικά οπλισμένων κατασκευών για τη συγκεκριμένη περιοχή του σεισμού δεν έχει ακόμη πραγματοποιηθεί. Ωστόσο, μια γέφυρα και μια ράμπα ερευνήθηκαν στο Arifiye, σχεδόν δίπλα στο επίκεντρο (Sankey και Segrestin). Αν και η ίδια η γέφυρα κατέρρευσε, οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι της ράμπας υπέστησαν μόνο μικρές ζημιές και παρέμειναν σταθεροί. Διατμητικές παραμορφώσεις από διαφορετικές κατασκευές αναπαράχθηκαν προς τα πάνω μέσω των πάνελ, χωρίζοντας μερικά έως και κατά 75 χιλιοστά. Οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι είχαν σχεδιαστεί για μια επιτάχυνση εδάφους ίση με 0,10g. Αυτό οδήγησε σε μικρή μόνο αύξηση του ποσού των ταινιών οπλισμού σε σύγκριση με τον στατικό σχεδιασμό.

Είναι ενδιαφέρον να σημειωθεί ότι εάν η πλήρης επίδραση της επιτάχυνσης εδάφους είχε συμπεριληφθεί στο σχεδιασμό σύμφωνα με την ισχύουσα πρακτική, τότε τουλάχιστον 40% περισσότερος οπλισμός θα είχε προστεθεί. Το γεγονός ότι ο αυξημένος οπλισμός δεν φάνηκε να χρειάζεται είναι μια καλή

ένδειξη για την ασφάλεια της τεχνολογίας και τη συντηρητική φύση των σημερινών αρχών σχεδιασμού.



(Φ 4.1) Γεωσυνθετικά οπλισμένος τοίχος ράμπας στο Arifiye. Πηγή: Sankey και Segrestin.

#### Nisqually, Washington (2000)

Ένας μηχανικά σταθεροποιημένος τοίχος που υποστήριζε έναν χώρο στάθμευσης ξενοδοχείου κατέρρευσε μετά το σεισμό. Η κατασκευή αυτή χτίστηκε με γεώπλεγμα για οπλισμούς και σπονδυλωτά κομμάτια σκυροδέματος. Τμήματα του τοίχου αυτού αντιμετώπισαν προβλήματα μετά την κατασκευή και είχαν επισκευαστεί. Δεν είναι σαφές ωστόσο, αν το τμήμα που αστόχησε ήταν στην πραγματικότητα μέρος των επισκευασμένων τμημάτων. Είναι επίσης πιθανό τα μαλακά εδάφη θεμελίωσης να συνέβαλαν στην κατάρρευση αυτή. (Guney Olgun, 2003)

#### Μηχανικά σταθεροποιημένος τοίχος σε ξενοδοχείο, Seattle

Ο μηχανικά σταθεροποιημένος τοίχος στην Tumwater της Washington είναι μια γεωσυνθετικά οπλισμένη και μηχανικά σταθεροποιημένη κατασκευή με κομμάτια σκυροδέματος ύψους 4,5 μέτρων με 3,5 μέτρα μήκος γεωπλέγματος. Ο τοίχος υποστηρίζει επίχωμα πρανούς με βαθμό 2:1. Τμήματα του τοίχου κατέρρευσαν κατά τη διάρκεια του σεισμού. Είναι πολύ πιθανό οι άσχημες συνθήκες υπεδάφους να ήταν οι σημαντικότεροι παράγοντες που προκάλεσαν την κατάρρευση. (Guney Olgun, 2003)

#### Μηχανικά σταθεροποιημένος τοίχος του Costco, Seattle

Ο μηχανικά σταθεροποιημένος τοίχος του Costco, κοντά στην Tacoma της Washington, είναι μια γεωσυνθετικά οπλισμένη και μηχανικά σταθεροποιημένη κατασκευή με κομμάτια σκυροδέματος που στηρίζει το χώρο στάθμευσης του πολυκαταστήματος Costco. Η περιοχή είναι περίπου 30 χιλιόμετρα από το επίκεντρο και οι μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους στην περιοχή έφθασαν περίπου τα 0,07g κατά τη διάρκεια του γεγονότος.

Ο τοίχος έχει ύψος περίπου 5,5 μέτρα στο ανώτατο σημείο και το μήκος οπλισμού σε αυτό το τμήμα είναι 2,8 μέτρα, δίνοντας λόγο πλάτους προς ύψος 0,50. Σε αυτή τη θέση, ο τοίχος διατηρεί ένα επίπεδο επίχωσης. Ο τοίχος παρέμεινε ανέπαφος μετά το σεισμό. Πλευρικές μετατοπίσεις λόγω μετακίνησης οδήγησαν σε ολίσθηση τύπου σφήνας πίσω από τον τοίχο. Η κίνηση αυτή δημιούργησε μεγάλες ρωγμές στην κορυφή της επίχωσης και επηρέασε το έδαφος με οριζόντιες αντισταθμίσεις μέχρι 25 εκατοστά και κατακόρυφες βυθίσεις της τάξης των 2 έως 3 εκατοστών. Ο ακριβής τρόπος μετατόπισης της κατασκευής που οδήγησε σε αυτήν την κατάσταση δεν είναι γνωστός. Συνήθως σε τέτοιες περιπτώσεις ο τοίχος μπορεί να κινηθεί πλαγίως σαν ένας συμπαγής κύβος ή μπορεί να παραμορφωθεί κάτω από εφελκυσμό ń ανάκλιση. Τέλος, εσωτερικό σε ορισμένες θέσεις παρατηρήθηκαν μερικά εξογκώματα σε χαμηλότερα σημεία του τοίχου (Guney Olgun, 2003).

### 4.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα

Ακολουθεί ο Πίνακας 4.1, όπου παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα χαρακτηριστικά της σεισμικής συμπεριφοράς των γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων για τα σεισμικά γεγονότα που περιγράφηκαν στις δύο προηγούμενες ενότητες.

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Τοποθεσία	Έτος	Μέγεθος	Απόσταση	Οριζόντια	Αριθμός	Τύπος	Ύψος	Σεισμικός	Παρατηρήσεις
σεισμού		(M∟)	επίκεντρου	επιτάχυνση	τοίχων	τοίχου	τοίχου	σχεδιασμός	
			(χιλιόμετρα)	(g)			(μέτρα)		
Gemona, Ιταλία	1976	6,4	25-40	-	3	ГО	4-6	Όχι	Καμία ζημιά
Honshu,	1983	7,7	80-275	0,1-0,3	49	ГО	-	-	Μόνο 1 τοίχος
Ιαπωνία									υπέστη ζημιά
Λιέγη, Βέλγιο	1983	5	0,8	0,15-0,2	2	ГО	4,5-6	Όχι	Καμία ζημιά
Edgecumbe,	1987	6,3	30	-	1	ГО	6	-	Καμία ζημιά
Νέα Ζηλανδία									
Loma Prieta,	1989	7,1	11-130	0,1-0,55	20	ГО	3-24	Ναι	Καμία ζημιά
Καλιφόρνια			65	0,1	1	ГЕ	21	Ναι	Κίνηση πρανούς
Northridge,	1994	6,7	2,5-84	0,1-0,9	22	ГО	4-17	-	Μικρές ρωγμές
Καλιφόρνια			8-113	0,2		ГЕ	3-15		Καμία ζημιά
Valencia			18	0,5	1	ГЕ	6,4	-	Μικρές ρωγμές
Pasadena			35	0,3	1	ГЕ	5,8	-	Μικρές ρωγμές
Hyogoken-	1995	6,9	16-40	0,8	2	ГЕ	6	Ναι	Καμία ζημιά
Nanbu, Ιαπωνία			16	0,8	1	ГЕ	6	Ναι	Μικρές ρωγμές
Chi-Chi, Taiwan	1999	7,3	15-40	1,0	6	ГЕ	2-40	-	Σοβαρές ζημιές
Izmit, Turkey	1999	7,6	-	0,4	-	ГО	-	Όχι	Μικρές ζημιές
Nisqually,	2000	6,8	23	0,25	1	ГЕ	4	-	Κατάρρευση
Washington									
Seattle			27-30	0,07-0,15	2	ГО	4,5-5,5	-	Σοβαρές ζημιές

Πίνακας 4.1 Σεισμική συμπεριφορά γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων (ΓΟ: Γεωσυνθετικά Οπλισμένος, ΓΕ: Γεώπλεγμα).

### 4.4 Σχολιασμός αποτελεσμάτων

Στον Πίνακα 4.1 καταγράφεται η σεισμική συμπεριφορά 112 γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων. Η καταγραφή αυτή προέρχεται από 10 σεισμικά γεγονότα που συνέβησαν την περίοδο 1976-2000 σε διαφορετικές περιοχές σε όλον τον κόσμο, δείγμα αρκετά αντιπροσωπευτικό από άποψη γεωγραφικής κατανομής. Αναφορικά με το μέγεθος του σεισμού, τα δεδομένα σεισμικά γεγονότα αφορούν μέγεθος που κυμαίνεται από 5 έως 7.7 βαθμούς της κλίμακας Richter, ενώ η απόσταση από το επίκεντρο ποικίλλει.

Παρατηρείται ότι το μεγαλύτερο ποσοστό, 69% (77 τοίχοι), δεν υπέστη καμία ζημιά. Μικρές ζημιές παρατηρήθηκαν στο 23% αυτών (26 τοίχοι), ενώ σοβαρές ζημιές μόνο στο 8% (9 τοίχοι). Συγκεκριμένα, οι μικρές ζημιές, τις οποίες υπέστησαν οι 26 τοίχοι, αφορούσαν κυρίως μικρές ρωγμές, ενώ αξίζει να σημειωθεί ότι μόνο για 1 τοίχο απ' αυτούς, στην περιοχή Hyogoken-Nanbu της Ιαπωνίας, είχε προηγηθεί σεισμικός σχεδιασμός. Για τους υπόλοιπους 25 τοίχους καθώς και γι' αυτούς που υπέστησαν σοβαρές ζημιές δεν υπάρχει ένδειξη ή δεν είχε πραγματοποιηθεί σεισμικός σχεδιασμός. Οι οριζόντιες επιταχύνσεις σε όλα αυτά τα σεισμικά γεγονότα κυμαίνονταν από 0,07g έως 1g. Σε 13 από τους τοίχους αναφέρεται το γεώπλεγμα ως οπλισμός. Τα ύψη των τοίχων κυμαίνονταν από 3 έως 40 μέτρα και τέλος, σεισμικός σχεδιασμός

Από τα δεδομένα αυτά προκύπτει ότι στις παραπάνω καταγραφές απόκρισης γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών, σε ένα αρκετά αντιπροσωπευτικό δείγμα, η πλειοψηφία των τοίχων επέδειξε καλή συμπεριφορά και εμφάνισε ελάχιστες βλάβες.

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

### ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ NEWMARK

Για την ανάλυση της σεισμικής ευστάθειας οπλισμένων τοίχων με τη μέθοδο των μόνιμων παραμορφώσεων τροποποιήθηκε το προσομοίωμα κατά Newmark (1965) προκειμένου να λαμβάνονται καταλλήλως υπόψη τα χαρακτηριστικά του οπλισμένου τοίχου. Πιο συγκεκριμένα, το προσομοίωμα που διαμορφώθηκε αποτελείται από ένα άκαμπτο τέμαχος, ένα ελατήριο και έναν ολισθητήρα επί ενός κεκλιμένου επιπέδου. Είναι προφανές ότι το άκαμπτο τέμαχος αναπαριστά την εδαφική μάζα που αστοχεί (εδαφική σφήνα), με αυτό το τέμαχος συνδέεται το ελαστικό ελατήριο που αναπαριστά την επιμήκυνση του οπλισμού όταν αυτό καταπονείται εφελκυστικά και ο ολισθητήρας που συνδέεται με το ελατήριο αναπαριστά την εξόλκευση της ενίσχυσης του εδάφους. Το φαινόμενο αυτό αποτελεί απόρροια της υπέρβασης της διατμητικής αντοχής μεταξύ εδάφους και ενίσχυσης από τη δύναμη του ελατηρίου. Αυτή η δύναμη του ελατηρίου είναι η αντίδραση στην εφελκυστική καταπόνηση της ενίσχυσης. Είναι φανερό ότι η τοποθέτηση οπλισμού επαρκούς μήκους διασφαλίζει την επάρκεια της αντίστασης σε εξόλκευση των οπλισμών.

Επίσης, πρέπει να σημειωθεί ότι αγνοείται (υπέρ της ασφαλείας) η συμβολή του οπλισμού στην αύξηση της διατμητικής αντοχής. Επίσης, στο συγκεκριμένο προσομοίωμα θεωρείται ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή της σεισμικής μετακίνησης και κατά συνέπεια ομοιόμορφη κατανομή της προκύπτουσας εφελκυστικής δύναμης σε όλους τους οπλισμούς. Από τις βασικές παραδοχές του προσομοιώματος είναι ότι παρόλο που το ελατήριο που αναπαριστά τον οπλισμό είναι ελαστικό-απόλύτως πλαστικό, θεωρείται ότι δεν μπορεί να παραλάβει πλαστικές παραμορφώσεις. Συνεπώς, όταν αναπτυχθεί η οριακή τιμή της εφελκυστικής δύναμης επέρχεται θραύση του οπλισμού. Τέλος, πρέπει να αναφερθεί ότι η ανάλυση κατά Newmark παρέχει μια ρεαλιστική εκτίμηση των μετακινήσεων αλλά απαιτεί λεπτομερή στοιχεία της μάζας αστοχίας και δεν δίνει και την καθ' ύψος κατανομή των μετακινήσεων.

### 5.1 Μοντέλο ολισθαίνουσας σφήνας

Όπως προαναφέρθηκε στην παρούσα διπλωματική εργασία, για τον υπολογισμό των μόνιμων μετατοπίσεων ενισχυμένων πρανών που υπόκεινται σε δυναμική φόρτιση, χρησιμοποιήθηκε ένα τροποποιημένο μοντέλο Newmark (Reinforced Modified Newmark Model - RMNM) και ο μηχανισμός αστοχίας που εξετάστηκε είναι ο μηχανισμός ολισθαίνουσας σφήνας σε επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης (Paulsen, 2002).

Οι μόνιμες μετατοπίσεις ενισχυμένων πρανών επηρεάζονται από την διατμητική καταπόνηση του εδάφους εντός της ζώνης που ενισχύεται καθώς και πέρα από αυτή, από τον εφελκυσμό του υλικού της ενίσχυσης και την εξόλκευση της ενίσχυσης του πρανούς.

Οι μηχανισμοί αστοχίας αναπαριστώνται από το προσομοίωμα RMNM μέσα από τα εξής στοιχεία του προσομοιώματος:

- Ένα ολισθαίνον πρίσμα, το οποίο αναπαριστά την εδαφική μάζα που αστοχεί.
- Ένα ελατήριο, το οποίο συνδέεται με το πρίσμα και αναπαριστά την επιμήκυνση του υλικού της ενίσχυσης, όταν καταπονείται εφελκυστικά. Δηλαδή το ελατήριο αποτελεί αντίδραση στην εφελκυστική καταπόνηση της ενίσχυσης.
- Έναν ολισθητήρα που συνδέεται με το ελατήριο, το οποίο αναπαριστά την εξόλκευση της ενίσχυσης του πρανούς, ως απόρροια της υπέρβασης της τριβής μεταξύ εδάφους και ενίσχυσης από την δύναμη ελατηρίου.

Η δύναμη τριβής που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ του ολισθαίνοντος πρίσματος και του κεκλιμένου επιπέδου αναπαριστά τις δυνάμεις λόγω της διατμητικής αντοχής του ίδιου του εδάφους. Η κλίση του κεκλιμένου επιπέδου είναι η κλίση της επιφάνειας ολίσθησης στην οριακή

κατάσταση αστοχίας του πρανούς και τέλος η δυναμική φόρτιση στην οποία υπόκειται το μοντέλο εξετάζεται ως επίδραση των αναπτυσσόμενων αδρανειακών δυνάμεων στο ολισθαίνον πρίσμα.



Σχήμα 5.1 Γεωμετρία του προσομοιώματος Newmark που εξετάστηκε και ανάλυση των δυνάμεων που ασκούνται στο πρίσμα

Η αντοχή του προσομοιώματος σε δυναμική φόρτιση εξαρτάται από τη συμπεριφορά του κάθε επιμέρους στοιχείου. Η ενίσχυση θεωρείται απόλυτα ελαστικό υλικό. Όταν επιτευχθεί μετατόπιση του ολισθαίνοντος πρίσματος, ενεργοποιείται και η δύναμη της ενίσχυσης μέχρι αυτή να φτάσει το όριο θραύσης, το οποίο συνεπάγεται αστοχία – θραύση της ενίσχυσης. Η αντοχή σε εξόλκευση αυξάνεται μέχρι την κρίσιμη τιμή από την οποία και πέρα μετατοπίζεται ο ολισθητήρας. Κατά την εξόλκευση της ενίσχυσης ασκείται μία σταθερή δύναμη αντίθετη στην κίνησης. Όταν η δύναμη του ελατηρίου πάρει πάλι τιμή μικρότερη αυτής της κρίσιμης τιμής, ο ολισθητήρας παύει να κινείται. Η παραπάνω γεωμετρία καθώς και οι δυνάμεις που ασκούνται στο ολισθαίνον πρίσμα 5.1.

### 5.2 Περιγραφή μεθόδου Newmark

Η μέθοδος των επιτρεπόμενων μετακινήσεων αναπτύχθηκε από τον Newmark και εκτιμά τις μόνιμες μετακινήσεις πρανών και τοίχων αντιστήριξης, που οφείλονται σε σεισμική διέγερση, με τη προσομοίωση ενός στερεού επί κεκλιμένης επιφάνειας.

Κατά τη διάρκεια σεισμού οι σεισμικές επιταχύνσεις δεν είναι σταθερές με την πάροδο του χρόνου, οπότε και ο ψευδοστατικός συντελεστής ασφαλείας επίσης μεταβάλλεται. Αν οι αδρανειακές δυνάμεις που δρουν σε μία εδαφική μάζα γίνουν τόσο ισχυρές, ώστε οι συνολικές δυνάμεις που τείνουν να προκαλέσουν ολίσθηση υπερβούν τις δυνάμεις που αντιτίθεται στην ολίσθηση, τότε η τιμή του συντελεστή ασφάλειας είναι μικρότερη της μονάδας και η εδαφική μάζα, που ενδέχεται να αστοχήσει, δεν είναι πλέον σε ισορροπία. Κατά συνέπεια θα επιταχυνθεί υπό την επίδραση της μη εξισορροπούμενης δύναμης.

Έστω ένα πρίσμα βρίσκεται σε στατική ισορροπία, λόγω δυνάμεων τριβής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.2α. Στην περίπτωση οριζόντιας ταλάντωσης του κεκλιμένου επιπέδου με επιτάχυνση, α<sub>h</sub>= k<sub>h</sub>(t)xg, θα έχει ως αποτέλεσμα κάποια στιγμή να προκληθεί μια οριζόντια αδρανειακή δύναμη, k<sub>h</sub> x w. Σχήμα 5.2β.



### Σχήμα 5.2 Δυνάμεις που ασκούνται σε πρίσμα σε κεκλιμένο επίπεδο : α) υπό στατική φόρτιση, β) υπό δυναμική φόρτιση.

Όταν η αδρανειακή δύναμη δρα στην κατεύθυνση της κατωφέρειας του πρανούς, τότε ο συντελεστής ασφάλειας είναι:

$$FS_{d}(t) = \frac{\text{antitidémenh sthu olisquat}}{\text{yeudostatikh dúnamh sou prokaleí olisquat}};$$

$$= \frac{R_{d}(t)}{D_{d}(t)} = \frac{\left[\cos\beta - k_{h}(t) \times \sin\beta\right] \times \tan\phi}{\sin\beta + k_{h}(t) \times \cos\beta}$$

Υπάρχει κάποια θετική τιμή της k<sub>h</sub> για την οποία προκύπτει συντελεστής ασφάλειας ίσος με μονάδα. Αυτή η παράμετρος, η λεγόμενη παράμετρος διαρροής k<sub>y</sub>, αντιστοιχεί στην επιτάχυνση διαρροής (ή κρίσιμη επιτάχυνση), α<sub>y</sub>=k<sub>y</sub>xg και είναι η ελάχιστη ψευδοστατική επιτάχυνση που απαιτείται ώστε να επέλθει αστάθεια στο πρίσμα και η υπέρβαση της οδηγεί σε μεταβολή της θέσης του πρίσματος ως προς το επίπεδο.

Στη μέθοδο των επιτρεπόμενων μετακινήσεων αρχικά υπολογίστηκε η επιτάχυνση διαρροής, και οι σχετικές μετακινήσεις που αναπτύσσονται κατά την επιβολή μιας χρονοϊστορίας επιταχύνσεων υπολογίστηκαν με διπλή χρονική ολοκλήρωση της διαφοράς της σεισμικής επιτάχυνσης από την κρίσιμη ψευδοστατική επιτάχυνση. Η παραπάνω διαδικασία υλοποιήθηκε μέσω ενός προγράμματος σε γλώσσα προγραμματισμού Fortran.

Η ακρίβεια της μεθόδου βασίζεται στην ακρίβεια κατά την εισαγωγή της εδαφικής κίνησης του κεκλιμένου επιπέδου. Η συγκεκριμένη μέθοδος θεωρεί ότι η εδαφική μάζα που ενδέχεται να αστοχήσει είναι άκαμπτη, οπότε η κατάλληλη κίνηση θα ήταν η εδαφική κίνησης στο επίπεδο της επιφάνειας αστοχίας. Τα πραγματικά πρανή, ωστόσο παραμορφώνονται κατά τη διάρκεια σεισμικής δόνησης. Η δυναμική τους απόκριση εξαρτάται από τη γεωμετρία και την ακαμψία του εδαφικού πρανούς και το πλάτος και τη συχνότητα της κίνησης του υπεδάφους.

### 5.3 Διαδικασία ανάλυσης

Προκειμένου να διερευνηθούν οι σημαντικότερες παράμετροι του προβλήματος, πραγματοποιήθηκε μία σειρά αναλύσεων. Οι εξεταζόμενες παράμετροι περιλαμβάνουν το λόγο της ακαμψίας του περιεχόμενου οπλισμού στην ολισθαίνουσα εδαφική μάζα προς την εδαφική μάζα (K/M), τη διατμητική αντοχή του εδάφους (φ), την κλίση της επιφάνειας αστοχίας (β), αλλά και τα χαρακτηριστικά της σεισμικής κίνησης (χρησιμοποιώντας καταγραφές από ελληνικούς σεισμούς ανηγμένες σε τρία επίπεδα μέγιστης επιτά-

χυνσης του ΕΑΚ2000). Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν μέσω του προγράμματος σε γλώσσα προγραμματισμού Fortran. Η απόκριση του προσομοιώματος σε δυναμική φόρτιση εξετάζεται επιβάλλοντας μια χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση του κεκλιμένου επιπέδου. Για αυτόν τον σκοπό χρησιμοποιήθηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα των παρακάτω καταγραφών:

Αίγιο '95

Καλαμάτα '86

KEDE '99 Long

KEDE '99 Trans

Λευκάδα ΄03 Long

Λευκάδα ´03 Trans

Μοναστηράκι '99 Trans

Σεπόλια '99

Τα δεδομένα που απαιτούνται εισήχθησαν σε αρχείο κειμένου και είναι τα εξής:

η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους, φ,

η γωνία κλίσης της επιφάνειας ολίσθησης, β,

η ολισθαίνουσα εδαφική μάζα, Μ,

το μέτρο ελαστικότητας της ενίσχυσης, Κ,

το όριο εξόλκευσης της ενίσχυσης, *Ρ*εξ,

το όριο θραύσης της ενίσχυσης, *F*<sub>θρ</sub>,

το χρονικό βήμα της καταγραφής, dt.

Οι αδρανειακές δυνάμεις αποτελούν συνάρτηση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης και κατά συνέπεια μεταβάλλονται χρονικά. Το ζητούμενο ήταν να υπολογιστούν οι μόνιμες μετατοπίσεις για τρεις διαφορετικές τιμές κρίσιμης επιτάχυνσης, σε σχέση με το λόγο *tanφ/tanβ*. Η διερεύνηση

πραγματοποιήθηκε για πέντε τιμές του λόγου της ακαμψίας των οπλισμών ως προς την ολισθαίνουσα εδαφική μάζα (K/M), για τρεις διαφορετικές τιμές της κρίσιμης επιτάχυνσης 0.16g, 0.24g και 0.36g και οι τιμές της γωνίας τριβής κυμαίνονται από 30° έως 45°, ενώ οι τιμές της γωνίας κλίσης της επιφάνειας ολίσθησης κυμαίνονται από 18° έως 25°. Η εισαγωγή των απαιτούμενων δεδομένων έδωσε την απόκριση του προσομοιώματος και τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την παραμετρική διερεύνηση συνοψίζονται σε πίνακες που παρατίθενται στο Παράρτημα της εργασίας.

### 5.4 Ενδεικτικά αποτελέσματα

Όπως ήταν αναμενόμενο, γενικά παρατηρήθηκε ότι όσο αυξάνεται ο σεισμικός συντελεστής, αυξάνεται και ο βαθμός των μετατοπίσεων. Ενδεικτικό είναι το γεγονός ότι για PGA = 0.16g η απόκριση του προσομοιώματος έδωσε μηδενικές μετατοπίσεις πάνω στις καταγραφές, KEDE Long '99 και Καλαμάτα '86, ενώ για PGA = 0.36g οι μετατοπίσεις ήταν πιο έντονες για όλες τις καταγραφές και υπήρξε ακόμη και θραύση της ενίσχυσης για τις διεγέρσεις Λευκάδα Long '99 και Λευκάδα Trans '99. Όσον αφορά τον λόγο tanφ/tanβ, παρατηρήθηκε ότι για κάποια τιμή του λόγου tanφ/tanβ προκύπτει μια σημαντική μείωση των μονίμων μετατοπίσεων, η οποία εκφράζεται παραστατικά με την αύξηση του μέτρου της κλίσης των καμπυλών των αποτελεσμάτων (βλ. διαγράμματα στο Σχήμα 5.3). Στον Πίνακα 5.3, παρουσιάζονται τιμές του λόγου tanφ/tanβ, για τις οποίες παρατηρούνται ελάχιστες και μέγιστες μόνιμες μετακινήσεις, αντίστοιχα.

	tanφ/tanβ (για min d)	tanφ/tanβ (για max d)
0.16g	1.50405	1.238133
0.24g	1.733076	1.238133
0.36g	2.269014	1.238133

Πίνακας 5.3 Τιμές του λόγου tanφ/tanβ για ελάχιστες και μέγιστες μόνιμες μετακινήσεις για τις τρεις διαφορετικές τιμές της επιβαλλόμενης μέγιστης επιτάχυνσης.

Οι τιμές του λόγου tanφ/tanβ για τις οποίες παρατηρούνται ελάχιστες και μέγιστες μόνιμες μετακινήσεις, για μέγιστη τιμή επιβαλλόμενης επιτάχυνσης 0.16g, 0.24g, 0.36g και δύο χαρακτηριστικές τιμές του λόγου (K/M), 100 και 200 αντίστοιχα, παρουσιάζονται παρακάτω στον Πίνακα 5.4.

0.16g				
K/M	tanφ/tanβ (για min d)	tanφ/tanβ (για max d)		
100	1.40	1.35		
200	1.45	1.35		

0.24g					
K/M	tanφ/tanβ (για min d)	tanφ/tanβ (για max d)			
100	1.75	1.50			
200	1.75	1.55			

0.36g					
K/M	tanφ/tanβ (για min d)	tanφ/tanβ (για max d)			
100	1.95	1.80			
200	1.90	1.80			

Πίνακας 5.4 Τιμές του λόγου (tanφ/tanβ) για ελάχιστες και μέγιστες μόνιμες μετακινήσεις για μέγιστη τιμή επιβαλλόμενης επιτάχυνσης 0.16g, 0.24g, 0.36g και δύο τιμές του λόγου (K/M).

Προκειμένου να διερευνηθεί η πιθανή σχέση μεταξύ των σεισμών με τις τιμές των μόνιμων (παραμενουσών) μετατοπίσεων, τα υπόλοιπα επιμέρους στοιχεία του μοντέλου που τις επηρεάζουν παραμείνουν σταθερά. Συνεπώς, για να προκύψει ο Πίνακας 5.5, θεωρήθηκε ότι Κ/Μ=100 (για την τιμή αυτή παρατηρείται σημαντικότερη απόκριση του πρανούς λόγω της μικρής συγκέντρωσης οπλισμού μέσα στην εδαφική μάζα) και tanφ/tanβ = 1.238132



(η ελάχιστη τιμή του λόγου αυτού, έτσι ώστε να προκύψουν μετατοπίσεις σε όσους σεισμούς είναι αυτό δυνατό).

Σχήμα 5.3. Συσχέτιση της μετακίνησης με την εφαπτομένη της διαφοράς της γωνίας κλίσης της επιφάνειας αστοχίας από τη γωνία τριβής του εδάφους.

Μελετώντας το Σχήμα 5.3 είναι προφανές ότι, αφενός η αύξηση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης συντελεί στην αύξηση των μονίμων μετακινήσεων, αφετέρου δε είναι ιδιαίτερα σημαντικός ο ρόλος του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης, αφού παρατηρείται μεγάλη διασπορά των αποτελεσμάτων ανάλογα με την επιβαλλόμενη χρονοϊστορία επιτάχυνσης. Επίσης, όπως ήταν αναμενόμενο, όσο μικρότερη είναι η διαφορά μεταξύ της εσωτερικής γωνίας τριβής και της κλίσης του επιπέδου αστοχίας (tanφ/tanβ) τόσο μεγαλύτερη είναι η μετακίνηση. Τέλος, παρατηρήθηκε ότι καθώς αυξάνεται η πυκνότητα του οπλισμού, που χαρακτηρίζεται μέσα από το λόγο *K/M*, οι μόνιμες μετατοπίσεις μειώνονται, δηλαδή αυξάνεται η ευστάθεια του ενισχυμένου τοίχου.

	0.36g	0.24g	0.16g
ΑΙΓΙΟ 95	0.030	0.015	0.005
ΚΑΛΑΜΑΤΑ 86	0.025	0.013	0.005
KEΔE 99 LONG	0.017	0.008	0.000
KEΔE 99 TRANS	0.012	0.006	0.002
ΛΕΥΚΑΔΑ 03 LONG	0.006	0.001	0.000
ΛΕΥΚΑΔΑ 03 TRANS	0.016	0.008	0.002
ΜΟΝΑΣΤΗΡΑΚΙ 99	0.007	0.002	0.001
ΣΕΠΟΛΙΑ 99 LONG	0.000	0.000	0.000

Πίνακας 5.5 Μετατοπίσεις για Κ/Μ=100 και tanφ/tanβ=1.238.

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

# ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΣΧΕΣΕΩΝ ΠΡΟΒΛΕΨΗΣ

Η στατιστική επεξεργασία των μεγεθών που υπολογίστηκαν με τη μέθοδο Newmark πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του στατιστικού προγράμματος SPSS. To SPSS, στατιστικό πακέτο για τις κοινωνικές επιστήμες (Statistical Package for the Social Sciences), αναπτύχθηκε για πρώτη φορά το 1965 στο Πανεπιστήμιο Stanford της Καλιφόρνιας. Αποτελεί ένα από τα κορυφαία πακέτα λογισμικού στατιστικής ανάλυσης παγκοσμίως και έχει ευρεία εφαρμογή σε διάφορα επιστημονικά πεδία. Κάποιες από τις βασικές εφαρμογές του είναι οι περιγραφικοί στατιστικοί έλεγχοι, ο έλεγχος σημαντικότητας και η ανάλυση διακύμανσης (Howitt και Cramer, 2010).

### 6.1 Περιγραφή προγράμματος SPSS

Στην παρούσα διπλωματική εργασία ακολουθείται η στατιστική μέθοδος της πολλαπλής παλινδρόμησης (Πανάρετος, 2001), προκειμένου να επιλεγούν οι παράγοντες πρόβλεψης μιας συγκεκριμένης εξαρτημένης μεταβλητής, του λογαρίθμου της μετακίνησης (logd), με βάση στατιστικά κριτήρια. Η σχέση εξαρτημένης των ανεξάρτητων μεταβλητών μεταξύ της και στην παλινδρόμηση εκφράζεται μαθηματικά με την κλίση της ευθείας βέλτιστης προσαρμογής στα σημεία του γραφήματος διασποράς. Ενδεικτικά παρουσιάζονται παρακάτω δύο πίνακες που έχουν προκύψει ύστερα από τη διενέργεια μίας παλινδρόμησης στο SPSS, ώστε να μπορέσουν να κατανοηθούν καλύτερα τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στη συνέχεια του κεφαλαίου.

#### **Model Summary**

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	0,742(a)	0,550	0,550	0,57245752

a Predictors: (Constant), tanftanb2, KM2, Vmax/Amax\*2p, Arias, log(pgv), K/M, Tm, tanf/tanb

#### Coefficients(a)

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	2,077	0,287		7,225	0,000
	log(pgv)	2,376	0,063	0,593	37,463	0,000
	K/M	-0,001	0,001	-0,074	-2,184	0,029
	tanf/tanb	-0,328	0,317	-0,101	-1,034	0,301
	Vmax/Amax*2p	3,858	0,254	0,618	15,214	0,000
	Arias	-0,044	0,031	-0,017	-1,439	0,150
	Tm	-6,231	0,255	-0,939	-24,454	0,000
	KM2	2,78E-006	0,000	0,026	0,780	0,435
	tanftanb2	-0,611	0,093	-0,642	-6,603	0,000

a Dependent Variable: logd

### Πίνακας 6.1 Ενδεικτική εφαρμογή της μεθόδου της παλινδρόμησης: α) Σύνοψη Μοντέλου β) Συντελεστές.

Στον πίνακα α που έχει τίτλο "Model Summary", δηλαδή Σύνοψη Μοντέλου, παρουσιάζονται οι τιμές *R*, *R Square* και *Adjusted R Square*, ενώ η τιμή *Beta* παρουσιάζεται στον πίνακα β με τίτλο "Coefficients", δηλαδή Συντελεστές. Οι μεταβλητές πρόβλεψης (predictors) που καταχωρίζονται στον πίνακα Σύνοψης Μοντέλου, είναι αυτές που έχουν συσχέτιση με το κριτήριο και στην προκειμένη περίπτωση είναι οι *log(pgv), K/M, tanφ/tanβ, (V<sub>max</sub>/A<sub>max</sub>)\*2π, Arias* και *T<sub>m</sub>*, όπως αναφέρεται στη σημείωση *a* κάτω από τον πίνακα αυτόν. Υπάρχουν οκτώ (8) μεταβλητές πρόβλεψης στην εξίσωση παλινδρόμησης.

Για να εξακριβωθεί η ποιότητα της απόδοσης της προσεγγιστικής διαδικασίας μέσω της στατιστικής συσχέτισης του SPSS χρησιμοποιείται ένας συντελεστής συσχέτισης (correlation coefficient) ή «προσδιορισμού» της ποιότητας της σχέσης πρόβλεψης που προκύπτει. Όσο πιο κοντά στη μονάδα είναι η τιμή του συντελεστή αυτού τόσο καλύτερα είναι τα προσεγγιστικά αποτελέσματα συγκριτικά με τα κανονικά. Ο εν λόγω συντελεστής *R* στον ανωτέρω πίνακα είναι 0,742 ή 0,74 και ο *R Square*, ο συντελεστής

προσδιορισμού στο τετράγωνο, έχει τιμή 0,55. Αυτό σημαίνει ότι το 55% της διακύμανσης στο κριτήριο «ερμηνεύεται» από τις μεταβλητές πρόβλεψης. Ο συντελεστής Adjusted R Square είναι ο R Square προσαρμοσμένος στο μέγεθος του δείγματος και στον αριθμό των μεταβλητών πρόβλεψης στην εξίσωση. Το αποτέλεσμα της προσαρμογής αυτής είναι η ίδια τιμή με εκείνη του R Square 0,55.

Ο συντελεστής *Beta* στον πίνακα με τίτλο "Coefficients" είναι ο κανονικοποιημένος συντελεστής παλινδρόμησης και οι μεγαλύτερες τιμές του είναι 0,593 για τη μεταβλητή  $(V_{max}/A_{max})^*2\pi$ . Αναλυτικότερα, οι παραπάνω τιμές του συντελεστή *Beta* μας λένε ότι η συσχέτιση μεταξύ της μεταβλητής *log(pgv)* και της εξαρτημένης μεταβλητής *logd* είναι 0,59, τιμή η οποία είναι σημαντική σε επίπεδο στατιστικής σημαντικότητας (*sig.*) 0,000. Ακόμη με μεταβλητή ελέγχου την *log(pgv)* η συσχέτιση μεταξύ ( $V_{max}/A_{max}$ )\*2π και *logd* (εξαρτημένη μεταβλητή) είναι 0,62, τιμή επίσης σημαντική σε επίπεδο στατιστικής 0,000.

Συμπερασματικά, μπορούμε να πούμε ότι στην ανάλυση πολλαπλής παλινδρόμησης, η μεταβλητή *log(pgv)* επηρεάζει σημαντικό ποσοστό διακύμανσης και είναι υπεύθυνη για το 55% της διακύμανσης.

Η εξίσωση που «διαβάζει» ο χρήστης από τον πίνακα με τίτλο "Coefficients" είναι η εξής:

$$\begin{split} \log d &= 2,077 + 2,376^* \log(pgv) - 0,001^*(K/M) - 0,328^*(tan\varphi/tan\beta) + \\ &+ 3,858^*(V_{max}/A_{max})^*2\pi - 0,044^*Arias - 6,231^*T_m + 2,78^*10^{-6}*(K/M)^2 - \\ &- 0,611^*(tan\varphi/tan\beta)^2 \end{split}$$

### 6.2 Στατιστική επεξεργασία δεδομένων ανά σεισμό

Ύστερα από στατιστική επεξεργασία των σεισμικών μεγεθών για κάθε περιστατικό προέκυψαν σχέσεις πρόβλεψης για τη μετακίνηση του οπλισμένου τοίχου. Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται αναλυτικά τα περιστατικά των σεισμών, οι σχέσεις πρόβλεψης της μετακίνησης, καθώς και τα αντίστοιχα διαγράμματα συσχέτισης για κάθε διέγερση χωριστά.

### 6.2.1 Αίγιο (1995)

Εφαρμόζοντας παλινδρόμηση για τα δεδομένα του σεισμού στο Αίγιο προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

#### Model Summary

Model R R Square	Square	the Estimate
1 0,899(a) 0,808	0,807	0,40766487

a Predictors: (Constant), tanf/tanb, K/M, PGA

#### Coefficients(a)

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	-0,149	0,084		-1,769	0,077
	PGA	10,510	0,208	0,806	50,440	0,000
	K/M	-0,001	0,000	-0,041	-3,011	0,003
	tanf/tanb	-3,465	0,055	-0,998	-62,459	0,000

a Dependent Variable: logd

Πίνακας 6.2 Εφαρμογή Παλινδρόμησης για Αίγιο: α) Σύνοψη Μοντέλου β) Συντελεστές.

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τον πίνακα των συντελεστών και δίνει την προβλεπόμενη μετακίνηση είναι η εξής:

 $logd_{pred} = 0,149 + 10,510*pga - 0,001*(K/M) - 3,465*(tan \varphi/tan \beta)$ 

Εισάγοντας τα δεδομένα αυτά στο Excel μπορεί να ληφθεί το διάγραμμα συσχέτισης μεταξύ της αρχικής και της προβλεπόμενης μετακίνησης.



Διάγραμμα 6.1 Συσχέτιση μεταξύ αρχικής και προβλεπόμενης μετακίνησης.
## 6.2.2 Καλαμάτα (1986)

Εφαρμόζοντας παλινδρόμηση για τα δεδομένα του σεισμού στην Καλαμάτα προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

#### Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	0,915(a)	0,837	0,836	0,34458880

a Predictors: (Constant), tanf/tanb, K/M, logpga

#### Coefficients(a)

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	0,079	0,088		0,899	0,369
	logpga	5,599	0,158	0,533	35,450	0,000
	K/M	-0,002	0,000	-0,093	-6,853	0,000
	tanf/tanb	-3,226	0,048	-1,006	-66,939	0,000

a Dependent Variable: logd

Πίνακας 6.3 Εφαρμογή Παλινδρόμησης για Καλαμάτα : α) Σύνοψη Μοντέλου β) Συντελεστές.

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τον πίνακα των συντελεστών και δίνει την προβλεπόμενη μετακίνηση είναι η εξής:

 $logd_{pred} = 0.079 + 5.599*log(pga) - 0.002*(K/M) - 3.226*(tan \phi/tan \beta)$ 



Διάγραμμα 6.2 Συσχέτιση μεταξύ αρχικής και προβλεπόμενης μετακίνησης.

## 6.2.3 KEΔE long (1999)

Εφαρμόζοντας παλινδρόμηση για τα δεδομένα του σεισμού στο ΚΕΔΕ (long) προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

#### Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	0,859(a)	0,737	0,736	0,42297518

a Predictors: (Constant), tanf/tanb, K/M, logpga

#### Coefficients(a)

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	-0,991	0,106		-9,325	0,000
	logpga	6,121	0,180	0,620	34,025	0,000
	K/M	-0,001	0,000	-0,030	-1,793	0,073
	tanf/tanb	-2,820	0,058	-0,888	-48,736	0,000

a Dependent Variable: logd

Πίνακας 6.4 Εφαρμογή Παλινδρόμησης για ΚΕΔΕ (long): α) Σύνοψη Μοντέλου β) Συντελεστές.

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τον πίνακα των συντελεστών και δίνει την προβλεπόμενη μετακίνηση είναι η εξής:

 $logd_{pred} = -0.991 + 6.121*log(pga) - 0.001*(K/M) - 2.820*(tan \varphi/tan \beta)$ 



Διάγραμμα 6.3 Συσχέτιση μεταξύ αρχικής και προβλεπόμενης μετακίνησης.

## 6.2.4 KEΔE trans (1999)

Εφαρμόζοντας παλινδρόμηση για τα δεδομένα του σεισμού στο ΚΕΔΕ (trans) προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

#### Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	0,734(a)	0,539	0,538	0,56560464

a Predictors: (Constant), tanf/tanb, K/M, PGA

#### Coefficients(a)

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	1,413	0,103		13,732	0,000
	PGA	-0,686	0,091	-0,130	-7,547	0,000
	K/M	-0,001	0,000	-0,037	-2,169	0,030
	tanf/tanb	-2,259	0,054	-0,721	-41,996	0,000

a Dependent Variable: logd

Πίνακας 6.5 Εφαρμογή Παλινδρόμησης για ΚΕΔΕ (trans): α) Σύνοψη Μοντέλου β) Συντελεστές.

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τον πίνακα των συντελεστών και δίνει την προβλεπόμενη μετακίνηση είναι η εξής:

 $logd_{pred} = 1,413 - 0,686*log(pga) - 0,001*(K/M) - 2,259*(tan \phi/tan \beta)$ 

Εισάγοντας τα δεδομένα αυτά στο Excel μπορεί να ληφθεί το διάγραμμα συσχέτισης μεταξύ της αρχικής και της προβλεπόμενης μετακίνησης.



Διάγραμμα 6.4 Συσχέτιση μεταξύ αρχικής και προβλεπόμενης μετακίνησης.

## 6.2.5 Λευκάδα long (2003)

Εφαρμόζοντας παλινδρόμηση για τα δεδομένα του σεισμού στη Λευκάδα (long) προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

#### Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	0,886(a)	0,785	0,783	0,35878306

a Predictors: (Constant), tanf/tanb, K/M, logpga

#### Coefficients(a)

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	2,387	0,161		14,784	0,000
	logpga	5,894	0,275	0,568	21,442	0,000
	K/M	-0,002	0,000	-0,101	-4,396	0,000
	tanf/tanb	-4,669	0,122	-1,018	-38,423	0,000

a Dependent Variable: logd

Πίνακας 6.6 Εφαρμογή Παλινδρόμησης για Λευκάδα (long)α) Σύνοψη Μοντέλου β) Συντελεστές.

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τον πίνακα των συντελεστών και δίνει την προβλεπόμενη μετακίνηση είναι η εξής:

 $logd_{pred} = 2,387 + 5,894*log(pga) - 0,002*(K/M) - 4,669*(tan \varphi/tan \beta)$ 

Εισάγοντας τα δεδομένα αυτά στο Excel μπορεί να ληφθεί το διάγραμμα συσχέτισης μεταξύ της αρχικής και της προβλεπόμενης μετακίνησης.



Διάγραμμα 6.5 Συσχέτιση μεταξύ αρχικής και προβλεπόμενης μετακίνησης.

## 6.2.6 Λευκάδα trans (2003)

Εφαρμόζοντας παλινδρόμηση για τα δεδομένα του σεισμού στη Λευκάδα (trans) προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

#### Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	0,876(a)	0,767	0,765	0,40990480

a Predictors: (Constant), tanf/tanb, K/M, logpga

#### Coefficients(a)

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	2,777	0,184		15,056	0,000
	logpga	6,231	0,314	0,547	19,841	0,000
	K/M	-0,002	0,000	-0,087	-3,664	0,000
	tanf/tanb	-5,083	0,139	-1,009	-36,617	0,000

a Dependent Variable: logd

Πίνακας 6.7 Εφαρμογή Παλινδρόμησης για Λευκάδα (trans)α) Σύνοψη Μοντέλου β) Συντελεστές.

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τον πίνακα των συντελεστών και δίνει την προβλεπόμενη μετακίνηση είναι η εξής:

 $logd_{pred} = 2,777 + 6,231*log(pga) - 0,002*(K/M) - 5,083*(tan \varphi/tan \beta)$ 

Εισάγοντας τα δεδομένα αυτά στο Excel μπορεί να ληφθεί το διάγραμμα συσχέτισης μεταξύ της αρχικής και της προβλεπόμενης μετακίνησης.



Διάγραμμα 6.6 Συσχέτιση μεταξύ αρχικής και προβλεπόμενης μετακίνησης.

## 6.2.7 Μοναστηράκι (1999)

Εφαρμόζοντας παλινδρόμηση για τα δεδομένα του σεισμού στο Μοναστηράκι προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

#### Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	0,950(a)	0,903	0,903	0,21815828

a Predictors: (Constant), tanf/tanb, K/M, logpga

#### Coefficients(a)

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	-1,263	0,049		-25,930	0,000
	logpga	5,493	0,071	0,932	77,365	0,000
	K/M	0,000	0,000	-0,018	-1,799	0,072
	tanf/tanb	-2,895	0,034	-1,034	-85,860	0,000

a Dependent Variable: logd

Πίνακας 6.8 Εφαρμογή Παλινδρόμησης για Μοναστηράκι: α) Σύνοψη Μοντέλου β) Συντελεστές.

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τον πίνακα των συντελεστών και δίνει την προβλεπόμενη μετακίνηση είναι η εξής:

 $logd_{pred} = -1,263 + 5,493*log(pga) - 2,895*(tan\phi/tan\beta)$ 



Διάγραμμα 6.7 Συσχέτιση μεταξύ αρχικής και προβλεπόμενης μετακίνησης.

## 6.2.8 Σεπόλια long (1999)

Εφαρμόζοντας παλινδρόμηση για τα δεδομένα του σεισμού στα Σεπόλια προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

#### Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	0,924(a)	0,854	0,854	0,29775108

a Predictors: (Constant), tanf/tanb, K/M, logpga

#### Coefficients(a)

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	-0,356	0,061		-5,815	0,000
	logpga	5,378	0,096	0,809	55,883	0,000
	K/M	-0,001	0,000	-0,050	-4,135	0,000
	tanf/tanb	-3,048	0,041	-1,067	-73,671	0,000

a Dependent Variable: logd

Πίνακας 6.9 Εφαρμογή Παλινδρόμησης για Σεπόλια: α) Σύνοψη Μοντέλου β) Συντελεστές.

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τον πίνακα των συντελεστών και δίνει την προβλεπόμενη μετακίνηση είναι η εξής:

 $logd_{pred} = -0.356 + 5.378*log(pga) - 0.001*(K/M) - 3.048*(tan \varphi/tan \beta)$ 



Διάγραμμα 6.8 Συσχέτιση μεταξύ αρχικής και προβλεπόμενης μετακίνησης.

## 6.3 Στατιστική επεξεργασία με ομαδοποίηση των σεισμών

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε ομαδοποίηση των δεδομένων των σεισμικών περιστατικών. Η ομαδοποίηση αυτή έγινε ως προς τη μέση περίοδο των σεισμικών καταγραφών *T<sub>m</sub>*. Όπως φαίνεται και από τα στοιχεία των σεισμών που παρατίθενται στο παράρτημα, το μέγεθος αυτό παίρνει τιμές από 0,18 sec έως 0,55 sec. Οπότε, οι σεισμοί ταξινομήθηκαν στις ακόλουθες δύο ομάδες:

ΟΜΑΔΑ Α΄ (T <sub>m</sub> > 0,38)	OMA∆A B´ (T <sub>m</sub> < 0,38)
----------------------------------	----------------------------------

Αίγιο	0,47 sec	KEΔE (long)	0,33 sec
Καλαμάτα	0,54 sec	KE∆E (trans)	0,26 sec
Λευκάδα (long)	0,55 sec	Μοναστηράκι	0,18 sec
Λευκάδα (trans)	0,48 sec	Σεπόλια (long)	0,26 sec

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά οι δύο ομάδες σεισμών, οι σχέσεις πρόβλεψης της μετακίνησης για κάθε μία απ' αυτές, καθώς και τα αντίστοιχα διαγράμματα συσχέτισης.

## **6.3.1 Ομάδα Α΄** (T<sub>m</sub> > 0,38)

Εφαρμόζοντας παλινδρόμηση για τα δεδομένα των σεισμών που ανήκουν στην Ομάδα Α΄ προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	0,884(a)	0,782	0,782	0,40683240

a Predictors: (Constant), Arias, (K/M)<sup>2</sup>, (tanf/tanb)<sup>2</sup>, Vmax/Amax<sup>\*</sup>2p, log(pgv), K/M, Tm, tanf/tanb

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	6,857	0,416		16,480	0,000
	log(pgv)	6,341	0,110	0,944	57,676	0,000
	K/M	-0,002	0,001	-0,116	-3,072	0,002
	(K/M)^2	4,95E-006	0,000	0,046	1,211	0,226
	tanf/tanb	-3,619	0,366	-1,055	-9,895	0,000

#### Coefficients(a)

(tanf/tanb)^2	0,018	0,108	0,018	0,166	0,868
Tm	16,825	1,757	0,684	9,578	0,000
Vmax/Amax*2p	-14,998	1,086	-0,995	-13,808	0,000
Arias	-0,154	0,030	-0,067	-5,061	0,000

a Dependent Variable: logd

Πίνακας 6.10 Εφαρμογή Παλινδρόμησης για Ομάδα Α΄: α) Σύνοψη Μοντέλου β) Συντελεστές.

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τον πίνακα των συντελεστών και δίνει την προβλεπόμενη μετακίνηση είναι η εξής:

 $logd = 6,857 + 6,341*log(pgv) - 0,002*(K/M) + 4,95*10^{-6}*(K/M)^{2} -$ 

 $-3,619^{*}(tan\varphi/tan\beta) + 0,018^{*}(tan\varphi/tan\beta)^{2} + 16,825^{*}T_{m} -$ 

 $- 14,998*(V_{max}/A_{max})*2\pi - 0,154*Arias$ 

Εισάγοντας τα δεδομένα αυτά στο Excel μπορεί να ληφθεί το διάγραμμα συσχέτισης μεταξύ της αρχικής και της προβλεπόμενης μετακίνησης.





## **6.3.2 Ομάδα Β΄** (T<sub>m</sub> < 0,38)

Εφαρμόζοντας παλινδρόμηση για τα δεδομένα των σεισμών που ανήκουν στην Ομάδα Β΄ προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	0.785(a)	0.616	0.615	0.51713623

**Model Summary** 

a Predictors: (Constant), Arias, (K/M)^2, (tanf/tanb)^2, Vmax/Amax\*2p, Tm, K/M, log(pgv), tanf/tanb, log(Tm^2)

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	-216,555	8,340		-25,965	0,000
	log(pgv)	-3,841	0,220	-0,857	-17,436	0,000
	K/M	-0,001	0,001	-0,047	-1,173	0,241
	(K/M)^2	1,43E-006	0,000	0,014	0,349	0,727
	tanf/tanb	2,597	0,370	0,825	7,011	0,000
	(tanf/tanb)^2	-1,439	0,108	-1,572	-13,345	0,000
	Tm	210,919	9,037	12,378	23,338	0,000
	log(Tm^2)	-102,449	4,092	-21,350	-25,037	0,000
	Vmax/Amax*2p	106,637	3,698	9,713	28,835	0,000
	Arias	4,674	0,176	1,062	26,518	0,000

#### Coefficients(a)

a Dependent Variable: logd

```
Πίνακας 6.11 Εφαρμογή Παλινδρόμησης για Ομάδα Β΄: α) Σύνοψη Μοντέλου
β) Συντελεστές.
```

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τον πίνακα των συντελεστών και δίνει την προβλεπόμενη μετακίνηση είναι η εξής:

 $logd = -216,555 - 3,841*log(pgv) - 0,001*(K/M) + 1,43*10^{-6}*(K/M)^{2} + 0,001*(K/M) + 0,000*(K/M) + 0,00*(K/M) + 0,00*(K$ 

+ 2,597\*( $tan\phi/tan\beta$ ) - 1,439\*( $tan\phi/tan\beta$ )<sup>2</sup> + 210,919\* $T_m$  -

 $-102,449*\log(T_m^2) + 106,637*(V_{max}/A_{max})*2\pi + 4,674*Arias$ 



Διάγραμμα 6.10 Συσχέτιση μεταξύ αρχικής και προβλεπόμενης μετακίνησης.

# 6.4 Στατιστική επεξεργασία του συνόλου των δεδομένων

Στην τελική φάση της έρευνας πραγματοποιήθηκε παλινδρόμηση στο σύνολο των δεδομένων των σεισμικών περιστατικών. Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας, η σχέση πρόβλεψης της μετακίνησης καθώς και το διάγραμμα συσχέτισης.

#### Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	0,742(a)	0,551	0,551	0,57175619

a Predictors: (Constant), log(Tm^2), (K/M)^2, (tanf/tanb)^2, Arias, log(pgv), K/M, Vmax/Amax\*2p, Tm, tanf/tanb

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		В	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	3,526	0,441		7,990	0,000
	log(pgv)	2,257	0,069	,0564	32,662	0,000
	K/M	-0,001	0,001	-0,074	-2,187	0,029
	tanf/tanb	-0,306	0,317	-0,094	-0,967	0,334
	Tm	-7,660	0,417	-1,155	-18,369	0,000
	Vmax/Amax*2p	3,196	0,296	0,512	10,800	0,000
	Arias	0,017	0,034	0,006	0,492	0,623
	(K/M)^2	2,78E-006	0,000	0,026	0,781	0,435
	(tanf/tanb)^2	-0,615	0,092	-0,647	-6,660	0,000
	log(Tm^2)	0,868	0,201	0,330	4,325	0,000

#### Coefficients(a)

a Dependent Variable: logd

Πίνακας 6.12 Εφαρμογή Παλινδρόμησης για Σύνολο σεισμών: α) Σύνοψη Μοντέλου β) Συντελεστές.

Η εξίσωση παλινδρόμησης που προκύπτει από τον πίνακα των συντελεστών και δίνει την προβλεπόμενη μετακίνηση είναι η εξής:

$$-7,660*T_m + 3,196*(V_{max}/A_{max})*2\pi + 0,017*Arias + 2,78*10^{-6}*(K/M)^2 -$$

 $-0,615^{*}(tan\varphi/tan\beta)^{2} + 0,868^{*}log(T_{m}^{2})$ 



Διάγραμμα 6.11 Συσχέτιση μεταξύ αρχικής και προβλεπόμενης μετακίνησης.

## 6.5 Συμπεράσματα κεφαλαίου

Στο κεφάλαιο αυτό χρησιμοποιήθηκαν διάφορες χαρακτηριστικές μεταβλητές του μοντέλου Newmark που χρησιμοποιήθηκε για την εύρεση των σεισμικών μετακινήσεων των οπλισμένων τοίχων καθώς και του συχνοτικού περιεχομένου των διεγέρσεων που επιβλήθηκαν σε αυτό. Στο μοντέλο της πολλαπλής παλινδρόμησης που εφαρμόστηκε, στα δεδομένα μας μελετήθηκαν οι ανεξάρτητες μεταβλητές και καταγράφηκαν οι τιμές όλων των παραμέτρων της παλινδρόμησης. Η κάθε παράμετρος, που είναι ο συντελεστής της κάθε ανεξάρτητης μεταβλητής, δείχνει κάθε φορά τη μεταβολή της εξαρτημένης μεταβλητής, δηλαδή του λογαρίθμου της μετακίνησης (logd), όταν η συγκεκριμένη ανεξάρτητη μεταβλητή αυξάνει κατά μία μονάδα ενώ όλες οι άλλες ανεξάρτητες μεταβλητές παραμένουν σταθερές.

Στη στατιστική επεξεργασία των δεδομένων μας ανά σεισμό καταγράφηκε και η τιμή του συντελεστή προσδιορισμού του μοντέλου, *R Square*, δηλαδή το ποσοστό της συνολικής διακύμανσης της εξαρτημένης μας μεταβλητής (*logd*) που μπορεί να εξηγηθεί από το μοντέλο της γραμμικής παλινδρόμησης που χρησιμοποιήθηκε.

Στη στατιστική επεξεργασία των δεδομένων ανά σεισμό παρατηρείται ότι σε όλα σχεδόν τα περιστατικά η τιμή του συντελεστή προσδιορισμού, *R Square*, είναι ικανοποιητική, γεγονός που δείχνει καλή προσαρμογή του μοντέλου στα δεδομένα. Συγκεκριμένα, στο σεισμό του ΚΕΔΕ (trans) ο συντελεστής συσχέτισης είναι 0,539, τιμή η οποία θεωρείται ικανοποιητική. Στους υπόλοιπους σεισμούς που εξετάστηκαν (Αίγιο, Καλαμάτα, ΚΕΔΕ (long), Λευκάδα (long), Λευκάδα (trans), Μοναστηράκι και Σεπόλια (long)) η τιμή κυμαίνεται από 0,737 έως 0,903. Οι τιμές αυτές του *R Square*, συνεπώς και οι αντίστοιχες εξισώσεις πρόβλεψης της μετακίνησης, θεωρούνται πολύ ικανοποιητικές.

Στις περισσότερες εξισώσεις παρατηρείται ότι οι συντελεστές των όρων *log(pga)* και *tanφ/tanβ* παίρνουν υψηλές απόλυτες τιμές, πράγμα που σημαίνει ότι έχουν σημαντική συμμετοχή στην εξίσωση πρόβλεψης της μετακίνησης. Με άλλα λόγια, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (*pga*), η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους (φ) και η γωνία κλίσης της επιφάνειας ολίσθησης (β) παίζουν σημαντικό ρόλο στην εύρεση της προβλεπόμενης μετακίνησης. Αντίθετα, παρατηρείται ότι ο συντελεστής του όρου *K/M* παίρνει πολύ μικρές απόλυτες τιμές, κοντά στο μηδέν, πράγμα που δείχνει τη μικρή συμμετοχή της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας (*M*) και του μέτρου ελαστικότητας των οπλισμών της ενίσχυσης (*K*) στην εξίσωση της μετακίνησης.

Όσον αφορά στη στατιστική επεξεργασία των δεδομένων ανά ομάδες ανάλογα με την τιμή της περιόδου της διέγερσης ( $T_m$ ) παρατηρείται ότι και στις δύο ομάδες η τιμή του συντελεστή προσδιορισμού, *R Square*, εμφανίζει καλή προσαρμογή στα δεδομένα. Συγκεκριμένα, ο συντελεστής προσδιορισμού στην ομάδα σεισμών με τιμή  $T_m$  μικρότερη του 0,38 (KEΔE (trans), KEΔE (long), Μοναστηράκι και Σεπόλια (long)) έχει ικανοποιητική τιμή, ίση με 0,616, ενώ στην ομάδα σεισμών με τιμή  $T_m$  μεγαλύτερη του 0,38 (Aίγιο, Kαλαμάτα, Λευκάδα (long) και Λευκάδα (trans)) έχει πολύ καλή τιμή, ίση με 0,782.

Επιπλέον, στις αντίστοιχες εξισώσεις και των δύο ομάδων παρατηρείται ότι οι συντελεστές των όρων  $T_m$  και  $(V_{max}/A_{max})^*2\pi$  παίρνουν υψηλές απόλυτες τιμές, πράγμα που σημαίνει ότι έχουν σημαντική συμμετοχή στην εξίσωση πρόβλεψης της μετακίνησης. Με άλλα λόγια, η περίοδος  $(T_m)$ , η μέγιστη ταχύτητα  $(V_{max})$  και η μέγιστη επιτάχυνση  $(A_{max})$  παίζουν σημαντικό ρόλο στην εύρεση της προβλεπόμενης μετακίνησης. Αντίθετα, παρατηρείται ότι ο

συντελεστής των όρων *K/M* και (*K/M*)<sup>2</sup> παίρνουν πολύ μικρές απόλυτες τιμές, κοντά στο μηδέν, γεγονός που δείχνει τη μικρή συμμετοχή της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας (*M*) και του μέτρου ελαστικότητας της ενίσχυσης (*K*) στην εξίσωση της μετακίνησης.

Τέλος, στη στατιστική επεξεργασία του συνόλου των δεδομένων παρατηρείται ότι ο συντελεστής προσδιορισμού, *R Square*, εμφανίζει μία μέτρια σχετικά τιμή, ίση με 0,551, γεγονός που δείχνει ότι δεν είναι τόσο εύκολη η προσαρμογή του μοντέλου χρησιμοποιώντας όλα τα δεδομένα σεισμών με διαφορετικά χαρακτηριστικά. Η περίοδος ( $T_m$ ) είναι το μέγεθος που παίζει τον πιο σημαντικό ρόλο στην εύρεση της προβλεπόμενης μετακίνησης. Αντίθετα, η ολισθαίνουσα εδαφική μάζα (*M*), το μέτρο ελαστικότητας της ενίσχυσης (*K*), η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους (φ) και η γωνία κλίσης της επιφάνειας ολίσθησης (β) παίρνουν πολύ μικρές απόλυτες τιμές, και αυτό αποδεικνύει τη μικρή συμμετοχή τους στην εξίσωση της μετακίνησης.

Παρατηρείται λοιπόν ότι όταν εξετάζεται κάθε περιοχή ή κάθε σεισμικό περιστατικό ξεχωριστά, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (*pga*), η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους (φ) και η γωνία κλίσης της επιφάνειας ολίσθησης (β) είναι τα μεγέθη που παίζουν σημαντικό ρόλο στην εύρεση της προβλεπόμενης μετακίνησης. Αντίθετα, όταν εξετάζονται πολλά σεισμικά περιστατικά μαζί, η περίοδος ( $T_m$ ), η μέγιστη ταχύτητα ( $V_{max}$ ) και η μέγιστη επιτάχυνση ( $A_{max}$ ) είναι τα μεγέθη που παίζουν τον πιο σημαντικό ρόλο στην εύρεση της προβλεπόμενης μετακίνησης.

Πρέπει να αναφερθεί στο σημείο αυτό ότι όσον αφορά τη στατιστική συσχέτιση των δεδομένων, το παρατηρούμενο επίπεδο σημαντικότητας, ή αλλιώς το ελάχιστο επίπεδο σημαντικότητας (*sig.*) που αντιστοιχεί στον έλεγχο της μηδενικής υπόθεσης (H<sub>0</sub> : β<sub>i</sub>=0, όπου β<sub>i</sub> είναι οι συντελεστές των ανεξάρτητων μεταβλητών) έναντι της εναλλακτικής (H<sub>1</sub> : β<sub>i</sub>≠0) εμφανίζει τιμές μικρότερες του 0,05. Αντιθέτως, στις περιπτώσεις που καταγράφονται στον πίνακα τιμές του επιπέδου σημαντικότητας (*sig.*) μεγαλύτερες από 0,05 αποτελεί ένδειξη ότι η αντίστοιχη ανεξάρτητη μεταβλητή πιθανόν και να μπορεί να αποκλεισθεί από το μοντέλο.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

# ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι είναι κατασκευές αντιστήριξης υψηλής κλίσης (>70°) με συμπαγή εδαφική επίχωση που ενισχύεται με στρώσεις γεωσυνθετικών. Τα οπλισμένα αυτά στρώματα εγκαθίστανται οριζόντια καθώς γίνεται σταδιακά η πλήρωση της επίχωσης. Η παραδοσιακή προσέγγιση για τον σχεδιασμό τέτοιων γεωκατασκευών βασίζεται σε αναλύσεις για τους ακόλουθους ελέγχους:

- Εξωτερική ευστάθεια
- Εσωτερική ευστάθεια
- Γενική ευστάθεια

Οι τοίχοι πρέπει να είναι έτσι σχεδιασμένοι έτσι ώστε να αποφεύγεται εξωτερική αστάθεια (ολίσθηση ή ανατροπή της οπλισμένης ζώνης) και εσωτερική αστάθεια (εφελκυστικη αστοχία ή εξόλκευση του οπλισμού).

Για τον υπολογισμό των μόνιμων μετατοπίσεων των γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων που εξετάστηκαν και οι οποίοι υπόκεινται σε δυναμική φόρτιση, χρησιμοποιήθηκε μια τροποποιημένη εκδοχή του μοντέλου που αναπτύχθηκε από τον Newmark που συμπεριλαμβάνει την επίδραση των οπλισμών στο μηχανισμός αστοχίας της ολισθαίνουσας σφήνας σε επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης. Εν γένει, παρατηρήθηκε ότι όσο αυξάνεται ο σεισμικός συντελεστής, αυξάνεται και ο βαθμός των μετατοπίσεων, καθώς επίσης ότι καθώς αυξάνεται η πυκνότητα του οπλισμού, που χαρακτηρίζεται από τον λόγο *K/M*, οι σεισμικές μετακινήσεις μειώνονται, δηλαδή αυξάνεται η ευστάθεια του ενισχυμένου πρανούς. Συνοπτικά, τα συμπεράσματα από την εφαρμογή του τροποποιημένου μοντέλου Newmark είναι τα ακόλουθα:

αύξηση κλίσης πρανούς ⇒ αύξηση των μετακινήσεων

- αύξηση του σεισμικού συντελεστή ⇒ αύξηση των μετακινήσεων
- αύξηση οπλισμού (λόγος k / m) ⇒ μείωση των μετακινήσεων
- χαρακτηριστικά της διέγερσης ⇒ επηρεάζουν σημαντικά τις παραμορφώσεις
- ύψος του πρανούς ⇒ σχετίζεται μεν, αλλά έχει μικρότερη επίδραση στις σεισμικές μετακινήσεις

Η στατιστική επεξεργασία των μεγεθών που υπολογίστηκαν με τη μέθοδο Newmark πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του στατιστικού προγράμματος SPSS. Ακολουθήθηκε η στατιστική μέθοδος της πολλαπλής παλινδρόμησης, προκειμένου να επιλεγούν οι παράγοντες πρόβλεψης μιας συγκεκριμένης εξαρτημένης μεταβλητής, του λογαρίθμου της μετακίνησης (*logd*), με βάση στατιστικά κριτήρια. Πραγματοποιήθηκε στατιστική επεξεργασία των σεισμικών μεγεθών και προέκυψαν γραμμικές σχέσεις πρόβλεψης για τη μετακίνηση του οπλισμένου τοίχου :

- για κάθε περιστατικό
- για δύο ομάδες περιστατικών (ανάλογα με τη μέση περίοδο T<sub>m</sub>)
- για όλα τα περιστατικά μαζί

Παρατηρήθηκε ότι όταν εξετάζεται κάθε σεισμικό περιστατικό ξεχωριστά, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (*pga*), η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους (φ) και η γωνία κλίσης της επιφάνειας ολίσθησης (β) είναι οι παράμετροι που παίζουν τον σημαντικότερο ρόλο στην εύρεση της προβλεπόμενης μετακίνησης. Αντίθετα, όταν εξετάζονται πολλά σεισμικά περιστατικά μαζί, η μέση περίοδος (*T<sub>m</sub>*), η μέγιστη ταχύτητα (*V<sub>max</sub>*) και η μέγιστη επιτάχυνση (*A<sub>max</sub>*) είναι οι παράμετροι που παίζουν τον πορόλεπόμενης.

Πάντως, πρέπει να τονισθεί στο σημείο αυτό ότι γενικά η συσχέτιση δυναμικών αναλύσεων για την εξαγωγή σχέσεων πρόβλεψης αποτελεσμάτων (με στατιστικές σχέσεις, μεθοδολογίες νευρωνικών δικτύων ή οποιαδήποτε άλλη προσέγγιση) δεν είναι μια απλή υπόθεση εξαιτίας της πολυπλοκότητας των δυναμικών φαινομένων και των αποκρίσεων των πάσης φύσεως τεχνικών έργων. Υπό αυτό το πρίσμα, η παρούσα διερευνητική προσπάθεια διαμόρφωσης προσεγγιστικών σχέσεων στο συγκεκριμένο (αρκετά δύσκολο ομολογουμένως) πεδίο της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής μπορεί να θεωρηθεί ότι οδήγησε σε αρκετά ικανοποιητικά αποτελέσματα.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Όπως αναφέρθηκε στο 5° κεφάλαιο, στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιήθηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα των παρακάτω καταγραφών:

Αίγιο 1995

Καλαμάτα 1986

Λευκάδα 2003 (L & T)

Αθήνα 1999 : ΚΕΔΕ (L & T), Μοναστηράκι (L & T), Σεπόλια (L)

Στα οποία έγινε αναγωγή σε τρία επίπεδα επιταχύνσεων με βάση τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA): 0.16g, 0.24g και 036g (όσα είναι και τα τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας στον ΕΑΚ2000). Στη συνέχεια παρατίθενται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων των ανωτέρω καταγραφών με ανηγμένες τιμές για PGA=036g.



Σχήμα Π.1 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης: Αίγιο 95 0.36g.



Σχήμα Π.2 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης: Καλαμάτα 86 0.36g.



Σχήμα Π.3 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης: Λευκάδα 03 trans 0.36g.



Σχήμα Π.4. Χρονοϊστορία επιτάχυνσης: Λευκάδα 03 long 0.36g.



Σχήμα Π.5 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης: ΚΕΔΕ 99 trans 0.36g.



Σχήμα Π.6 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης: ΚΕΔΕ 99 long 0.36g.



Σχήμα Π.7 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης: Μοναστηράκι 99 trans 0.36g



Σχήμα Π. 8 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης: Σεπόλια 99 Long 0.36g.

Όπως αναφέρθηκε στα ενδεικτικά αποτελέσματα στο 5° κεφάλαιο υπάρχει μεγάλη διασπορά των αποτελεσμάτων, συνεπώς δεν είναι μόνο η μέγιστη σεισμικής επιτάχυνσης, тα εδαφικά και κατασκευαστικά τιμή της χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες της ενίσχυσης που επηρεάζουν τις τιμές των μονίμων μετατοπίσεων της τροποποιημένης μεθόδου Newmark, αλλά κυρίως τα συχνοτικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης. Οπότε, για να εξαχθεί κάποιο συμπέρασμα περί της συσχετίσεως των τιμών των μονίμων μετατοπίσεων με τα κύρια στοιχεία κάθε σεισμικής διέγερσης και να προκύψουν οι σχέσεις πρόβλεψης που παρουσιάστηκαν στο 6° κεφάλαιο, αναλύθηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα των σεισμικών καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν με τη βοήθεια του λογισμικού SPSS.

Οι χαρακτηριστικές παράμετροι των σεισμικών διεγέρσεων προέκυψαν με εφαρμογή του λογισμικού Seismosignal και παρατίθενται στους επόμενους πίνακες για το υψηλότερο επίπεδο επιτάχυνσης (PGA=0.36g), ενώ αντίστοιχες προκύπτουν και για τα άλλα δύο επίπεδα (PGA=0.16g & PGA=0.24g) σεισμικής επιτάχυνσης.

	acc <sub>max</sub> (m/sec <sup>2</sup> )	vel <sub>max</sub> (m/sec)	disp <sub>max</sub> (m)	v <sub>max</sub> /a <sub>max</sub> (sec)
ΑΙΓΙΟ 95	3.53	0.273	0.049	0.077
ΚΑΛΑΜΑΤΑ 86	3.53	0.341	0.089	0.096
KEΔE 99 LONG	3.53	0.212	0.036	0.060
KEΔE 99 TRANS	3.53	0.180	0.023	0.051
ΛΕΥΚΑΔΑ 03 LONG	3.53	0.334	0.045	0.094
ΛΕΥΚΑΔΑ 03 TRANS	3.53	0.275	0.041	0.077
ΜΟΝΑΣΤΗΡΑΚΙ 99	3.53	0.090	0.018	0.025
ΣΕΠΟΛΙΑ 99 LONG	3.53	0.176	0.031	0.050

Πίνακας Π.1α Χαρακτηριστικά των σεισμών για 0.36g.

	Τ <sub>d</sub>	T <sub>m</sub>	acc rms	vel rms
	(sec)	(sec)	(m/sec <sup>2</sup> )	(m/sec)
ΑΙΓΙΟ 95	0.50	0.47	0.747	0.073
ΚΑΛΑΜΑΤΑ 86	0.44	0.54	0.849	0.1045
KEΔE 99 LONG	0.12	0.33	0.623	0.043
KEΔE 99 TRANS	0.22	0.26	0.557	0.031
ΛΕΥΚΑΔΑ 03 LONG	0.54	0.55	0.521	0.053
ΛΕΥΚΑΔΑ 03 TRANS	0.54	0.48	0.574	0.049
ΜΟΝΑΣΤΗΡΑΚΙ 99	0.16	0.18	0.455	0.019
ΣΕΠΟΛΙΑ 99 LONG	0.14	0.26	0.587	0.033

Πίνακας Π.1β Χαρακτηριστικά των σεισμών για 0.36g.

	disp rms (m)	Arias (m/sec)	I <sub>c</sub>
ΑΙΓΙΟ 95	0.014	0.447	1.445
ΚΑΛΑΜΑΤΑ 86	0.030	1.156	2.477
KEΔE 99 LONG	0.006	0.622	1.557
KEΔE 99 TRANS	0.006	0.498	1.316
ΛΕΥΚΑΔΑ 03 LONG	0.009	2.177	2.663
ΛΕΥΚΑΔΑ 03 TRANS	0.008	2.640	3.077
ΜΟΝΑΣΤΗΡΑΚΙ 99	0.004	0.332	0.973
ΣΕΠΟΛΙΑ 99 LONG	0.006	0.552	1.423

Πίνακας Π.1γ Χαρακτηριστικά των σεισμών για 0.36g.

Όπου οι παράμετροι στους ανωτέρω πίνακες είναι οι εξής:

- μέγιστη επιτάχυνση a<sub>max</sub>
- μέγιστη ταχύτητα v<sub>max</sub>
- μέγιστη μετατόπιση d<sub>max</sub>
- λόγος v<sub>max</sub> / a<sub>max</sub>
- δεσπόζουσα περίοδος T<sub>d</sub>
- μέση περίοδος T<sub>m</sub>
- επιτάχυνση acc rms
- ταχύτητα vel rms
- μετατόπιση disp rms
- ένταση Arias
- χαρακτηριστική ένταση I<sub>c</sub>

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

FHWA (2001), Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes - Design and construction guidelines, FHWA Report 00-043, USA.

Howitt D., Cramer D., (2010), Στατιστική με το SPSS, Κλειδάριθμος, Αθήνα.

Koerner, R.M., (1999), Designing with Geosynthetics, Prentice Hall.

Kramer S. (1996), Geotechnical earthquake engineering, Prentice Hall.

Newmark, N.M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments", Geotechnique 15(2), pp. 139-160.

Nova-Roessig, L.M., Sitar, N. (1999), Centrifuge studies of the seismic performance of reinforced soil structures, Rep. UCB/GT/99-13, Dept. Civil Eng. and Env. Eng., Univ. of California, Berkeley, CA.

Ortigao J.A.R., Sayao A.S.F.J eds, (2004), Handbook for slope stabilization, Springer-Verlag, Berlin, Germany.

Paulsen, S.B. (2002), A Numerical Model for Estimating Seismic Displacements of Reinforced Steep Slopes, MSc Thesis, University of Washington.

EAK 2000 (2001), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, Οργανισμός αντισεισμικού σχεδιασμού και προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), Αθήνα.

Πανάρετος Ι., (2001), Γραμμικά Μοντέλα με έμφαση στις εφαρμογές, Αθήνα.

### ΙΣΤΟΣΕΛΙΔΕΣ

http://www.geogrid.com/

http://www.geogrid-geotextile.com/

http://library.tee.gr/digital/m2185/m2185\_contents.htm