

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ ΛΑΡΙΣΑΣ**

**ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
«ΣΥΓΧΡΟΝΕΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ ΕΡΓΩΝ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ»**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«Μέθοδοι ευστάθειας πρανών και τοίχων αντιστήριξης-
Παραδείγματα προσομοιώσεων με τοίχους αντιστήριξης»**

**Αλεξίου Αικατερίνη
Πολιτικός Μηχανικός Τ.Ε.**

ΛΑΡΙΣΑ, 2019

**UNIVERSITY OF THESSALY
GENERAL DEPARTMENT OF LARISA**

**POSTGRADUATE STUDIES PROGRAM
“ADVANCED ENVIRONMENTAL MANAGEMENT
TECHNOLOGIES IN ENGINEERING WORKS”**

POSTGRADUATE MASTER’S THESIS

**« Slope and retaining wall stability methods-
Examples of simulations with retaining walls»**

**Alexiou Aikaterini
Civil Engineer T.E.**

LARISSA, 2019

Τριμελής Εξεταστική Επιτροπή:

- 1) Αλαμανής Νικόλαος**, Επίκουρος Καθηγητής, Θεμελιώσεις - Εδαφομηχανική, Γενικό Τμήμα Λάρισας, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, **Επιβλέπων**,
- 2) Χουλιάρης Ιωάννης**, Καθηγητής, Εδαφομηχανική, Γενικό Τμήμα Λάρισας, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, **Μέλος**,
- 3) Παπαγεωργίου Γρηγόριος**, Επίκουρος Καθηγητής, Οδοποιία, Γενικό Τμήμα Λάρισας, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, **Μέλος**.

*Σε όσους πιστεύουν στα όνειρα τους και
προσπαθούν να τα πραγματοποιήσουν...*

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου σε όλους όσους συνέβαλαν στο να φέρω εις πέρας την παρούσα Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία. Ευχαριστώ θερμά τον Επιβλέποντα της εργασίας αυτής κύριο Αλαμανή Νικόλαο, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό, Επίκουρο Καθηγητή του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, για την πολύτιμη βοήθεια που μου προσέφερε και την κατανόηση, κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Ευχαριστώ πολύ τον καθηγητή της προπτυχιακής διπλωματικής εργασίας μου, κύριο Χριστοδούλου Δημήτριο, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό, Επίκουρο Καθηγητή του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, που μου έδωσε την ευκαιρία να γνωρίσω ένα τόσο ενδιαφέρον γνωστικό αντικείμενο, στην διάρκεια των προπτυχιακών σπουδών μου και να επιθυμώ να εξελίξω τις γνώσεις μου σε αυτό.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους καθηγητές του Μεταπτυχιακού Προγράμματος, για τις σπουδαίες γνώσεις που μου προσέφεραν όλη αυτή τη χρονιά. Δεν θα μπορούσα να παραλείψω, το μεγάλο ευχαριστώ που οφείλω στον συμφοιτητή μου κύριο Ζάχο Δήμο για τις ανεκτίμητες συμβουλές, για το χρόνο που αφιέρωσε προσπαθώντας να με βοηθήσει να κατανοήσω διάφορα συναφή τεχνικά θέματα.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου και τους ανθρώπους που ήταν όλο αυτόν τον καιρό δίπλα μου, τους φίλους μου και τους συμφοιτητές μου Γλυκερία Δήμου και Ιωάννη Μπόλη, για την βοήθεια και προ πάντων την κατανόηση καθ' όλο το χρονικό διάστημα των σπουδών μου.

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1.1: Κατάταξη κατολισθήσεων ανάλογα με το είδος του εδάφους και τον τύπο της μετακίνησης σύμφωνα με τη μέθοδο του Varnes (1978).....	8
Πίνακας 5.1: Συντεταγμένες σημείων τοίχου βαρύτητας	102
Πίνακας 5.2: Δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή	103
Πίνακας 5.3: Δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή	106
Πίνακας 5.4: Δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή	110
Πίνακας 5.5: Υπολογισμός κόστους τοίχων αντιστήριξης	115

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 2.1: Ενεργές δυνάμεις που ασκούνται σε μία λωρίδα εδαφικής μάζας ενός πρανούς (Καββαδάς, 2000)	18
Σχήμα 2.2: Κινήσεις της εδαφικής μάζας κατά την αστοχία πρανούς (Καββαδάς, 2000).....	20
Σχήμα 2.3: (α) Αστοχία βαθιάς ολίσθησης, (β) ολίσθηση του στερεού στη βάση (Κουρμπέτης, 2010)	22
Σχήμα 2.4: (α) Περιστροφικός ή πολυγωνικός μηχανισμός αστοχίας, (β) ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος (Κουρμπέτης, 2010)	23
Σχήμα 2.5: (α) Περιστροφικός ή πολυγωνικός μηχανισμός, (β) ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος (Κουρμπέτης, 2010)	23
Σχήμα 2.6: Ανάπτυξη προοδευτικών αστοχιών σε πρανές (Κουρμπέτης, 2010).....	27
Σχήμα 2.7: Κυκλική επιφάνεια αστοχίας (Καββαδάς, 2000).....	28
Σχήμα 2.8: Δυνάμεις που ασκούνται σε μία λωρίδα ενός πρανούς (Καββαδάς, 2000)	28
Σχήμα 2.9: Κυκλική επιφάνεια ολίσθησης (Αλαμανής, 2006)	38
Σχήμα 2.10: Κατασκευή συλλεκτήριας τάφρου (Αλαμανής, 2006)	40
Σχήμα 2.11: Συστήματα στραγγιστηριών (Αλαμανής, 2006)	42
Σχήμα 3.1: Ενεργητική κατάσταση Rankine (Barnes, 2000).....	46
Σχήμα 3.2: Ενεργητική πίεση Rankine (Barnes, 2000).....	47
Σχήμα 3.3: Παθητική κατάσταση Rankine (Barnes, 2000).....	49
Σχήμα 3.4: Μετακινήσεις που απαιτούνται για την ενεργοποίηση της εδαφικής πίεσης (Barnes, 2000)	50
Σχήμα 3.5: Κατανομές πίεσης σε άκαμπτους τοίχους (Barnes, 2000).....	51
Σχήμα 3.6: Κατανομές πίεσης σε εύκαμπτους τοίχους (Barnes, 2000)	52
Σχήμα 3.7: Επίδραση της τριβής στον τοίχο (Barnes, 2000)	53
Σχήμα 3.8: Θεωρία Coulomb – ενεργητική ώθηση (Barnes, 2000).....	55
Σχήμα 3.9: Θεωρία Coulomb – παθητική ώθηση (για μικρές τιμές του δ) (Barnes, 2000)	56
Σχήμα 3.10: Καμπύλες επιφάνειες αστοχίας λόγω τριβής του τοίχου (Barnes, 2000)	57
Σχήμα 3.11: Μορφή των μηχανισμών αστοχίας που χρησιμοποιήθηκαν κατά τους αναλύσεις από τους Rosenfarb και Chen (1972) (Κακογιάννου, 2011).....	58
Σχήμα 3.12: Μηχανισμός αστοχίας τύπου Log – Sandwich κατά τους Rosenfarb και Chen (1972) υπό παθητικές συνθήκες (Κακογιάννου, 2011).....	59
Σχήμα 3.13: Κατανομή ενεργών ωθήσεων σε πολυστρωματικό έδαφος (Τσότσος, 1991)	61

Σχήμα 3.14: Μορφές φορτίων και μέγεθος πλευρικών ωθήσεων που προκαλούν οι	62
Σχήμα 3.15: Διαγράμματα τάσεων μερικώς βυθισμένου εδάφους (Κολέτσος, 2002)	64
Σχήμα 3.16: Στραγγιστήριες οπές και ορισμένες τυπικές διατάξεις (Τσότσος, 1991).....	65
Σχήμα 3.17: Αποξήρανση εκσκαφής με ταπείνωση της στάθμης του νερού (Βαλαλάς, 1986). 66	
Σχήμα 4.1: Τυπικές κατασκευές τοίχων βαρύτητας (Αβρανά, 2006)	70
Σχήμα 4.2: Τυπική διατομή τοίχου βαρύτητας (Ιδία επεξεργασία μέσω του λογισμικού GEO5)	71
Σχήμα 4.3: Τυπική διατομή τοίχου-προβόλου (Ιδία επεξεργασία μέσω του λογισμικού GEO5)	71
Σχήμα 4.4: Τυπική διατομή τοίχου αντιστήριξης με αντηρίδες (Στεφάνου, 1989).....	72
Σχήμα 4.5: Τυπική διατομή αγκυρωμένου τοίχου (Αβρανά, 2006).....	73
Σχήμα 4.6: Τυπικοί μηχανισμοί αστοχίας για (δύσκαμπτους) τοίχους βαρύτητας: (α) ολίσθηση, (β) ανατροπή, (γ) ολική κατάρρευση (Ανυφαντάκη και συν. 2014).....	76
Σχήμα 4.7: (α) Ωθήσεις γαιών, (β) καμπτική ροπή, (γ) μηχανική αστοχία κάμψης για εύκαμπτους τοίχους (Ανυφαντάκη και συν. 2014)	77
Σχήμα 4.8: Πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας για αγκυροβολημένους τοίχους: (α) στροφή της κορυφής του στηρίγματος της γέφυρας, (β) στροφή της εμπηγμένης ράβδου λόγω έλλειψης παθητικής αντίστασης στον πόδα του τοίχου, (γ) έλλειψη επαρκούς ύπαρξης αγκυριών (Ανυφαντάκη και συν. 2014)	78
Σχήμα 4.9: Η σεισμική τράπεζα των Mononobe και Matsuo (1929) (Ανυφαντάκη και συν. 2014)	82
Σχήμα 4.10: Οι θεωρούμενες δυνάμεις κατά τη μέθοδο Mononobe-Okabe (Ανυφαντάκη και συν. 2014)	83
Σχήμα 4.11: Οι θεωρούμενες δυνάμεις κατά τη μέθοδο Seed and Witman (Ανυφαντάκη και συν. 2014)	85
Σχήμα 4.12: Διαγράμματα κατά τη μέθοδο Veletsos and Younan (1997) (Ανυφαντάκη και συν. 2014)	87
Σχήμα 4.13: Ανάλυση τοίχου βαρύτητας με ασυνεχές πεδίο τάσεων (Mylonakis et.....	88
Σχήμα 4.14: Μετασηματισμός ομοιότητας μεταξύ βαρυτικού και σεισμικού προβλήματος (Mylonakis et al., 2007)	89
Σχήμα 4.15: Διαγράμματα κατά τη μέθοδο Mylonakis (Ανυφαντάκη και συν. 2014)	90
Σχήμα 4.16: Θεωρία Wood για άκαμπτο τοίχο (Ανυφαντάκη και συν. 2014).....	91
Σχήμα 5.1: Συγκριτικό διάγραμμα απαιτούμενου όγκου σκυροδέματος για κάθε τοίχο	116
Σχήμα 5.2: Συγκριτικό διάγραμμα κόστους απαιτούμενου σκυροδέματος	116

Σχήμα 5.3: Συγκριτικό διάγραμμα κόστους απαιτούμενου οπλισμού για τοίχο προβόλου και τοίχο με αντηρίδες.....	116
Σχήμα 5.4: Συγκριτικό διάγραμμα συνολικού κόστους τοίχων	117

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1.1: Καταπτώσεις βράχων (Παυλίδης, 2009).....	5
Εικόνα 1.2: Ανατροπές βράχων (Παυλίδης, 2009)	5
Εικόνα 1.3: Περιτροφική ολίσθηση (Παυλίδης, 2009)	6
Εικόνα 1.4: Πλευρικές εξαπλώσεις (Παυλίδης, 2009).....	6
Εικόνα 1.5: (α) – (β) Ροή κορημάτων, (γ) Ροή γαιών, (δ) Ροή άμμου ιλύος (Παυλίδης, 2009) ..	7
Εικόνα 1.6: Κύριοι τύποι μετακινήσεων μίας κατολίσθησης με βάση την κατάταξη του Varnes	9
Εικόνα 4.1: Μέθοδοι αντιστήριξης (Κωστόπουλος, 1998)	69
Εικόνα 5.1: Περιβάλλον εργασίας του λογισμικού GEO5.....	93
Εικόνα 5.2: 1 ^η Δοκιμαστική γεωμετρία.....	98
Εικόνα 5.3: Ενδεικτικά αποτελέσματα επίλυσης μέσω του λογισμικού GEO5.....	99
Εικόνα 5.4: 2 ^η Δοκιμαστική γεωμετρία.....	100
Εικόνα 5.5: 3 ^η Δοκιμαστική γεωμετρία.....	101
Εικόνα 5.6: Γεωμετρία τοίχου βαρύτητας.....	102
Εικόνα 5.7: Τρισδιάστατη απεικόνιση τοίχου βαρύτητας.....	102
Εικόνα 5.8: Ανάλυση ευστάθειας τοίχου βαρύτητας	104
Εικόνα 5.9: Διαστάσεις τοίχου προβόλου	105
Εικόνα 5.10: Τρισδιάστατη απεικόνιση τοίχου προβόλου.....	105
Εικόνα 5.11: Ενδεικτικά αποτελέσματα επίλυσης με το λογισμικό GEO5	107
Εικόνα 5.12: Ανάλυση ευστάθειας τοίχου προβόλου	108
Εικόνα 5.13: Διαστάσεις τοίχου με αντηρίδες	109
Εικόνα 5.14: Τρισδιάστατη απεικόνιση τοίχου με αντηρίδες	109
Εικόνα 5.15: Διαστάσεις αντηρίδας	110
Εικόνα 5.16: Ενδεικτικά αποτελέσματα επίλυσης μέσω του λογισμικού GEO5.....	111
Εικόνα 5.17: Ανάλυση ευστάθειας τοίχου με αντηρίδες.....	114

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΥΜΒΟΛΩΝ

b	Πλάτος διατομής
c	Συνοχή εδάφους
c'	Συνοχή σε όρους ενεργού τάσης
d_w	Δυσκαμψία τοίχου ανά μονάδα μήκους
E	Πλευρική δύναμη σε πλευρά λωρίδας
e	Εκκεντρότητα
e_{alw}	Μέγιστη επιτρεπόμενη εκκεντρότητα
F	Δύναμη
f_s	Επιφανειακή τριβή
f_{ck}	Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος
f_{ctm}	Εφελκυστική αντοχή
f_{yk}	Αντοχή χάλυβα
g	Επιτάχυνση της βαρύτητας $9,81 \text{ m/s}^2$
H	Ύψος
H_{act}	Ενεργή οριζόντια δύναμη
H_{res}	Οριζόντια δύναμη αντοχής
h	Υδραυλικό ύψος
i	Υδραυλική κλίση
K_0	Συντελεστής ουδέτερης ώθησης
K_a	Συντελεστής ενεργητικής εδαφικής πίεσης
K_{ac}	Συντελεστής εδαφικής πίεσης
K_p	Συντελεστής παθητικής πίεσης
K_{pc}	Συντελεστής εδαφικής πίεσης
K_h	Συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης της εδαφικής σφήνας
K_v	Συντελεστής κατακόρυφης επιτάχυνσης της εδαφικής σφήνας
k	Δείκτης για μέτρο ελαστικότητας αυξανόμενο με το βάθος
l	Μήκος
M_{Rd}	Ροπή αστοχίας
M_{res}	Ροπή αντοχής
M_{ovr}	Ροπή ανατροπής
m	Συντελεστής ευστάθειας πρανούς
N	Ορθή ολική δύναμη
N_{Ed}	Θλιπτική δύναμη σχεδιασμού

N_{Rd}	Θλιπτική δύναμη αστοχίας
P	Δύναμη
P_a	Συνισταμένη ενεργητική ώθηση ή δύναμη
P_p	Συνισταμένη παθητική ώθηση ή δύναμη
P_{an}	Κάθετη συνιστώσα της ενεργητικής δύναμης
Q	Αύξηση γραμμικού φορτίου
q	Αύξηση ομοιόμορφου φορτίου
R	Συνισταμένη δύναμη, απόσταση
T	Διατμητική δύναμη
U	Υδροστατική δύναμη
u	Οριζόντια μετακίνηση
u_i	Πίεση πόρων
V_{Ed}	Τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού
V_{Rd}	Διατμητική δύναμη αστοχίας
v	Ταχύτητα
W	Βάρος
X	Διατμητική δύναμη σε πλευρά λωρίδας
x, y, z	Συντεταγμένες αξόνων
z	Βάθος
z_w	Βάθος ελεύθερης επιφάνειας ροής
α	Γωνία, γωνιακή παραμόρφωση
β	Γωνία
γ	Ειδικό βάρος
γ_{sat}	Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους
γ_w	Ειδικό βάρος του νερού
δ	Γωνία τριβής τοίχου
θ	Κλίση επιπέδου
λ	Άνοιγμα, μήκος στοιχείου
ν	Λόγος Poisson
σ	Ολική τάση
σ'	Ορθή ενεργός τάση
σ_h, σ_H'	Ολική και ενεργός οριζόντια τάση
σ_v, σ_v'	Ορθή ολική και ενεργός τάση
τ	Διατμητική τάση
φ	Γωνία εσωτερικής τριβής

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία έχει ως σκοπό την κατανόηση και μελέτη της ευστάθειας πρυνών και την αντιμετώπιση των αστοχιών τους με κατάλληλα μέτρα αντιστήριξης, όπως οι τοίχοι αντιστήριξης.

Αναλύεται συγκεκριμένα, στο 1^ο Κεφάλαιο το φαινόμενο των κατολισθήσεων. Παρουσιάζονται αναλυτικά τόσο η κατάταξη των κατολισθητικών φαινομένων, όσο και τα αίτια που προκαλούν αυτά τα φαινόμενα. Επίσης, αναλύονται τα μέτρα ελέγχου και τα μέτρα συγκράτησης.

Στο 2^ο Κεφάλαιο, που αφορά την ευστάθεια πρυνών, γίνεται αναφορά στη στατική ανάλυση της ευστάθειας πρυνών με παρουσίαση ορισμένων μεθόδων όπως η μέθοδος των λωρίδων, η απλοποιημένη μέθοδος Bishop, η μέθοδος Janbu, η μέθοδος Spencer και η μέθοδος Mongestern and Price και αναφορά στην ανάλυση σεισμικής και αδρανειακής ευστάθειας. Επιπλέον, αναλύονται ορισμένοι τρόποι βελτίωσης πρυνών.

Στο 3^ο Κεφάλαιο της εργασίας γίνεται ανάλυση της στατικής και δυναμικής καταπόνησης των κατασκευών αντιστήριξης και αναπτύσσονται οι πλευρικές ωθήσεις. Επίσης, στο 4^ο Κεφάλαιο περικλείονται στοιχεία των ειδών τοίχων αντιστήριξης και της αστοχίας τους. Επίσης, επισημαίνονται οι μέθοδοι υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων τόσο για ευμετακίνητους τοίχους όσο και για πρακτικώς αμετακίνητους.

Επιπροσθέτως, στο 5^ο Κεφάλαιο, γίνεται η παρουσίαση της χρήσης του προγράμματος GEO5, με το οποίο αναπτύχθηκαν τα παραδείγματα προσομοίωσης των τοίχων αντιστήριξης. Επίσης, αναλύονται τα αποτελέσματα και οι σχετικές προμετρήσεις που τελικό στόχο έχουν την αξιολόγηση του κόστους κατασκευής τους.

Τέλος, στο 6^ο Κεφάλαιο αναλύονται τα συμπεράσματα της μελέτης.

Λέξεις - Κλειδιά: ευστάθεια, μέθοδος Bishop, τοίχοι αντιστήριξης, συντελεστής ασφαλείας, κόστος.

ABSTRACT

The purpose of this postgraduate thesis is to understand and study the stability of slopes and to front their failures with appropriate supportive measures, such as retaining walls.

Specifically, in the 1 Chapter the effect of landslides is analyzed. Both the classification of the landslide phenomena and the causes of these phenomena are presented in detail. Control and containment measures are also analyzed.

Chapter 2, concerning slope stability, refers to the static analysis of slope stability by presenting some methods such as the slices method, the simplified Bishop method, the Janbu method, the Spencer method, the Mongestern and Price method and makes a reference to the analysis seismic and inertial stability. In addition, some ways to improve slopes are analyzed.

In Chapter 3, the static and dynamic stresses of the support structures are analyzed and the lateral impulses are developed. Chapter 4 includes details of the types of retaining walls and their failure. The methods of calculating the dynamic impulses for both mobile and practically non-mobile walls are also highlighted.

In addition, Chapter 5 presents the use of the GEO5 program, which develops examples of simulating retaining walls. It also analyzes the results and related measurements that are ultimately aimed at evaluating their construction costs.

Finally, Chapter 6 analyzes the conclusions of the study.

Keywords: stability, Bishop method, retaining walls, safety factor, cost.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.	ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΤΩΝ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΕΩΝ.....	1
1.1.	Εισαγωγή.....	1
1.2.	Το φαινόμενο των κατολισθήσεων	2
1.3.	Κατάταξη των κατολισθητικών φαινομένων	3
1.4.	Αίτια που προκαλούν κατολισθήσεις.....	10
1.5.	Μέτρα αντιμετώπισης κατολισθήσεων	11
1.6.	Επιλογή κατάλληλου μέτρου σταθεροποίησης.....	16
2.	ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ.....	17
2.1	Ανάλυση ευστάθειας πρανών.....	17
2.2	Ευστάθεια φυσικών πρανών και οπλισμένων πρανών.....	18
2.3	Στατική ανάλυση ευστάθειας πρανών.....	24
2.3.1	Μέθοδοι οριακής ισορροπίας.....	24
2.3.2	Μέθοδος των λωρίδων	27
2.3.3	Η απλοποιημένη μέθοδος Bishop.....	30
2.3.4	Μέθοδος Janbu.....	32
2.3.5	Μέθοδος Spencer	32
2.3.6	Μέθοδος Morgenstern and Price.....	33
2.4	Επιλογή της κατάλληλης μεθόδου	33
2.5	Ανάλυση σεισμικής ευστάθειας πρανών.....	34
2.5.1	Ανάλυση αδρανειακής ευστάθειας.....	34
2.5.2	Ψευδοστατική ανάλυση.....	35
2.5.3	Επιλογή ψευδοστατικού συντελεστή	37
2.6	Βελτίωση ευστάθειας πρανών.....	38
2.6.1	Προστασία- αποστράγγιση.....	39
3.	ΘΕΩΡΙΑ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ	43
3.1.	Ωθήσεις γαιών.....	43
3.2.	Στατική και δυναμική καταπόνηση κατασκευών αντιστήριξης - Μέθοδοι ανάλυσης 43	
3.2.1	Πλευρικές εδαφικές πιέσεις.....	44
3.3.	Παράγοντες επίδρασης στις ωθήσεις γαιών.....	60
4.	ΘΕΩΡΙΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ.....	67
4.1	Αναγκαιότητα κατασκευών αντιστήριξης.....	67
4.2	Χρονολογική εξέλιξη-Είδη κατασκευών αντιστήριξης.....	67

4.3	Κριτήρια ταξινόμησης μηχανισμών αντιστηρίξεων.....	74
4.4	Αστοχία τοίχων αντιστήριξης	75
4.5	Μέθοδοι υπολογισμού δυναμικών ωθήσεων	78
4.5.1.	Μέθοδοι ανάλυσης - Ευμετακίνητοι τοίχοι.....	81
4.5.2.	Πρακτικώς αμετακίνητοι τοίχοι	90
5.	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	92
5.1	Λειτουργία GEO5	92
5.2	Αριθμητικές επιλύσεις.....	94
5.3	Προμετρήσεις.....	114
6.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	118
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	121

1. ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΤΩΝ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΕΩΝ

1.1. Εισαγωγή

Ως πρανή ορίζονται κεκλιμένοι φυσικοί ή τεχνητοί σχηματισμοί εδάφους ή βράχου. Η κλίση αυτή είναι η αιτία που εμφανίζουν τα πρανή αστάθεια λόγω της παρουσίας διατμητικών τάσεων. Όπως αναφέρει ο Terzaghi (1969) οι εδαφικές μάζες, οι οποίες βρίσκονται όπισθεν κεκλιμένης φυσικής επιφάνειας ή όπισθεν ανοικτού ορύγματος, εμφανίζουν την τάση να μετακινηθούν προς τα κάτω και προς τα έξω υπό την επίδραση της βαρύτητας. Το πρανές θεωρείται σταθερό εάν η τάση αυτή εξισορροπείται με την διατμητική αντοχή του εδάφους. Σε άλλη περίπτωση πραγματοποιείται κατολίσθηση. Εκτός από τις αναπτυσσόμενες δυνάμεις βαρύτητας, αξιοσημείωτο ρόλο για την ανάπτυξη διατμητικών τάσεων στο εσωτερικό του πρανούς διαδραματίζει η πιθανή παρουσία νερού στο έδαφος. Αυτό το απλοϊκό μοντέλο αποτελεί τη βάση για την κατανόηση του θέματος της ευστάθειας των πρανών και κατ' επέκταση φαινομένων που οδηγούν τα πρανή σε αστοχία. Η κατάταξη των πρανών σε φυσικά και τεχνικά πρανή είναι η βασικότερη διάκρισή τους. Συγκεκριμένα:

- Φυσικό πρανές, είναι αυτό που προήλθε χωρίς την επίδραση του ανθρώπου
- Τεχνικό πρανές, είναι αυτό που έχει προέλθει από ανθρώπινη επίδραση και περιλαμβάνει τα επιχώματα, τα ορύγματα, τα φράγματα κ.λπ. Βεβαίως τα τεχνικά πρανή είναι ελεγχόμενα ως προς τις ιδιότητες τους, καθώς κατασκευάζονται κάτω από συγκεκριμένες προδιαγραφές (ποσοστό συμπύκνωσης, σύνθεση κ.ο.κ.).

Η επίδραση γεωλογικών, γεωτεκτονικών ή φυσικών παραγόντων αποτελεί ικανή συνθήκη εμφάνισης αστοχίας σε ένα φυσικό πρανές. Επομένως, φαινόμενα όπως η διάβρωση, ο παγετός, η μεταβολή του υδροφόρου ορίζοντα και οι σεισμοί μπορούν να προκαλέσουν αστοχία. Η αστοχία, δηλαδή η κατολίσθηση των φυσικών εδαφών, δύναται να προκληθεί και από εξωτερικές παρεμβάσεις, όπως είναι η υποσκαφή του ποδός του υφισταμένου πρανούς ή η διάνοιξη ορύγματος χωρίς την αντιστήριξη των παρειών του πρανούς (Πανταζής, 2009).

Η ευστάθεια των πρανών είναι ένα ευρύ και πάντα καίριο θέμα, ιδιαίτερα σημαντικό κομμάτι της εδαφομηχανικής, με το οποίο τόσο η ελληνική όσο και η διεθνής επιστημονική κοινότητα έχει ασχοληθεί. Τα αποτελέσματά τους έχουν αξιοσημείωτες

οικονομικές και κοινωνικές επιπτώσεις, που διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στη βιωσιμότητα οικισμών, στη διατήρηση ασφαλών συνθηκών θεμελίωσης των τεχνικών έργων, στη σωστή λειτουργία του οδικού δικτύου και στη καταλληλότητα ή μη πολλών περιοχών για διάφορες χρήσεις.

Για τους παραπάνω λόγους, κρίνεται απαραίτητος ο έλεγχος της ευστάθειας πρανών που διαμορφώνονται κατά την κατασκευή τεχνικών έργων, αλλά και φυσικών πρανών που παρουσιάζουν ενδείξεις πιθανής κατολίσθησης (Πανταζής, 2009).

Σκοπός αυτής της διπλωματικής εργασίας, είναι η μελέτη και κατανόηση της ευστάθειας πρανών και των μεθόδων υπολογισμού και η αντιμετώπιση των αστοχιών τους με κατάλληλα μέτρα, όπως οι τοίχοι αντιστήριξης.

1.2. Το φαινόμενο των κατολισθήσεων

Η αστοχία φυσικών ή τεχνητών πρανών εκδηλώνεται με τη μορφή κατολίσθησης. Ο όρος κατολίσθηση αναφέρεται στις μετακινήσεις εδαφικών και βραχωδών μαζών ασχέτως μορφής, εκτάσεως και γενεσιουργών αιτιών, οι οποίες λαμβάνουν χώρα σε φυσικές επιφάνειες με απότομες κλίσεις και σε πρανή ορυγμάτων, υπό την επίδραση της βαρύτητας, η οποία υπερβαίνει την αντίσταση τριβής για κίνηση προς τα κάτω.

Ο όρος κατολισθητικά φαινόμενα είναι ο πλέον αποδεκτός, ο οποίος περικλείει όλο το εύρος αστοχιών των πρανών, όπως οι ολισθήσεις, ανατροπές, καταπτώσεις κλπ., οι οποίες πραγματοποιούνται σε ξηρά και υποθαλάσσια, εφόσον ο όρος κατολίσθηση περιλαμβάνει μόνο τις ταχέως εκδηλούμενες κινήσεις εδαφικών μαζών (Πανταζής, 2009).

Γενικά, έχουν αποδοθεί διάφοροι ορισμοί για το φαινόμενο της κατολίσθησης, όπως:

- Ο Terzaghi (1943) ορίζει την κατολίσθηση ως «μία γρήγορη κίνηση μάζας πετρώματος, εναπομείναντος εδάφους ή ιζήματος ενός πρανούς, της οποίας το κέντρο βάρους, μετακινείται προς τα κάτω και προς τα έξω».
- Οι Zaruba και Mencl (1969) ορίζουν την κατολίσθηση, σαν «μία γρήγορη κίνηση που οφείλεται στην ολίσθηση πετρωμάτων ενός τμήματος πρανούς που διαχωρίζεται από το υπόλοιπο αδιατάρακτο τμήμα του, σε μία καλά διαχωρισμένη επιφάνεια».

➤ Ο Varnes (1980) αντί για τον όρο κατολίσθηση χρησιμοποιεί τον όρο κίνηση πρανών, και με αυτόν εμπερικλείει κάθε κίνηση πρανούς η οποία οφείλεται σε ολίσθηση, κατάπτωση, ανατροπή, ροή και ερπυσμό (Πανταζής, 2009).

Η μετακίνηση της εδαφοβραχώμαζας κατά την αστοχία ενός πρανούς, οφείλεται σε βαρυντικές δυνάμεις που ασκούνται στο πρανές οι οποίες όταν υπερβαίνουν τη διατμητική αντοχή του εδαφικού υλικού, λαμβάνει χώρα η μετακίνηση της εδαφικής μάζας.

Η διατμητική αντοχή του εδάφους ισούται με το άθροισμα της αντοχής που οφείλεται στη συνοχή, και της αντοχής που οφείλεται στην εσωτερική τριβή. Η αύξηση της διατμητικής αντοχής ενός υλικού εκφράζει την ικανότητα του υλικού να αντιστέκεται σε διατμητικές δυνάμεις, όπως αποκαλείται φέρουσα ικανότητα του υλικού.

Η έννοια της συνοχής c (cohesion) αναφέρεται στις ελκτικές δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των εδαφικών κόκκων (ικανότητα συγκόλλησης κόκκων), με συνέπεια η αντοχή ενός εδαφικού υλικού να είναι ανάλογης των στερεών σωμάτων. Η συνοχή στα εδαφικά υλικά εξαρτάται από την περιεκτικότητα σε νερό, την πυκνότητα και την πλαστικότητα του εδάφους.

Η εσωτερική τριβή αναφέρεται στην τριβή που αναπτύσσεται στα σημεία επαφής των κόκκων του εδάφους, που ουσιαστικά εκφράζεται με τη γωνία εμφάνισης/απόθεσης της μάζας του εδαφικού υλικού και το μέγεθος της εξαρτάται από το κάθετο φορτίο στην επιφάνεια ολίσθησης (Πανταζής, 2009).

Τα άμεσα αποτελέσματα των κατολισθήσεων είναι η καταστροφή περιουσιών ή ακόμη και απώλεια ανθρώπινων ζώων, και τα έμμεσα αποτελέσματα είναι η απόφραξη ρεμάτων/ποταμών και η αλλοίωση αυτών με κορήματα και λάσπες, η καταστροφή αγροτικής γης κτλ. Από την άλλη, πέραν του καταστρεπτικού τους χαρακτήρα, οι κατολισθήσεις συμβάλλουν στη δημιουργία νέας καλαίσθητης μορφολογίας στην περιοχή, λιμνών στις ορεινές περιοχές που αποτελούν χρήσιμους ταμιευτήρες νερού.

1.3. Κατάταξη των κατολισθητικών φαινομένων

Για την κατάταξη των κατολισθήσεων σε κατηγορίες και την καλύτερη περιγραφή τους έχουν προταθεί πολλές μέθοδοι. Οι δύο ευρύτερα χρησιμοποιούμενες είναι του Varnes (1978) και των Skempton & Hutchinson (1969). Το σύστημα κατάταξης των Skempton & Hutchinson είναι χρήσιμο για τη δουλειά μηχανικού, αλλά είναι λιγότερο

διαδεδομένο από αυτό του Varnes. Το Working Party on World Landslide Inventory (WP/WLI) της UNESCO προτείνει μία μέθοδο περιγραφής των κατολισθήσεων (1990) βασισμένη στην κατάταξη του Varnes (1978).

Για την κατάταξη και περιγραφή των κατολισθήσεων, σύμφωνα με τη μέθοδο που πρότεινε ο Varnes (1978), χρησιμοποιούνται δύο όροι. Ο πρώτος όρος περιγράφει το είδος του εδάφους και ο δεύτερος τον τύπο της μετακίνησης (Ανυφαντάκη και συν. 2014).

Το είδος του εδάφους είναι βράχος, γαίες ή φερτά υλικά και περιγράφει το υλικό πριν ξεκινήσει η μετατόπιση.

Βράχος (rock): είναι μία σκληρή μάζα, η οποία ήταν ανέπαφη και στη φυσική της θέση πριν την έναρξη της μετακίνησης

Έδαφος (soil): είναι ένα μείγμα από στερεούς κόκκους, κυρίως ορυκτών και βράχων, που είτε μεταφέρθηκαν είτε δημιουργήθηκαν επί τόπου από την αποσάθρωση του βράχου, οι πόροι του εδάφους πληρούνται με αέρα ή νερό

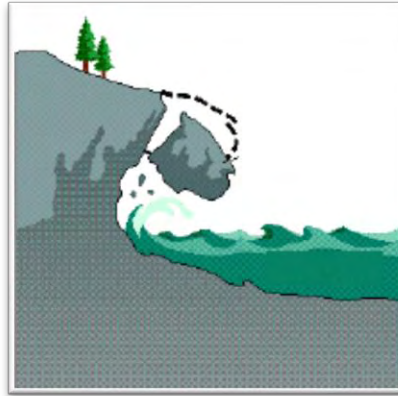
Γαίες (earth): με τον όρο αυτό περιγράφεται το υλικό στο οποίο το 80% ή και περισσότερο των κόκκων είναι μικρότεροι από 2mm, το μέγιστο όριο των κόκκων της άμμου (επικρατούν τα λεπτόκοκκα υλικά)

Φερτά υλικά (debris): το υλικό αυτό περιέχει σημαντικό ποσοστό χοντρόκοκκου υλικού, 20-80% των κόκκων είναι μεγαλύτεροι από 2mm και το υπόλοιπο ποσοστό είναι μικρότερο από 2mm (επικρατούν τα χονδρόκοκκα υλικά).

Ο τύπος της μετακίνησης, όπως περιγράφηκε στο αρχικό έργο του Varnes (1978) και αναθεωρήθηκε από τους Cruden & Varnes (1996), διακρίνεται σε έξι κατηγορίες:

1. Καταπτώσεις (falls)

Είναι οι απότομες μετακινήσεις των μαζών των γεωλογικών υλικών (όπως τμήματα εδάφους και βράχοι) οι οποίοι αποσπώνται από μια απότομη πλαγιά κατά μήκος μιας επιφάνειας με μικρή ή σχεδόν μηδενική διατμητική αντοχή. Η αποσύνδεση συμβαίνει κατά μήκος ασυνεχειών, όπως ρήγματα, ενώ η μετακίνηση του υλικού γίνεται κυρίως ελεύθερα, με αναπήδηση ή κύλιση. Η πτώση χαρακτηρίζεται ως μια πολύ εξαιρετικά γρήγορη σε ταχύτητα μετακίνηση και είναι πιθανόν να αποτελεί αποτέλεσμα προηγούμενων μικρότερων μετακινήσεων. Κύριες αιτίες εκδήλωσης μιας πτώσης είναι η επίδραση της βαρύτητας, η διαφορική διάβρωση, η παρουσία ρευμάτων και η διάβρωση που προκαλούν αυτά και οι ανασκαφές, (Εικ. 1.1).

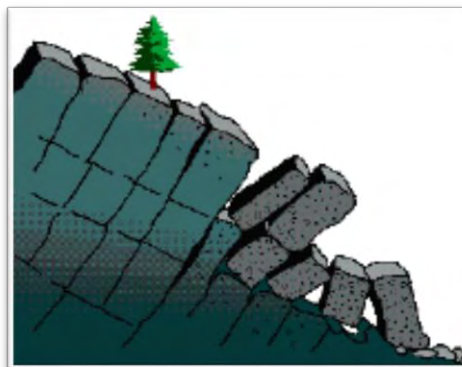


Εικόνα 1.1: Καταπτώσεις βράχων (Παυλίδης, 2009)

2. Ανατροπές (topples)

Είναι οι προς τα εμπρός περιστροφές των μαζών εδάφους ή βράχων, γύρω από ένα σημείο ή άξονα που βρίσκεται κάτω από το κέντρο βάρους των μετακινούμενων μαζών. Στη συνέχεια, αυτός ο τύπος μετακίνησης μπορεί σταδιακά να εξελιχθεί σε πτώση ή ολίσθηση ανάλογα με τη γεωμετρία του πρανούς, της μετακινούμενης μάζας και της επιφάνειας αποκόλλησης, (Εικ. 1.2) (Ανυφαντάκη και συν. 2014).

Διακρίνονται σε ανατροπές βράχων (rock topple), ανατροπές κορημάτων (debris topple) και ανατροπές εδαφών (soil topple). Η ταχύτητα μιας ανατροπής κυμαίνεται από εξαιρετικά αργή έως εξαιρετικά γρήγορη ενώ ως κίνηση εκδηλώνεται κυρίως σε βραχώδη πρανή (rock topples). Αντίθετα, οι ανατροπές κορημάτων (debris topples) και γαιών (earth topples) αποτελούν σπάνιες περιπτώσεις, η εκδήλωση των οποίων οφείλεται κυρίως στις φυσικές διεργασίες (π.χ. διαφορική διάβρωση) και στις ανθρώπινες παρεμβάσεις (π.χ. ανασκαφές).

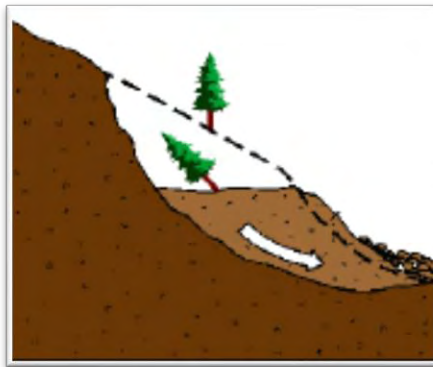


Εικόνα 1.2: Ανατροπές βράχων (Παυλίδης, 2009)

3. Ολισθήσεις περιστροφικές ή επιμήκειες (slides rotational and translational)

Στις ολισθήσεις, η μετακίνηση γίνεται κατά τη διάρκεια διατμητικής παραμόρφωσης επάνω σε μια ή περισσότερες επιφάνειες. Η κίνηση μπορεί να είναι προοδευτική, δηλαδή η διατμητική θραύση να μην συμβεί ταυτόχρονα σε όλη την επιφάνεια αλλά να μεταδοθεί από μια περιοχή τοπικής θραύσης σε όλο το σώμα της κατολισθαίνουσας μάζας.

Οι ολισθήσεις διακρίνονται σε: περιστροφικές (rotational slides) και μεταθετικές (translational slides). Ποικίλουν σε μέγεθος και βάθος, ενώ το μήκος τους κυμαίνεται από μερικά cm έως εκατοντάδες m, (Εικ. 1.3).



Εικόνα 1.3: Περιστροφική ολίσθηση (Παυλίδης, 2009)

4. Πλευρικές εξαπλώσεις (lateral spread)

Ο όρος «εξαπλώση» προτάθηκε αρχικά από τους Terzaghi and Peck (1948) για τη περιγραφή των απότομων μετακινήσεων ρευστοποιημένων στρωμάτων άμμου ή ιλύος στα οποία υπέρκειται ομογενή στρώματα αργίλου ή τα οποία έχουν φορτίσει από επιχώματα. Στις πλευρικές εξαπλώσεις η κίνηση συνοδεύεται από διατμητικές και εφελκυστικές ρωγμές. Γενικά, η κίνηση μπορεί να είναι επέκταση μάζας που ολισθαίνει, χωρίς να μπορεί να καθοριστεί με ακρίβεια το επίπεδο ολίσθησης ή η ζώνη πλαστικής ροής (Μπίρος, 2014).

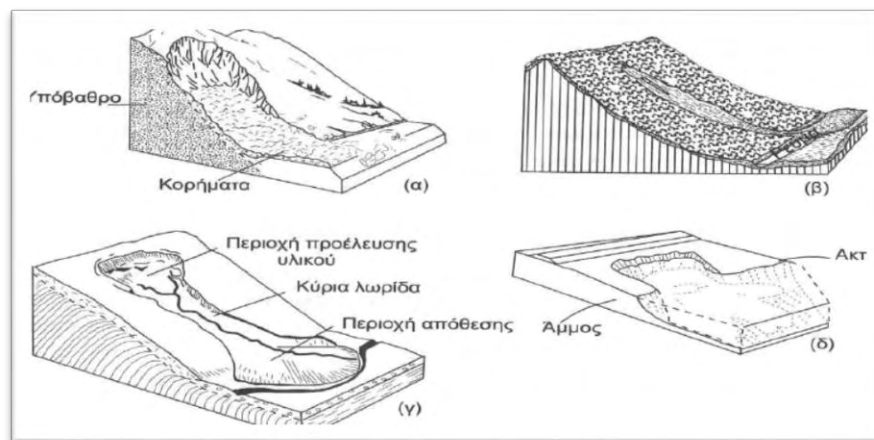


Εικόνα 1.4: Πλευρικές εξαπλώσεις (Παυλίδης, 2009)

5. Ροές (flows)

Οι ροές υγρές ή ξηρές, γρήγορες ή αργές εκδηλώνονται κυρίως σε χαλαρά υλικά. Αντίθετα στο βραχώδες υπόβαθρο, οι αντίστοιχες μετακινήσεις περιλαμβάνουν τις πολύ αργές παραμορφώσεις που κατανέμονται ανάμεσα σε πολλές κοντινές ρωγμές, διακλάσεις, καθώς και εκείνες που παρατηρούνται μέσα στη μάζα του πετρώματος και προέρχονται από κάμψη, πτύχωση ή διόγκωση. Οι αργές ροές ταξινομούνται από τον Varnes και από πολλούς ερευνητές στον ερπυσμό που είναι μία αργή, όχι άμεσα ορατή κίνηση του επιφανειακού μανδύα του εδάφους ή του σαθρού καλύμματος των πετρωμάτων. Αναγνωρίζεται το φαινόμενο αυτό από την κλίση των δέντρων στύλων ή ακόμα και από τη σχετική θέση των θραυσμάτων κάποιου χαρακτηριστικού γεωλογικού ορίζοντα. Παρακάτω (Εικ. 1.5) διακρίνονται οι βασικοί τύποι ροών:

- Ροές βραχώδους υποβάθρου
- Ροές κορημάτων
- Ροές γαιών.



Εικόνα 1.5: (α) – (β) Ροή κορημάτων, (γ) Ροή γαιών, (δ) Ροή άμμου ιλύος (Παυλίδης, 2009)

6. Σύνθετες (composites – combination of types)

Συνήθως, οι μετακινήσεις των πρανών είναι ένας συνδυασμός των κύριων τύπων μετακινήσεων που περιεγράφηκαν παραπάνω, που εκδηλώνονται είτε στα διάφορα τμήματα της μετακινούμενης μάζας, είτε στα διάφορα στάδια της εξέλιξης της μετακίνησης. Σαν σύνθετες ολισθήσεις, ταξινομούνται αυτές στις οποίες διαφορετικού τύπου μετακινήσεις γίνονται σε διαφορετικές περιοχές της ολισθαίνουσας μάζας, μερικές φορές ταυτόχρονα. Αυτές διακρίνονται:

- Χιονοστιβάδα καταπτώσεων βράχων
- Ολίσθηση ροής.

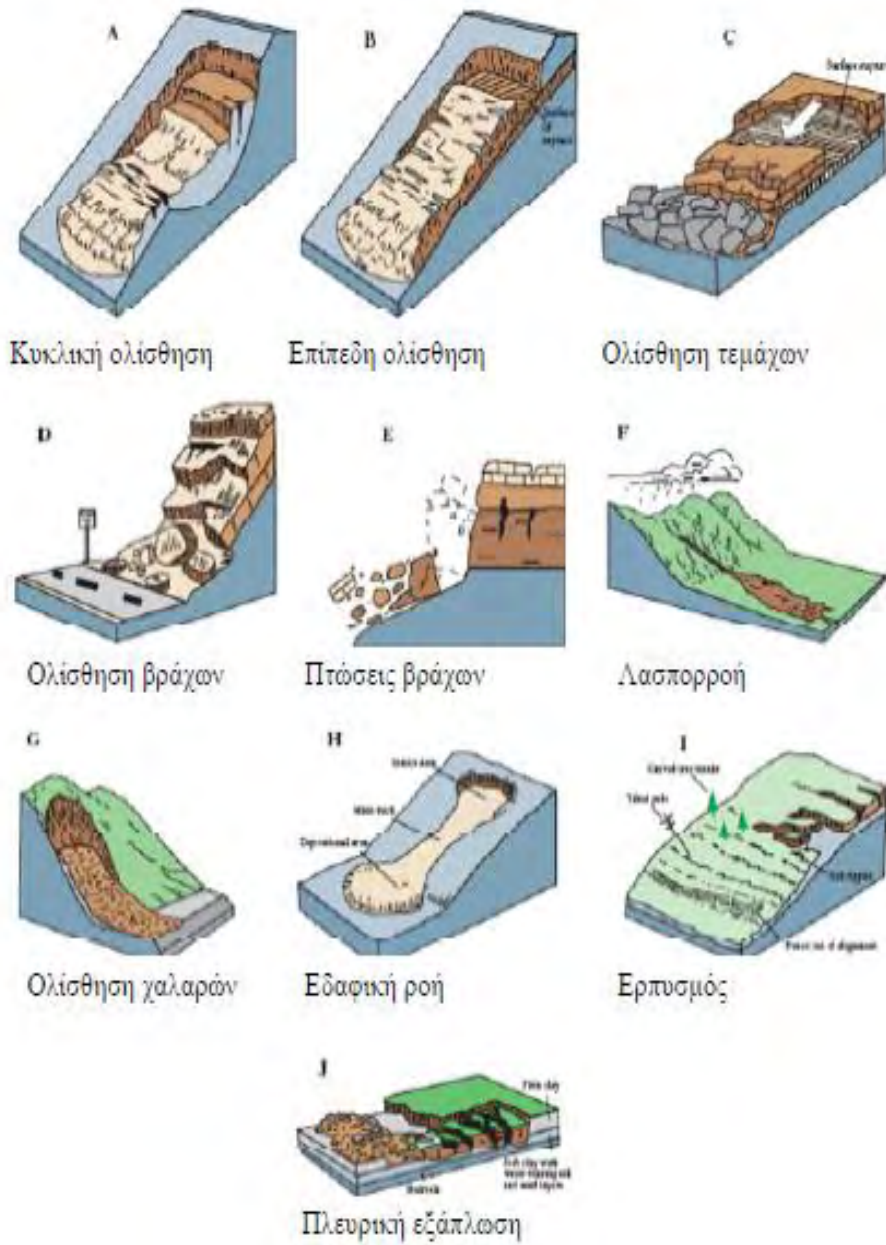
Συνδυάζοντας έναν από τους όρους που περιγράφουν το υλικό της μάζας με έναν από τους όρους που περιγράφουν το είδος της μετατόπισης προκύπτει ένας τύπος κατολίσθησης, όπως φαίνεται στον Πίνακα 1.1. Στην Εικόνα (1.6) παρουσιάζονται σχηματικά οι κύριοι τύποι μετακινήσεων, όπως δίνονται από το USGS (US Geological Survey) με βάση την κατάταξη του Varnes (Μπίρος, 2014).

Πίνακας 1.1: Κατάταξη κατολισθήσεων ανάλογα με το είδος του εδάφους και τον τύπο της μετακίνησης σύμφωνα με τη μέθοδο του Varnes (1978)

ΕΙΔΟΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ		ΕΙΔΟΣ ΥΛΙΚΟΥ		
ΒΡΑΧΟΣ		ΕΙΔΟΣ ΕΛΑΦΟΥΣ		
Επικρατούν χονδρόκοκκα υλικά		Επικρατούν λεπτόκοκκα υλικά		
ΠΤΩΣΕΙΣ	πτώση βράχων	πτώση φερτών υλικών	πτώση γαιών	
ΑΝΑΤΡΟΠΕΣ	ανατροπή βράχων	ανατροπή φερτών υλικών	ανατροπή γαιών	
ΟΛΙΣΘΗΣΕΙΣ	ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΙΚΕΣ	ολίσθηση βράχων	ολίσθηση φερτών υλικών	ολίσθηση γαιών
ΕΠΙΜΗΚΕΙΣ				
ΠΛΕΥΡΙΚΕΣ ΕΞΑΠΛΩΣΕΙΣ	εξάπλωση βράχων	εξάπλωση φερτών υλικών	εξάπλωση γαιών	
ΡΟΕΣ	ροή βράχων	ροή φερτών υλικών	ροή γαιών	
(βαθύς ερπυσμός)		(ερπυσμός εδάφους)		
ΣΥΝΘΕΤΕΣ		συνδυασμός δύο ή περισσότερων τύπων μετακίνησης		

Η ονομασία μίας κατολίσθησης, με την οποία περιγράφουμε το εκάστοτε φαινόμενο, μπορεί να γίνει πιο λεπτομερής με την προσθήκη περισσότερων πληροφοριών που την περιγράφουν. Οι πληροφορίες αυτές μπορεί να αφορούν στην ενεργότητα (activity) της

κατολίσθησης, στην κατανομή της στο χώρο (distribution), στο περιεχόμενο νερό (water content), στον ρυθμό της μετακίνησης (rate of movement) κ.ά.



Εικόνα 1.6: Κύριοι τύποι μετακινήσεων μίας κατολίσθησης με βάση την κατάταξη του Varnes

1.4. Αίτια που προκαλούν κατολισθήσεις

Στη μάζα ενός πρανούς -τεχνητού ή φυσικού- αναπτύσσονται τάσεις από το ίδιο βάρος του υλικού αλλά και από εξωτερικά φορτία. Όσο η διατμητική αντοχή των υλικών είναι μεγαλύτερη από τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται σε αυτό, δεν παρατηρείται μετακίνηση της μάζας. Όταν όμως λόγω διαφόρων παραγόντων οι διατμητικές τάσεις ξεπεράσουν τη διατμητική αντοχή ή η διατμητική αντοχή του υλικού μειωθεί, τότε επέρχεται αποσταθεροποίηση, η οποία με τη σειρά της οδηγεί σε μετακίνηση της μάζας συνήθως κατά μήκος μίας επιφάνειας αστοχίας. Από τα παραπάνω γίνεται σαφές ότι για να συμβεί μία κατολίσθηση δεν παίζουν ρόλο μόνο οι φυσικοί παράγοντες, οι οποίοι καθορίζουν τις συνθήκες του εδάφους, αλλά πρέπει να συντελεστούν και διάφορες διεργασίες (γεωμορφολογικές, φυσικές, ανθρωπογενείς), οι οποίες θα την ενεργοποιήσουν (Παπαβασιλείου, 2015).

Με βάση τα παραπάνω, γίνεται διάκριση των αιτίων που μπορεί να προκαλέσουν μία κατολίσθηση σε δύο κατηγορίες. Η πρώτη περιλαμβάνει τα αίτια που αυξάνουν τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στη μάζα και οφείλονται σε εξωγενείς παράγοντες όπως:

- αύξηση του βάρους των υλικών του πρανούς από βροχόπτωση
- αύξηση της κλίσης του πρανούς από φυσικούς παράγοντες ή από ανθρώπινη επέμβαση
- αύξηση του βάρους από την επιβολή πρόσθετου φορτίου (π.χ. κάποια κατασκευή).

Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν τα αίτια που μειώνουν τη διατμητική αντοχή του εδάφους όπως:

- αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων
- ελάττωση της συνοχής συνεκτικών εδαφών λόγω ύγρανσης
- διάβρωση στον πόδα του πρανούς.

Οι πιο σημαντικές διεργασίες που δεν σχετίζονται με ανθρωπογενείς παράγοντες και επιδρούν στην αποσταθεροποίηση ενός πρανούς είναι:

- η αποσάθρωση
- η διάβρωση
- οι αποθέσεις νέων υλικών

- οι σεισμική (και ηφαιστειακή) δραστηριότητα
- οι μεταβολές του υδροφορέα.

1.5. Μέτρα αντιμετώπισης κατολισθήσεων

Τα μέτρα αντιμετώπισης έχουν ως στόχο είτε τη μείωση της πιθανότητας πρόκλησης μίας κατολίσθησης επεμβαίνοντας έγκαιρα με τη ρύθμιση των αιτίων που ενδέχεται να την προκαλέσουν, είτε με την κατασκευή έργων τα οποία αναχαιτίζουν τη μετακίνηση της αποσταθεροποιημένης μάζας. Παρακάτω ακολουθεί μία συνοπτική περιγραφή των συνηθέστερων μέτρων αντιμετώπισης των κατολισθήσεων (Μπολγκοράνου, 2015).

Έργα αποστράγγισης

Τα έργα αποστράγγισης είναι από τα πλέον χρησιμοποιούμενα μέτρα αντιμετώπισης καθώς είναι αποτελεσματικά και έχουν μικρότερο κατασκευαστικό κόστος και χωρίζονται σε έργα επιφανειακής, ρηχής και βαθειάς αποστράγγισης. Με την αποστράγγιση επιτυγχάνεται μείωση του βάρους της εδαφικής μάζας που τείνει να προκαλέσει την κατολίσθηση αλλά και αύξηση της αντοχής των υλικών του πρσανούς. Η αύξηση της αντοχής οφείλεται στη μείωση της πίεσης του νερού των πόρων στην εδαφική μάζα γεγονός που έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της ενεργού τάσης στην πιθανή επιφάνεια αστοχίας και συνεπώς αυξάνεται και η διατμητική αντοχή της.

Τα έργα επιφανειακής αποστράγγισης έχουν ως στόχο τους την απομάκρυνση του επιφανειακού νερού από την επιφάνεια της κατολίσθησης καθώς και την παρεμπόδιση της διήθησης του νερού στο έδαφος. Οι δύο αυτές συνθήκες προκαλούν διάβρωση στην επιφάνεια της εδαφικής μάζας και ενδέχεται να προκαλέσουν τοπικές αστοχίες. Για τη διασφάλιση της πλήρους απομάκρυνσης των επιφανειακών νερών από τον χώρο της κατολίσθησης πρέπει να κατασκευαστούν επιφανειακοί αγωγοί και να σφραγιστούν ρωγμές, οι οποίες θα μπορούσαν να οδηγήσουν τα επιφανειακά νερά μέσα στο σώμα της κατολίσθησης (Μπολγκοράνου, 2015).

Τα έργα αποστράγγισης μέσα στη μάζα της κατολίσθησης (έργα ρηχής και βαθειάς αποστράγγισης) έχουν ως στόχο τους την ταπείνωση του υδροφόρου ορίζοντα στην περίπτωση που βρεθεί ότι η παρουσία του μπορεί να προκαλέσει προβλήματα αποσταθεροποίησης της εδαφικής μάζας καθώς οι δυνάμεις άνωσης του υπόγειου υδροφορέα αυξάνουν τις δυνάμεις που επιτείνουν την κατολίσθηση.

Εκσκαφές

Τα έργα εκσκαφής έχουν ως στόχο τους να ελαττώσουν το βάρος στην κεφαλή της κατολισθήσης και συνεπώς να μειώσουν τη δύναμη που επιτείνει την ολίσθηση. Η θέση και ο όγκος της μάζας που θα αφαιρεθεί πρέπει να καθορίζονται με αναλύσεις ευστάθειας ώστε να επιτυγχάνεται ο επιδιωκόμενος συντελεστής ασφαλείας στο πρανάς.

Αντίβαρα ποδός

Τα αντίβαρα ποδός είναι επιχώματα τα οποία τοποθετούνται στον πόδα του πρανούς αυξάνοντας τοπικά το βάρος εισάγοντας ένα πρόσθετο φορτίο το οποίο μειώνει τη συνολική δύναμη που επιτείνει την ολίσθηση. Όπως και στην περίπτωση των εκσκαφών έτσι και στην κατασκευή των αντίβαρων ποδός το μέγεθός τους πρέπει να προσδιορίζεται με τη χρήση αναλύσεων ευστάθειας. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στο γεγονός ότι η ζώνη του πόδα ενδέχεται να είναι έντονα διαταραγμένη, κορεσμένη και μαλακή και μία ενδεχόμενη θραύση του εδάφους ή μία αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων από την κατασκευή του επιχώματος μπορεί να φέρει το αντίθετο αποτέλεσμα και να προκύψει αποσταθεροποίηση της ολισθαίνουσας μάζας (Μπολγοράνου, 2015).

Έργα σταθεροποίησης όχθων – κοίτης

Με τα έργα σταθεροποίησης της κοίτης και των όχθων του ποταμού παρεμποδίζεται η διάβρωση στα σημεία αυτά, η οποία μειώνει το βάρος στη βάση του πρανούς και αυξάνεται έτσι η δύναμη που επιτείνει την ολίσθηση.

Τοίχοι αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης (retaining walls) είναι ένα σύνηθες μέτρο το οποίο λαμβάνεται κυρίως κατά μήκος του οδικού δικτύου και έχει σαν στόχο τη στήριξη επιφανειακών εδαφικών και βραχωδών μαζών (Μπολγοράνου, 2015).

Οι τοίχοι αντιστήριξης δεν χρησιμοποιούνται παρά μόνο σε ελάχιστες περιπτώσεις πολύ μικρών κατολισθήσεων ή στην περίπτωση που δεν είναι δυνατόν να ληφθούν άλλα μέτρα και χρησιμοποιούνται συχνά σε συνδυασμό με τις αγκυρώσεις. Είναι γενικά ισχυρές κατασκευές που δέχονται μεγάλα φορτία, γι' αυτό κρίνονται αντιοικονομικές και με συζητήσιμα αποτελέσματα. Οι διαστάσεις των τοίχων αντιστήριξης, ο τρόπος και τα υλικά κατασκευής και γενικότερα η αντοχή τους έχει άμεση σχέση με τον όγκο, τη φύση και τη μορφολογία των μαζών που επιδιώκεται να υποστηριχτούν. Η θεμελίωση των τοίχων αντιστήριξης πρέπει να γίνεται οπωσδήποτε στο υγιές υπόβαθρο, ενώ θα πρέπει να λαμβάνεται πρόνοια για την αποστράγγιση των ανάντι μαζών μέσα από πυκνό δίκτυο

οπών. Οι υψηλοί και μεγάλοι τοίχοι αντιστήριξης είναι δαπανηροί και επομένως η στατική αυτών απαιτεί ειδική προσοχή.

Οι τοίχοι αυτοί υποβάλλονται σε μεγάλες οριζόντιες δυνάμεις, για να επιτευχθεί η αύξηση της ευστάθειας του πρανούς ή για να αναχαιτιστούν και σταθεροποιηθούν μεγάλες κατολισθαίνουσες μάζες. Διακρίνονται ανάλογα με τον τύπο κατασκευής τρεις τύποι τοίχων αντιστήριξης: οι άκαμπτοι με σκυρόδεμα, οι ημιάκαμπτοι με λιθοδομές και οι εύκαμπτοι με συρματοκιβώτια (Μπολγοράνου, 2015).

Πάσσαλοι – Φρεατοπάσσαλοι

Η γενική λειτουργία ενός πασσάλου έγκειται στη μεταβίβαση των φορτίων που ασκούνται σε αυτόν σε ένα βαθύτερο εδαφικό στρώμα μεγαλύτερης αντοχής. Ανάλογα με τον τρόπο που ασκείται το φορτίο, οι πάσσαλοι διακρίνονται σε δύο κατηγορίες: στους ενεργητικούς και στους παθητικούς. Στους ενεργητικούς πασσάλους ασκείται ένα φορτίο στην κεφαλή τους ενώ στους παθητικούς η φόρτίσή τους προέρχεται από τη μετακίνηση της εδαφικής μάζας.

Οι πάσσαλοι που χρησιμοποιούνται ως μέτρο σταθεροποίησης μίας κατολίσθησης ανήκουν στην κατηγορία των παθητικών πασσάλων καθόσον η φόρτίσή τους προέρχεται από την πλευρική πίεση που τους ασκεί η μετακινούμενη εδαφική μάζα την οποία καλούνται να σταθεροποιήσουν.

Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Πρόκειται για μέτρο που λαμβάνεται σε απότομα βραχώδη πρανή για τη συγκράτηση μικροτεμαχών που πρόκειται να αποσπαστούν και να καταπέσουν. Εκτός από τη συγκράτηση, η εκτόξευση σκυροδέματος (guniting) έχει σαν στόχο επίσης και τη προφύλαξη των πετρωμάτων του πρανούς από τη δράση του μετεωρικού ύδατος το οποίο διεισδύει στη μάζα τους. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελείται συνήθως από τσιμέντο, αμμοχάλικο, νερό και συγκεκριμένα χημικά υλικά (επιταχυντές). Το μέτρο εφαρμόζεται ταυτόχρονα με την τοποθέτηση συρμάτινων δικτύων συγκράτησης, με αγκυρώσεις και ηλώσεις. Το πάχος του σκυροδέματος είναι συνήθως 5-20 cm και στο κατώτερο τμήμα του πρανούς τοποθετούνται μικροί πλαστικοί σωλήνες αποστράγγισης για την έξοδο του νερού που κυκλοφορεί στο εσωτερικό του (Παυλίδης, 2009).

Συρματοκιβώτια (*gabions* - *σαρζανέτια*)

Για την αύξηση της συνοχής χαλαρών πετρωμάτων και κυρίως για την προστασία αυτών από τη δράση διαβρωτικών -αποσαθρωτικών παραγόντων, χρησιμοποιείται η

τοποθέτηση συρμάτινων πλεγμάτων με χαλίκια (συρματοκιβώτιο - σαρζανέτι) κοντά στον δάκτυλο της ασταθούς μάζας. Πρόκειται για ένα ορθογώνιο καλάθι που χωρίζεται με εγκάρσια διαφράγματα σε μικρότερα ορθογώνια που γεμίζονται με πέτρες. Το καλάθι κατασκευάζεται από γαλβανισμένο χαλύβδινο δικτυωτό. Πρόκειται για εύκαμπτες και διαπερατές κατασκευές που τείνουν να παραμορφωθούν και όχι να σπάσουν από το βάρος των βράχων που φτάνουν σ' αυτές (Παυλίδης, 2009).

Κοχλιώσεις

Η κοχλίωση γίνεται με μεταλλικά καρφιά, τα οποία τοποθετούνται μέσα σε διάτρητες μεταλλικές θήκες, οι οποίες έχουν πρωτοποθετηθεί μέσα σε οπές που έχουν ανοιχτεί στο πρανές. Για καλύτερα αποτελέσματα, οι μεταλλικές θήκες πριν τοποθετηθεί ο κοχλίας γεμίζονται από τσιμέντο, έτσι ώστε, όταν στη συνέχεια εισάγεται ο κοχλίας, το τσιμέντο να ωθείται δια μέσου των οπών στο περιβάλλον πέτρωμα, με αποτέλεσμα την καλύτερη συγκράτηση.

Συνήθως εφαρμόζονται σε βραχώδη πρανή με πολλές ασυνέχειες, ενώ το μήκος του κάθε κοχλία μπορεί να φθάσει και τα 10 μέτρα. Για την κατανομή της υποστήριξης των κοχλιώσεων σε μια μεγαλύτερη επιφάνεια του πρανούς και την ελαχιστοποίηση του αριθμού των απαιτούμενων κοχλιών χρησιμοποιείται η αγκύρωση δοκών. Οι δοκοί κατασκευάζονται είτε από σκυρόδεμα είτε από κοχλίες και τοποθετούνται με οποιοδήποτε προσανατολισμό σε σχέση με την επιφάνεια του βράχου. Ενδείκνυται η χρησιμοποίηση τους στις βαριές ασταθείς πλάκες βράχων και στις περιπτώσεις που απαιτείται ομοιόμορφη κατανομή των σημειακών φορτίων των αγκυρώσεων ή κοχλιώσεων (Παυλίδης, 2009).

Οι κοχλιώσεις σε συνδυασμό με ήλωση μπορούν να στερεώσουν μικρούς βράχους όταν χρησιμοποιούνται με πρόσδεση συρματοσχοινων, να σταθεροποιήσουν ζώνες θραυσμένου πετρώματος όταν χρησιμοποιούνται με συρμάτινα δίχτυα και επικάλυψη με κονίαμα και αγκυρώνουν αντηρίδες και δοκούς. Αγκυρώνουν επίσης, δικτυωτά ή μεταλλικά πλέγματα και καλώδια, πλέγματα παγίδευσης, συρμάτινους τοίχους παγίδευσης, προβόλους κλπ. (Παυλίδης, 2009).

Ηλώσεις

Η μέθοδος των ηλώσεων, που έχει μεγάλη εφαρμογή στην κατασκευή σηράγγων, χρησιμοποιείται επίσης για να εμποδίζει κινήσεις βραχωδών πρανών και πολλές φορές

για να σταθεροποιεί κατολισθήσεις βράχων. Σήμερα εφαρμόζεται και στη σταθεροποίηση εδαφικών πρανών, σε συνδυασμό με τοίχους αντιστήριξης.

Η ήλωση γίνεται με μεταλλικά καρφιά μήκους ως 5 μέτρα περίπου, τα οποία τσιμεντώνονται μέσα στη βραχομάζα αυξάνοντας τη διατμητική αντίσταση κατά μήκος των ασυνεχειών. Χρησιμοποιούνται κυρίως για την υποστήριξη του πρανούς και για την πρόσδεση πάνω στα καρφιά συρμάτινων δικτύων και καλωδίων, για την αύξηση της διατμητικής αντίστασης στο δάκτυλο και τις πλευρές των τοίχων συγκράτησης.

Τσιμεντενέσεις και επεξεργασία με χημικά ενέματα

Οι τσιμεντενέσεις αποτελούν ένα μέτρο το οποίο συμβάλλει στη στερεοποίηση και στεγανοποίηση των σχηματισμών. Η τεχνική συνιστάται στην εφαρμογή πιέσεων, μεγαλύτερων από το βάρος των υπερκείμενων και έτσι επιτυγχάνεται η είσοδος του ενέματος εντός των ρωγμών και στην ενεργό επιφάνεια ολισθήσεως. Πριν από την εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να γνωρίζεται το βάθος και το σχήμα της κατολίθησης. Με την εισπίεση τσιμέντου από τις γεωτρήσεις αυξάνεται σημαντικά η διατμητική αντοχή των σχηματισμών και μειώνονται σημαντικά οι ποσότητες του υπόγειου νερού που κυκλοφορούν στη μάζα τους. Συχνά, αντί για καθαρό τσιμέντο γίνεται χρήση μιγμάτων τσιμέντου και χημικών ουσιών, όπως ασβεστίου, νατρίου, κλπ. αλλά με περιορισμένη σχετικά επιτυχία (Παυλίδης, 2009).

Οι τσιμεντενέσεις έχουν καλά αποτελέσματα σε επιφανειακές κατολισθήσεις και σε συμπαγή υλικά όπως μάργες, μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι, αργλικές μάργες, τα οποία διαχωρίζονται από πυκνό δίκτυο διαρρήξεων, ενώ σε καθαρώς αργλικά εδάφη δεν είναι δυνατόν να εφαρμοστεί. Χρησιμοποιείται συχνά σε περιπτώσεις μετακινήσεων εδαφικών σχηματισμών, που παρουσιάζουν όμως έστω και μια κάποια μικρή περατότητα (Παυλίδης, 2009).

Σταθεροποίηση κατολισθήσεων με φυτοκάλυψη

Κατά το τελευταίο στάδιο προστασίας ενός πρανούς γίνεται η φυτοκάλυψη του, η οποία αποτελεί αποτελεσματική μέθοδο, κυρίως όταν πρόκειται για επιφανειακές στρωματοειδείς ολισθήσεις. Η φυτοκάλυψη είναι ένα μέτρο, το οποίο εφαρμόζεται για τη σταθεροποίηση και την προστασία των επιφανειακών μαζών και των έργων που έχουν κατασκευαστεί και όχι για τη θεραπεία ολόκληρου του φαινομένου (Παυλίδης, 2009).

Η φυτοκάλυψη έχει δύο βασικούς στόχους, να μειώσει αφενός τις ποσότητες του νερού που κατεισδύουν και αφετέρου να σταθεροποιήσει τα εδάφη διαμέσου του ριζικού

συστήματος. Βαθιές κατολισθήσεις δεν μπορούν να αναχαιτιστούν με τη φυτοκάλυψη, πλην όμως μπορεί να ελαττώσει την κατείδυση του επιφανειακού νερού στο πρηνές και επομένως να συμβάλλει έμμεσα στην σταθεροποίηση του (Παυλίδης, 2009).

1.6. Επιλογή κατάλληλου μέτρου σταθεροποίησης

Η πρόληψη μίας κατολίσθησης, μέσω της ρύθμισης των αιτίων που την προκαλούν, είναι πιο επιθυμητό μέσο αντιμετώπισης μίας κατολίσθησης από ότι η σταθεροποίησή της μετά την εκδήλωση του φαινομένου, επειδή η αστοχία ενός πρηνούς -φυσικού ή τεχνητού- είναι πιθανόν να είναι πολύ γρήγορη με αποτέλεσμα να αυξάνεται ο κίνδυνος τραυματισμών και καταστροφών. Επομένως, πρώτα πρέπει να ελέγχεται εάν μία κατολίσθηση μπορεί να σταθεροποιηθεί με μέτρα ελέγχου και στην περίπτωση που αυτό δεν είναι εφικτό να μελετώνται τα μέτρα συγκράτησης.

Για να γίνει η επιλογή ενός μέτρου αντιμετώπισης είναι πολύ σημαντικό να γνωρίζουμε το είδος και τα χαρακτηριστικά των υλικών που κατολισθαίνουν ή είναι επιρρεπή στο να κατολισθήσουν, τις υδρογεωλογικές συνθήκες της περιοχής καθώς και τη γεωλογική της δομή και πώς αυτή μπορεί να επηρεαστεί από την κατασκευή του επιλεγμένου μέτρου. Η λεπτομερής και σε βάθος μελέτη της περιοχής που μας ενδιαφέρει και ο ακριβής προσδιορισμός των αιτίων που προκαλούν ή ενδέχεται να προκαλέσουν μία κατολίσθηση, είναι πολύ σημαντικά κριτήρια για την επιλογή του κατάλληλου μέτρου αντιμετώπισης, διότι η αποδοτικότητα του μέτρου εξαρτάται από το κατά πόσο αντιμετωπίζει σωστά την αιτία την οποία καλείται να αναχαιτίσει. Σύμφωνα με τον Terzaghi (1950) «εάν ένα πρηνές ξεκίνησε να μετακινείται, το μέσο που θα σταματήσει την κίνηση πρέπει να προσαρμόζεται στη διαδικασία που ξεκίνησε την ολίσθηση» (Παυλίδης, 2009).

2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

2.1 Ανάλυση ευστάθειας πρανών

Βασικοί παράγοντες που επιδρούν στην ευστάθεια ενός πρανού είναι:

- Η βαρύτητα, η οποία δημιουργεί διατμητικές τάσεις στο εσωτερικό του πρανού και τείνει να μετακινήσει την μάζα, ώστε να εξομαλυνθεί το έδαφος.
- Η εσωτερική τριβή και η συνοχή του εδάφους που αποτελείται το πρανές. Η τριβή λειτουργεί αντίθετα της βαρύτητας καθώς τείνει να διατηρήσει ενωμένα τα υλικά που συνθέτουν το πρανές, προκαλώντας αντίσταση σε οποιαδήποτε κίνηση.

Επιπλέον, άλλος τρόπος διαχωρισμού των παραγόντων ευστάθειας του πρανού είναι η διάκρισή τους σε εξωτερικούς και εσωτερικούς παράγοντες σύμφωνα με τον Chandler (1987). Συγκεκριμένα, η βροχόπτωση, οι ατμοσφαιρικές συνθήκες, ο σεισμός και η κλίση του πρανού αποτελούν τους εξωτερικούς παράγοντες. Ενώ η εσωτερική διάβρωση λόγω της κυκλοφορίας του νερού, ο υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας, η στρώση και το είδος του εδάφους συνιστούν τους εσωτερικούς παράγοντες (Κουρμπέτης, 2010).

Οι φυσικές καταστροφές, όταν και όπου σημειωθούν, προκαλούν συχνά σοβαρές κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες, που απαιτούν επείγουσα λύση του προβλήματος. Ειδικότερα η Ελλάδα, η οποία χαρακτηρίζεται από πολυπλοκότητα γεωλογικής δομής και έντονη τεκτονική καταπόνηση, έχει υποστεί και υφίσταται συνεχώς τις συνέπειες από την εκδήλωση τέτοιων καταστροφικών φαινομένων. Από τα διάφορα καταστροφικά φαινόμενα που καταγράφονται στην επιφάνεια της Γης και ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα είναι οι κατολισθήσεις και οι εδαφικές υποχωρήσεις. Τα παραπάνω φαινόμενα είναι ικανά να προκαλέσουν, πέρα από τη σοβαρή περίπτωση της απώλειας ανθρώπινων ζώων, την απειλή για τον κοινωνικό και οικονομικό ιστό, δηλαδή την ποιότητα ζωής μιας περιοχής (καταστροφή περιουσιών, πλήρωση λεκανών-ταμιευτήρων, απόφραξη ρευμάτων - ποταμών κλπ.).

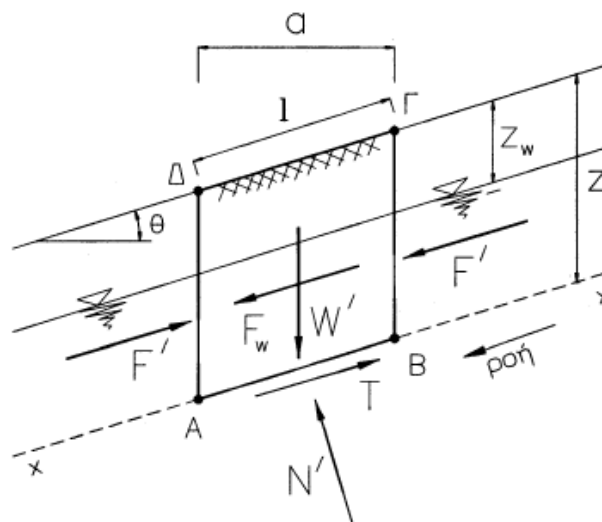
Για αυτό το λόγο είναι σημαντικό να γνωρίζουμε τα είδη των κατολισθήσεων, όπως και τους μηχανισμούς αστοχίας που παρουσιάζουν, για να προχωρήσουμε στην ανάλυση της ευστάθειας και τον υπολογισμό ενός ικανοποιητικού συντελεστή ασφάλειας (Κουρμπέτης, 2010).

2.2 Ευστάθεια φυσικών πρανών και οπλισμένων πρανών

Η ευστάθεια των φυσικών πρανών και των πρανών εκσκαφών δεν απαιτεί πάντοτε την κατασκευή έργων αντιστήριξης. Όταν η κλίση είναι ήπια και τα ύψη σχετικά μικρά, τα πρανή είναι ευσταθή χωρίς αντιστήριξη. Παρακάτω θα μελετηθούν οι συνθήκες ευστάθειας των φυσικών πρανών και των πρανών εκσκαφών, η ευστάθεια πρανών με μεγάλο ύψος και ομοιόμορφη κλίση και η ευστάθεια πρανών με περιορισμένο ύψος και τυχαία κλίση.

Πρανή μεγάλου ύψους με ομοιόμορφη κλίση

Πρόκειται για περιπτώσεις κλιτύων κατά τις οποίες το μήκος τους είναι αρκετά μεγάλο έτσι ώστε να μπορούν να προσομοιωθούν ως απειρομήκειες. Στις περιπτώσεις αυτές το προσομοίωμα του πρανούς έχει τη μορφή που φαίνεται στο Σχήμα (2.1). Στο εσωτερικό του πρανούς μπορεί να υπάρχει μόνιμη υδατική ροή (διήθηση) με διεύθυνση παράλληλη προς το πρανές και ελεύθερη επιφάνεια ροής σε βάθος z_w . Λόγω του μεγάλου μήκους του πρανούς, η πιθανή επιφάνεια ολίσθησης είναι παράλληλη με την επιφάνεια του πρανούς. Για τον λόγο αυτό, εξετάζεται η εντατική κατάσταση σε ένα επίπεδο (xx') παράλληλο με την επιφάνεια, σε βάθος z . Στο εδαφικό τέμαχος (ΑΒΓΔ) ασκούνται οι ενεργές δυνάμεις που είναι σχηματισμένες στο Σχήμα (2.1) (Καββαδάς, 2000).



Σχήμα 2.1: Ενεργές δυνάμεις που ασκούνται σε μία λωρίδα εδαφικής μάζας ενός πρανούς (Καββαδάς, 2000)

Το ενεργό βάρος της εδαφικής μάζας μπορεί να υπολογιστεί από τον παρακάτω τύπο:

$$W' = a' \times [Z_w * \gamma + (z - z_w \gamma')] \quad (2.1)$$

όπου:

γ : το ολικό ειδικό βάρος

γ' : το υπό άνωση ειδικό βάρος του εδάφους.

Σε περίπτωση όπου στο πρανές ασκείται κάποια δύναμη προκαλούμενη από διήθηση, η δύναμη αυτή υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$F_w = (i * \gamma_w) * a * z \quad (2.2)$$

όπου:

$i = \sin \theta$ είναι η υδραυλική κλίση (επειδή η ελεύθερη επιφάνεια της ροής έχει κλίση θ). Τέλος, λόγω συμμετρίας οι δυνάμεις F' που ασκούνται στις πλευρές του τεμάχους είναι ίσες και αντίθετες. Συνεπώς, η στατική ισορροπία του τεμάχους προκύπτει:

$$T = F_w + W' * \sin \theta = a * (z * \gamma + z_w * \gamma_w) * \sin^2 \theta \quad (2.3)$$

$$N' = W' * \cos \theta = a * (z * \gamma' + z_w * \gamma_w) * \cos \theta \quad (2.4)$$

Η ορθή ενεργός τάση (σ') και η διατμητική τάση (τ) στο επίπεδο (xx') υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\sigma' = \frac{N}{1} = (z * \gamma' + z_w * \gamma_w) * \cos^2 \theta \quad (2.5)$$

$$\tau = \frac{T}{1} = (z * \gamma + z_w * \gamma_w) * \sin \theta * \cos \theta \quad (2.6)$$

οπότε, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι πιθανής αστοχίας στο επίπεδο (xx') είναι:

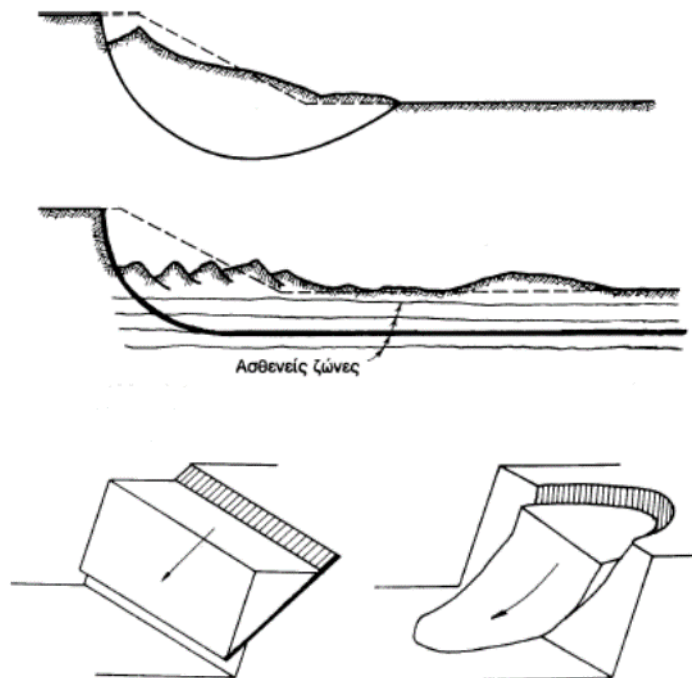
$$FS = \frac{\tau_u}{\tau} = \frac{c' + \sigma' \tan \varphi}{\tau} = \frac{\frac{c}{\cos^2 \theta} + (z * \gamma' + z_w * \gamma_w) \tan \varphi}{(z * \gamma + z_w * \gamma_w) * \tan \theta} \quad (2.7)$$

Ο ανωτέρω συντελεστής εξειδικεύεται ανάλογα με την εκάστοτε πρακτική εφαρμογή.

Πρανή περιορισμένου ύψους

Όταν το ύψος του πρανού δεν είναι πολύ μεγαλύτερο από το κρίσιμο βάθος των επιπέδων αστοχίας (z_{cr}), οι δυνάμεις F' που ασκούνται στην κατακόρυφη παρειά (Σχ. 2.1) δεν είναι ίσες και συνεπώς η αστοχία μπορεί να συμβεί σε επιφάνειες που δεν είναι παράλληλες με την επιφάνεια του εδάφους. Στην περίπτωση αυτή η ευστάθεια του πρανού πρέπει να μελετηθεί με τις μεθόδους που αφορούν πρανή περιορισμένου ύψους και περιγράφονται παρακάτω (Κουρμπέτης, 2010).

Σε φυσικά πρανή ή εκσκαφές περιορισμένου ύψους οι πρώτες ενδείξεις μιας επερχόμενης αστοχίας είναι συνήθως η ανύψωση του εδάφους (φούσκωμα) στη βάση του πρανού και η εμφάνιση ρωγμών στη στέψη του. Κατά την αστοχία μία εδαφική μάζα, που περιλαμβάνει το σύνολο (ή τμήμα της) του πρανού, μετακινείται προς τα κατάντη μέχρι να φθάσει σε νέα θέση ισορροπίας, οπότε η κίνησή της σταματά (Σχ. 2.2). Συχνά η μετακινούμενη μάζα διαχωρίζεται και παραμορφώνεται. Η επιφάνεια πάνω στην οποία γίνεται η ολίσθηση της εδαφικής μάζας (επιφάνεια αστοχίας) έχει συνήθως κυλινδρικό σχήμα (οπότε η αστοχία συμβαίνει υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης) ή σφαιρικό σχήμα, οπότε η αστοχία είναι τρισδιάστατη) (Καββαδάς, 2000).



Σχήμα 2.2: Κινήσεις της εδαφικής μάζας κατά την αστοχία πρανού (Καββαδάς, 2000)

Σε ορισμένες περιπτώσεις η επιφάνεια ολίσθησης είναι επίπεδη ή αποτελείται από σύστημα επιπέδων και κυλινδρικών επιφανειών. Αυτό συμβαίνει όταν το έδαφος περιλαμβάνει ασθενείς εδαφικές στρώσεις που καθορίζουν την επιφάνεια ολίσθησης.

Λόγω της ποικιλίας μορφών της επιφάνειας ολίσθησης, έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι για την ανάλυση της ευστάθειας πρανών με οποιαδήποτε μορφή πιθανής επιφάνειας ολίσθησης. Οι απλούστερες από τις μεθόδους αυτές (που είναι και οι συχνότερα χρησιμοποιούμενες) αναλύουν κυλινδρικές επιφάνειες αστοχίας, δηλαδή κυκλικές σε μία τυπική διατομή του πρανού (Καββαδάς, 2000). Η προτίμηση μεθόδων ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια αστοχίας οφείλεται στους εξής λόγους:

1. Κατά την ανάλυση της ευστάθειας πρανών συνήθως δεν είναι γνωστή η πιθανή επιφάνεια αστοχίας, λόγω του μικρού πάχους των ασθενών εδαφικών στρώσεων και του δύσκολου εντοπισμού τους κατά τη γεωτεχνική έρευνα. Ακόμη και σε περιπτώσεις ανάλυσης αστοχιών που έχουν ήδη συμβεί, ο προσδιορισμός της ακριβούς γεωμετρίας της επιφάνειας ολίσθησης δεν είναι ευχερής (συνήθως μόνον η επιφανειακή αποτύπωση της θέσης της επιφάνειας ολίσθησης είναι δυνατή).

2. Ένα σημαντικό ποσοστό των αστοχιών που έχουν μελετηθεί έχουν κυκλική επιφάνεια ολίσθησης.

3. Οι μέθοδοι ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια ολίσθησης, είναι οι απλούστερες και στις περισσότερες περιπτώσεις ο εκτιμώμενος συντελεστής ασφαλείας πλησιάζει τον πραγματικό με εξαίρεση ιδιαίτερα ρηχές επίπεδες αστοχίες ή αστοχίες με αποσφήνωση.

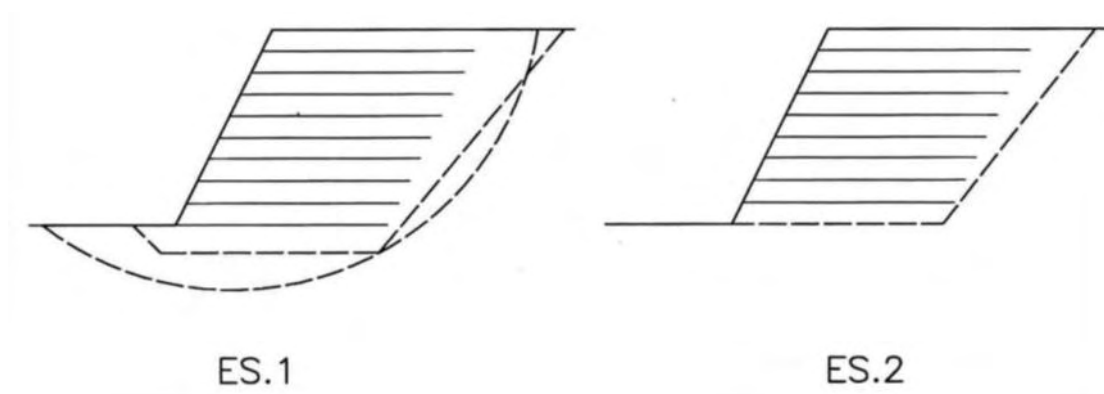
Ευστάθεια οπλισμένων πρανών

Οι πιθανές μορφές δυνητικής αστοχίας μπορούν να χωριστούν σε τρεις ομάδες ανάλογα με τον τύπο της ευστάθειας του πρανού (Κουρμπέτης, 2010).

Η εξωτερική ευστάθεια (External Stability), Συμβολισμός: **ES**

Στη συγκεκριμένη κατάσταση δυνητικής αστοχίας, το οπλισμένο σώμα του επιχώματος αντιμετωπίζεται στον έλεγχο ως ένα πρακτικώς απαραμόρφωτο στερεό σώμα, το οποίο μπορεί να παραλάβει ωθήσεις και να μεταβιβάσει στην βάση του δυνάμεις θλίψης και διάτμησης. Στην κατάσταση αυτή, δεν παίζουν άμεσα ρόλο τα στοιχεία όπλισης (παρά μόνο στον γεωμετρικό καθορισμό του οπλισμένου τμήματος του επιχώματος). Περιλαμβάνονται οι εξής επιμέρους μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας:

- Αστοχία βαθιάς ολίσθησης (ES.1): Διερευνάται με περιστροφικές ή πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης, οι οποίες δεν τέμνουν τα στοιχεία όπλισμού.
- Ολίσθηση του στερεού (οπλισμένου σώματος) στη βάση (ES.2): Διερευνάται με πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης στη βάση έδρασης του επιχώματος, (Σχ. 2.3 β).
- Θραύση του υπεδάφους θεμελίωσης (ES.3): Διερευνάται είτε με περιστροφικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης, είτε με κλασσικές μεθόδους φέρουσας ικανότητας.

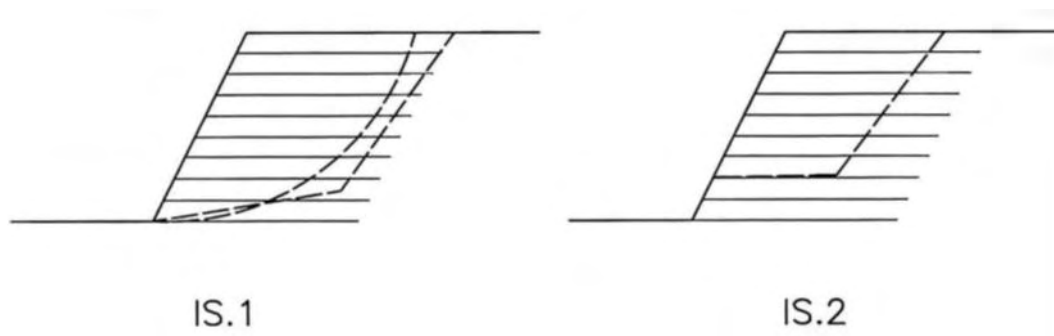


Σχήμα 2.3: (α) Αστοχία βαθιάς ολίσθησης, (β) ολίσθηση του στερεού στη βάση (Κουρμπέτης, 2010)

Η εσωτερική ευστάθεια (Internal Stability), Συμβολισμός: **IS**

Στη συγκεκριμένη κατάσταση αστοχίας ελέγχονται οι πιθανοί μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας. Οι εξεταζόμενες επιφάνειες μπορεί να είναι πολυγωνικές & περιστροφικές επιφάνειες, οι οποίες αναπτύσσονται εντός του οπλισμένου σώματος του επιχώματος συνυπολογίζοντας και τη συνεισφορά των οπλισμών. Περιλαμβάνονται οι εξής επιμέρους μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας:

- Περιστροφικός ή Πολυγωνικός μηχανισμός αστοχίας (IS.1): Διερευνάται με περιστροφικές ή πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης, οι οποίες διέρχονται αποκλειστικά εντός του οπλισμένου σώματος (Σχ. 2.4α)
- Ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος (IS.2): Διερευνάται με πολυγωνικές επιφάνειες, που περιλαμβάνουν τμήμα διεπιφανείας μειωμένης αντοχής (μεταξύ εδάφους - στοιχείου όπλισης), διερχόμενες αποκλειστικά εντός του οπλισμένου σώματος (Σχ. 2.4 β).

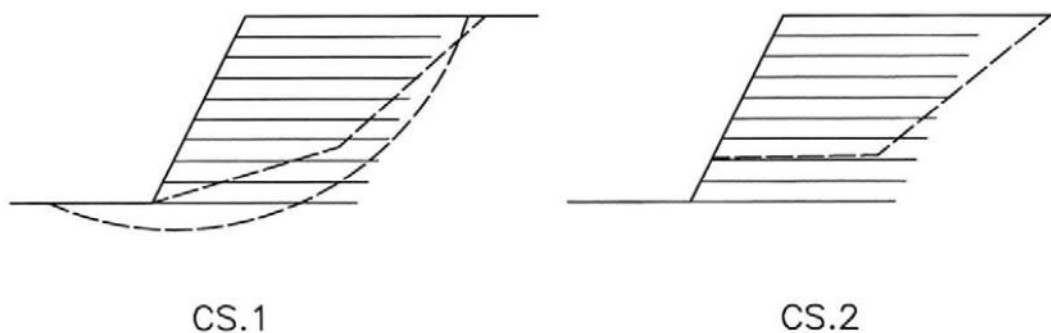


Σχήμα 2.4: (α) Περιστροφικός ή πολυγωνικός μηχανισμός αστοχίας, (β) ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος (Κουρμπέτης, 2010)

Η σύμμεκτη ευστάθεια (Compound Stability), Συμβολισμός: **CS**

Στη συγκεκριμένη κατάσταση αστοχίας ελέγχονται οι πιθανοί μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας (πολυγωνικές και περιστροφικές επιφάνειες), οι οποίες διέρχονται ταυτόχρονα τόσο εντός, όσο και εκτός του οπλισμένου σώματος του επιχώματος. Περιλαμβάνονται οι εξής επιμέρους μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας:

- Περιστροφικός ή Πολυγωνικός μηχανισμός αστοχίας (CS.1): Διερευνάται με περιστροφικές ή πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης, οι οποίες αναπτύσσονται ταυτόχρονα εντός και εκτός του οπλισμένου σώματος (Σχ. 2.5 α).
- Ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος (CS.2): Διερευνάται με πολυγωνικές επιφάνειες, που περιλαμβάνουν τμήμα διεπιφάνειας μειωμένης αντοχής (μεταξύ εδάφους - στοιχείου όπλισης), διερχόμενης ταυτόχρονα εντός και εκτός του οπλισμένου σώματος (Σχ. 2.5 β).



Σχήμα 2.5: (α) Περιστροφικός ή πολυγωνικός μηχανισμός, (β) ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος (Κουρμπέτης, 2010)

2.3 Στατική ανάλυση ευστάθειας πρανών

Τα πρανή θεωρούνται ασταθή όταν απαιτούνται διατμητικές τάσεις ώστε να διατηρήσουν την ισορροπία τους. Για πρανή στα οποία οι διατμητικές τάσεις που απαιτούνται για την διατήρηση της ισορροπίας κάτω από στατικές συνθήκες, οι φορτίσεις βαρύτητας είναι μεγάλες και οι επιπρόσθετες δυναμικές τάσεις που χρειάζονται για την εκδήλωση αστάθειας μπορεί να είναι χαμηλές.

Για τον λόγο αυτό, η σεισμική ευστάθεια του πρανού είναι επηρεασμένη δυναμικά από την στατική ευστάθεια. Εξαιτίας αυτού του γεγονότος, οι μέθοδοι ανάλυσης σεισμικής ευστάθειας που χρησιμοποιούνται περισσότερο βασίζονται στις αναλύσεις στατικής ευστάθειας. Για τη στατική ανάλυση ευστάθειας πρανών χρησιμοποιούνται ευρέως οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι βασικές αρχές υπολογισμού της ευστάθειας πρανών με χρήση των μεθόδων αυτών (Κουρμπέτης, 2010).

2.3.1 Μέθοδοι οριακής ισορροπίας

Η ανάλυση οριακής ισορροπίας λαμβάνει υπόψη την ισορροπία δυνάμεων ή/και ροπών μιας εδαφικής μάζας πάνω από μια επιφάνεια πιθανής αστοχίας σύμφωνα με τον Kramer (1996). Βασική υπόθεση είναι ότι το έδαφος πάνω από την επιφάνεια της πιθανής αστοχίας είναι στέρεο (δηλαδή η διάτμηση μπορεί να λάβει χώρα μόνο στην επιφάνεια πιθανής αστοχίας). Η διατιθέμενη διατμητική δύναμη κινητοποιείται στον ίδιο βαθμό σε όλα τα σημεία στην επιφάνεια της πιθανής αστοχίας. Σαν αποτέλεσμα, ο συντελεστής ασφαλείας είναι σταθερός κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας (Κουρμπέτης, 2010).

Επιπλέον, το έδαφος επί της επιφάνειας της πιθανής αστοχίας είναι απολύτως στερεά πλαστικό, συνεπώς η ανάλυση οριακής ισορροπίας δεν παρέχει καμία πληροφορία για τις παραμορφώσεις των πρανών. Η ευστάθεια πρανών συνήθως εκφράζεται σε όρους συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος συνήθως ορίζεται ως:

$$FS = \frac{\text{Διαθέσιμη διατμητική αντοχή}}{\text{Διατμητικές τάσεις που απαιτούνται για να διατηρηθεί η ισορροπία}} \quad (2.8)$$

δηλαδή, ο συντελεστής ασφαλείας είναι ο λόγος της ικανότητας (η διατμητική αντοχή του εδάφους) προς την απαιτούμενη (η διατμητική πίεση που αναπτύσσεται στην επιφάνεια της πιθανής αστοχίας). Ο συντελεστής ασφαλείας μπορεί επίσης να θεωρηθεί ως ο συντελεστής με τον οποίο η δύναμη του εδάφους θα πρέπει να διαιρεθεί ώστε να φέρει το πρηνές σε οριακή κατάσταση. Αντιθέτως, στην περίπτωση της ανάλυσης οριακής ισορροπίας, η αντοχή του εδάφους δεν αναπτύσσεται πλήρως το ίδιο χρονικό διάστημα σε όλα τα σημεία της επιφάνειας της αστοχίας (δηλαδή ο τοπικός συντελεστής ασφαλείας δεν είναι συνεχής).

Έχουν αναπτυχθεί διάφορες μεθοδολογίες οριακής ισορροπίας για την εξέταση της στατικής ευστάθειας ενός πρηνούς. Τα πρηνή που αστοχούν σε μία επιφάνεια επίπεδης αστοχίας, όπως σε επίπεδο διάστρωσης ή σε υφιστάμενη ασυνέχεια (π.χ. αρμός από βράχο, ή αρμός από αδύναμα υλικά) μπορούν να αναλυθούν αρκετά εύκολα από την μέθοδο Culmann (Taylor, 1948). Τα πρηνή στα οποία η αστοχία είναι πιθανό να λαμβάνει χώρα σε δύο ή τρία επίπεδα μπορεί να αναλυθούν με τις μεθόδους σφηνοειδούς ανάλυσης (Κουρμπέτης, 2010).

Σε ομοιογενή πρηνή, η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας συνήθως έχει κυκλικό ή λογαριθμοκανονικό σχήμα. Τα ομοιογενή πρηνή αναλύονται συχνά με μεθόδους όπως η μέθοδος των λωρίδων (method of slices) ή η τροποποιημένη μέθοδος του Bishop (1960), στην οποία υποθέτουμε κυκλικές επιφάνειες αστοχίας. Όταν οι υπόγειες συνθήκες δεν είναι ομοιογενείς, δηλαδή όταν οι στρώσεις έχουν σημαντικά διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά ή όταν υπάρχουν ασυνέχειες, οι επιφάνειες αστοχίας είναι πιθανό να μην είναι κυκλικές. Σε τέτοιες περιπτώσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται μέθοδοι όπως εκείνες των Morgenstern και Prince (1965), του Spencer (1967) και του Janbu (1968).

Όλες οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας είναι ευαίσθητες σε προβλήματα αριθμητικά υπό συγκεκριμένες συνθήκες που ποικίλουν για τις διάφορες μεθόδους αλλά συνήθως αντιμετωπίζονται όπου τα εδάφη με υψηλές συνεκτικές δυνάμεις παρουσιάζονται στο ανώτερο τμήμα του πρηνούς ή/και όταν οι επιφάνειες αστοχιών προβάλλονται με απότομη κλίση στην βάση των πρηνών σε εδάφη με υψηλή δύναμη τριβής. Σε γενικές γραμμές, κάθε πρηνές με συντελεστή ασφαλείας πάνω από 1.0 πρέπει να είναι ευσταθές. Όμως, πρακτικά το επίπεδο της ευστάθειας σπάνια λαμβάνεται υπόψη σαν αποδεκτό εάν ο συντελεστής ασφαλείας δεν είναι σημαντικά μεγαλύτερος από 1.0 (Κουρμπέτης, 2010).

Τα κριτήρια για τους αποδεκτούς συντελεστές ασφαλείας αναγνωρίζονται ως:

(1) αβεβαιότητες στην ακρίβεια με την οποία η ανάλυση της ευστάθειας του πρανούς παρουσιάζουν τον ακριβή μηχανισμό της αστοχίας,

(2) αβεβαιότητες στην ακρίβεια με τις οποίες οι εισερχόμενες παράμετροι (διατμητική δύναμη, συνθήκες του υπόγειου νερού, η γεωμετρία του πρανούς, κ.α.) είναι γνωστοί,

(3) η πιθανότητα έκθεσης και η διάρκεια αυτής σε διάφορους τύπους της εξωτερικής φόρτισης, και

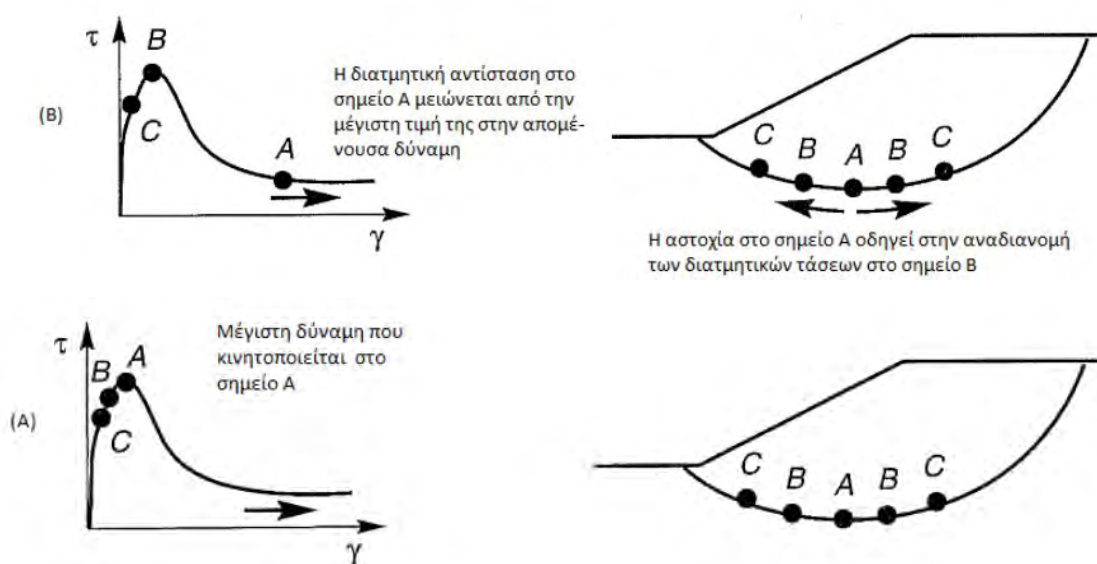
(4) τα πιθανά επακόλουθα της αστοχίας του πρανούς.

Όταν ο ελάχιστος στατικός συντελεστής ασφαλείας ενός πρανούς φτάσει την τιμή του 1.0, η διαθέσιμη διατμητική αντοχή του εδάφους είναι πλήρως κινητοποιημένη σε κάποιες επιφάνειες πιθανών αστοχιών και το πρανές είναι σε εκείνο το σημείο στην αρχή της αστοχίας. Οποιαδήποτε επιπρόσθετη φόρτιση θα είναι η αιτία της αστοχίας του πρανούς (δηλαδή, για να παραμορφωθεί μέχρι το σημείο στο οποίο οι διατμητικές πιέσεις που απαιτούνται για την ισορροπία θα είναι λιγότερες ή ίσες με τη διαθέσιμη αντοχή του εδάφους).

Πολλά εδάφη παρουσιάζουν ψαθυρή συμπεριφορά με έντονη χαλάρωση στα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων. Σε τέτοιες περιπτώσεις η μέγιστη διατμητική δύναμη μπορεί να μην κινητοποιείται ταυτόχρονα σε όλα τα σημεία στην επιφάνεια της αστοχίας. Όταν η δύναμη που καταπονεί το πρανές φτάσει την μέγιστη τιμή της τότε η διαθέσιμη διατμητική αντίσταση θα προσεγγίσει την παραμένουσα αντοχή. Οι διατμητικές τάσεις σχετίζονται με τη διαφορά μεταξύ της μέγιστης και της παραμένουσας αντοχής του εδάφους (όπως στο σημείο A των διαγραμμάτων του Σχήματος 2.6). Αυτές οι αναδιανομές στις διατμητικές τάσεις ευθύνονται για τις μέγιστες τιμές που φτάνουν και υπερβαίνουν οι δυνάμεις στο περιβάλλον έδαφος, κι έτσι μειώνεται η διαθέσιμη διατμητική αντίσταση στην παραμένουσα τιμή. Όσο η αναδιανομή των τάσεων συνεχίζεται, η ζώνη της αστοχίας μπορεί να μεγαλώνει μέχρι ολόκληρο το πρανές να γίνει ασταθές (Κουρμπέτης, 2010).

Πολλά παραδείγματα από τις προοδευτικά αυξανόμενες αστοχίες παρατηρήθηκαν ακόμα κι όταν το όριο ευστάθειας του συντελεστή ασφαλείας (βασισμένο στην μέγιστη τιμή της αντοχής) είναι αρκετά πάνω από 1.0. Μέσα στους περιορισμούς της ανάλυσης οριακής ισορροπίας, η ευστάθεια των πρανών με εδάφη που μπορούν να παρουσιάσουν χαλάρωση μπορούν να αναλυθούν αξιόπιστα μόνο με την χρήση της παραμένουσας διατμητικής αντοχής.

Οι αναλύσεις οριακής ισορροπίας πρέπει να διατυπώνονται με μεγάλη προσοχή, αφού η διαθέσιμη διατμητική αντίσταση του εδάφους εξαρτάται από τις συνθήκες της απορροής του νερού. Οι παραπάνω πρέπει να λαμβάνονται υπόψη πολύ προσεκτικά στην επιλογή της διατμητικής αντοχής και των συνθηκών των πιέσεων των πόρων για την ανάλυση. Η ανάπτυξη προοδευτικών αστοχιών στο πρανές περιλαμβάνει υλικά που παρουσιάζουν χαλάρωση και υπέρβαση της μέγιστης δύναμης σε οποιοδήποτε σημείο A (Σχ. 2.6 A), μειώνει τη δύναμη σε εκείνο το σημείο στην παραμένουσα τιμή της αναδιανομής των διατμητικών τάσεων από την ζώνη αστοχίας στην περιβάλλουσα περιοχή, παράγοντας αστοχίας στην περιβάλλουσα ζώνη (Σημείο B) (Σχ. 2.6 B). Η συνεχής αναδιανομή των τάσεων μπορεί στιγμιαία να οδηγήσει ολόκληρο το πρανές σε αστοχία (από το σημείο C και πιο πριν) (Κουρμπέτης, 2010).



Σχήμα 2.6: Ανάπτυξη προοδευτικών αστοχιών σε πρανές (Κουρμπέτης, 2010)

2.3.2 Μέθοδος των λωρίδων

Μία από τις συνηθισμένες μεθόδους ανάλυσης μιας κυκλικής επιφάνειας αστοχίας είναι η επονομαζόμενη μέθοδος των λωρίδων. Αυτή η μέθοδος αποτελείται από ένα σύνολο διαφορετικών προσεγγίσεων στις οποίες η εδαφική μάζα χωρίζεται σε κατακόρυφες λωρίδες, όπως φαίνεται στο Σχήμα (2.7).

Η μέθοδος θεωρεί ότι ο συντελεστής ασφαλείας (FS) είναι σταθερός σε όλες τις λωρίδες, οπότε η διατμητική τάση στη βάση της λωρίδας (i) είναι:

$$\tau_i = \frac{1}{F} (c_i + \sigma'_i * \tan\phi_i) \quad (2.9)$$

όπου (c_i, ϕ_i) είναι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους στη βάση της λωρίδας (i) και σ'_i η ορθή ενεργός τάση στη βάση της ίδιας λωρίδας. Αναλύοντας την παραπάνω σχέση έχουμε:

$$T_i = \frac{1}{F} * (c_i * \Delta l_i + N'_i * \tan\phi_i) \quad (2.10)$$

Οι άγνωστοι του προβλήματος είναι (για n λωρίδες):

1. Οι πλήθους (n) ορθές ενεργές δυνάμεις (N'_i) στις βάσεις των λωρίδων.
2. Οι πλήθους (n-1) ορθές πλευρικές δυνάμεις (E_i) στις διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων.
3. Οι πλήθους (n-1) γωνίες (α_i), που επιτρέπουν τον υπολογισμό των διατμητικών πλευρικών δυνάμεων X_i .
4. Ο άγνωστος συντελεστής ασφαλείας (F), που επιτρέπει τον υπολογισμό των διατμητικών δυνάμεων (T_i), σύμφωνα με την παραπάνω εξίσωση (2.10).

Δηλαδή, συνολικά $(3n - 1)$ άγνωστοι, ενώ οι διαθέσιμες εξισώσεις που διέπουν το πρόβλημα είναι:

1. Οι πλήθους $(2n)$ εξισώσεις ισορροπίας δυνάμεων (στους δύο άξονες).
2. Η εξίσωση ισορροπίας ροπών της ολισθαίνουσας μάζας ως προς το κέντρο (O) του κύκλου ολίσθησης. Δηλαδή συνολικά $(2n+1)$ εξισώσεις. Συνεπώς, οι άγνωστοι του προβλήματος είναι κατά $(n-2)$ περισσότεροι από τις εξισώσεις, οπότε πρέπει να προστεθούν $(n-2)$ ακόμη εξισώσεις μεταξύ των αγνώστων (με τη μορφή πρόσθετων παραδοχών).

Πριν αναφερθούν οι πρόσθετες εξισώσεις που επιτρέπουν την επίλυση του προβλήματος, θα διατυπωθεί η εξίσωση ισορροπίας ροπών ως προς το κέντρο (O) του κύκλου ολίσθησης (κύκλος με ακτίνα R). Η εξίσωση αυτή εκφράζει ότι η ανθιστάμενη στην ολίσθηση ροπή των διατμητικών δυνάμεων T_i ισούται με τις ροπές των δυνάμεων

που προκαλούν την ολίσθηση, δηλαδή του βάρους των λωρίδων (W_i) και των εξωτερικών επιφορτίσεων (P_i και H_i):

$$R \sum_i T_i = R \sum_i (W_i + P_i) * \sin \theta_i + \sum_i H_i * y_i \quad (2.11)$$

Εξισώνοντας τις δύο παραπάνω εξισώσεις δίνεται η ακόλουθη έκφραση για το συντελεστή ασφαλείας του πρανούς:

$$FS = \frac{\sum_i (c_i \Delta l_i + N'_i * \tan \varphi_i)}{\sum_i (W_i + P_i) * \sin \theta_i + \frac{1}{R} * \sum_i H_i * y_i} \quad (2.12)$$

Στη σχέση αυτή είναι άγνωστες οι δυνάμεις N'_i , που υπολογίζονται από τις υπόλοιπες εξισώσεις του προβλήματος και τις πρόσθετες παραδοχές. Οι $(n-2)$ πρόσθετες παραδοχές που απαιτούνται για την επίλυση του προβλήματος και τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας του πρανούς (από την εξίσωση 2.12) δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένες.

Ειδικότερα, έχουν προταθεί διάφορες ομάδες παραδοχών και για κάθε μία από αυτές προκύπτει η αντίστοιχη τιμή του συντελεστή ασφαλείας (διαφορετικές προσεγγίσεις της μεθόδου των λωρίδων). Μια από τις συνηθέστερες μεθόδους είναι η απλοποιημένη μέθοδος Bishop (Καββαδάς, 2000).

2.3.3 Η απλοποιημένη μέθοδος Bishop

Κατά τη μέθοδο αυτή θεωρείται ότι $a_i = 0$ στις $(n-1)$ διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων, δηλαδή γίνονται $(n-1)$ παραδοχές αντί των $(n-2)$ που απαιτούνται, οπότε δεν μπορούν να ικανοποιηθούν όλες οι εξισώσεις ισορροπίας και η λύση που προκύπτει δεν είναι ακριβής. Με βάση τις παραδοχές αυτές, η ισορροπία δυνάμεων στην κατακόρυφη διεύθυνση σε κάθε λωρίδα δίνει:

$$N'_i = \frac{(W_i + P_i) - u_i * \Delta x_i - \frac{1}{F} * c_i * \Delta x_i * \tan \theta_i}{\cos \theta_i \left(1 + \frac{1}{FS} * \tan \theta_i * \tan \varphi_i \right)} \quad (2.13)$$

Από τη σχέση αυτή προσδιορίζεται η δύναμη (N_i), η οποία στη συνέχεια αντικαθίσταται στην Εξίσωση (2.14) που δίνει το συντελεστή ασφαλείας. Επειδή, όμως, η Σχέση (2.13) περιλαμβάνει το συντελεστή ασφαλείας (FS), η επίλυση απαιτεί δοκιμαστικές επαναλήψεις. Το πιθανό σφάλμα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας με τη μέθοδο Bishop (1960) είναι γενικά μικρότερο από το σφάλμα άλλων ανάλογων μεθόδων όπως της μεθόδου Fellenius και πάλι όμως προς την πλευρά της ασφάλειας.

Σε περίπτωση ταχείας κατασκευής ενός πρανούς σε αργιλικά εδάφη μπορεί να θεωρηθεί ότι η φόρτιση γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, οπότε αντί της ανάλυσης με ενεργές τάσεις (χρήση των πραγματικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής του εδάφους) μπορεί να γίνει ανάλυση με ολικές τάσεις (τύπου " $\phi = 0^\circ$ "). Κατά την ανάλυση αυτή, η Εξίσωση (2.12) προκύπτει:

$$FS = \frac{\sum_i c_{ui} * \Delta l}{\sum_i (W_i + P_i) * \sin \theta_i + \frac{1}{r} \sum_i H_i y_i} \quad (2.14)$$

όπου c_{ui} είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στη βάση της λωρίδας (i). Μία κατά προσέγγιση τιμή του F προκύπτει, αν θεωρηθεί ότι το πρανές αποτελείται από μία μόνον λωρίδα, οπότε η Σχέση (2.14) είναι η εξής:

$$F(\theta) = \frac{c_u(A\Gamma)}{W * \sin \theta} = \frac{2c_u}{\gamma H \cos \theta} \quad (2.15)$$

με ελάχιστη τιμή:

$$F = \frac{2c_u}{\gamma H} \quad (2.16)$$

Δηλαδή, το πρανές αστοχεί ($F = 1$), όταν το ύψος (H) γίνει ίσο με το κρίσιμο ύψος:

$$H_{cr} = \frac{2c_u}{\gamma} \quad (2.17)$$

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι ο ανωτέρω "ελάχιστος" συντελεστής ασφαλείας είναι δυνατόν να μην είναι ο απόλυτα ελάχιστος, επειδή θεωρήθηκαν μόνον ευθύγραμμες επιφάνειες ολίσθησης. Είναι δυνατόν κάποια μη-επίπεδη (π.χ. κυκλική) επιφάνεια ολίσθησης να αντιστοιχεί σε μικρότερο συντελεστή ασφαλείας (Καββαδάς, 2000).

Ο έλεγχος της ευστάθειας ενός πρανού δεν εξαντλείται με τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας κάποιου πιθανού κύκλου ολίσθησης, εκτός εάν πρόκειται για συγκεκριμένη αστοχία με γνωστή τη θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Κατά τη μελέτη πρανών που πρόκειται να κατασκευαστούν ζητείται να προσδιορισθεί ο κρίσιμος κύκλος ολίσθησης, δηλαδή το κέντρο και η ακτίνα του κύκλου που δίνει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας για κύκλους με διάφορες θέσεις του κέντρου και για κάθε θέση του κέντρου με διάφορες τιμές της ακτίνας, υπολογισμοί που καθιστούν απαραίτητη τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή (Καββαδάς, 2000).

2.3.4 Μέθοδος Janbu

Η μέθοδος αυτή αναπτύχθηκε πολύ αργότερα το 1973, μετά από διαπίστωση του καθηγητή N. Janbu ότι οι μέθοδοι για κυκλικές επιφάνειες αστοχίας δεν επαρκούν για την περίπτωση κατολισθήσεων με σχετικά μεγάλο μήκος. Η μέθοδος αυτή είναι ίδια με του Bishop με εξαίρεση ότι η μέθοδος του Janbu ικανοποιεί την ισότητα των οριζόντιων δυνάμεων. Είναι μια ανάλογη υπολογιστική επαναληπτική διαδικασία. Η μέθοδος Janbu λαμβάνει υπόψη τις κανονικές τάσεις, αλλά αγνοεί τις διατμηματικές και ικανοποιεί την ισορροπία των οριζόντιων δυνάμεων θεωρώντας ως ίσες (Μπίρος, 2014).

2.3.5 Μέθοδος Spencer

Ο Spencer (1967) ανέπτυξε δύο ισότητες για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας η μία ικανοποιώντας την ισορροπία των δυνάμεων σε δυναμικές συνθήκες και η άλλη ισορροπία των οριζόντιων δυνάμεων. Στη μέθοδο αυτή γίνεται η παραδοχή ότι οι πλευρικές δυνάμεις είναι παράλληλες, δηλαδή όλες οι πλευρικές δυνάμεις κλείνουν με την ίδια γωνία, λαμβάνοντας υπόψη διατμητικές και κανονικές δυνάμεις. Παρόλο που ο Spencer εισήγαγε τη μέθοδο για τις κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης το 1969, ο Wright

έδειξε ότι η μέθοδος μπορεί να επεκταθεί και σε μη κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης. Η μέθοδος Spencer θεωρείται ως μία από τις «αυστηρές» μεθόδους, που θα πρέπει να χρησιμοποιείται όπου μια ολοκληρωμένη στατική λύση είναι απαραίτητη να δοθεί. Επίσης, θα πρέπει να χρησιμοποιείται ως μέθοδος επιβεβαίωσης σε τελικούς σχεδιασμούς, όπου έχει προηγηθεί η ανάλυση ευστάθειας με απλές μεθόδους. Έτσι τελικά, η μέθοδος Spencer λαμβάνει υπόψη τις διατμητικές και κανονικές τάσεις, ικανοποιώντας τόσο σε συνθήκες στατικές όσο και δυναμικές (Μπίρος, 2014).

2.3.6 Μέθοδος Morgenstern and Price

Η μέθοδος των Morgenstern και Price (1965) βασίζεται στην υπόθεση ότι οι διατμητικές δυνάμεις (T) μεταξύ των λωρίδων σχετίζονται με τις αντίστοιχες ορθές (E) σύμφωνα με τη σχέση:

$$\frac{T}{E} = \lambda \times f(x) \quad (2.18)$$

όπου, T και E είναι οι κάθετες και οι οριζόντιες δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων, $f(x)$ μία υποτιθέμενη συνάρτηση μεταξύ των δυνάμεων που δρουν στη διεπιφάνεια των λωρίδων και λ μία παράμετρος κλίμακας της παραπάνω υποτιθέμενης συνάρτησης. Σημειώνεται ότι, η συνάρτηση $f(x)$ δεν είναι σταθερή κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης και ότι σύμφωνα με τους Morgenstern and Price (1965) ο συντελεστής ασφαλείας δεν είναι ευαίσθητος σε αυτήν (Μπίρος, 2014).

2.4 Επιλογή της κατάλληλης μεθόδου

Η μέθοδος της οριακής ισορροπίας για την ανάλυση της ευστάθειας πρανών, παραμένει ένα εύχρηστο εργαλείο στα χέρια των γεωτεχνικών. Η πλήρης κατανόηση των παραμέτρων κάθε μεθόδου και των παραδοχών τους, οδηγεί σε σωστή λήψη συμπερασμάτων. Κάποιες από τις παραπάνω μεθόδους που αναλύθηκαν θεωρούνται «αυστηρές» όπως η Spencer και η Morgenstern Price, και δίνουν αξιόλογα αποτελέσματα στον τελικό σχεδιασμό. Κάποιες άλλες μέθοδοι όπως η Bishop και η Fellenius λόγω της

απλότητας τους στους υπολογισμούς, μπορούν να χρησιμοποιηθούν χωρίς τη χρήση υπολογιστή, όμως πρέπει να συνυπολογιστεί ο περιορισμός στις δυνάμεις που λαμβάνει η κάθε μία υπόψη.

Πρακτικά, τα κριτήρια που θα πρέπει να απαντώνται για την τελική επιλογή της μεθόδου είναι η μέθοδος να ικανοποιεί τις εξισώσεις της στατικής και να λαμβάνει υπόψη τις κανονικές και τις διατμητικές τάσεις της ολισθαίνουσας μάζας (Μπίρος, 2014).

2.5 Ανάλυση σεισμικής ευστάθειας πρανών

Η ανάλυση της σεισμικής ευστάθειας των πρανών (σύμφωνα με τον Kramer, 1996), είναι λίγο πιο περίπλοκη από τις υπόλοιπες αναλύσεις για τον λόγο ότι πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι επιδράσεις: (α) των δυναμικών τάσεων που προκαλούνται από τη σεισμική κίνηση, (β) των τάσεων στις δυνάμεις και στη συμπεριφορά πίεσης - παραμόρφωσης του εδαφικού υλικού του πρανούς.

Η σεισμική αστάθεια των πρανών μπορεί να χωριστεί σε δύο κατηγορίες ανάλογα με ποιες από τις επιδράσεις υπερισχύουν σε ένα συγκεκριμένο πρανές. Στην περίπτωση αστάθειας, η διατμητική αντοχή του εδάφους παραμένει σχετικά σταθερή αλλά οι παραμορφώσεις του πρανούς παράγονται από προσωρινές υπερβάσεις της δύναμης από δυναμικές τάσεις του σεισμού. Αστάθειες εξασθένησης είναι εκείνες στις οποίες ο σεισμός τείνει να μειώσει την διατμητική αντοχή του εδάφους τόσο που δεν μπορεί να μείνει σταθερό εξαιτίας των καταπονήσεων που προκαλούνται από τους σεισμούς.

Η ρευστοποίηση και η κυκλική κινητικότητα είναι κάποιες από τις συνηθέστερες αιτίες της εξασθένησης της αστάθειας. Ένα πλήθος αναλυτικών μεθόδων, που βασίζεται στην οριακή ισορροπία και στην ανάλυση τάσεων-παραμορφώσεων (π.χ. μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων), είναι διαθέσιμες και για τις δύο κατηγορίες σεισμικής αστάθειας (Κουρμπέτης, 2014).

2.5.1 Ανάλυση αδρανειακής ευστάθειας

Η σεισμική κίνηση μπορεί να προκαλέσει σημαντικές οριζόντιες και κατακόρυφες δυναμικές τάσεις στα πρανή. Αυτές οι τάσεις παράγουν δυναμικές ορθές και διατμητικές τάσεις κατά μήκος της επιφάνειας της πιθανής αστοχίας στο πρανές. Όταν προστίθενται

στις υφιστάμενες στατικές διατμητικές τάσεις, οι δυναμικές διατμητικές τάσεις μπορεί να υπερβούν την διαθέσιμη διατμητική αντοχή του εδάφους και να παράγουν αδρανειακή αστάθεια στο πρανές. Έχει προταθεί ένας αριθμός μεθόδων για την ανάλυση της αδρανειακής αστάθειας. Αυτές οι μέθοδοι διαφέρουν αρχικά στην ακρίβεια ως προς την σεισμική κίνηση καθώς και στην δυναμική απόκριση του πρανούς. Η ψευδοστατική ανάλυση που πρόκειται να αναλυθεί περαιτέρω παράγει έναν συντελεστή ασφαλείας ενάντια στην σεισμική αστοχία του πρανούς με περίπου παρόμοιο τρόπο όπως η στατική ανάλυση οριακής ισορροπίας η οποία παράγει συντελεστές ασφαλείας έναντι σε στατική αστοχία του πρανούς. Υπάρχουν κι άλλες μέθοδοι οι οποίες χρησιμοποιούνται για να υπολογίσουν τις μόνιμες μετακινήσεις του πρανούς που παράγονται από τη σεισμική κίνηση (Κουρμπέτης, 2014).

2.5.2 Ψευδοστατική ανάλυση

Η ψευδοστατική ανάλυση χρησιμοποιείται από την δεκαετία του 1920. Σύμφωνα με αυτή η σεισμική ευστάθεια κάθε χωματουργικού έργου αναλύεται μέσω μιας ψευδοστατικής προσέγγισης στην οποία η επίδραση της σεισμικής φόρτισης αντιπροσωπεύονται από μία συνεχή οριζόντια ή (και) κατακόρυφη επιτάχυνση. Η πρώτη σαφής εφαρμογή της ψευδοστατικής προσέγγισης στην ανάλυση της σεισμικής ευστάθειας πρανών αποδόθηκε από τον Terzaghi (1950).

Στην πιο κοινή μορφή της, η ψευδοστατική ανάλυση αντιπροσωπεύει την επίδραση του σεισμού κατά την οποία, εφαρμόζοντας τις επιταχύνσεις αυτές παράγουν ψευδοστατικές επιταχύνσεις όπου εκείνες με την σειρά τους παράγουν αδρανειακές δυνάμεις, F_h και F_v , οι οποίες επιδρούν στο κέντρο της μάζας αστοχίας. Ο υπολογισμός των ψευδοστατικών δυνάμεων γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (2.19)$$

$$F_v = \frac{\alpha_v W}{g} = k_v \quad (2.20)$$

όπου a_h και a_v είναι αντίστοιχα η οριζόντια και κατακόρυφη ψευδοστατική επιτάχυνση, k_h και k_v είναι αδιάστατοι οριζόντιοι και κατακόρυφοι ψευδοστατικοί συντελεστές και το W είναι το βάρος της μάζας αστοχίας.

Το μέγεθος των ψευδοστατικών επιταχύνσεων πρέπει να σχετίζεται με την δριμύτητα της αναμενόμενης κίνησης του εδάφους. Η επιλογή των ψευδοστατικών επιταχύνσεων για τον σχεδιασμό δεν είναι απλή. Λύνονται ξανά οι δυνάμεις στην πιθανή μάζα αστοχίας σε ένα παραλληλεπίπεδο στην επιφάνεια αστοχίας.

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{\text{Δύναμη αντίστασης}}{\text{Δύναμη ολίσθησης}} \\
 &= \frac{c l_{ab} + [(W - F_v) \cos \beta - F_h \sin \beta] \tan \varphi}{(W - F_v) \sin \beta + F_h \cos \beta} \quad (2.21)
 \end{aligned}$$

όπου:

c και φ : οι παράμετροι Mohr – Coulomb (συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής) που περιγράφουν την διατμητική τάση στο επίπεδο αστοχίας

l_{ab} : το μήκος του επιπέδου αστοχίας.

Η οριζόντια ψευδοστατική δύναμη μειώνει φανερά τον συντελεστή ασφαλείας καθώς, μειώνει την δύναμη αντίστασης (για $\varphi > 0$) και αυξάνει τη δύναμη ολίσθησης. Η κατακόρυφη ψευδοστατική δύναμη τυπικά επιδρά λιγότερο στον συντελεστή ασφαλείας αφού μειώνει (ή αυξάνει, αυτό εξαρτάται από την κατεύθυνση) αφενός τη δύναμη ολίσθησης αφετέρου τη δύναμη αντίστασης. Σαν αποτέλεσμα, η επίδραση της κατακόρυφης επιτάχυνσης συχνά παραλείπεται στην ψευδοστατική ανάλυση. Η ψευδοστατική προσέγγιση μπορεί να χρησιμοποιηθεί στον προσδιορισμό των ψευδοστατικών συντελεστών ασφαλείας για επίπεδες, κυκλικές και μη κυκλικές επιφάνειες αστοχίας. Αρκετά είναι τα λογισμικά τα οποία είναι διαθέσιμα για τη διεξαγωγή ψευδοστατικών αναλύσεων για αναλύσεις ευστάθειας πρανών (Κουρμπέτης, 2014).

2.5.3 Επιλογή ψευδοστατικού συντελεστή

Τα αποτελέσματα των ψευδοστατικών αναλύσεων εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από την τιμή του σεισμικού συντελεστή, k_h . Η επιλογή του κατάλληλου ψευδοστατικού συντελεστή είναι σημαντική αλλά και αποτελεί δύσκολο θέμα στην ανάλυση ψευδοστατικής ευστάθειας. Ο σεισμικός συντελεστής επηρεάζει την τιμή της ψευδοστατικής δύναμης στη μάζα αστοχίας, δηλαδή την αδρανειακή δύναμη που ασκείται. Εάν το έδαφος του πρανούς θεωρηθεί άκαμπτο, η αδρανειακή δύναμη η οποία προκαλεί μία πιθανή ολίσθηση είναι ίση με το γινόμενο της πραγματικής οριζόντιας επιτάχυνσης επί τη μάζα αστοχίας του εδάφους. Αυτή η αδρανειακή δύναμη θα φτάσει τη μέγιστη τιμή της όταν η οριζόντια επιτάχυνση φτάσει τη μέγιστη τιμή της. Αναγνωρίζοντας το γεγονός ότι τα πραγματικά πρανή δεν είναι άκαμπτα και η μέγιστη επιτάχυνση υφίσταται για ένα μικρό χρονικό διάστημα, οι ψευδοστατικοί συντελεστές που χρησιμοποιούνται στην πράξη συνήθως αντιστοιχούν στην επίδραση της επιτάχυνσης α_{max} .

Ο Terzaghi (1950) ουσιαστικά πρότεινε την χρήση του $k_h = 0.1$ για ισχυρούς σεισμούς, $k_h = 0.2$ για βίαια καταστρεπτικούς σεισμούς και $k_h = 0.5$ για απόλυτα καταστρεπτικούς σεισμούς. Ο Seed (1966) κατέγραψε τα σχεδιαστικά κριτήρια για 14 τύπους φραγμάτων σε 10 σεισμικά ενεργές χώρες, 12 απαιτούμενους ελάχιστους συντελεστές ασφαλείας με τιμές μεταξύ 1.0 και 1.5 με ψευδοστατικούς συντελεστές μεταξύ 0.10 και 0.20. Ο Marcuson (1981) πρότεινε τους κατάλληλους ψευδοστατικούς συντελεστές για φράγματα που πρέπει να ανταποκρίνονται στο ένα τρίτο με ένα δεύτερο της μέγιστης επιτάχυνσης (Κουρμπέτης, 2010).

Χρησιμοποιώντας προσομοιώματα διατμητικών δοκών ο Seed και ο Martin (1966) και οι Dakoulas και Gazelas (1986), έδειξαν ότι η αδρανειακή δύναμη σε ένα πιθανά ασταθές πρανές, σε ένα φράγμα εξαρτάται από την απόκριση του φράγματος και ότι ο μέσος σεισμικός συντελεστής για την επιφάνεια μιας βαθιάς αστοχίας είναι σημαντικά μικρότερος από εκείνη την επιφάνεια αστοχίας που δεν εκτείνεται πολύ πίσω από την κορυφή. Οι Hynes-Griffin και Franklin (1984) εφάρμοσαν την ανάλυση μόνιμων παραμορφώσεων και κατέληξαν στο ότι τα φράγματα με ψευδοστατικούς συντελεστές ασφαλείας μεγαλύτερους από 1.0 χρησιμοποιώντας $k_h=0.5 \alpha_{max}/g$ δεν θα αναπτύσσουν 'επικίνδυνα μεγάλες' παραμορφώσεις.

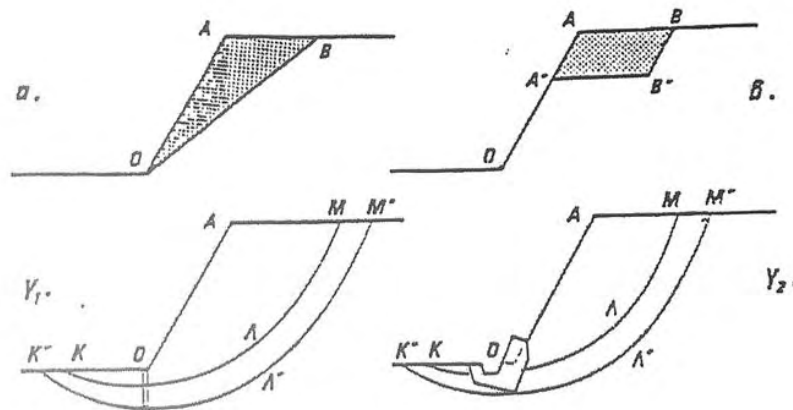
Σύμφωνα με τα παραπάνω υποδεικνύεται ότι δεν υπάρχουν γενικά εφαρμόσιμοι κανόνες και γρήγορες προσεγγίσεις για την επιλογή του ψευδοστατικού συντελεστή για τον σχεδιασμό πρανών. Είναι ξεκάθαρο, ότι ο ψευδοστατικός συντελεστής πρέπει να βασίζεται στο πραγματικά αναμενόμενο επίπεδο της επιτάχυνσης της μάζας και αυτό πρέπει να ανταποκρίνεται σε ένα ποσοστό της αναμενόμενης μέγιστης επιτάχυνσης. Τα κριτήρια των Hynes- Griffin και Franklin (1984) μπορεί να είναι κατάλληλα για τα περισσότερα πρανά, αλλά η κρίση και η εμπειρία του γεωτεχνικού μηχανικού είναι απαραίτητη, ειδικά σε δύσκολες περιπτώσεις (Κουρμπέτης, 2010).

2.6 Βελτίωση ευστάθειας πρανών

Η βελτίωση της ασφάλειας των πρανών μπορεί να γίνει με διάφορους τρόπους, μερικοί από αυτούς περιγράφονται παρακάτω.

i. Μείωση της κλίσεως

Επιτυγχάνεται μείωση του βάρους της μάζας που εδάφους που συμβάλλει στην κατολίσθηση του πρανούς. Η λύση αυτή είναι εφικτή όταν το μήκος AB της στέψεως δεν απαιτείται για λόγους εκμετάλλευσης (Σχ. 2.9α).



Σχήμα 2.9: Κυκλική επιφάνεια ολίσθησης (Αλαμανής, 2006)

ii. Διαμόρφωση κατά βαθμίδες

Η απομάκρυνση των γαιών που δηλώνονται στο σχήμα με διαγράμμιση, οδηγεί και σε αυτή την περίπτωση στη μείωση του βάρους των γαιών που συμβάλλουν στην

κατολίσθηση του πρηνούς (Σχ. 2.9β) με τον περιορισμό που αναφέρουμε στην περίπτωση (α).

iii. Κατασκευή πασσαλοφράγματος ή τοίχου βάσεως

Με την κατασκευή πασσαλοφράγματος ή τοίχου βάσεως στον πόδα του πρηνούς μπορούμε να διαμορφώσουμε νέα επιφάνεια ολισθήσεως με μεγαλύτερο ανάπτυγμα έτσι ώστε να βελτιώσουμε τον συντελεστή ασφαλείας του. Η επιφάνεια ολισθήσεως διέρχεται τότε από την ακμή της πασσαλώσεως ή του τοίχου τοίχου (Σχ. 2.9γ₁ και 2.9γ₂).

iv. Κατασκευή σκυροπασσάλων

Με την κατασκευή πασσάλων από σκύρα στην περιοχή της επιφάνειας ολισθήσεως σε αποστάσεις μεταξύ τους από 2-3 μ, επιτυγχάνεται η αύξηση της εσωτερικής τριβής του εδάφους. Η διαμόρφωση αυτών των πασσάλων μπορεί να συνδυαστεί και με την αποστράγγιση του εδάφους (Αλαμανής, 2006).

v. Προσχώσεις βάσεως

Με προσχώσεις γαιών κατάλληλου ύψους ή μπροστά από τη βάση του πρηνούς, εφόσον τούτο είναι επιτρεπτό, μπορούμε να αυξήσουμε τις δυνάμεις που αντιδρούν στην κατολίσθηση και να βελτιώσουμε την ασφάλεια του πρηνούς.

vi. Βελτίωση εδάφους

Η βελτίωση των ιδιοτήτων του εδάφους και ίδια της διατμητικής αντοχής του μπορεί να γίνει με χημικά μέσα (π.χ. η ηλεκτροχημική μέθοδος που εφαρμόζεται αποκλειστικά στις αργίλους έχει σαν αποτέλεσμα να δίνει σταθερότερη δομή στο έδαφος- μέθοδος πολύ δαπανηρή) ή και σε μηχανικά μέσα με κατάλληλη συμπίκνωση του εδάφους.

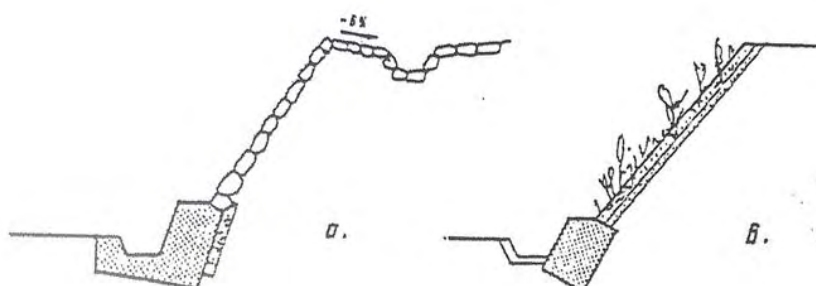
2.6.1 Προστασία- αποστράγγιση

Η επίδραση της βροχής ή των υπογείων υδάτων στην ευστάθεια των πρηνών είναι ιδιαίτερα σημαντική και πρέπει να εξετάζεται πάντοτε παράλληλα με τα άλλα αίτια που προκαλούν κατολισθήσεις (ισχυρές κλίσεις, επιφορτίσεις κλπ.). Είναι απαραίτητο να γίνεται προσεκτική μελέτη τόσο για τη στεγανοποίηση των επιφανειών όσο και για την αποστράγγιση της μάζας των πρηνών. Το νερό επιδρά στη συμπεριφορά των πρηνών είτε ως επιφανειακό είτε ως υπόγειο.

α) Επιφανειακή ροή

Η ροή του νερού στην επιφάνεια των πρανών προκαλεί παράσυρση του εδαφικού υλικού με αποτέλεσμα να σημειώνεται επιφανειακή διάβρωση του εδάφους και ενδεχομένως υποσκαφή στη βάση τους, τα φαινόμενα αυτά είναι ιδιαίτερα έντονα σε ψηλά πρανή με μεγάλες κλίσεις.

Πρώτος στόχος για την προστασία των πρανών από τους παραπάνω κινδύνους είναι ο περιορισμός ή αποκλεισμός της ροής επιφανειακών υδάτων στο πρανές από υπερκείμενα εδάφη. Αυτό επιτυγχάνεται με την κατασκευή συλλεκτήριας τάφρου προς τα ανάντι του πρανούς με παράλληλη διαμόρφωση αντίθετης κλίσεως (από ότι στο πρανές) τουλάχιστον της τάξεως του 5% προς την τάφρο. Η τάφρος αυτή πρέπει να κατασκευάζεται με επαρκή διαμήκη κλίση για την ταχεία απομάκρυνση των υδάτων που συλλέγει και έξω από τη μάζα που περικλείεται από την επιφάνεια ολισθήσεως. Όταν υπάρχει κίνδυνος τα νερά της τάφρου να διηθούνται στο έδαφος με αποτέλεσμα να μειωθεί η ασφάλεια του πρανούς, τότε συνιστάται η επένδυση της τάφρου ή χρησιμοποίηση προκατασκευασμένων στοιχείων (Αλαμανής, 2006).



Σχήμα 2.10: Κατασκευή συλλεκτήριας τάφρου (Αλαμανής, 2006)

Ο αποκλεισμός του κινδύνου υποσκαφής επιτυγχάνεται με την κατασκευή διαμήκους τοίχου-τάφρου στη βάση του πρανούς. Ο τοίχος αυτός μπορεί να διαμορφώνεται και από ξηρολιθιά. Η προστασία του πρανούς από επιφανειακή διάβρωση μπορεί να γίνει με βλάστηση είτε αν απαιτείται με επένδυση με λίθους. Η βλάστηση δίνει στο επιφανειακό στρώμα του πρανούς ένα είδος συνοχής που παρεμποδίζεται σημαντικά τη διάβρωση του.

Τα παραπάνω μέτρα προστασίας των πρανών αποτελούν οδηγό για την εφαρμογή τους μετά από σχετική μελέτη των τοπικών συνθηκών σε συνδυασμό με την ασφάλεια του πρανούς.

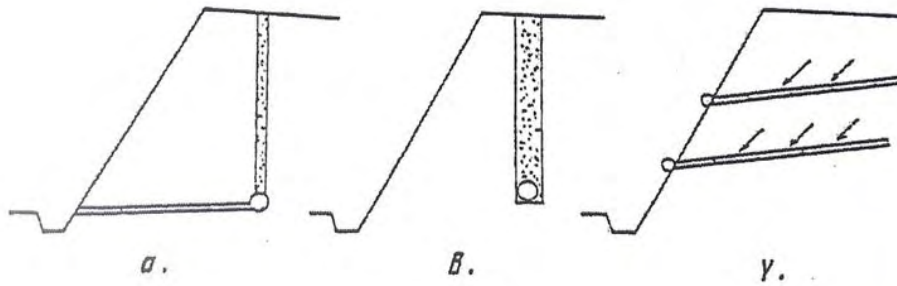
β. Υπόγεια ροή

Τα επιφανειακά νερά που διηθούνται στο έδαφος ή εν γένει τα υπόγεια νερά, προκαλούν αύξηση των πιέσεων και της πυκνότητας και γενικά χαλάρωση του εδάφους με μείωση του ειδικού βάρους, της γωνίας εσωτερικής τριβής και της συνοχής, συνεπώς και της διατμητικής αντοχής του. Αποτέλεσμα αυτής της επενέργειας του νερού στο έδαφος, είναι η επαύξηση του κινδύνου κατολισθήσεως των πρανών.

Αναφέρονται ενδεικτικά περιπτώσεις δυσμενούς επιδράσεως του νερού στην ευστάθεια των πρανών. Σε πρανές από άργιλο μεγάλης ευαισθησίας, η παρουσία νερού μπορεί να μετατρέψει την άργιλο σε ρέουσα, με αποτέλεσμα την άμεση κατολίπηση. Όταν το έδαφος του πρανούς είναι διαπερατό και εδράζεται σε αδιαπέρατο στρώμα αργίλου (που μπορεί να παρουσιάζει κλίση), τότε η διήθηση του νερού από το διαπερατό στρώμα στην επιφάνεια της αργίλου, μπορεί να μηδενίζει την αντίσταση στην επιφάνεια επαφής με συνέπεια την κατολίπηση. Αν υπάρχουν επιφανειακές ρωγμές ή εσωτερικές κοιλότητες, το νερό που συγκεντρώνεται σ' αυτές ασκεί πιέσεις που μπορεί να προκαλέσουν κατολίπηση. Επίσης, είναι ενδεχόμενο να σημειωθεί εκροή νερού από το πρανές (αναπήδηση) με δυσμενή αποτελέσματα για την ισορροπία του πρανούς. Από τα παραπάνω συνεπάγεται ότι επιβάλλεται μελέτη αποστραγγίσεως του εδάφους από τα νερά που διηθούνται στη μάζα των πρανών, για την εξουδετέρωση των δυσμενών συνεπειών.

Η απομάκρυνση των υδάτων γίνεται με τη διαμόρφωση στραγγιστηριών, που μπορούν εύκολα να προβλεφθούν στα επιχώματα και να κατασκευαστούν κατά τη διάρκεια της εκτελέσεως του έργου στα ορύγματα ή τα φυσικά πρανή, η κατασκευή των στραγγιστηριών είναι δυσχερέστερη και απαιτεί συνήθως ειδικά διατρητικά μηχανήματα.

Τα στραγγιστήρια προκαλούν απόκλιση των γραμμών ροής του νερού, προς τα κάτω, γι' αυτό η διάταξη τους πρέπει να γίνεται με τρόπο που οι γραμμές ροής να μη δημιουργούν κίνδυνο στην ευστάθεια των πρανών (Αλαμανής, 2006).



Σχήμα 2.11: Συστήματα στραγγιστηρίων (Αλαμανής, 2006)

Στο παραπάνω σχήμα δίνονται διάφορα συστήματα στραγγιστηρίων. Στο Σχήμα (2.11 α) το στραγγιστήριο συνίσταται από συνεχές φίλτρο κατά μήκος του πρανούς, ενώ στο Σχήμα (2.11 β) από φρέατα- φίλτρα ανά αποστάσεις, η αποστράγγιση γίνεται είτε σε εξωτερική τάφρο μέσω συλλέκτου, είτε σε έδαφος διαπερατό. Στο Σχήμα (2.11 γ) η διάταξη του στραγγιστηρίου είναι κάθετη στον άξονα του πρανούς και η πυκνότητα, το μήκος κλπ. των σωλήνων, εξαρτώνται από τα έδαφος και τα υπόγεια νερά. Συνήθως 1 μέτρο διάτρητου σωλήνα διαμέτρου 2'' και με κλίση 4-8% καλύπτει 5-10 m² επιφάνεια για αποστράγγιση. Η στράγγιση του εδάφους μπορεί να υποβοηθηθεί και με άλλες μεθόδους όπως είναι η ηλεκτροφυσική μέθοδος που βασίζεται στο φαινόμενο της ηλεκτρόσμωση. Η μέθοδος αυτή είναι προσωρινή διότι η επίδραση της διατηρείται όσο υπάρχει διαφορά δυναμικού (Αλαμανής, 2006).

3. ΘΕΩΡΙΑ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ

3.1. Ωθήσεις γαιών

Όπως είναι γνωστό, το έδαφος είναι ένα υλικό που αποτελείται από τρεις φάσεις, την στερεή, την υγρή και την αέρια, με αποτέλεσμα να παρουσιάζει χαρακτηριστικά και από αυτές τις τρεις καταστάσεις της ύλης. Ένα από τα χαρακτηριστικά αυτά, που παρατηρείται στην υγρή φάση, είναι η τάση να ασκεί πλευρικές πιέσεις σε κάθε αντικείμενο με το οποίο έρχεται σε επαφή, στην προκειμένη περίπτωση στον τοίχο αντιστήριξης. Υπάρχουν δυο είδη ωθήσεων: η ενεργός ώθηση η οποία είναι η πλευρική πίεση που ασκεί το έδαφος στον τοίχο που το αντιστηρίζει, και η παθητική ώθηση η οποία είναι η αντίσταση του εδάφους όταν ο τοίχος ωθείται προς αυτό.

Η δυναμική απόκριση ενός τοίχου αντιστήριξης εξαρτάται από τις συνολικές πλευρικές εδαφικές ωθήσεις που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Οι συνολικές αυτές ωθήσεις περιλαμβάνουν αφενός μεν τις στατικές ωθήσεις, οι οποίες υπάρχουν πριν από τον σεισμό, αφετέρου δε τις παροδικές δυναμικές ωθήσεις, οι οποίες προκαλούνται από τον σεισμό (Μπίρος, 2014).

3.2. Στατική και δυναμική καταπόνηση κατασκευών αντιστήριξης - Μέθοδοι ανάλυσης

Οι μέθοδοι ανάλυσης της συμπεριφοράς των αντιστηρίξεων, αποτέλεσε θέμα διερεύνησης από τις αρχές του 18ου αιώνα. Με την πάροδο του χρόνου αναπτύχθηκε μια πληθώρα θεωριών, με στόχο την όσο το δυνατόν ρεαλιστικότερη προσέγγιση της πραγματικής καταπόνησης τέτοιων κατασκευών, κάτω από στατικές αλλά και δυναμικές συνθήκες. Παρακάτω γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση των βασικότερων μεθόδων ανάλυσης που συνέβαλαν στην αντισεισμική επιστήμη, ώστε να γίνει κατανοητή η αναγκαιότητα ανάπτυξης νέων προσεγγίσεων για αυτό το ζήτημα.

Στατικές πιέσεις

Για την εκτίμηση της στατικής καταπόνησης των τοίχων αντιστήριξης πρέπει να υπολογιστούν οι στατικές ωθήσεις. Για αυτόν τον υπολογισμό έχουν αναπτυχθεί κυρίως

δύο θεωρίες: η θεωρία Coulomb και η θεωρία Rankine. Οι στατικές ωθήσεις επηρεάζονται σε μεγάλο βαθμό από τις μετακινήσεις (ή παραμορφώσεις) του εδάφους και του τοίχου. Αυτές διακρίνονται στις ενεργητικές και στις παθητικές εδαφικές ωθήσεις. Οι ενεργητικές εδαφικές ωθήσεις αναπτύσσονται καθώς ο τοίχος απομακρύνεται από το αντιστηριζόμενο έδαφος προκαλώντας εφελκυστικές παραμορφώσεις στο έδαφος, ενώ οι παθητικές εδαφικές ωθήσεις καθώς ο τοίχος κινείται προς το έδαφος που αντιστηρίζει, προκαλώντας θλιπτικές παραμορφώσεις σε αυτό. Στην περίπτωση που ο τοίχος δεν παραμορφώνεται καθόλου σε σχέση με την αρχική του γεωμετρία, λέμε ότι αναπτύσσονται ουδέτερες εδαφικές τάσεις (Μπίρος, 2014).

Ακόμα και κάτω από στατικές συνθήκες, η πρόβλεψη των πραγματικών στατικών ωθήσεων και παραμορφώσεων για το σύστημα του εδάφους-τοίχου αποτελεί ένα περίπλοκο πρόβλημα. Η συνηθέστερη προσέγγιση πραγματοποιείται με την εκτίμηση των ωθήσεων που ασκούνται στον τοίχο και στη συνέχεια με τον σχεδιασμό του τοίχου, έτσι ώστε να αντιστέκεται σε αυτές τις δυνάμεις, μέσω ενός συντελεστή ασφαλείας αρκετά υψηλό, ώστε οι παραγόμενες παραμορφώσεις να κινούνται μέσα σε επιτρεπόμενα πλαίσια (Μπίρος, 2014).

3.2.1 Πλευρικές εδαφικές πιέσεις

Η εκτίμηση των εδαφικών πιέσεων βασίζεται γενικά σε ανάλυση ενεργών τάσεων. Η πίεση του νερού των πόρων σε ένα πλήρως κορεσμένο έδαφος είναι υδροστατική, δηλαδή $u_H = u_V = u$, και έτσι υπάρχει μόνο μία τιμή. Η πίεση μέσα στην ορυκτή κοκκώδη δομή (η ενεργός τάση) δεν είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις. Η κατακόρυφη ενεργός τάση σε ένα έδαφος μπορεί να ληφθεί από απλή θεώρηση του βάθους πολλαπλασιασμένου με το φαινόμενο ή βυθισμένο ειδικό βάρος, και χρησιμοποιείται ως κύρια τάση σ_V' . Για το σχεδιασμό κατακόρυφων τοίχων, απαιτείται η οριζόντια ενεργός τάση σ_H' και χρησιμοποιείται ένας συντελεστής K για να συσχετίσει τις δύο τάσεις:

$$K = \frac{\sigma_H'}{\sigma_V'} \quad (3.1)$$

Για να προσδιοριστεί η οριζόντια τάση που δρα σε έναν τοίχο, λαμβάνονται υπόψη διάφοροι παράγοντες και ο τοίχος θεωρείται ότι είναι λείος. Το μέγεθος και το είδος της κίνησης ενός τοίχου έχει μεγάλη επίδραση στις αναπτυσσόμενες οριζόντιες τάσεις.

Επίδραση της οριζόντιας κίνησης

➤ Κατάσταση ηρεμίας

Έστω ένα στοιχείο εδάφους το οποίο βρίσκεται σε ηρεμία, χωρίς καμία κίνηση. Υπάρχει μια κατακόρυφη ενεργός τάση σ_v' και μια διαφορετική οριζόντια ενεργός τάση σ_H' , που και οι δύο είναι κύριες τάσεις και γι' αυτό μπορούν να απεικονιστούν σε έναν κύκλο Mohr. Το έδαφος προφανώς δεν βρίσκεται σε κατάσταση αστοχίας, και ο λόγος των τάσεων δίνεται από τον συντελεστή ουδέτερης ώθησης K_0 .

➤ Οριζόντια διαστολή – ενεργητική πίεση (Θεωρία Rankine – Σχ. 3.1 και 3.2)

Αυτή η θεωρία εξετάζει το λόγο των δύο κύριων τάσεων όταν το έδαφος έρχεται σε κατάσταση διατμητικής αστοχίας μέσα στη μάζα του (πλαστική ισορροπία). Η κατακόρυφη ενεργός τάση σ_v' στο έδαφος παραμένει σταθερή και, αφού έχει τη μεγαλύτερη τιμή, είναι η μέγιστη κύρια τάση. Καθώς το έδαφος διαστέλλεται οριζόντια όταν ο τοίχος απομακρύνεται από αυτό και ενεργοποιείται το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής του, η οριζόντια τάση στον τοίχο μειώνεται. Όταν ενεργοποιηθεί η αντοχή αστοχίας του εδάφους, η ελάχιστη οριζόντια τάση ονομάζεται ενεργητική πίεση p_a και είναι η ελάχιστη κύρια τάση. Η κατάσταση αντιπροσωπεύεται από έναν κύκλο Mohr που εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας (Barnes, 2000).

Η διατμητική αστοχία συμβαίνει σε γωνίες θ ως προς το κύριο επίπεδο, ώστε να σχηματιστεί ένα πλέγμα διατμητικών επιπέδων με γωνίες θ ως προς την οριζόντια πίσω από τον τοίχο, όπου:

$$\pm\theta = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \quad (3.2)$$

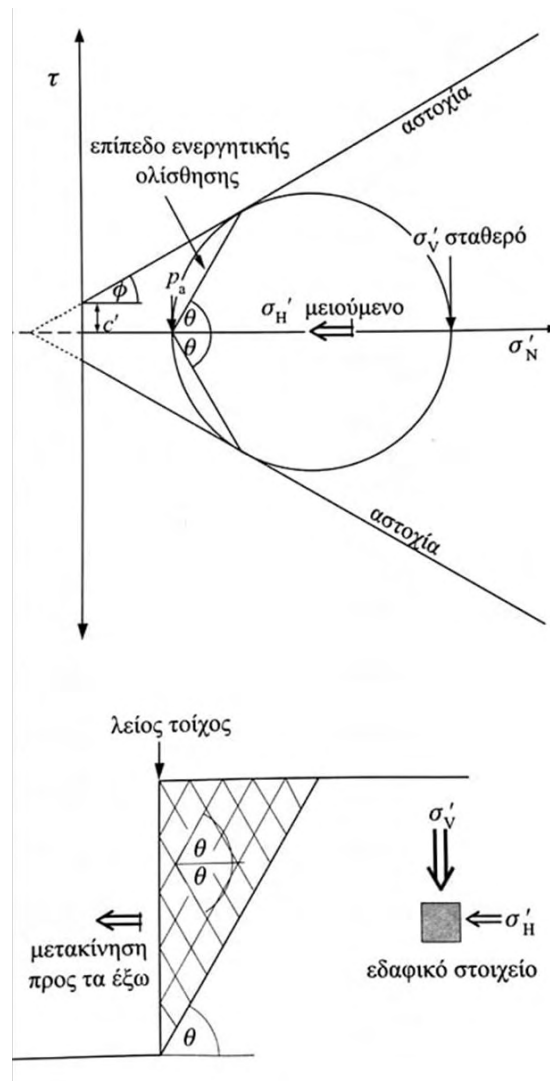
Η οριζόντια τάση ή ενεργητική πίεση p_a μπορεί να ληφθεί σε όρους κατακόρυφης τάσης από την γεωμετρία της περιβάλλουσας αστοχίας Mohr-Coulomb, όπως εξηγείται στο Σχήμα (3.1) και συνήθως δίνεται από τη σχέση:

$$\text{Ελάχιστο} \quad \sigma_H' = p_a = \sigma_v'^{K_a} - 2c'\sqrt{K_a} \quad (3.3)$$

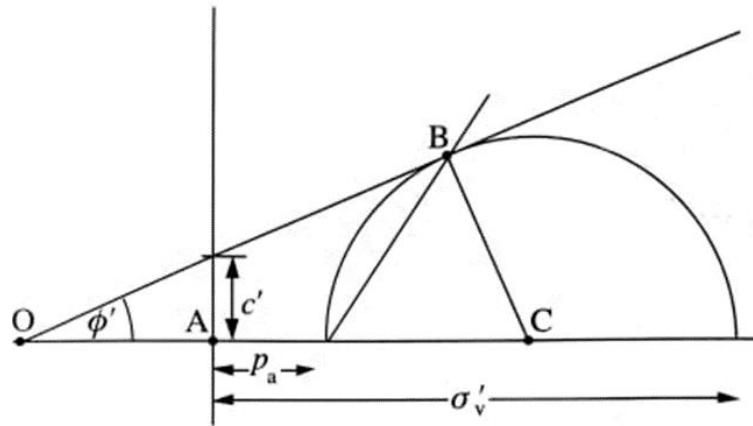
Όπου:

$$K_A = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (3.4)$$

Αυτή η τοπική κατάσταση τάσεων κατά Rankine συμβαίνει μόνο μέσα σε μια σφηνοειδή επιφάνεια οριζόμενη από γωνία θ ως προς την οριζόντιο. Το έδαφος έξω από αυτή τη σφήνα θεωρείται απαραμόρφωτο (Barnes, 2000).



Σχήμα 3.1: Ενεργητική κατάσταση Rankine (Barnes, 2000)



$$\sigma'_v + OA = OC + BC = OC(1 + \sin\phi')$$

$$p_a + OA = OC - BC = OC(1 - \sin\phi')$$

$$\frac{\sigma'_v + OA}{p_a + OA} = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'}$$

$$OA = \frac{c'}{\tan\phi'}$$

που δίνει

$$p_a = \sigma'_v \left(\frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} \right) - 2c' \sqrt{\frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'}}$$

Σχήμα 3.2: Ενεργητική πίεση Rankine (Barnes, 2000)

➤ Οριζόντια συμπίεση- παθητική πίεση (Θεωρία Rankine Σχ. 3.3)

Θεωρείται τοίχος ο οποίος μετακινείται ή ωθείται προς το έδαφος πίσω του. Η κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_v στο έδαφος παραμένει σταθερή αλλά η οριζόντια τάση σ'_h πρέπει να αυξηθεί μέχρι το έδαφος να φτάσει σε κατάσταση πλαστικής ισορροπίας. Η σ'_h θα είναι μεγαλύτερη από τη σ'_v , οπότε η τελευταία θα η είναι μεγαλύτερη κύρια τάση. Η μέγιστη οριζόντια τάση που απαιτείται για να προκαλέσει αστοχία του εδάφους ονομάζεται παθητική πίεση p_p και είναι η μέγιστη κύρια τάση. Αυτή η κατάσταση μπορεί να αντιπροσωπευθεί από έναν άλλο κύκλο Mohr (Σχ. 3.3) που εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας. Η διατμητική αστοχία θα συμβεί υπό γωνίες θ ως προς κύριο επίπεδο, ώστε να σχηματιστεί ένα πλέγμα διατμητικών επιπέδων υπό γωνίες θ με την κατακόρυφο, ή $90^\circ - \theta$ με την οριζόντια. Η οριζόντια τάση ή παθητική πίεση p_p μπορεί να

ληφθεί σε όρους κατακόρυφης τάσης από τη γεωμετρία της περιβάλλουσας αστοχίας Mohr- Coulomb, με παρόμοια διαδικασία όπως εξηγείται στο Σχήμα (3.2). Στην περίπτωση αυτή, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\text{Μέγιστο} \quad \sigma'_H = p_p = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (3.5)$$

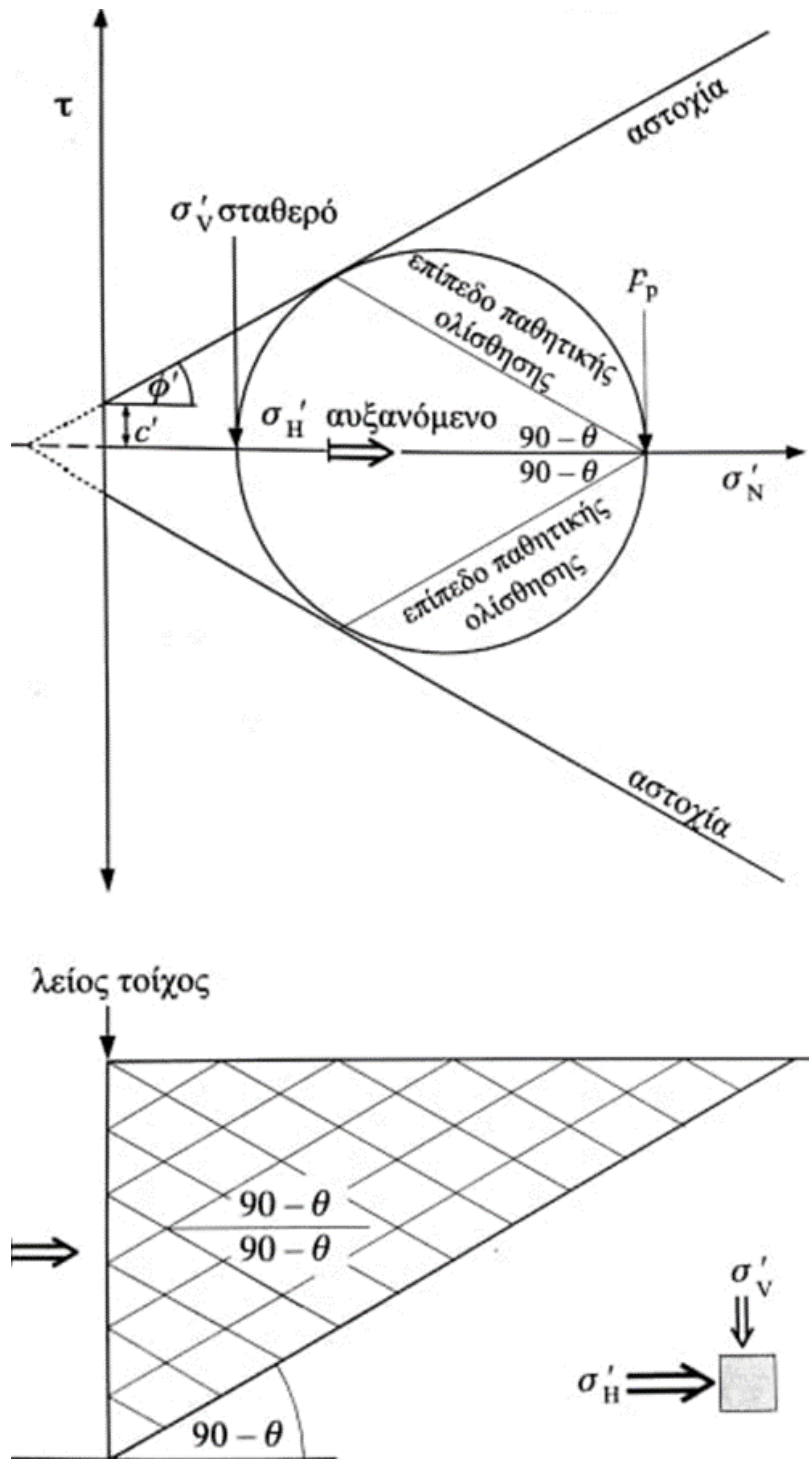
όπου:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (3.6)$$

Αυτή η τοπική κατάσταση τάσεων κατά Rankine συμβαίνει μόνο μέσα σε μια σφηνοειδή επιφάνεια οριζόμενη από τη γωνία $90^\circ - \theta$ ως προς την οριζόντια. Το έδαφος έξω από αυτή τη σφήνα θεωρείται απαραμόρφωτο (Barnes, 2000).

➤ Μέγεθος απαιτούμενης μετακίνησης (Σχ. 3.4)

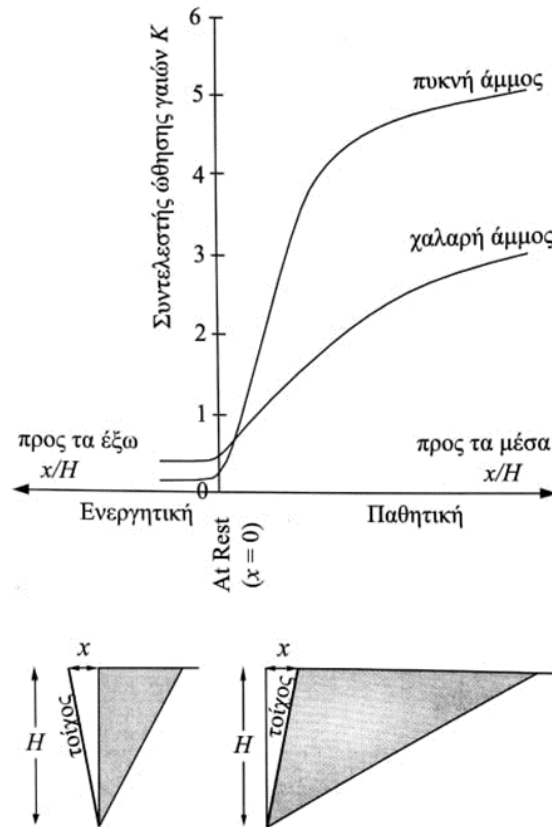
Γενικά, απαιτείται πολύ μεγαλύτερη μετακίνηση του τοίχου για να ενεργοποιηθεί η πλήρης τιμή της παθητικής πίεσης, σε σύγκριση με τις μικρές κινήσεις που απαιτούνται για να ενεργοποιηθεί η πλήρης τιμή της ενεργητικής. Μια τυπική σχέση για τις άμμους παρουσιάζεται στο Σχήμα (3.4), όπου το x αντιπροσωπεύει την προς τα μέσα ή προς τα έξω κίνηση του τοίχου. Έχει παρατηρηθεί ότι οι χαλαρές άμμοι δίνουν μεγαλύτερες ενεργητικές πιέσεις και δυνάμεις ανατροπής και μικρότερες παθητικές πιέσεις και δυνάμεις σταθεροποίησης από τις πυκνές άμμους. Κατά συνέπεια δεν βασίζομαστε ποτέ στην πλήρη τιμή της παθητικής πίεσης. Σε μερικές κατασκευές, όπου εμποδίζεται η διαρροή, όπως βάθρα γεφυρών, τοίχοι υπογείων με αντηρίδες ή αγκυρώσεις, και υπόγειοι αγωγοί, η οριζόντια πίεση που αναπτύσσεται είναι μεγαλύτερη από την ενεργητική πίεση και πλησιέστερα προς την κατάσταση “ηρεμίας”. Όταν στο έδαφος επικρατούν ήδη υψηλότερες τιμές του K_0 το μέγεθος της απαιτούμενης μετακίνησης που απαιτείται για να ενεργοποιηθούν οι ενεργητικές συνθήκες αυξάνεται, αφού απαιτείται μεγαλύτερη διαστολή (Barnes, 2000).



Σχήμα 3.3: Παθητική κατάσταση Rankine (Barnes, 2000)

Οι τοίχοι βαρύτητας, οι τοίχοι σε πρόβολο, οι πασσαλότοιχοι και οι ξύλινοι τοίχοι μπορούν να θεωρηθούν ότι διαρρέουν επαρκώς ώστε να ενεργοποιείται ολόκληρη η ενεργητική πίεση. Η παραμόρφωση η οποία απαιτείται για να ενεργοποιείται η πλήρης ενεργητική πίεση πίσω από έναν τοίχο θα ενεργοποιήσει μόνον ένα τμήμα της παθητικής

πίεσης εμπρός από τον τοίχο, και από την άλλη, απαιτείται μικρότερη μετακίνηση για να ενεργοποιηθούν οι παθητικές συνθήκες, αφού το έδαφος είναι ήδη πολύ συμπιεσμένο λόγω των υψηλών οριζόντιων τάσεων. Κάτω από αυτές τις συνθήκες, μπορεί να υποθεθεί ότι έχει ενεργοποιηθεί μεγαλύτερο τμήμα της παθητικής ώθησης (Barnes, 2000).



Σχήμα 3.4: Μετακινήσεις που απαιτούνται για την ενεργοποίηση της εδαφικής πίεσης (Barnes, 2000)

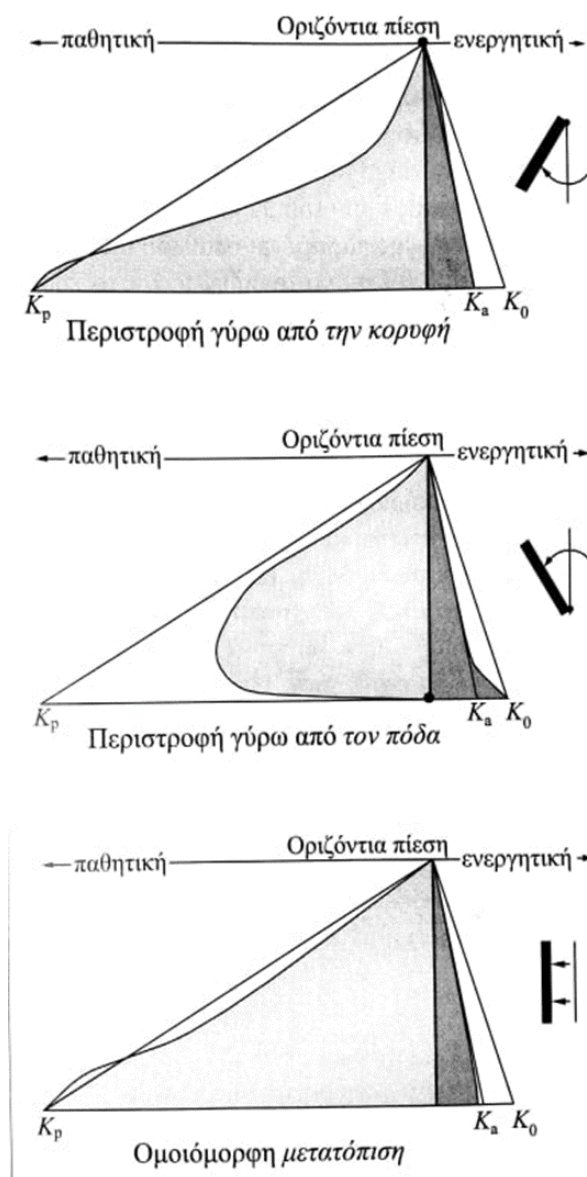
➤ Είδος μετακίνησης (Σχ. 3.5)

Οι εξισώσεις (3.3) και (3.5) δείχνουν ότι η ενεργητική p_a και η παθητική p_p αυξάνονται γραμμικά με το βάθος καθώς η κατακόρυφη τάση σ_v αυξάνεται ομοιόμορφα. Όμως, έχει διαπιστωθεί ότι προκύπτουν διαφορετικές κατανομές της πίεσης, οι οποίες εξαρτώνται από το αν η μετακίνηση του τοίχου συνίσταται σε:

- ❖ Περιστροφή περί την κορυφή του τοίχου
- ❖ Περιστροφή περί τον πόδα
- ❖ Ομοιόμορφη πλευρική μετατόπιση.

Στο Σχήμα (3.5), παρουσιάζονται τυπικές μεταβολές της πίεσης πίσω από ένα άκαμπτο τοίχο σε πυκνή άμμο, λόγω καθενός από τα παρακάτω είδη μετακινήσεων. Αυτές βασίζονται στις κατανομές που δίνονται από τους Padfield και Mair (1984) και το IStructE (1989).

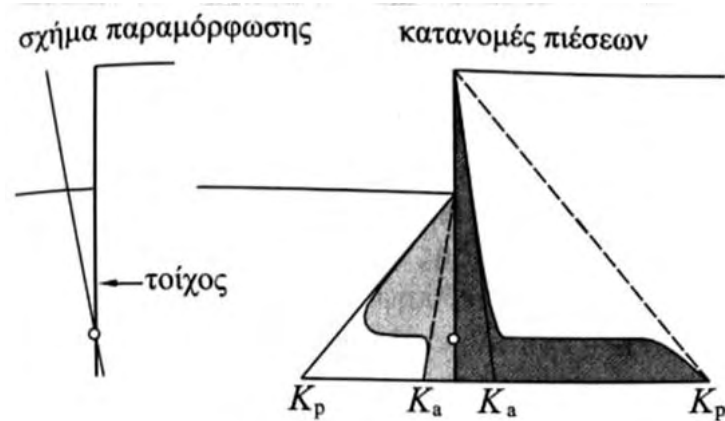
Έχει επίσης αποδειχθεί ότι η πλήρης παθητική και ενεργητική ώθηση ενεργοποιείται σε μικρές μετακινήσεις για περιστροφή περί την κορυφή και μετατόπιση, και για να ενεργοποιηθούν πλήρως αυτές οι ωθήσεις όταν συμβαίνει περιστροφή περί τον πόδα, απαιτούνται πολύ μεγαλύτερες περιστροφές (περίπου 2-3 φορές μεγαλύτερες).



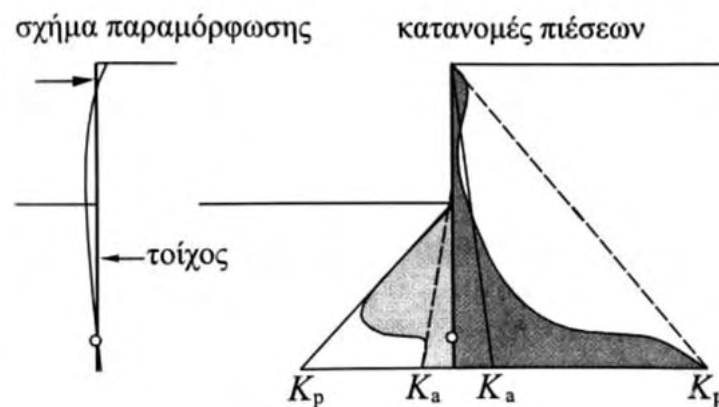
Σχήμα 3.5: Κατανομές πίεσης σε άκαμπτους τοίχους (Barnes, 2000)

Επίδραση ευκαμψίας και αντιστήριξης του τοίχου (Σχ. 3.6)

Οι τοίχοι από ατσάλινες πασσαλοσανίδες είναι πιο εύκαμπτοι από τους τοίχους-προβόλους από οπλισμένο σκυρόδεμα, τους έγχυτους διαφραγματικούς τοίχους, ή από συνεχείς αλληλοεφαπτόμενους έγχυτους πασσάλους. Αν ένας τοίχος παραμορφώνεται λόγω πλευρικής τάσης, επέρχεται μια ανακατανομή των τάσεων λόγω μεταφοράς τάσεων μεγαλύτερη, όταν ο τοίχος παραμορφώνεται περισσότερο (Barnes, 2000).



α) τοίχος σε πρόβολο



β) αντηριδωτός τοίχος

Σχήμα 3.6: Κατανομές πίεσης σε εύκαμπτους τοίχους (Barnes, 2000)

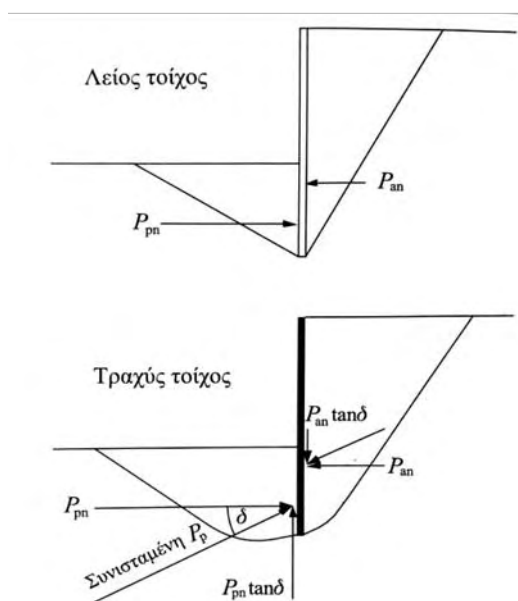
Αν η κορυφή του τοίχου υποστηρίζεται από ένα στήριγμα, από μια αντηρίδα, ή ένα ακύριο, το φορτίο συγκεντρώνεται σε αυτή την περιοχή με μια αυξανόμενη πίεση πίσω από τον τοίχο, η οποία μπορεί να φτάσει την παθητική πίεση. Καθώς το βάθος εισαγωγής του τοίχου στο έδαφος αυξάνεται, το κάτω μέρος του τοίχου συμπεριφέρεται σε

μεγαλύτερο βαθμό ως πακτωμένο και εμποδίζεται η στροφή. Αυτή η πάκτωση εξασφαλίζεται από την παθητική ώθηση πίσω από τον τοίχο στην στάθμη του ποδός του.

Επίδραση της τριβής στον τοίχο (Σχ. 3.7)

Η θεωρία του Rankine υποθέτει ότι η επιφάνεια του τοίχου είναι λεία, αλλά στην πράξη συνήθως είναι τραχεία. Αν το έδαφος μετακινηθεί προς τα κάτω ή προς τα επάνω σε σχέση με τον τοίχο, αναπτύσσεται διατμητική τάση που προκαλεί τριβή η οποία ορίζεται από τη σχέση $f_s = \sigma_H' \tan \delta$, αν οφείλεται σε τριβή και συνάφεια, και από τη σχέση $c_a = c_w$ αν οφείλεται σε συνοχή.

Αν η καθίζηση του τοίχου είναι αμελητέα αλλά αυτός περιστρέφεται ή μετακινείται εγκάρσια, η ενεργητική σφηνοειδής επιφάνεια θα παρουσιάσει καθίζηση σε σχέση με τον τοίχο και η παθητική σφηνοειδής επιφάνεια θα ανυψωθεί σε σχέση με αυτόν. Οι δυνάμεις που ασκούνται τότε είναι οι P_{an} και P_{pn} κάθετα στον τοίχο και $P_{an} \tan \delta$ που δρα προς τα κάτω στην ενεργητική πλευρά (Barnes, 2000).



Σχήμα 3.7: Επίδραση της τριβής στον τοίχο (Barnes, 2000)

Θεωρία Coulomb – ενεργητική ώθηση (Σχ. 3.8)

Οι επιδράσεις της τριβής του τοίχου, της κλίσης του τοίχου και της κλίσης της επιφάνειας του εδάφους μπορούν να συμπεριληφθούν χρησιμοποιώντας τη μέθοδο που προτάθηκε από τον Coulomb. Θεωρείται μια ευθεία δοκιμαστική επιφάνεια που αποτελεί το σύνορο της σφηνοειδούς επιφάνειας του βάρους W , όπως φαίνεται στο Σχήμα (3.8).

Καθώς η σφηνοειδής επιφάνεια μετακινείται προς τα κάτω λόγω της βαρύτητας, θεωρείται ότι ενεργοποιείται η πλήρης διατμητική αντοχή του εδάφους στο υποτιθέμενο επίπεδο αστοχίας, και η τριβή του τοίχου ή η συνάφεια ενεργοποιούνται στο πίσω μέρος του τοίχου. Η διατμητική αντοχή και η τριβή του τοίχου στηρίζουν τη σφηνοειδή επιφάνεια του εδάφους, και έτσι η ενεργητική ώθηση που μεταφέρεται στον τοίχο είναι μικρότερη για ανθεκτικότερο έδαφος και μεγαλύτερη τριβή του τοίχου (Barnes, 2000).

Το W είναι γνωστό από το μέγεθος της σφηνοειδούς επιφάνειας και το ειδικό βάρος του εδάφους. Οι διευθύνσεις των συνιστωσών δυνάμεων που δρουν στη σφήνα, R και P_a είναι γνωστές. Γι' αυτό, υποθέτοντας $c' = 0$, μπορούμε να συμπληρώσουμε το τρίγωνο των δυνάμεων για να προκύψει μια τιμή για την P_a της δοκιμαστικής επιφάνειας που εκλέχθηκε. Η μέθοδος επαναλαμβάνεται για έναν αριθμό δοκιμαστικών επιπέδων αστοχίας ώστε να προκύψει η μέγιστη τιμή P_a . Με βάση τη γεωμετρία της σφήνας, μπορούν να προσδιοριστούν οι τιμές των P_a και W ως συναρτήσεις των α, β, θ και δ . Η μέγιστη τιμή της συνισταμένης P_a δίνεται από τη σχέση:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3.7)$$

Όπου, το P_a προσδιορίζεται από την Εξίσωση του Coulomb με την παραδοχή ότι:

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \quad (3.7)$$

$$K_a = \left(\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha + \delta)] + \left[\frac{\sin(\varphi + \delta \sin(\varphi - \beta)]}{\sin(\alpha - \beta)} \right]}} \right)^2 \quad (3.8)$$

Το σημείο αναφοράς εφαρμογής της ώθησης P_a (ή της P_{an}) μπορεί να ληφθεί στο $1/3H$ κατακόρυφα πάνω από τη βάση του τοίχου, με την παραδοχή ομοιόμορφης κλίσης του εδάφους β . Εάν η επιφάνεια του εδάφους είναι ακανόνιστη, πρέπει να προσδιοριστεί το κέντρο βάρους της κρίσιμης σφήνας αστοχίας (που δίνει τη μέγιστη ώθηση). Το σημείο εφαρμογής της ενεργητικής ώθησης υποτίθεται ότι είναι το σημείο όπου μια ευθεία, που

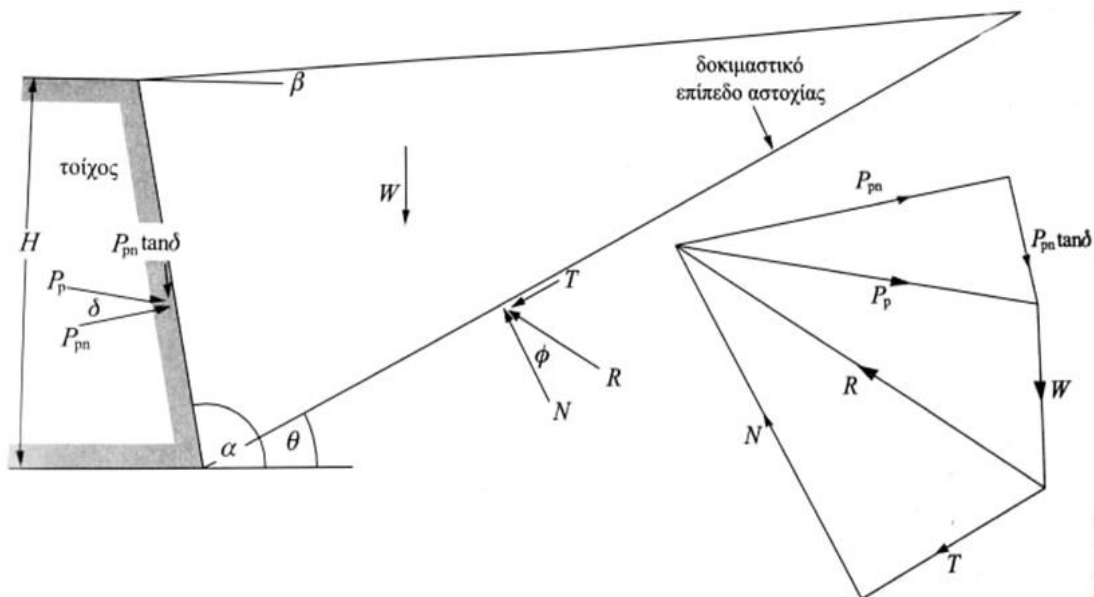
σφήνας, οπότε η παθητική ώθηση η οποία μεταφέρεται στον τοίχο θα είναι μεγαλύτερη για ισχυρότερα εδάφη και μεγαλύτερη τριβή του τοίχου (Barnes, 2000).

Οι διευθύνσεις των συνιστωσών δυνάμεων R που δρουν στη σφήνα και η παθητική ώθηση P_p είναι γνωστές και έτσι, υποθέτοντας $c' = 0$, μπορούμε να συμπληρώσουμε το τρίγωνο των δυνάμεων και να πάρουμε την τιμή του P_p για τη δοκιμαστική επιφάνεια που εκλέχθηκε. Η μέθοδος επαναλαμβάνεται για μια σειρά δοκιμαστικών επιπέδων αστοχίας ώστε να προκύψει η ελάχιστη τιμή P_p . Με βάση τη γεωμετρία της σφήνας, μπορούν να προσδιοριστούν οι τιμές των P_p και W ως συναρτήσεις των α, β, θ και δ . Η μικρότερη τιμή της συνισταμένης P_p δίνεται από τη σχέση:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (3.9)$$

Όπου P_p είναι:

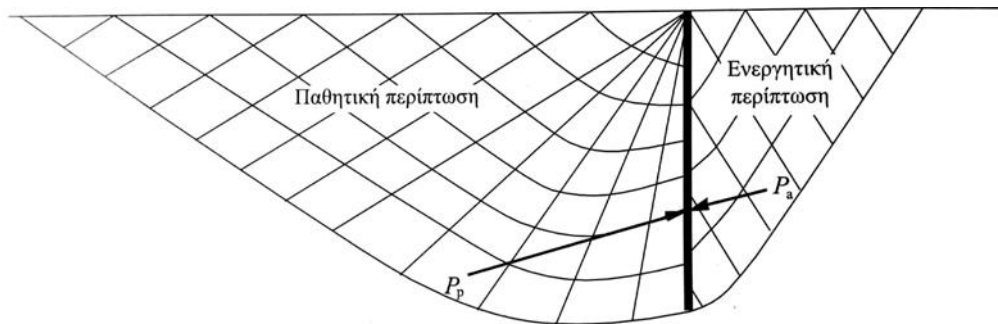
$$K_p = \left(\frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)]} - \sqrt{\left[\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)} \right]}} \right)^2 \quad (3.10)$$



Σχήμα 3.9: Θεωρία Coulomb – παθητική ώθηση (για μικρές τιμές του δ) (Barnes, 2000)

Περιορισμοί Θεωρίας Coulomb (Σχ. 3.10)

Οι δοκιμαστικές επιφάνειες αστοχίας θεωρούνται επίπεδες και για την ενεργητική και για την παθητική κατάσταση, ενώ στην πράξη οι πραγματικές επιφάνειες αστοχίας και έχουν τα κατώτερα τμήματα τους καμπύλα, λόγω της τριβής του τοίχου. Για την ενεργητική περίπτωση, το σφάλμα της υπόθεσης επίπεδης επιφάνειας είναι μικρό, και το K_a υποεκτιμάται σχετικά. Για την παθητική περίπτωση, με την προϋπόθεση ότι η τριβή του τοίχου είναι χαμηλή, αλλά για τιμές του $\delta > \varphi^3$ το σφάλμα γίνεται μεγάλο, και το K_p προκύπτει σημαντικά υπερεκτιμημένο. Γι' αυτό, η προσέγγιση που υιοθετείται συχνά είναι να χρησιμοποιούνται συντελεστές ώθησης γαιών (Barnes, 2000).



Σχήμα 3.10: Καμπύλες επιφάνειες αστοχίας λόγω τριβής του τοίχου (Barnes, 2000)

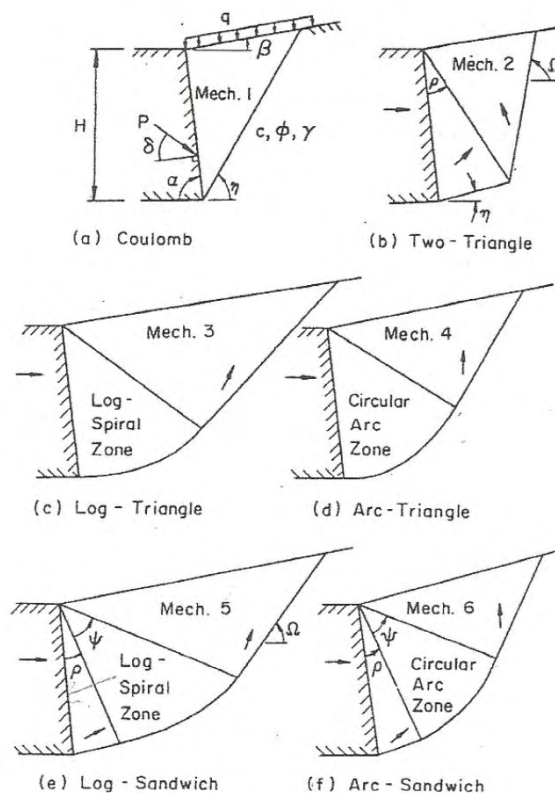
Μεθοδολογία Rosenfarb & Chen

Τόσο η μέθοδος υπολογισμού των εδαφικών ωθήσεων μέσω της θεωρίας του Rankine όσο και αυτή του Coulomb, οι οποίες παρουσιάστηκαν παραπάνω, οδηγούν σε μη ρεαλιστικές προβλέψεις κυρίως σε ότι αφορά τους συντελεστές παθητικών ωθήσεων, λόγω της αδυναμίας τους στην πρόβλεψη της σωστής επιρροής της τριβής στην διεπιφάνεια τοίχους εδάφους (Κακογιάννου, 2011).

Το πρόβλημα αυτό είχε εντοπιστεί ήδη από πολύ νωρίς και πρώτοι οι Caquot & Kerisel (1948) δημοσίευσαν πίνακες οι οποίοι περιείχαν τιμές τόσο για τους συντελεστές ενεργητικών όσο και παθητικών ωθήσεων βασιζόμενοι σε μη ευθύγραμμες επιφάνειες αστοχίας. Σύμφωνα με τον Bowles (1997) αργότερα αρκετοί ακόμα ερευνητές όπως οι Janbu (1957) και οι Shields και Toluany (1973) πρότειναν τιμές για τους συντελεστές ωθήσεως γαιών βασιζόμενοι σε καμπύλες επιφάνειες αστοχίας, χρησιμοποιώντας την μέθοδο των λωρίδων όπως ακριβώς στην ανάλυση της ισορροπίας πρανών. Από ότι φαίνεται πρώτος ο Sokolovski (1960) πρότεινε λύσεις βασισμένες πάνω στην θεωρία της

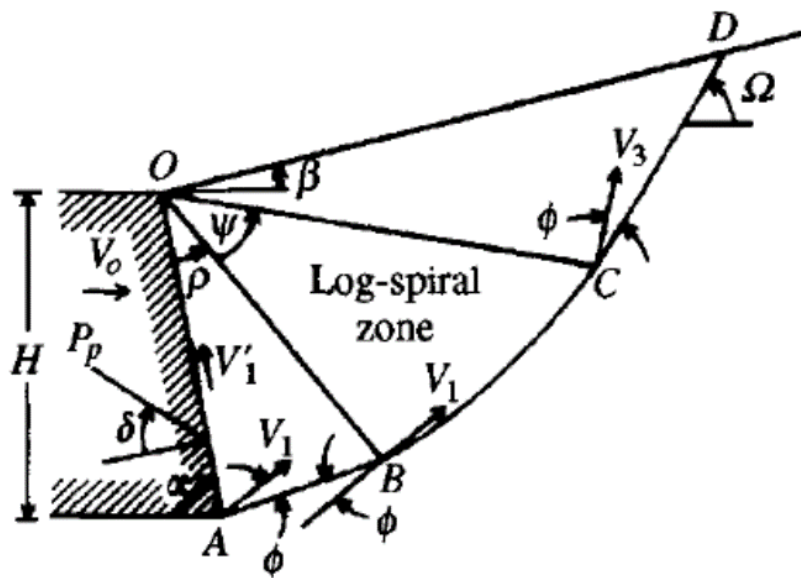
πλαστικότητα ενώ η πιο διαδεδομένη μέθοδος για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών μέσω αρχών της θεωρίας της πλαστικότητας είναι αυτή των Rosenfarb και Chen (1972).

Οι Rosenfarb και Chen όπως αναφέρεται στον Chen (1975) πραγματοποίησαν οριακές αναλύσεις (limit analysis) προσδιορισμού τόσο του άνω (upper bound) όσο και του κάτω ορίου (lower bound) για την εύρεση της οριακής τιμής της δύναμης, η οποία ασκείται στην διεπιφάνεια τοίχου εδάφους από ένα εδαφικό πρίσμα το οποίο βρίσκεται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας πίσω από τον τοίχο τόσο για την περίπτωση ενεργητικών όσο και παθητικών συνθηκών. Η ανάλυση τους αφορούσε σε τοίχο με κεκλιμένη επιφάνεια επαφής με το έδαφος (γωνία α ως προς την οριζόντιο), γωνία τριβής δ στην διεπιφάνεια μεταξύ τοίχου και εδάφους και κεκλιμένο έδαφος πίσω από τον τοίχο με γωνία κλίσης β ως προς το οριζόντιο επίπεδο (Σχ. 3.11). Σε ό, τι αφορά την μορφή του εδαφικού πρίσματος το οποίο σχηματίζεται πίσω από τον τοίχο δοκίμασαν έξι διαφορετικούς μηχανισμούς αστοχίας που αντιστοιχούν σε έξι διαφορετικές θεωρήσεις σχετικά με τη μορφή της επιφάνειας αστοχίας και οι οποίες φαίνονται στο Σχήμα (3.12).



Σχήμα 3.11: Μορφή των μηχανισμών αστοχίας που χρησιμοποιήθηκαν κατά τους αναλύσεις από τους Rosenfarb και Chen (1972) (Κακογιάννου, 2011)

Όπως φαίνεται στο Σχήμα (3.11), οι μηχανισμοί αυτοί περιλάμβαναν τόσο απλές μορφές αστοχίας με ευθύγραμμη επιφάνεια (Σχ.3.11.α), η οποία είναι ίδια με την μορφή του εδαφικού πρίσματος που θεώρησε ο Coulomb όσο και πιο σύνθετες μορφές αστοχίας οι οποίες λαμβάνουν υπόψη τους μη ευθύγραμμη επιφάνεια αστοχίας. Από τους παραπάνω μηχανισμούς αστοχίας κατόπιν συγκρίσεων των αποτελεσμάτων τόσο μεταξύ τους όσο και με τις μέχρι τότε ευρέως αποδεκτές λύσεις, όπως αυτές του Sokolovski (1960) κατέληξαν ότι ο μηχανισμός ο οποίος οδηγεί στα πιο αξιόπιστα αποτελέσματα είναι ο Log - Sandwich (Σχ.3.11.ε). Σύμφωνα με τον μηχανισμό Log – Sandwich, (Σχ. 3.12) η επιφάνεια αστοχίας του εδαφικού πρίσματος προσομοιώνει την καμπύλη επιφάνεια αστοχίας μέσω δύο ευθύγραμμων τμημάτων AB και CD μεταξύ των οποίων παρεμβάλλεται ένα καμπύλο τμήμα BC το οποίο είναι τμήμα λογαριθμικής σπείρας. Το μήκος της κάθε επιφάνεια αστοχίας ελέγχεται από τις γωνίες ρ και ψ .



Σχήμα 3.12: Μηχανισμός αστοχίας τύπου Log – Sandwich κατά τους Rosenfarb και Chen (1972) υπό παθητικές συνθήκες (Κακογιάννου, 2011)

Με βάση τον ανωτέρω μηχανισμό και κατάλληλες παραδοχές σχετικά με την κινηματική των επιμέρους εδαφικών πρισμάτων, οι Rosenfarb και Chen κατέληξαν σε αναλυτικές σχέσεις, οι οποίες δίνουν τους συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων τόσο για το τμήμα των ωθήσεων το οποίο οφείλεται στο βάρος των γαιών και την τυχόν επιφόρτιση, όσο και για το τμήμα που οφείλεται στον όρο της συνοχής.

Για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών με βάση τους ανωτέρω συντελεστές χρησιμοποιούνται οι σχέσεις (3.11) και (3.12) για την ενεργητική και την παθητική κατάσταση αστοχίας αντίστοιχα (Κακογιάννου, 2011).

$$\sigma_{\alpha}(z) = K_{\alpha}[\gamma \times z + q - u] + u - c \times K_{\alpha c} \quad (3.11)$$

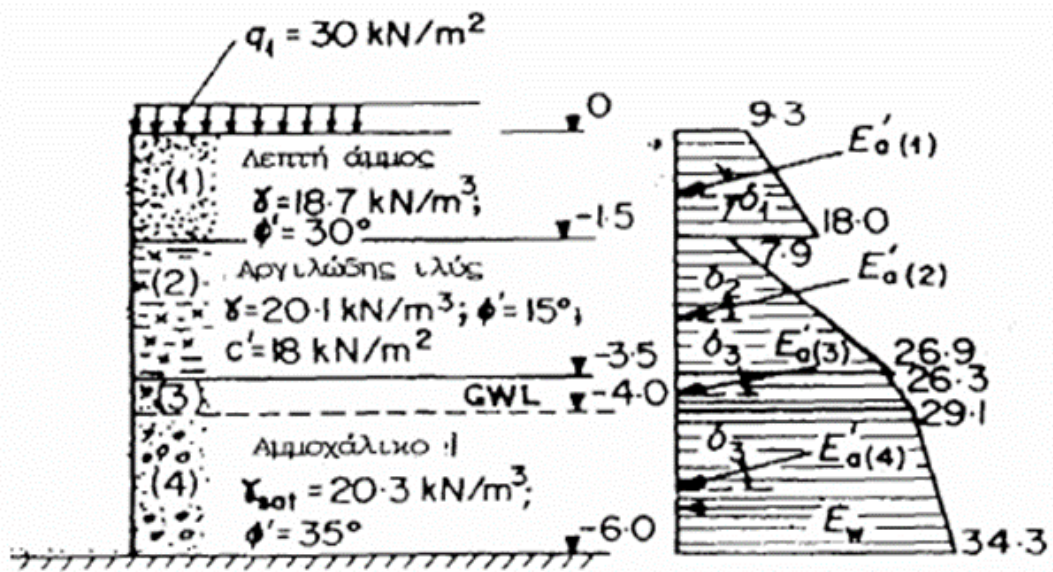
$$\sigma_{\rho}(z) = K_{\rho}[\gamma \times z + q - u] + u + c \times K_{\rho c} \quad (3.12)$$

3.3. Παράγοντες επίδρασης στις ωθήσεις γαιών

Πολυστρωματικό έδαφος

Σε πολλές περιπτώσεις έργων αντιστήριξης, το έδαφος που αντιστηρίζεται, δεν αποτελείται μόνο από ένα στρώμα, αλλά με το βάθος, παρατηρούνται στρώσεις εδάφους διαφορετικών ιδιοτήτων. Αυτό έχει σαν συνέπεια να αλλάζουν και καθοριστικές τιμές του εδάφους, όπως το ειδικό βάρος, η συνοχή και η γωνία εσωτερικής τριβής. Επακόλουθο λοιπόν, είναι να διαφέρουν οι συντελεστές K_{α} , K_{ρ} , και $K_{\alpha c}$ όταν ανήκουν σε διαφορετικές στρώσεις.

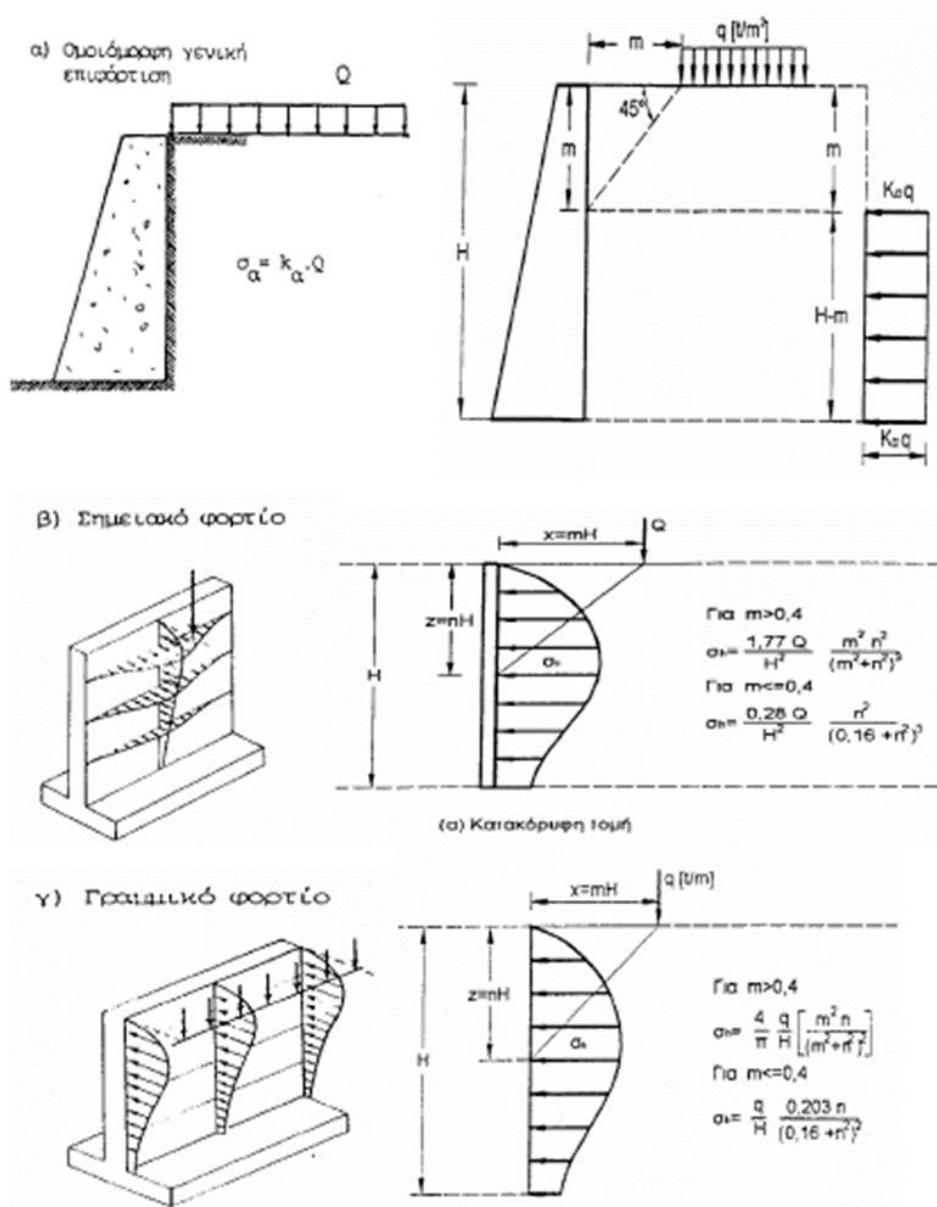
Η περίπτωση αυτή αντιμετωπίζεται εύκολα με την εφαρμογή της θεωρίας του Rankine, καθώς δίνει άμεσα τις τιμές των ωθήσεων σε κάθε βάθος, κατ' επέκταση και σε κάθε στρώση. Έτσι εφόσον υπολογισθούν οι αντίστοιχοι συντελεστές ωθήσεων για κάθε στρώση, υπολογίζονται στη συνέχεια οι ενεργές κατακόρυφες ορθές τάσεις στα χαρακτηριστικά σημεία των στρώσεων. Αυτά τα σημεία είναι το πάνω και κάτω όριο κάθε στρώσης. Οπότε στο βάθος που τελειώνει η μία στρώση και αρχίζει η επόμενη, θα υπολογισθούν δύο τιμές της ώθησης για την ίδια τιμή του βάθους (z). Η πρώτη θεωρείται ότι είναι η τιμή της ώθησης, αν υποθεθεί ότι το σημείο ανήκει μόνο στην πάνω στρώση και η δεύτερη, αντίστοιχα αν θεωρηθεί ότι το σημείο ανήκει στην κάτω στρώση. Το διάγραμμα που θα προκύψει με αυτόν τον τρόπο, θα εμφανίζει άλματα και θλάσεις που θα προέρχονται από την γραμμική ένωση των τιμών των ωθήσεων στο ανώτερο και κατώτερο επίπεδο κάθε στρώσης. Στο Σχήμα (3.13) δίνεται ένα τυπικό παράδειγμα κατανομής των ενεργών ωθήσεων πολυστρωματικού εδάφους με επιφόρτιση της επιφάνειας (Τσότσος, 1991).



Σχήμα 3.13: Κατανομή ενεργών ωθήσεων σε πολυστρωματικό έδαφος (Τσότσος, 1991)

Επιφορτίσεις

Κατά την κατασκευή έργων αντιστήριξης, συχνά αντιμετωπίζεται το πρόβλημα της παρουσίας φορτίων. Τα φορτία ανάλογα με τη μορφή τους επηρεάζουν την κατανομή των ωθήσεων και συνεπώς πρέπει να υπολογίζεται η επίδρασή τους κατά το σχεδιασμό του έργου. Στο Σχήμα (3.14), φαίνονται ειδικές περιπτώσεις φορτίων και το πως επιδρούν στις πλευρικές ωθήσεις (Τσότσος, 1991).



Σχήμα 3.14: Μορφές φορτίων και μέγεθος πλευρικών ωθήσεων που προκαλούν οι διάφορες περιπτώσεις φορτίων στην επιφάνεια (Τσότσος, 1991, Κολέτσος, 2002)

Κατά την απλή περίπτωση του ομοιόμορφου κατανομημένου επιφανειακού φορτίου Q , η Σχέση (3.13), που δίνει την ώθηση, τροποποιείται ως εξής:

$$\sigma_{ha} = K_a(\gamma H + Q) \quad (3.13)$$

Στην περίπτωση του σημειακού φορτίου, όπως και στις περιπτώσεις του παράλληλου γραμμικού φορτίου και της παράλληλης λωρίδας, είναι προτιμότερο, σύμφωνα με την

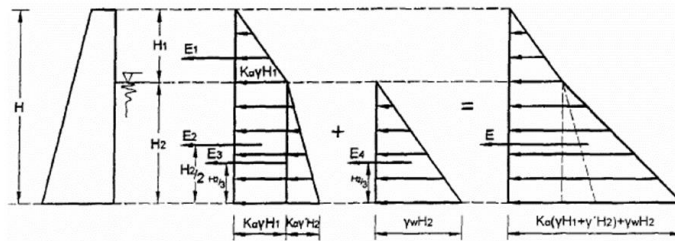
άποψη του Terzaghi (1954) και των Spangler και Mickle (1956), να αντιμετωπίζεται το πρόβλημα με βάση ορισμένες πραγματικές μετρήσεις, με τη χρήση της ελαστικής θεωρίας. Προτείνονται έτσι σχέσεις υπολογισμού της s_h ανεξάρτητες από τις ελαστικές σταθερές και εξαρτώμενες από τα γεωμετρικά στοιχεία, όπως αυτά φαίνονται στο Σχήμα (3.14) (Τσότσος, 1991). Κύρια παράμετρος είναι η απόσταση του φορτίου από το μέτωπο του τοίχου, X , η οποία εμφανίζεται με τον αδιάστατο λόγο:

$$m = \frac{X}{H} \quad (3.14)$$

Επίδραση του νερού και διατάξεις αποστράγγισης

Ο ρόλος του νερού είναι καθοριστικός σε κάθε κατασκευαστικό έργο αντιστήριξης. Η παρουσία του νερού στο έδαφος από τη μία αυξάνει την εδαφική δράση και από την άλλη, μειώνει την εδαφική αντοχή. Έτσι όταν διανοίγεται μία εκσκαφή σε άργιλο, οι πιέσεις πόρων στο μέτωπο γίνονται αρνητικές, η διατμητική αντοχή αυξάνεται και το έδαφος διογκώνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, μέχρι μετά από κάποιο χρονικό διάστημα, να δημιουργηθούν συνθήκες μόνιμης ροής, οπότε το φαινόμενο αντιστρέφεται και η πίεση των πόρων αυξάνεται ενώ η εδαφική αντοχή μειώνεται. Το γεγονός αυτό οδηγεί το μέτωπο σε μεγάλες μετακινήσεις και ενδεχομένως σε κατάρρευση.

Γενικά, επειδή η υδραυλική συμπεριφορά του εδάφους δεν είναι απολύτως γνωστή, εξαιτίας της παρουσίας ρωγμών, της ανισοτροπίας της διαπερατότητας κ.λπ. θα πρέπει να προβλέπονται κατάλληλα συστήματα αποστράγγισης (Κωστόπουλος, 1998). Οι μορφές που μπορεί να εμφανιστεί το νερό στα έργα αντιστήριξης είναι: με τη μορφή της πίεσης των πόρων, οπότε αυξάνει το βαθμό κορεσμού, το ειδικό βάρος του εδάφους και τελικά τις ωθήσεις (Τσότσος, 1991). Με τη μορφή του ελεύθερου νερού όταν πίσω από το έργο ανέβει η στάθμη, δημιουργείται η ανάπτυξη υδροστατικών πιέσεων Στο Σχήμα (3.15) φαίνεται η κατανομή των τάσεων στην περίπτωση μερικώς βυθισμένου εδάφους.



Σχήμα 3.15: Διαγράμματα τάσεων μερικώς βυθισμένου εδάφους (Κολέτσος, 2002)

Για τον υπολογισμό των ωθήσεων του εδάφους σε τέτοιες περιπτώσεις, λαμβάνεται υπόψη το φαινόμενο ειδικό βάρος του βυθισμένου εδάφους, σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \quad (3.15)$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα (3.15), η ενεργός τάση στη στάθμη του υπόγειου νερού θα είναι: $a \ 1 \ K \ \gamma H$, οπότε η ενεργός ώθηση της εδαφικής στρώσης πάχους H_1 θα είναι:

$$E_1 = \frac{1}{2} K_\alpha \gamma H_1 \quad (3.16)$$

Η ενεργός τάση $a \ 1 \ K \ \gamma H$ παραμένει σταθερή σε όλο το ύψος H_2 , οπότε προκαλεί μια επιπλέον φόρτιση στη στρώση H_2 , ίση με: $E_2 = K_\alpha \gamma H_1 H_2$ (εμβαδόν ορθογωνίου των τάσεων), η E_2 ενεργεί σε ύψος $\frac{H_2}{2}$ από τη βάση του τοίχου. Η ώθηση του βυθισμένου εδάφους είναι:

$$E_3 = \frac{1}{2} K_\alpha \gamma' H_2^2 \quad (3.17)$$

και η υδροστατική πίεση:

$$E_4 = \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (3.18)$$

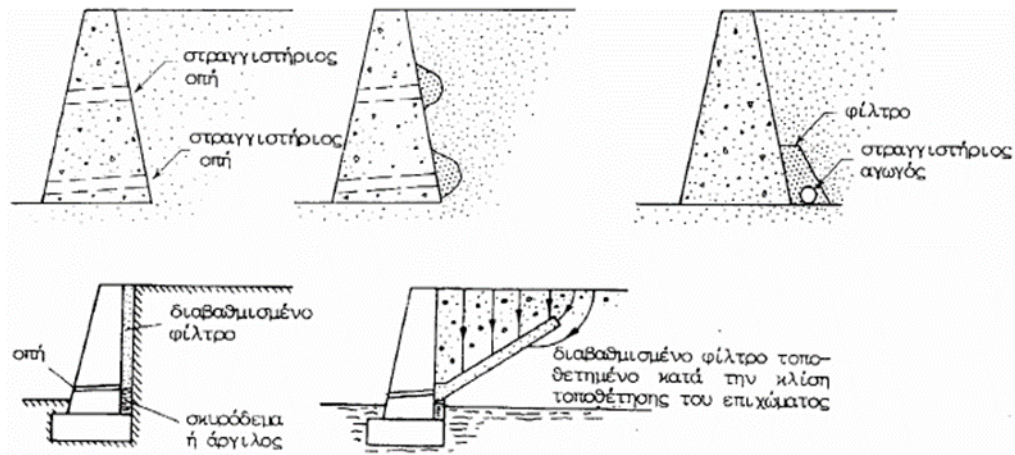
Επομένως, η συνολική πλευρική πίεση είναι ίση με το άθροισμα των παραπάνω πιέσεων:

$$E = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 \quad (3.19)$$

Δηλαδή:

$$E_1 = \frac{1}{2} K_\alpha \gamma H_1 + K_\alpha \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} K_\alpha \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (3.20)$$

Αν εφαρμοστεί ο παραπάνω τρόπος υπολογισμού για πλήρως βυθισμένο έδαφος, θα προκύψει ότι όταν το νερό φτάνει μέχρι τη στέψη του τοίχου, σε σχέση με “στεγνό” έδαφος, οι πλευρικές ωθήσεις υπερδιπλασιάζονται. Για αυτό το λόγο, κατασκευάζονται στραγγιστήριες οπές στο μέτωπο του έργου και έργα στην επίχωση, ώστε να διευκολύνεται η στράγγιση, Σχήμα (3.16) (Κολέτσος, 2002).

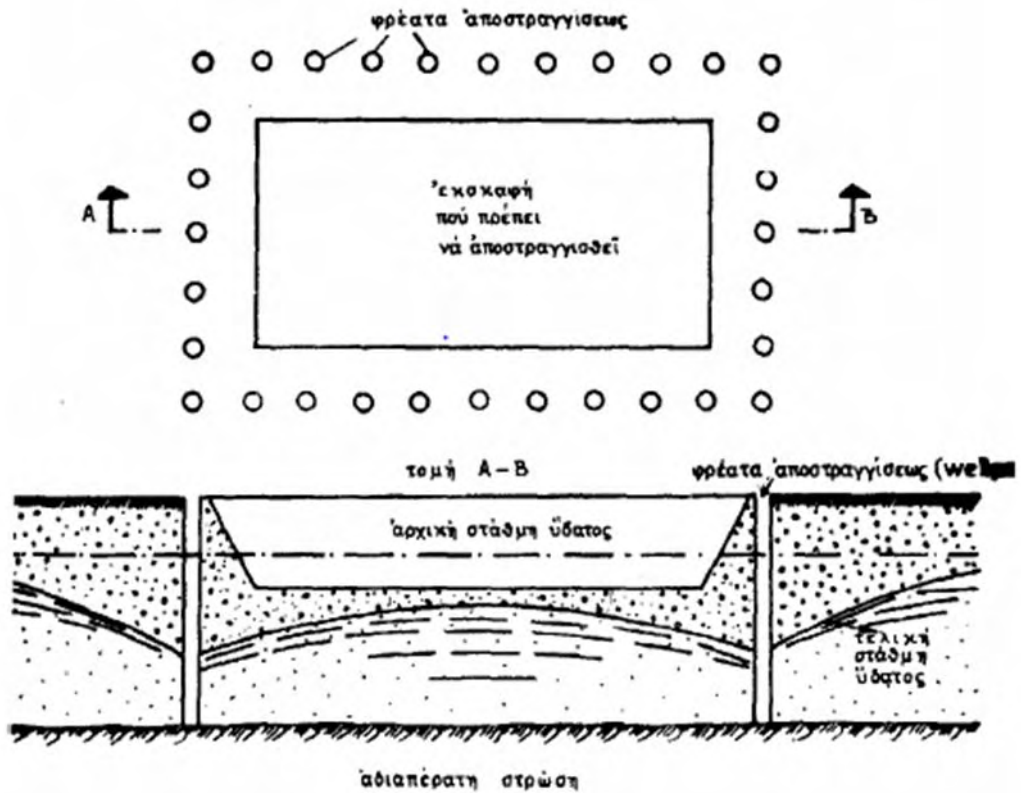


Σχήμα 3.16: Στραγγιστήριες οπές και ορισμένες τυπικές διατάξεις (Τσότσος, 1991)

Σε περιπτώσεις εκσκαφών που βρίσκονται μακριά από τη θάλασσα, ή και κοντά σε αυτή, όταν το έδαφος είναι αρκετά αδιαπέρατο, η πιο συνηθισμένη και η οικονομικότερη λύση, είναι η άντληση του υπόγειου νερού. Υπάρχουν δύο επιλογές στον τρόπο άντλησης:

- Άντληση μετά την εκσκαφή. Απαιτεί απλούστερο εξοπλισμό και προτιμάται στις παρακάτω περιπτώσεις:
 - Όταν το εργοτάξιο είναι σχετικά μικρό
 - όταν το βάθος της εκσκαφής μέσα στο νερό είναι μικρό
 - όταν είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν πασσαλοσανίδες
 - για εδάφη χαλικώδη
 - για εδάφη αργιλώδη, για τα οποία δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί άλλη μέθοδος.
- Άντληση πριν την εκσκαφή. Στην περίπτωση αυτή τα φρεάτια άντλησης, τοποθετούνται έξω από τη ζώνη της εκσκαφής και γίνεται ταπείνωση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα, σε μεγάλη περιοχή μέσα και έξω από το

εργοτάξιο πριν αρχίσουν οι εργασίες της εκσκαφής (Σχήμα 3.17) (Βαλαλάς, 1986).



Σχήμα 3.17: Αποξήρανση εκσκαφής με ταπείνωση της στάθμης του νερού (Βαλαλάς, 1986)

4. ΘΕΩΡΙΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ

4.1 Αναγκαιότητα κατασκευών αντιστήριξης

Κατασκευές αντιστήριξης θεωρούνται όλα τα τεχνικά έργα, τα οποία επιτρέπουν την υλοποίηση μίας απότομης αλλαγής της στάθμης στην επιφάνεια της γης, κατά τέτοιο τρόπο, ώστε το σύστημα έδαφος-κατασκευή να έχει περιορισμένες μετατοπίσεις ή οριακά να συγκρατείται (Κωστόπουλος, 1998). Οι κατασκευές αντιστήριξης βρίσκουν εφαρμογή κυρίως σε περιπτώσεις κατάλυσης της εδαφικής συνέχειας από μια εκσκαφή, κάτω από τη φυσική επιφάνεια του εδάφους, όπως κατά τη διάνοιξη δρόμων σε δύσκολο γεωγραφικό ανάγλυφο με απότομα πρανή.

Επίσης είναι σύνηθες φαινόμενο να χρησιμοποιούνται κατά την κατασκευή υπόγειων χώρων σε αστικές περιοχές, όταν μάλιστα υπάρχουν περιμετρικά άλλα κτίρια ή δρόμοι. Σε ειδικές περιπτώσεις επιβάλλουν την τοπική υπερύψωση της εδαφικής επιφάνειας με επίχωση στην περιοχή γύρω από την κατασκευή, όπως σε ακρόβαθρα γεφυρών ή σε λιμενικά έργα, οπότε γίνεται απαραίτητη η αντιστήριξη της εδαφικής μάζας. Τέλος, οι κατασκευές αντιστήριξης γίνονται αναγκαίες στη σταθεροποίηση και προστασία φυσικών πρανών που παρουσιάζουν κινηματική αστάθεια.

Σε κάθε περίπτωση αποτελεί νομική υποχρέωση η προσφορά προστασίας στις γειτονικές κατασκευές και στο ευρύτερο περιβάλλον του έργου, η οποία νοείται κυρίως έναντι στους κινδύνους που επιφέρει η μείωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους και η αύξηση των καθιζήσεων αυτού. Όταν λοιπόν δεν είναι εφικτό, έννομο ή οικονομικό να υλοποιηθεί ανοικτή εκσκαφή (με ελεύθερα πρανή), επιβάλλεται η κατασκευή αντιστήριξης. Κατ' αυτήν την έννοια, τα ελεύθερα πρανή θεωρούνται ως μηδενική αντιστήριξη (Κωστόπουλος, 1998).

4.2 Χρονολογική εξέλιξη-Είδη κατασκευών αντιστήριξης

Με βάση την χρονολογική εξέλιξη της μεθοδολογίας των αντιστηρίξεων, πρώτα χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι πάσσαλοι, συνηθέστερα ξύλινοι σε δυο σειρές, για να αποτραπεί η εισροή νερού μέσα στην εκσκαφή. Το μεταξύ τους διάστημα πληρούνταν με άργιλο (Κίνα 206π.Χ.-211μ.Χ.). Τον 16ο αιώνα οι μηχανικοί της εποχής

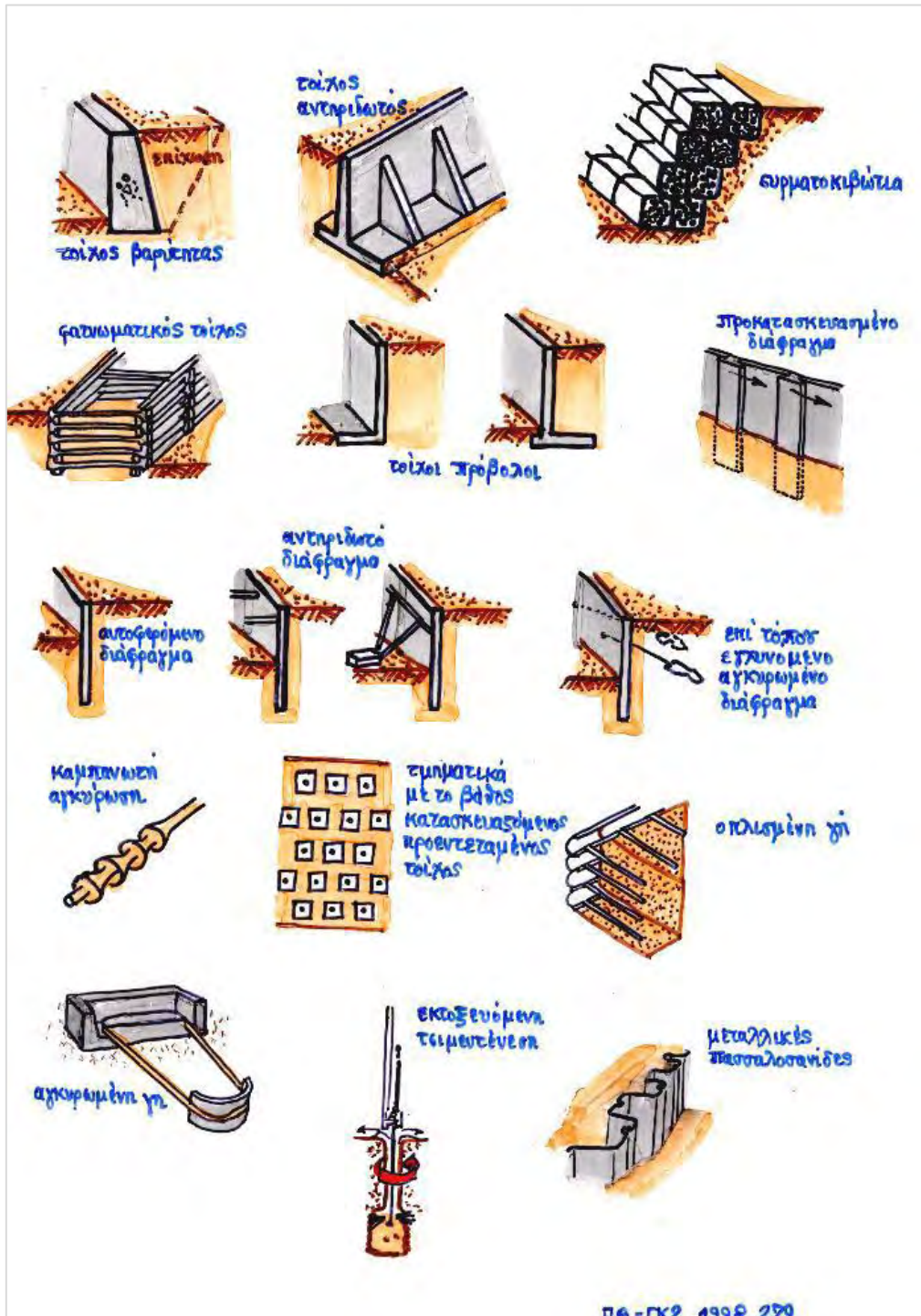
χρησιμοποίησαν για πρώτη φορά στην Ιστορία, ασβεστοκονίαμα ως υλικό πλήρωσης στη θέση της αργίλου. Αναφέρεται σε ιστορικά κείμενα ότι, την ίδια χρονολογική περίοδο, οι ανθρακωρύχοι αντιστήριζαν τις παρειές βαθιών πηγαδιών με ξύλινη επένδυση από σανίδες και οριζόντιες πλαισιωτές αντηρίδες. Η μεθοδολογία αυτή συνεχίστηκε εκάστοτε μέσα στο χρόνο χωρίς κάποια παραλλαγή και χρησιμοποιήθηκε κατά κόρον το δεύτερο ήμισυ του 19ου αιώνα λόγω των μεγάλης έκτασης κατασκευαστικών έργων (σιδηροδρομικών δικτύων και λιμανιών). Επίσης, παλαιότερα οι Γάλλοι μηχανικοί όχι μόνο είχαν αναπτύξει μεθοδολογίες αντιστήριξης με λιθόκτιστους τοίχους βαρύτητας, αλλά είχαν οδηγηθεί ακόμα και στο να αναλύσουν την συμπεριφορά τους.

Στις αρχές του 20ου αιώνα έγινε τομή στην τεχνική των αντιστηρίξεων με την χρησιμοποίηση του μετάλλου (πασσαλοσανίδες από χάλυβα) και του οπλισμένου σκυροδέματος (λεπτοί αυτοφερόμενοι τοίχοι), ενώ στις αρχές της δεκαετίας του 1950 έγινε πραγματική επανάσταση με την εφαρμογή της τεχνικής των επί τόπου εγχυόμενων διαφραγμάτων και της τεχνολογίας των αγκυρώσεων. Ακολούθησε ραγδαία εξέλιξη με νεότερες επιτεύξεις την οπλισμένη γη (1966), τον τμηματικά με το βάθος κατασκευαζόμενο κατά στρώσεις τοίχο (1969), το προκατασκευασμένο διάφραγμα (1970), τον κατά τμήματα προεντεταμένο τοίχο (1975). Ενώ αντίστοιχα η εξέλιξη της τεχνολογίας των αγκυρώσεων περιλαμβάνει, τα αγκύρια πολλαπλής ένεσης ή καμπανωτής μορφής (1970) και τις ηλώσεις (1980). Την τελευταία λέξη στην τεχνολογία των αντιστηρίξεων αποτελούν τα πολυμερή εδάφη (1983), δηλαδή ανάμιξη εδάφους και πολυμερών υλικών με μεγάλο συντελεστή θερμικής διόγκωσης ώστε να δημιουργούν προένταση στη γεωμάζα. Επίσης, διαδεδομένη ήταν και η εκτοξευόμενη τσιμεντένεση (jet grouting), δηλαδή η ανάμιξη εδάφους και τσιμέντου, συνήθως κάτω από εξαιρετικά υψηλές πιέσεις νερού. Οι δύο τελευταίες τεχνικές αποσκοπούν στην δημιουργία μιας επί τόπου αυτοφερόμενης γεωμάζας, η οποία λειτουργεί ως διάφραγμα, έτσι ώστε να είναι δυνατή η ανάληψη των ωθήσεων του εδάφους, το οποίο συμπεριφέρεται ως φορτίζον στοιχείο (Κωστόπουλος, 1998).

Ανάλογα με το είδος της κατασκευής τα έργα αντιστήριξης είναι τα εξής:

- ❖ Τοίχοι αντιστήριξης
 - τοίχοι βαρύτητας
 - τοίχοι - πρόβολοι
 - αγκυρωμένοι τοίχοι

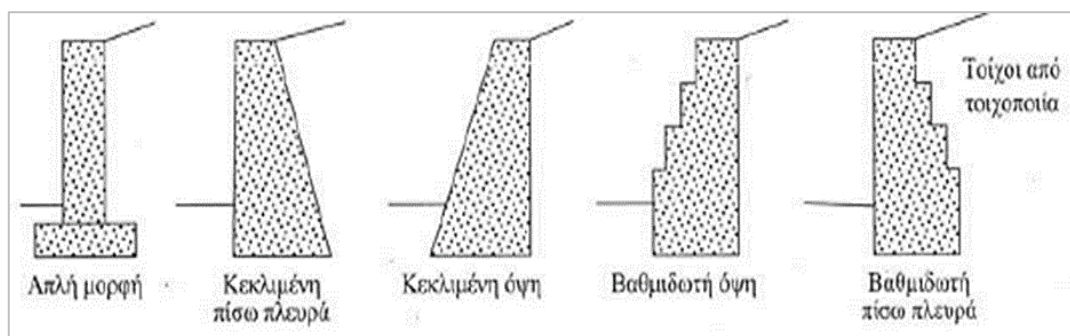
- ❖ Τοίχοι Βερολίνου
- ❖ Εδαφικά έργα αντιστήριξης (διαφράγματα, πασσαλοσανίδες κτλ) (Εικ. 4.1).



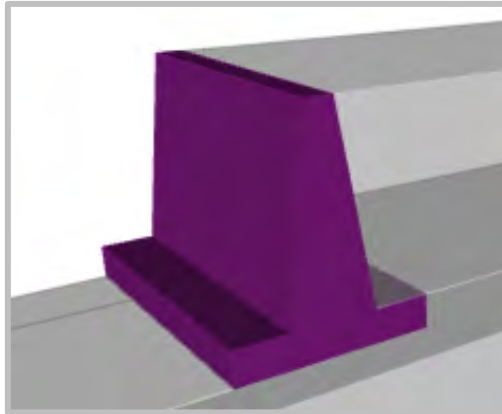
Εικόνα 4.1: Μέθοδοι αντιστήριξης (Κωστόπουλος, 1998)

Οι κατασκευές αντιστήριξης μπορούν να υλοποιηθούν, είτε από κάτω προς τα πάνω, είτε από πάνω προς τα κάτω. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι τοίχοι βαρύτητας και τα εξελιγμένα μοντέλα αυτών, οι αντηριδωτοί τοίχοι, οι τοίχοι πρόβολοι κ.τ.λ. Στους τοίχους αυτούς μορφώνεται μια ανοιχτή εκσκαφή, κατασκευάζεται στη συνέχεια ο τοίχος, στις περισσότερες περιπτώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα και ακολουθεί η επίωση του πρίσματος μεταξύ του τοίχου και του πρανού. Οι τοίχοι βαρύτητας και οι παραλλαγές αυτών, είναι άκαμπτα δομικά στοιχεία, τα οποία ισορροπούν τις πιέσεις που ασκεί η αντιστηριζόμενη γεωμάζα, με την ανάπτυξη ορθών και διατμητικών τάσεων στη βάση τους (Κωστόπουλος, 1998).

Στην κατηγορία αυτών των τοίχων ανήκουν επίσης τα συρματοκιβώτια ή σαραζανέτ, τα οποία συντίθενται από πρισματικά κουτιά από γαλβανισμένο σύρμα που πληρούνται με πέτρες ή κροκάλες και οι κρηπιδότοιχοι, οι οποίοι συντίθενται από γραμμικά στοιχεία από σκυρόδεμα, μέταλλο ή ξύλο και πληρούνται με κοκκώδη γεωϋλικά. Συνήθως συγκρατούν χώματα σε μικρό ύψος δηλαδή σε ύψος 3 ή 4 μέτρων και γενικά εμφανίζουν πλεονεκτήματα αισθητικής. Είναι αρκετά ογκώδεις, παχείς και δύσκαμπτοι έτσι ώστε να θεωρούνται πρακτικά απαραμόρφωτοι. Στο Σχήμα (4.1) παρουσιάζονται οι τυπικές κατασκευές τοίχων βαρύτητας. Συνεπώς οι έλεγχοι αστοχίας τους γίνονται έναντι ολίσθησης και ανατροπής. Στο Σχήμα (4.2) παρουσιάζεται η τυπική διατομή ενός τοίχου βαρύτητας (Αβρανά, 2006).



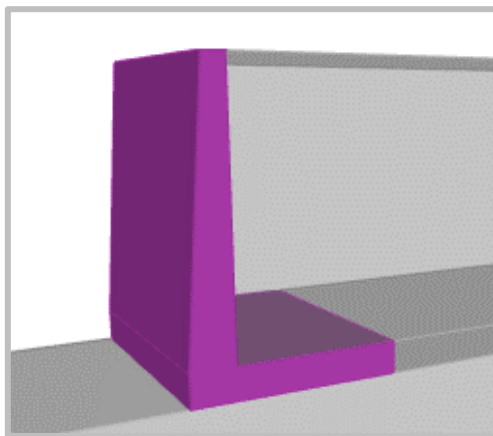
Σχήμα 4.1: Τυπικές κατασκευές τοίχων βαρύτητας (Αβρανά, 2006)



Σχήμα 4.2: Τυπική διατομή τοίχου βαρύτητας (Ιδία επεξεργασία μέσω του λογισμικού GEO5)

Οι τοίχοι μορφής προβόλου ή αυτοφερόμενα πετάσματα έχουν λεπτότερη διατομή από τους προαναφερθέντους τοίχους βαρύτητας και συνήθως κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για να αντισταθούν στις εδαφικές ωθήσεις βασίζονται στη δυσκαμψία τους αξιοποιώντας ταυτόχρονα το ίδιο βάρος του αντιστηριζόμενου εδάφους άνω του πεδίου θεμελίωσης και της εξισσοροπιστικής συμβολής που παρέχεται από το κατάντη έδαφος κατά μήκος της έμπηξης. Η κατανομή των ωθήσεων καθ' ύψος εξαρτάται από τη σχετική δυσκαμψία και παραμορφωσιμότητα τοίχου και εδάφους.

Γενικά έχουν σχετικώς περιορισμένη εφαρμογή (εκτός κι αν ενισχυθούν με αγκύρια, αντηρίδες κ.α.) κυρίως λόγω των υπερβολικά μεγάλων πλευρικών μετατοπίσεων που επιτρέπουν (Αβρανά, 2006). Στο Σχήμα (4.3) παρουσιάζεται η τυπική διατομή ενός τοίχου-προβόλου.

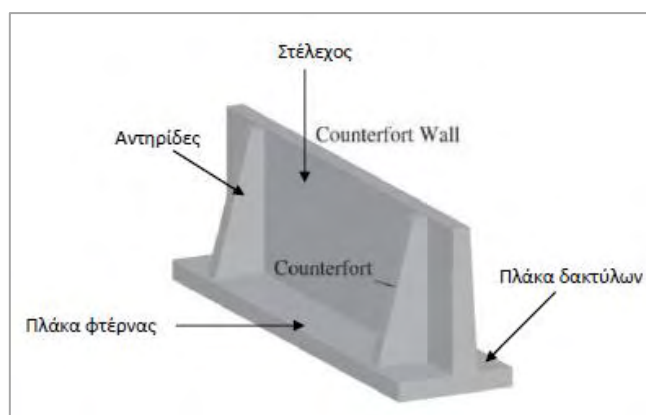


Σχήμα 4.3: Τυπική διατομή τοίχου-προβόλου (Ιδία επεξεργασία μέσω του λογισμικού GEO5)

Όσο αναφορά τους τοίχους με αντηρίδες, είναι γνωστό ότι καθώς αυξάνεται το ύψος του τοίχου γίνεται λιγότερο εφικτή η χρήση της απλής κατασκευής τοίχου αντιστήριξης. Η ροπή ανατροπής αυξάνεται απότομα με την αύξηση του ύψους του τοίχου. Για πολύ ψηλά τοιχώματα, μια τροποποίηση που χρησιμοποιείται είναι η μείωση του πάχους του τοιχώματος. Αυτό επιτρέπει την ανάπτυξη μιας λογικής διατομής για την υψηλή τάση κάμψης στη βάση χωρίς υπερβολική ποσότητα σκυροδέματος.

Ωστόσο, καθώς ο τοίχος γίνεται πραγματικά ψηλός, είναι συχνά απαραίτητο να εξεταστεί η χρήση διαφόρων τεχνικών στήριξης, όπως με αντηρίδες, ένα κατακόρυφο σύστημα στήριξης, γνωστό ως αντερείσματα, στην πλευρά της πλάτης πάνω από την πλάκα πτέρνας. Οι αντηρίδες είναι τριγωνικές δοκοί μεταβλητού βάθους και ομοιόμορφου πλάτους, που συνδέουν την πλάκα πτέρνας και το στέλεχος, που παρέχεται σε κανονική απόσταση κατά μήκος του τοιχώματος. Το στέλεχος και η πλάκα πτέρνας λειτουργούν ως συνεχείς πλάκες που εκτείνονται οριζοντίως κατά μήκος του τοιχώματος μεταξύ των αντίθετων επιφανειών. Η χρήση αντισταθμίσεων μειώνει τη ροπή κάμψεως λόγω της πίεσης της γης και κατά συνέπεια του μεγέθους και της ενίσχυσης του στελέχους και της πλάκας πτέρνας. Οι αντίθετες δυνάμεις υπόκεινται σε τάση λόγω της δράσης της πλευρικής γήινης πίεσης της εμπρόσθιας πλήρωσης στο στέλεχος.

Εντούτοις, η πλάκα πτέρνας λειτουργεί ως πλάκα προβόλου, όπως σε ένα τοίχωμα συγκράτησης προβόλου. Η πλάκα των δακτύλων λειτουργεί ως μια συνεχής πλάκα που εκτείνεται κατά μήκος του τοίχου μεταξύ των αντηρίδων. Τα υποστηρίγματα υποβάλλονται σε συμπίεση λόγω της πλευρικής πίεσης του οπλισμού στο στέλεχος και λόγω της προς τα πάνω πίεσης του εδάφους στην πλάκα των ποδιών, (Σχ. 4.4) (Στεφάνου, 1989).



Σχήμα 4.4: Τυπική διατομή τοίχου αντιστήριξης με αντηρίδες (Στεφάνου, 1989)

Οι αγκυρωμένοι τοίχοι έχουν, όπως και οι τοίχοι – πρόβολοι, λεπτότερη διατομή από τους τοίχους βαρύτητας και κατασκευάζονται επίσης από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιπλέον όμως, για την αντιμετώπιση του προβλήματος της ανατροπής του τοίχου αντιστήριξης, εφαρμόζεται η τακτική της κατασκευής συστήματος αγκυρίων, προεντεταμένων ή μη, τα οποία λειτουργούν ως ελκυστήρες. Τα συστήματα αγκύρωσης προσφέρουν αντίσταση στην ώθηση των γαιών που δέχεται ο τοίχος και επιπλέον περιορίζουν σημαντικά τη δυνατότητα μετακίνησης του τοίχου. Οι αγκυρωμένοι τοίχοι κατασκευάζονται κυρίως σε εκσκαφές εντός κατοικημένων περιοχών για να στηρίζουν και τις παρακείμενες κατασκευές. Στο Σχήμα (4.5) παρουσιάζεται η τυπική διατομή ενός αγκυρωμένου τοίχου.



Σχήμα 4.5: Τυπική διατομή αγκυρωμένου τοίχου (Αβρανά, 2006)

Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν όλων των ειδών οι διαφραγματικοί τοίχοι, σημαντικό τμήμα των οποίων έχει ενταχθεί στη γεωμάζα, κάτω από την στάθμη εκσκαφής. Τα διαφράγματα κατασκευάζονται πριν από κάθε εκσκαφή κατά τρόπο συνεχή (επί τόπου εγχυόμενα) ή ασυνεχή (πασσαλοδιαφράγματα) κατά το μήκος του μελλοντικού μετώπου. Σπανιότερα κατασκευάζονται κατά τρόπο ασυνεχή κατά το βάθος (επί τόπου εγχυόμενο-προκατασκευασμένο). Τα διαφράγματα βρίσκονται σε επαφή με την επί τόπου γεωμάζα και για να διατηρηθεί η ισορροπία κινητοποιείται η διατμητική αντοχή του εδάφους κάτω από την στάθμη εκσκαφής. Η ευκαμψία των διαφραγμάτων κυμαίνεται σε ευρύτατα όρια, γεγονός το οποίο έχει σημαντικότατο αποτέλεσμα στην κατανομή των εδαφικών πιέσεων (Κωστόπουλος, 1998). Όσο πιο εύκαμπτη είναι η κατασκευή αντιστήριξης, τόσο μικρότερες είναι οι καμπτικές ροπές που δημιουργούνται,

αλλά και τόσο μεγαλύτερες αναμένεται να είναι οι προκύπτουσες μετακινήσεις, ιδίως στα αυτοφερόμενα διαφράγματα, δηλαδή χωρίς αντηρίδες ή αγκύρια. Από την άλλη, η πολυπλοκότητα της αλληλεπίδρασης εδάφους- κατασκευής αυξάνεται με τον αριθμό κατά ύψος σειρών των αντηρίδων ή των αγκυρίων, δηλαδή με την στατική πλεοναστότητα (redundancy). Οπότε γίνεται κατανοητό ότι οι μηχανισμοί αλληλεπίδρασης, που ελέγχουν την συμπεριφορά των πολλαπλών αγκυρωμένων διαφραγμάτων, είναι πολυσύνθετοι (Κωστόπουλος, 1998).

4.3 Κριτήρια ταξινόμησης μηχανισμών αντιστηρίξεων

Οι κατασκευές αντιστήριξης μπορούν να ταξινομηθούν με βάση την έννοια της “μετακίνησης” σύμφωνα με τρία κριτήρια.

- Το νεότερο (ηλικιακά) κριτήριο, στο οποίο ο βασικός μηχανισμός αντιστήριξης, θέλει τις αντιστηρίξεις να σταθεροποιούνται είτε εξωτερικά, είτε εσωτερικά και να σταθεροποιούν τις εκσκαφές ή επιχώσεις κατά τρόπο πολύ διαφορετικό.
 - I. Εξωτερικά σταθεροποιούμενες αντιστηρίξεις είναι εκείνες, στις οποίες οι εδαφικές πιέσεις αθροίζονται, παράγοντας μια συνολική δράση την οποία καλείται να παραλάβει η αντιστήριξη.
 - II. Εσωτερικά σταθεροποιούμενα συστήματα, όπως η οπλισμένη γη, καλούνται τα συστήματα στα οποία η εδαφική μάζα επιμερίζεται, έτσι ώστε κάθε τμήμα της να αντιστηρίζεται από ένα τοπικού χαρακτήρα στοιχείο ενίσχυσης (π.χ. οπλισμός).
- Ένα δεύτερο κριτήριο ταξινομεί τις αντιστηρίξεις αναλόγως με το γεωϋλικό που αντιστηρίζεται.
- Τέλος, το παλαιότερο κριτήριο ταξινόμησης διαχωρίζει τις αντιστηρίξεις αναλόγως του μεγέθους των ασκούμενων πιέσεων, οι οποίες κυμαίνονται από την μηδενική τιμή στα ελεύθερα πρηνή (φυσικό υλικό) έως τις πιέσεις συμπύκνωσης στα τεχνητά γαιώδη υλικά της επίχωσης. Οι μετακινήσεις εδώ λαμβάνονται ως ανεξέλεγκτες, δηλαδή θεωρείται, ότι εξαιτίας των “πιέσεων ηρεμίας”, η μετακίνηση του συστήματος ήταν μηδενική, ώστε όλη η

επιστημονική κοινότητα να αναλώνεται στην στατική ανάλυση με στόχο την διαστασιολόγηση του φορέα (Κωστόπουλος, 1998).

Ακόμα ένας διαχωρισμός μεταξύ των κατασκευών αντιστήριξης, γίνεται με βάση τον χρόνο ζωής κάθε κατασκευής. Έτσι οι τοίχοι βαρύτητας χαρακτηρίζονται ως μόνιμες κατασκευές παραλαβής εδαφικών φορτίων. Λόγω του μόνιμου χαρακτήρα αυτών, είναι σημαντικό, να προβλεφθούν κατά τρόπο ρεαλιστικό, οι μακροχρόνιες επιδράσεις που πρόκειται να υποστεί το σύστημα. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτεί η παρουσία νερού, που συνήθως αντιμετωπίζεται μέσω της πρόβλεψης κάποιου συστήματος αποστράγγισης ή απορροής. Η σχεδίαση των τοίχων βαρύτητας, κατά κανόνα, πραγματοποιείται έτσι ώστε να φέρουν ενεργητικές ωθήσεις που προέρχονται από την αντιστηριζόμενη γεωμάζα (Κωστόπουλος, 1998).

Αντιθέτως τα διαφράγματα σχεδιάζονται κατά κανόνα ως προσωρινές αντιστηρίξεις, συνεπώς είναι οι μακροχρόνιες επιδράσεις (κατά την φάση της κατασκευής και κατά τα πρώτα στάδια λειτουργίας) που απαιτούν μεγάλη προσοχή. Με δεδομένο το γεγονός ότι τα διαφράγματα κάθε είδους συνδέονται γενικώς με μικρές μετακινήσεις (μικρότερες συνήθως του 1% του αντιστηριζόμενου μετώπου) τίθεται υπό αμφισβήτηση η αντιπροσωπευτικότητα των ιδεατών αναλυτικών προσομοιωμάτων ενεργητικής και παθητικής ώθησης της κλασσικής εδαφομηχανικής (Κωστόπουλος, 1998).

4.4 Αστοχία τοίχων αντιστήριξης

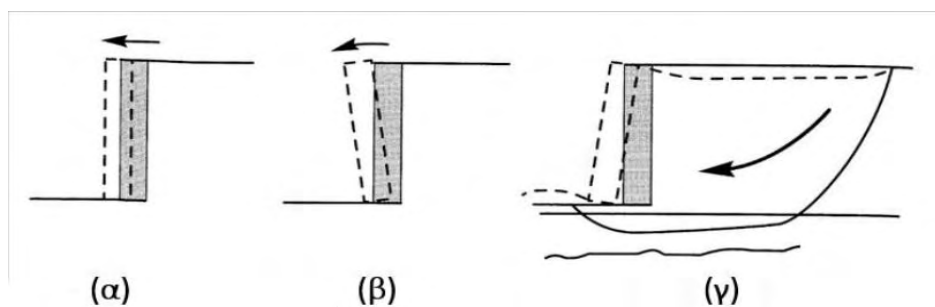
Απαραίτητη προϋπόθεση για το σχεδιασμό ενός τοίχου αντιστήριξης είναι ο προσδιορισμός της ενδεχόμενης αστοχίας του. Υπό στατικές συνθήκες οι τοίχοι αντιστήριξης επηρεάζονται από δυνάμεις κορμού που σχετίζονται με τη μάζα του τοίχου, τις ωθήσεις του εδάφους καθώς και από εξωτερικές δυνάμεις, όπως αυτές που μεταβιβάζονται από τα αγκύρια. Ένας κατάλληλα σχεδιασμένος τοίχος επιτυγχάνει ισορροπία μεταξύ αυτών των δυνάμεων χωρίς να εισάγονται διατμητικές τάσεις που να προσεγγίζουν τη διατμητική τάση του εδάφους. Όμως κατά τη διάρκεια δυναμικών φαινομένων, όπως στην περίπτωση σεισμού, αδρανειακές δυνάμεις και μεταβολές στην συνοχή του εδάφους δύναται να διαταράξουν την ισορροπία του συστήματος προκαλώντας μόνιμες παραμορφώσεις στον τοίχο. Λέγοντας «έδαφος» νοείται τόσο το έδαφος που αντιστηρίζεται όσο και το έδαφος θεμελίωσης. Συνήθως κάθε τοίχος

αντιστήριξης έχει πεπλατυσμένη θεμελίωση που σχηματίζει το λεγόμενο «πόδα» του τοίχου, έτσι οι τοίχοι για τη θεμελίωσή τους έχουν σχήμα L. Η αστοχία, είτε με μορφή ολίσθησης, κλίσης, κάμψης ή και συνδυασμό των προηγούμενων (ολική αστάθεια), προκύπτει όταν το μέτρο των μόνιμων παραμορφώσεων ξεπεραστεί κατά πολύ. Βέβαια σχεδόν πάντα οι μετακινήσεις των τοίχων οφείλονται σε συνδυασμό των παραπάνω περιπτώσεων και όχι εξ ολοκλήρου σε μία. Το κριτήριο το οποίο ορίζει αν μία τέτοια παραμόρφωση έχει ξεπεραστεί κατά πολύ δεν είναι συγκεκριμένο, αλλά κάθε φορά προσδιορίζεται ανάλογα με την περιοχή μελέτης (Ανυφαντάκη και συν. 2014).

Συνήθως οι δύσκαμπτοι τοίχοι βασίζονται στη βαρύτητά τους για να αντισταθούν στις ωθήσεις που δέχονται από το έδαφος, και αυτοί ονομάζονται τοίχοι βαρύτητας. Πιο συγκεκριμένα, οι αστοχίες που μπορούν να παρουσιάσουν οι τοίχοι βαρύτητας οφείλονται σε ολίσθηση, ανατροπή ή ολική έλλειψη ισορροπίας του συστήματος.

Ολίσθηση έχουμε όταν δεν εξασφαλίζεται η ισορροπία δυνάμεων κατά την οριζόντια διεύθυνση, όπως για παράδειγμα όταν οι πλευρικές ωθήσεις στο πίσω μέρος του τοίχου δημιουργούν ωθήσεις που υπερβαίνουν την δεδομένη αντίσταση έναντι ολίσθησης που εξασφαλίζει η βάση του τοίχου (Ανυφαντάκη και συν. 2014).

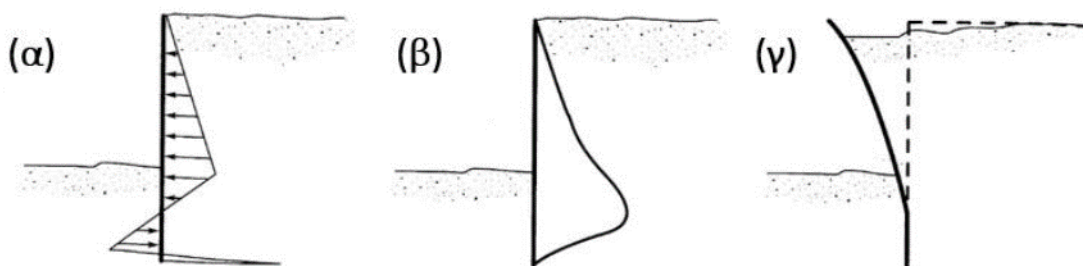
Αστοχίες ανατροπής του τοίχου προκύπτουν όταν δεν ικανοποιείται η ισορροπία των ροπών, ενώ αναπτύσσονται και αστοχίες κάμψης της βάσης του τοίχου. Ολική έλλειψη ισορροπίας πίσω και πάνω από το έδαφος αποτελούν επίσης πιθανές μορφές αστοχίας και μπορούν να θεωρηθούν οι αστοχίες ισορροπίας πρηνών που περικλείουν τον τοίχο. Σύνθετα συστήματα τοίχων, όπως οι τοίχοι αποθηκών μπορούν να εμφανίσουν αντίστοιχες μορφές αστοχίας ή ένα πλήθος εσωτερικών μηχανισμών που περιλαμβάνουν διάτμηση, έλξη προς τα έξω, ή εντατική αστοχία διαφόρων στοιχείων του τοίχου, (Σχ. 4.6).



Σχήμα 4.6: Τυπικοί μηχανισμοί αστοχίας για (δύσκαμπτους) τοίχους βαρύτητας: (α) ολίσθηση, (β) ανατροπή, (γ) ολική κατάρρευση (Ανυφαντάκη και συν. 2014)

Οι εύκαμπτοι τοίχοι βασίζονται στην ευκαμψία τους για να αντιστηρίζουν τα υπερκείμενα εδάφη. Οι δυνατότητες μετακίνησης εύκαμπτων τοίχων σχήματος L είναι η δομική ευκαμψία, περιστροφή στη βάση, ελαστική μετακίνηση βάσης όπου στη διεπιφάνεια βάσης και εδάφους δεν παρουσιάζεται ολίσθηση, και ανελαστική μετακίνηση βάσης στην αντίθετη περίπτωση. Οι μορφές αστοχίας τους περιλαμβάνουν όλες τις παραπάνω μορφές και επιπλέον τη θραύση λόγω ροπών καθ' ύψος του τοίχου.

Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελούν οι αρθρωτοί τοίχοι, οι οποίοι υπόκεινται στους ίδιους μηχανισμούς αστοχίας με τους τοίχους βαρύτητας. Οι εδαφικές ωθήσεις και η καμπτική τους ροπή εξαρτώνται από τη γεωμετρία, την ακαμψία και τη δύναμη του συστήματος τοίχου-εδάφους. Αν η καμπτική ροπή που απαιτείται για την επίτευξη της ισορροπίας του συστήματος υπερβεί την καμπτική αντοχή του τοίχου, μπορεί να προκληθεί αστοχία έναντι κάμψης. Επιπρόσθετα, από αυτήν την αστοχία έναντι κάμψης είναι δυνατόν να επηρεαστεί και η δομική ευπλαστικότητα του ίδιου του τοίχου σε επίπεδο παραμόρφωσης (Σχήμα 4.7).

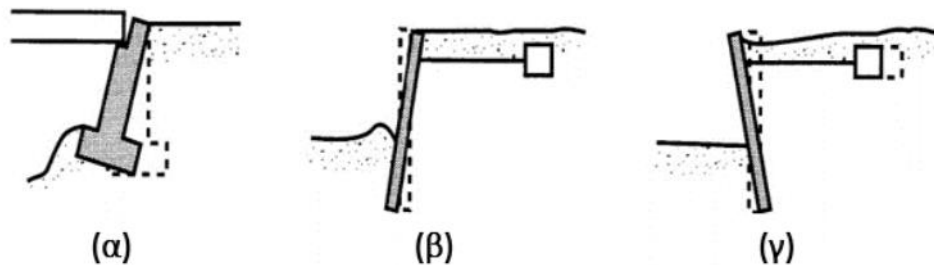


Σχήμα 4.7: (α) Ωθήσεις γαιών, (β) καμπτική ροπή, (γ) μηχανική αστοχία κάμψης για εύκαμπτους τοίχους (Ανυφαντάκη και συν. 2014)

Πέραν όμως από τις δύο αυτές κατηγορίες τοίχων, συχνά οι τοίχοι αντιστήριξης ενισχύονται με κινηματικές δεσμεύσεις στην κορυφή τους ή κοντά σε αυτή. Τέτοια παραδείγματα είναι τα ακρόβαθρα γεφυρών, οι περιμετρικοί τοίχοι υπογείων και κάθε είδους αγκυρωμένοι τοίχοι. Οι μορφές αστοχίας που παρουσιάζουν τέτοιοι τοίχοι οφείλονται συνήθως σε ολική ανισορροπία, κλίση, κάμψη αλλά και αστοχία των στοιχείων ενίσχυσης. Η κλίση αυτών των τοίχων αφορά περιστροφή στο σημείο που το στήριγμα εφαρμόζει στον τοίχο και συχνά στην κορυφή του τοίχου, όπως στις περιπτώσεις υπόγειων τοίχων ή τοίχων που υποστηρίζουν γέφυρες. Τοίχοι με ανεπαρκή

καταπόνηση μπορούν να αποκτήσουν κλίση ασκώντας δύναμη από τον κορμό στο κάτω μέρος τους (Ανυφαντάκη και συν. 2014).

Όπως και με τους εύκαμπτους τοίχους έτσι και οι ενισχυμένοι μπορούν να αστοχήσουν λόγω κάμψης, παρόλο που το σημείο αστοχίας (μέγιστη καμπτική ροπή) είναι πιθανό να είναι διαφορετικό. Η αστοχία των στηριγμάτων περιλαμβάνει την αποβολή του στηρίγματος, τη διάβρωσή του ή κάμψη της γέφυρας. Τέλος και το έδαφος θεμελίωσης μπορεί να συντελέσει στην αστοχία του συστήματος, εισάγοντας επιπρόσθετες αξονικές και εγκάρσιες φορτίσεις στα στοιχεία ενίσχυσης, όπως οι ραβδώσεις, (Σχ. 4.8).



Σχήμα 4.8: Πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας για αγκυροβολημένους τοίχους: (α) στροφή της κορυφής του στηρίγματος της γέφυρας, (β) στροφή της εμπηγμένης ράβδου λόγω έλλειψης παθητικής αντίστασης στον πόδα του τοίχου, (γ) έλλειψη επαρκούς ύπαρξης αγκυρίων (Ανυφαντάκη και συν. 2014)

Συνοψίζοντας, οι αστοχίες αντιστηρίξεων μπορούν να συμβούν είτε σε στατικές συνθήκες, πράγμα σπάνιο βέβαια, είτε σε δυναμικές (σεισμικές συνθήκες), που παρατηρείται συχνότερα. Η αστοχία των τοίχων σε στατικές συνθήκες οφείλεται συνήθως σε μη αποδεκτές παραμορφώσεις, ενώ υπό δυναμικές συνθήκες οι αστοχίες παρατηρούνται περισσότερο σε λιμενικά έργα (κρηπιδότοιχοι), όπου η αστοχία οφείλεται κατά κύριο λόγο εξαιτίας της ύπαρξης του νερού.

4.5 Μέθοδοι υπολογισμού δυναμικών ωθήσεων

Η δυναμική απόκριση ακόμα και του πιο απλού τοίχου αντιστήριξης είναι αρκετά σύνθετη. Ωστόσο ισχύει ότι η συμπεριφορά του συστήματος τοίχου-εδάφους σε ένα

σεισμό, δηλαδή οι μετακινήσεις του τοίχου καθώς επίσης και οι πλευρικές πιέσεις που ασκούνται σε αυτόν από το έδαφος, εξαρτώνται από τους εξής κρίσιμους παράγοντες:

- την απόκριση του εδάφους κάτω από τον τοίχο, η οποία σχετίζεται με την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης
- την απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους
- την ευκαμψία του τοίχου
- τα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης δηλαδή την ένταση
- τη διάρκεια και το συχνотικό περιεχόμενό της.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης περιλαμβάνει τον υπολογισμό των δυνάμεων που ασκούνται πάνω στον τοίχο κατά τη διάρκεια του σεισμού και τη διασφάλιση ότι ο τοίχος μπορεί να παραλάβει αυτές τις δυνάμεις με ασφάλεια. Η διαστασιολόγηση ενός τοίχου αντιστήριξης μπορεί να γίνει είτε με αναλυτικές, είτε με αριθμητικές μεθόδους (με χρήση συνήθως της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων).

Οι πρώτες χρησιμοποιούνται ακόμα και σήμερα γιατί είναι απλές και πολλές φορές προσεγγίζουν ικανοποιητικά την πραγματικότητα ειδικά σε στατικές συνθήκες φόρτισης. Για σύνθετες καταστάσεις δυναμικής φόρτισης με έντονα φαινόμενα αλληλεπίδρασης, είναι προτιμότερη η εφαρμογή προηγμένων αριθμητικών μεθοδολογιών (Αβρανά, 2006).

Σύμφωνα με τον Κλωνάρη (1999) οι αναλυτικές μέθοδοι με τις οποίες γίνεται η εκτίμηση των δυναμικών ωθήσεων κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες:

1. Στις μεθόδους οριακής ισορροπίας (ή οριακής αστοχίας)

Οι μέθοδοι αυτοί δέχονται την ανάπτυξη συνθηκών οριακής ισορροπίας. Θεωρούν ότι οι μετακινήσεις του τοίχου (ολίσθηση, στροφή, καμπτική παραμόρφωση, ή οποιοσδήποτε δυνατός συνδυασμός τους) είναι αρκετά μεγάλες ώστε να επιβάλλουν στο αντιστηριζόμενο έδαφος μη αντιστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις. Κυριότερος εκπρόσωπος της κατηγορίας αυτής είναι η μέθοδος Mononobe–Okabe, καθώς και διάφορες παραλλαγές της.

2. Στις ανελαστικές μεθόδους

Οι μέθοδοι αυτής της κατηγορίας θεωρούν ότι οι μετακινήσεις του τοίχου είναι μέτριες. Λαμβάνουν υπόψιν την πραγματική μη-γραμμική υστερητική συμπεριφορά του εδάφους. Εκπρόσωποι της κατηγορίας αυτής είναι οι μεθοδολογίες των Nadim & Whitman (1983) και οι μεθοδολογίες των Siller et al. (1991).

3. Στις ελαστικές μεθόδους

Οι μέθοδοι αυτοί δέχονται μικρές μετακινήσεις του τοίχου έτσι ώστε να γίνεται αποδεκτό ότι το έδαφος έχει ελαστικές παραμορφώσεις. Εκπρόσωποι της κατηγορίας αυτής είναι οι τεχνικές που πρότειναν ο Wood (1973) και οι Veletsos & Younan (1994, 1997).

Οι μέθοδοι της οριακής ισορροπίας επικράτησαν στον χώρο του αντισεισμικού υπολογισμού των τοίχων αντιστήριξης κυρίως λόγω της απλότητάς τους. Ωστόσο, έχει αποδειχθεί από πειραματικές μελέτες ότι η μέθοδος Mononobe–Okabe «ισχύει» μόνο στην περίπτωση όπου οι μετακινήσεις του τοίχου παίρνουν αρκετά μεγάλες τιμές έτσι ώστε να επιβάλλουν μη αντιστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Σε ορισμένες όμως μορφές τοίχων αντιστήριξης, όπως οι τοίχοι των υπογείων ή τα ακρόβαθρα των γεφυρών, δεν είναι δυνατόν να εφαρμοσθεί η μέθοδος Mononobe–Okabe. Σε αυτήν την περίπτωση δεν είναι δυνατόν να αναπτυχθούν συνθήκες οριακής ισορροπίας εφόσον οι κινηματικοί περιορισμοί που επιβάλλονται στην κορυφή του τοίχου δεν επιτρέπουν σε αυτόν να μετακινηθεί πάρα πολύ και άρα να προκαλέσει στο αντιστηριζόμενο έδαφος μη αντιστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις.

Στις προαναφερθείσες περιπτώσεις οι δυναμικές εδαφικές ωθήσεις είναι πάρα πολύ μεγάλες και δεν μπορούν να υπολογισθούν με την εφαρμογή των μεθόδων της οριακής ισορροπίας. Για τον λόγο αυτό άρχισαν να εφαρμόζονται οι διάφορες ελαστικές μέθοδοι. Οι δυναμικές ωθήσεις που υπολογίζονται με τη χρήση αυτών των μεθόδων όμως είναι 2.5 έως 3 φορές μεγαλύτερες από αυτές που υπολογίζονται με τη χρήση των μεθόδων της οριακής ισορροπίας με αποτέλεσμα οι ελαστικές μέθοδοι να θεωρούνται συντηρητικές και μάλλον ακατάλληλες για εφαρμογή στην γεωτεχνική πρακτική (Αβρανά, 2006).

Συνοψίζοντας, προκύπτει ότι για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα επικράτησαν οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας έναντι των ελαστικών μεθόδων. Ωστόσο, το 1994 οι Veletsos & Younan απέδειξαν ότι οι μεγάλες δυναμικές εδαφικές ωθήσεις που προέκυπταν με την χρήση των ελαστικών λύσεων οφείλονταν στην παραδοχή του άκαμπτου και πακτωμένου στη βάση τοίχου στην οποία στηρίζονται οι ελαστικές λύσεις. Απέδειξαν ότι το μέγεθος και η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων εξαρτώνται από την ευκαμψία του τοίχου και την ενδοσιμότητα της θεμελίωσής του. Επίσης, απέδειξαν ότι αν δοθούν ρεαλιστικές τιμές στις δυο αυτές παραμέτρους οι δυναμικές ωθήσεις που

προκύπτουν είναι κατά πολύ μικρότερες από αυτές που προκύπτουν όταν αντίστοιχα ο τοίχος θεωρείται άκαμπος και πακτωμένος στη βάση του.

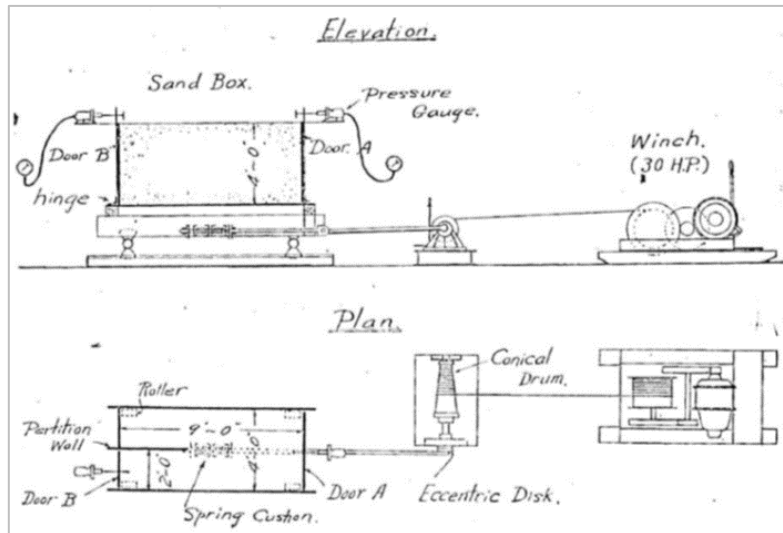
Γενικά, οι αναλυτικές μέθοδοι είναι συνήθως εύχρηστες, δεν απαιτούν μεγάλο χρόνο και θεωρούνται αξιόπιστες ειδικά σε στατικές συνθήκες φόρτισης. Ωστόσο, δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν παρά μόνο σε απλά μονοδιάστατα προβλήματα όπου η συμπεριφορά των υλικών θεωρείται γραμμική. Σε περιπτώσεις σύνθετων καταστάσεων δυναμικής φόρτισης η επίλυση του προβλήματος με τη χρήση μιας αναλυτικής μεθόδου είναι μία επίπονη και αρκετά δύσκολη διαδικασία.

Αντίθετα, οι αριθμητικές μέθοδοι με τη βοήθεια προηγμένων υπολογιστικών συστημάτων επιτρέπουν την ρεαλιστική προσομοίωση του εξεταζόμενου προβλήματος στις δύο αλλά και στις τρεις διαστάσεις. Στην κατηγορία των προσεγγιστικών αριθμητικών μεθόδων επίλυσης των προβλημάτων της μηχανικής ανήκει μεταξύ άλλων και η μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων (Αβρανά, 2006).

4.5.1. Μέθοδοι ανάλυσης - Ευμετακίνητοι τοίχοι

Mononobe - Okabe

Μετά το μεγάλο σεισμό του Kanto το 1923, οι Mononobe και Matsuo (1929) εκτέλεσαν μία σειρά πειραμάτων χρησιμοποιώντας σεισμική τράπεζα, (Σχ. 4.9). Η σεισμική τους τράπεζα σχεδιάστηκε έτσι ώστε να αποτελείται από ένα άκαμπτο κουτί βάσης πάνω σε ράγες, οδηγούμενο από ένα κωνικό έμβολο συνδεδεμένο με στρόφαλο στη βάση του κουτιού. Τα αποτελέσματα αυτών των πειραμάτων, του Okabe όπως και οι αναλυτικές μελέτες οδήγησαν στην ανάπτυξη της σημερινά ονομαζόμενης μεθόδου Mononobe - Okabe. Η συγκεκριμένη μεθοδολογία, αρχικώς αναπτύχθηκε για τοίχους βαρύτητας που αντιστηρίζουν μη συνεκτικό εδαφικό υλικό και στη συνέχεια επεκτάθηκε σε ένα εύρος εδαφικών υλικών με διαφορετικές ιδιότητες.



Σχήμα 4.9: Η σεισμική τράπεζα των Mononobe και Matsuo (1929) (Ανυφαντάκη και συν. 2014)

Αυτή η μέθοδος αποτελεί μία επέκταση της θεωρίας του Coulomb περί ολισθαίνουσας σφήνας και για την ενεργητική κατάσταση περιλαμβάνει τις ακόλουθες υποθέσεις:

- i. Το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι ξηρό, ισότροπο, ομογενές και ελαστικά अपαραμόρφωτο με σταθερή γωνία τριβής
- ii. Ο τοίχος είναι αρκετού μήκους ώστε να θεωρηθεί απειρομήκης
- iii. Ο τοίχος διαρρέει και ενεργοποιεί πλήρως τη διατμητική αντοχή του αντιστηριζόμενου εδάφους κατά μήκος της εν δυνάμει επιφάνειας ολίσθησης, αναπτύσσοντας ενεργητικές ωθήσεις
- iv. Η επιφάνεια ολίσθησης είναι ένα επίπεδο που διέρχεται από τον πόδα του τοίχου. Αυτές οι υποθέσεις σε συνδυασμό με την εξίσωση ισορροπίας μας οδηγούν στην ακόλουθη έκφραση για την παραμένουσα δυναμική ενεργητική ώθηση P_{ae} :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - kv) K_{ae} \quad (4.1)$$

Όπου,

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \beta)}{\cos \psi \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - i)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cos(i - \beta)}} \right]} \quad (4.2)$$

H = ύψος του τοίχου

K_v = συντελεστής κατακόρυφης επιτάχυνσης της εδαφικής σφήνας

K_h = συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης της εδαφικής σφήνας

$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{k_v}\right) \quad (4.3)$$

γ = ειδικό βάρος αντιστηριζόμενου εδάφους

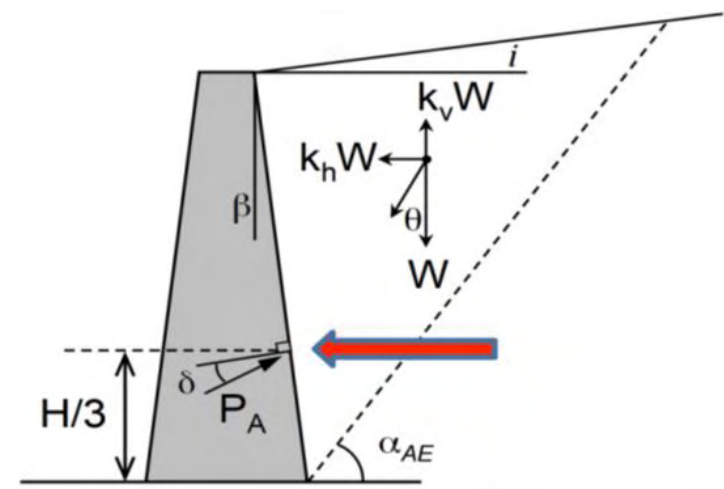
ϕ = γωνία τριβής αντιστηριζόμενου εδάφους

δ = γωνία τριβής της διεπιφάνειας τοίχου - αντιστηριζόμενου εδάφους

i = κλίση αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς την οριζόντιο

β = γωνία που σχηματίζεται μεταξύ της εσωτερικής πλευράς του τοίχου με την κατακόρυφο.

Η μέθοδος αυτή δίνει την συνολική ενεργητική ώθηση στον τοίχο και το σημείο εφαρμογής της θεωρείται στο $H/3$ του ύψους του τοίχου από τη βάση, (Σχ. 4.10).



Σχήμα 4.10: Οι θεωρούμενες δυνάμεις κατά τη μέθοδο Mononobe-Okabe (Ανυφαντάκη και συν. 2014)

Seed and Witman (1970)

Οι Seed και Witman διεξήγαγαν παραμετρική μελέτη για να εκτιμήσουν την επίδραση της αλλαγής της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας, της γωνίας τριβής του εδάφους, της κλίσης του αντιστηριζόμενου εδάφους και της κατακόρυφης επιτάχυνσης στο μέγεθος της δυναμικής εδαφικής ώθησης. Παρατήρησαν πως η μέγιστη συνολική εδαφική ώθηση

που δρα σε έναν τοίχο αντιστήριξης μπορεί να χωριστεί σε δύο παράγοντες: την αρχική γεωστατική ώθηση και την δυναμική προσαύξηση λόγω της σεισμικής διέγερσης στη βάση. Προτάθηκαν οι παρακάτω σχέσεις για την συσχέτιση της γεωστατικής ώθησης, της δυναμικής προσαύξησης και της συνολικής πλευρικής πίεσης:

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae} \quad (4.4)$$

$$K_{ae} = K_a + \Delta K_{ae} \quad (4.5)$$

Βασιζόμενοι στην ευαισθησία που επέδειξαν οι παραμετρικές αναλύσεις, στη συνέχεια προτάθηκαν οι ακόλουθες σχέσεις:

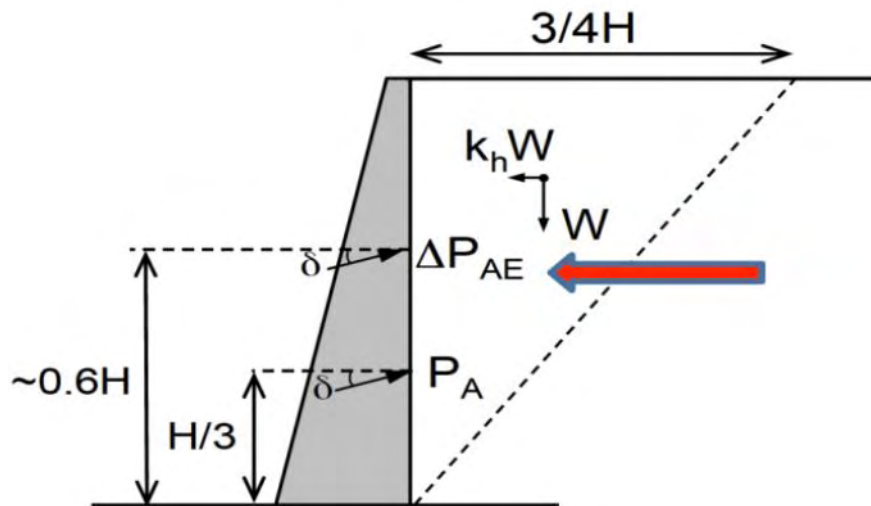
$$\Delta K_{ae} \approx \left(\frac{3}{4}\right) k_h \quad (4.6)$$

$$\Delta P_{ae} = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma H^2 \left(\frac{3}{4}\right) k_h = \left(\frac{3}{8}\right) k_h \gamma H^2 \quad (4.7)$$

όπου,

k_h είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση σε όρους g. Παρατήρησαν ότι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση συμβαίνει για μία χρονική στιγμή και δεν έχει επαρκή διάρκεια ώστε να προκαλέσει σημαντικές μετατοπίσεις. Γι' αυτό, πρότειναν να μειωθεί στο 85% της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για το σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης. Ακόμη, το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης ωθήσεων προτάθηκε να είναι στο 0.6 του ύψους του τοίχου από τη βάση, (Σχ.4.11).

Τέλος, κατέληξαν στο ότι πολλοί τοίχοι, επαρκώς σχεδιασμένοι για στατικά φορτία, αυτομάτως θα έχουν τη φέρουσα ικανότητα να αντέξουν συνήθεις σεισμικές διεγέρσεις, χωρίς να χρειάζεται περαιτέρω ενίσχυση (Ανυφαντάκη και συν. 2014).



Σχήμα 4.11: Οι θεωρούμενες δυνάμεις κατά τη μέθοδο Seed and Witman (Ανυφαντάκη και συν. 2014)

Richards and Elms (1979)

Οι Richards and Elms (1979) αναλύουν τη σημασία των αδρανειακών δυνάμεων στη συμπεριφορά των τοίχων βαρύτητας οι οποίες μέχρι τότε είχαν αγνοηθεί από τη μέθοδο Mononobe-Okabe. Επίσης, παρουσιάζουν μια μέθοδο για το σχεδιασμό των τοίχων λαμβάνοντας ως κριτήριο σχεδιασμού τις μέγιστες επιτρεπόμενες μετακινήσεις.

Αρχικά, οι Richards and Elms διαπίστωσαν ότι η μέθοδος των Mononobe - Okabe δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα μόνο όταν υπάρχει αρκετή μετατόπιση ώστε να κινητοποιείται η διατμητική αντοχή του εδάφους, συνήθως όμως οι σεισμοί προκαλούν αρκετά μεγάλες μετατοπίσεις ώστε το παραπάνω κριτήριο να καλύπτεται. Έτσι, παραθέτουν την τροποποίηση της μεθόδου των Mononobe-Okabe η οποία λαμβάνει υπόψη την αδράνεια του τοίχου (Ανυφαντάκη και συν. 2014).

Ουσιαστικά, παραθέτουν μια μέθοδο κατά την οποία υπολογίζεται ένας τροποποιημένος συντελεστής K_{ae} και μέσω των συντελεστών ασφαλείας υπολογίζετε το απαιτούμενο βάρος του τοίχου. Η συνολική μετακίνηση του τοίχου δε συμβαίνει στιγμιαία αλλά είναι άθροισμα πολλών μικρότερων μετατοπίσεων κατά τη διάρκεια του σεισμού, αποκλείοντας βεβαίως τις συνθήκες ρευστοποίησης. Οι Richards and Elms καταλήγουν στο ότι η μέθοδος Mononobe - Okabe είναι ικανοποιητική αν συμπεριληφθούν σε αυτήν η αδράνεια του τοίχου καθώς και οι δυναμικές ωθήσεις του εδάφους.

Veletsos and Younan (1994,1997)

Οι παραπάνω μέθοδοι αναφέρονται στην περίπτωση άκαμπτων ακλόνητων τοίχων και δε λαμβάνουν υπόψη την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης. Το κενό αυτό κάλυψαν οι Veletsos and Younan οι οποίοι έδειξαν ότι τα παραπάνω επηρεάζουν αρκετά τη συμπεριφορά του τοίχου και την κατανομή των ωθήσεων πίσω απ' αυτόν. Η απόκριση του συστήματος υπολογίστηκε αρχικά για αρμονικές διεγέρσεις και στη συνέχεια με την τεχνική των μετασχηματισμών Fourier υπολογίστηκε και για τυχαίες διεγέρσεις. Οι παράμετροι που επηρεάζουν την απόκριση του συστήματος είναι: α) η σχετική δυσκαμψία του τοίχου ως προς το έδαφος αντιστήριξης:

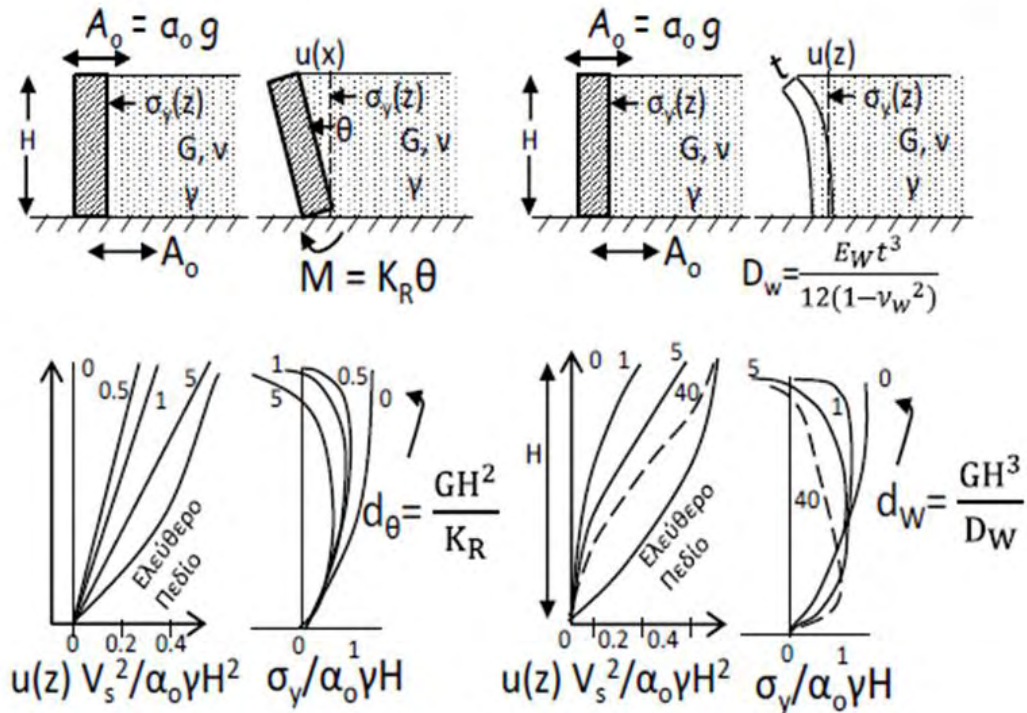
$$d_w = GH^3/D_w \quad (4.8)$$

όπου,

d_w η δυσκαμψία του τοίχου ανά μονάδα μήκους και β) η σχετική δυσκαμψία του στροφικού ελατηρίου της βάσης ως προς το έδαφος επίχωσης:

$$d_\theta = GH^2/R_e \quad (4.9)$$

Η μέθοδος έχει ως παραδοχή την πλήρη σύνδεση τοίχου με αντιστηριζόμενο έδαφος και επιτρέπει την ανάπτυξη εφελκυσμού. Εάν επιτρεπόταν η αποκόλληση θα οδηγούμασταν σε μεγαλύτερες ωθήσεις. Ακόμη, θεωρείται σταθερή κατανομή των ιδιοτήτων του εδάφους με το βάθος. Στην πραγματικότητα η παραβολική κατανομή θα οδηγούσε σε μείωση της συνισταμένης δύναμης, (Σχ. 4.12). Οι Veletsos and Younan υποστήριξαν ότι οι δύο αυτές παραδοχές αλληλοεξουδετερώνονται και τα αποτελέσματα είναι ρεαλιστικά (Ανυφαντάκη και συν. 2014).



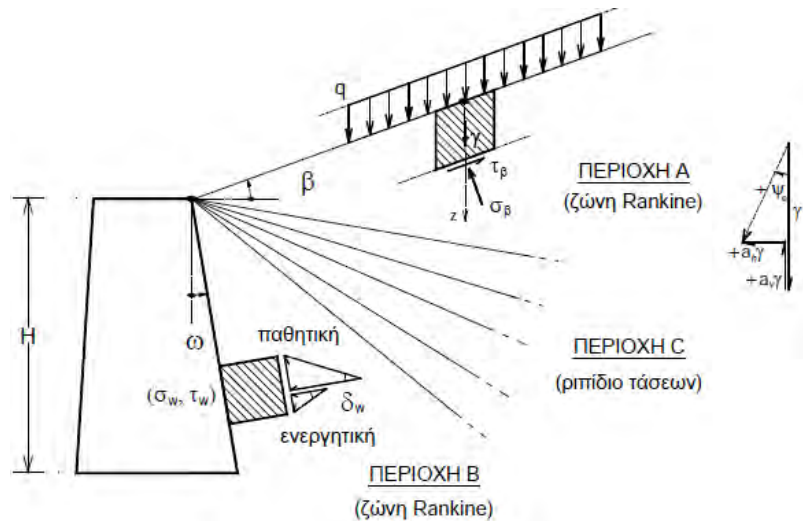
Σχήμα 4.12: Διαγράμματα κατά τη μέθοδο Veletsos and Younan (1997) (Ανυφαντάκη και συν. 2014)

Mylonakis (2007)

Στο Σχήμα (4.13) απεικονίζεται το υπό εξέταση πρόβλημα που αφορά την περίπτωση επικλινούς εδαφικής μάζας από ξηρό, μη συνεκτικό υλικό, η οποία αντιστηρίζεται από τραχύ κεκλιμένο τοίχο βαρύτητας και υπόκειται σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης υπό την επίδραση βαρυτικών και σεισμικών δυνάμεων πεδίου ($a_h \times g$) και ($a_y \times g$) στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση αντίστοιχα. Οι παράμετροι του προβλήματος είναι: το ύψος (H) και η κλίση (ω) του τοίχου, η κλίση (β) του πρανούς, η τραχύτητα (δ) της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους, η γωνία εσωτερικής τριβής (φ), το ειδικό βάρος (γ) του εδαφικού υλικού, και η επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους (q).

Όσον αφορά στην κινηματική του προβλήματος, η παρούσα ανάλυση θεωρεί μετατόπιση χωρίς περιστροφή του τοίχου, ικανού εύρους για να αναπτυχθούν πλήρως οι ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις. Επίσης, η εδαφική μάζα θεωρείται συμπαγής πριν την πλαστική διαρροή, ώστε η κατανομή των σεισμικών αδρανειακών δράσεων καθ' ύψος να είναι ομοιόμορφη. Και οι δύο παραπάνω παραδοχές έχουν σημαντική επίδραση στην ακριβή κατανομή των εδαφικών ωθήσεων επί του τοίχου. Η συνισταμένη δύναμη

πεδίου στο έδαφος δρα υπό γωνία ψ_e ως προς την κατακόρυφη, όπου $\tan \psi_e = a_h / (1 - a_v)$.

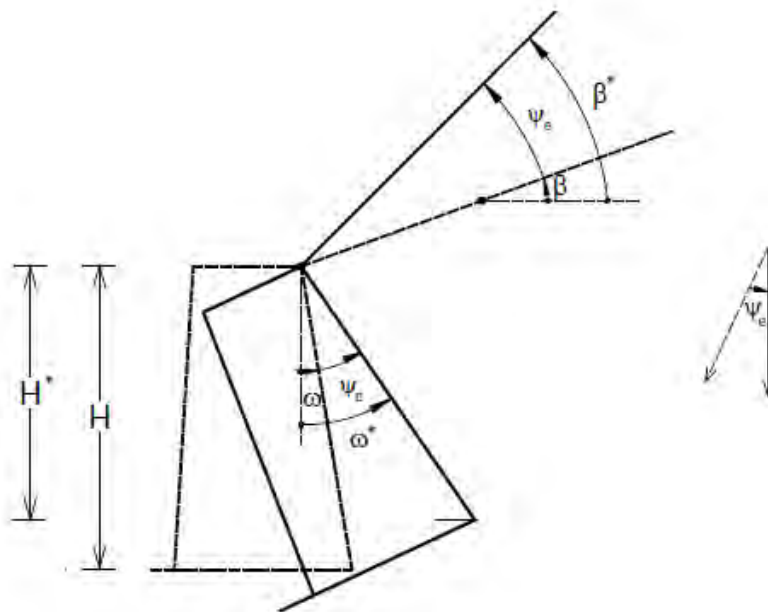


Σχήμα 4.13: Ανάλυση τοίχου βαρύτητας με ασυνεχές πεδίο τάσεων (Mylonakis et al., 2007)

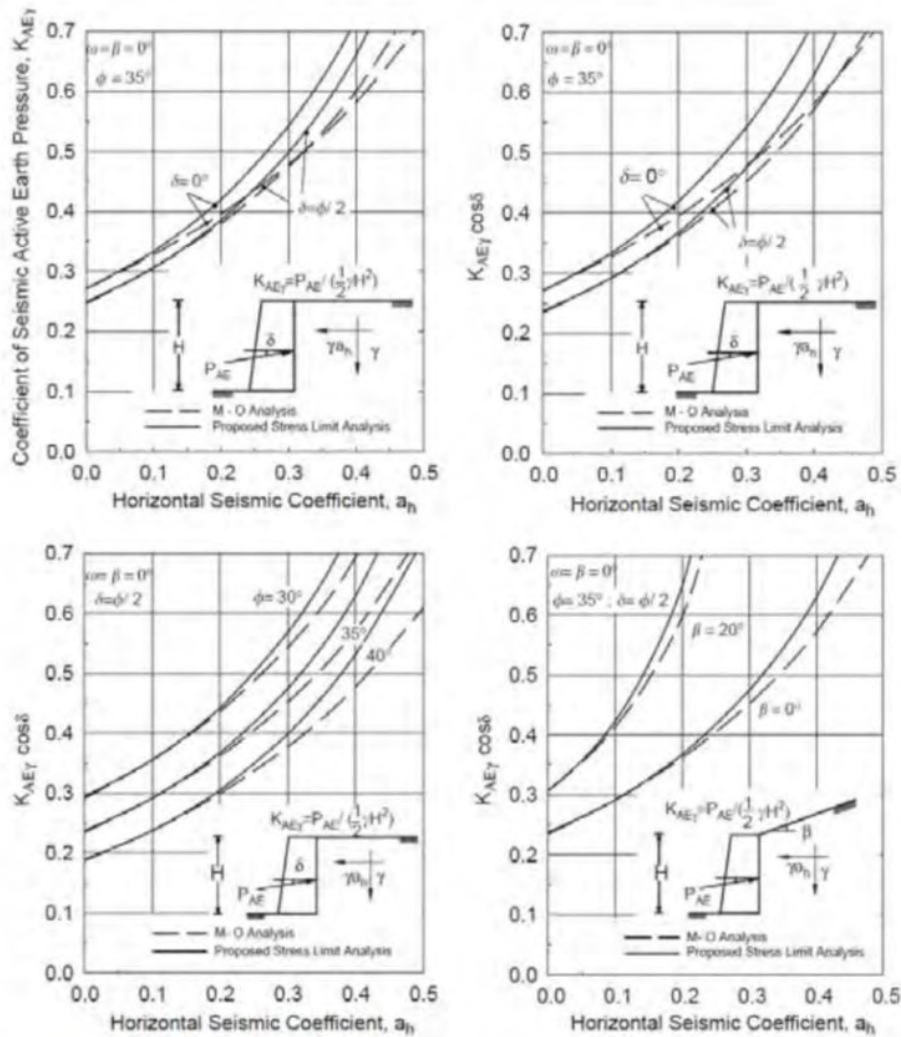
Όπως φαίνεται από το παραπάνω σχήμα, η αντιστηριζόμενη εδαφική μάζα χωρίζεται νοητικά σε τρεις περιοχές: την περιοχή A, η οποία βρίσκεται κοντά στην επιφάνεια του εδάφους, την περιοχή B η οποία ικανοποιεί τη συνοριακή συνθήκη της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (κριτήριο αστοχίας διεπιφάνειας) και μια μεταβατική ζώνη Γ μεταξύ των περιοχών A και B. Και στις δύο περιοχές, η εδαφική μάζα θεωρείται ότι βρίσκεται σε κατάσταση επικείμενης διαρροής, δηλαδή ότι ικανοποιείται οριακά χωρίς να παραβιάζεται το κριτήριο αστοχίας. Η ίδια υπόθεση ισχύει και για τη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους, η οποία υπόκειται σε δράσεις επαφής. Με βάση τη θεωρία των ασυνεχών τασικών πεδίων, οι τάσεις στις δύο αυτές διακριτές περιοχές ισορροπούν μεταξύ τους, πάνω σε μία ή περισσότερες ασυνέχειες τάσεων.

Στη λύση των Mylonakis et al. (2007) το σεισμικό πρόβλημα προκύπτει από το αντίστοιχο βαρυντικό, με τη χρήση του ακόλουθου μετασχηματισμού: από τη στιγμή που η σεισμική δράση λαμβάνεται να ενεργεί ψευδοστατικά και ομοιόμορφα στην εδαφική μάζα, υπό σταθερή γωνία ψ_e από την κατακόρυφη, είναι προφανές πως το σεισμικό πρόβλημα δε διαφέρει ουσιαστικά από το στατικό, καθώς το πρώτο ταυτίζεται με το δεύτερο μέσω περιστροφής του συστήματος αναφοράς κατά τη γωνία ψ_e όπως φαίνεται στο Σχήμα (4.14).

Με άλλα λόγια η σεισμική γωνία ψ_e δεν αποτελεί μια πρόσθετη φυσική παράμετρο του προβλήματος, παρά μόνο μεταβάλλει τις τιμές των υπόλοιπων παραμέτρων, εκτός φυσικά από τις παραμέτρους αντοχής ϕ και δ . Αυτή η συμμετρία φαίνεται ότι χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά από τον Briske (1927) και αργότερα από τους Terzaghi (1943) και Arango (Seed & Whitman, 1967) για την επίλυση συναφών προβλημάτων. Στο Σχήμα (4.15) απεικονίζονται διαγράμματα που προέκυψαν κατά της μεθόδου Mylonakis (2007) (Ανυφαντάκη και συν. 2014).



Σχήμα 4.14: Μετασχηματισμός ομοιότητας μεταξύ βαρυντικού και σεισμικού προβλήματος (Mylonakis et al., 2007)



Σχήμα 4.15: Διαγράμματα κατά τη μέθοδο Mylonakis (Ανυφαντάκη και συν. 2014)

4.5.2. Πρακτικός αμετακίνητοι τοίχοι

Wood (1973)

Ο Wood χρησιμοποιώντας τη θεωρία ελαστικότητας και τη θεωρία ελαστικής διάδοσης κυμάτων ανέπτυξε λύσεις ελαστικού εδάφους σε άκαμπτη βάση, με άκαμπτο τοίχο υπό ποικίλες συνθήκες φορτίσεως. Για εντελώς άκαμπτο τοίχο που αντιστηρίζει ένα σχετικά μεγάλης έκτασης τοίχο, υπολόγισε ότι η σεισμική δύναμη είναι πιθανό να είναι δύο φορές μεγαλύτερη της αντίστοιχης υπολογιζόμενης με τη μέθοδο Coulomb. Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν πανομοιότυποι συντελεστές οριζόντιας επιτάχυνσης k_h . Επιπλέον, προτάθηκε για δύσκαμπτους τοίχους εγκιβωτισμένους σε

βράχο ή πολύ πυκνό έδαφος, συγκρατούμενους από πασσάλους ή βαθειά θαμμένους, μια ελαστική μέθοδος αντί της Mononobe-Okabe (Building Seismic Safety Council, 2010).

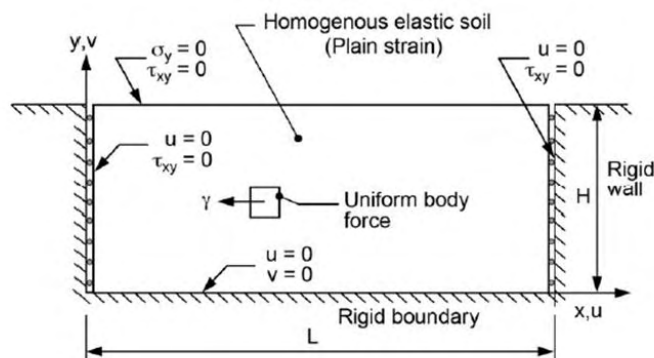
Ο Wood επισήμανε, πως η εδαφική ενίσχυση ήταν ασήμαντη για σχετικά μακροπερίοδες διεγέρσεις (δηλαδή διεγέρσεις με συχνότητα μικρότερη από τη μισή της ιδιοσυχνότητας του ελευθέρου πεδίου) το οποίο περιγράφει ένα αρκετά μεγάλο ποσοστό σεισμικών προβλημάτων. Για ομοιόμορφη σταθερά k_h εφαρμοζόμενη σε όλο το ελαστικό αντιστηριζόμενο έδαφος, ο Wood (1973) όρισε τη δυναμική ώθηση ΔP_{ae} η οποία ασκείται σε λείους άκαμπτους αμετακίνητους τοίχους ως εξής:

$$\Delta P_{ae} = F k_h \gamma H^2 \quad (4.10)$$

Η τιμή του F είναι περίπου ίση με τη μονάδα (Whitman, 1991) οδηγώντας έτσι στον ακόλουθο τύπο για τοίχους άκαμπτους και αμετακίνητους πάνω σε άκαμπτη βάση:

$$\Delta P_{ae} = k_h \gamma H^2 \quad (4.11)$$

Το σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης θεωρείτε περίπου στο $0.6 H$ πάνω από τη βάση του τοίχου. Πρέπει να σημειώσουμε ότι στο μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε από τον Wood (1973) δεν λαμβάνετε υπόψη πουθενά η επίδραση της αδράνειας της ανωδομής που συνδέεται με τον τοίχο (Building Seismic Safety Council, 2010). Αυτή η επιρροή μπορεί να επηρεάσει την αλληλεπίδραση μεταξύ του εδάφους και του τοίχου και κατά συνέπεια τον υπολογισμό των πιέσεων που ασκούνται σε αυτόν, (Σχ. 4.16) (Ανυφαντάκη και συν. 2014).



Σχήμα 4.16: Θεωρία Wood για άκαμπτο τοίχο (Ανυφαντάκη και συν. 2014)

5. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

5.1 Λειτουργία GEO5

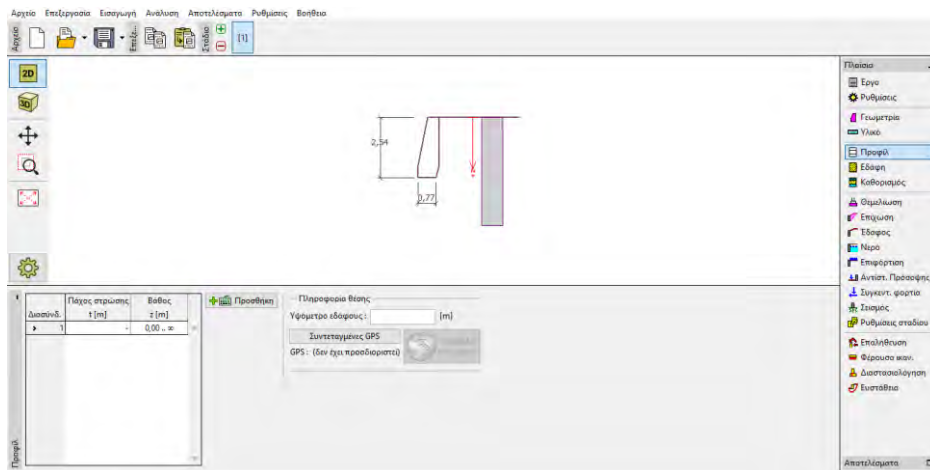
Στην παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία έγινε μελέτη και επίλυση τοίχων αντιστήριξης, σε συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες. Η μελέτη αυτή πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του γεωτεχνικού λογισμικού GEO5, Demo Έκδοση, 2019.

Το GEO5 είναι μία σειρά προγραμμάτων σχεδιασμένα για την επίλυση γεωτεχνικών προβλημάτων, που βασίζεται τόσο στις κλασσικές αναλυτικές μεθόδους, όσο και στη μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων (FEM). Καθένα από τα ανεξάρτητα προγράμματα επιλύει συγκεκριμένη γεωτεχνική εφαρμογή, ωστόσο επικοινωνούν μεταξύ τους και είναι εύκολα στη χρήση.

Το πρόγραμμα είναι σχεδιασμένο να επιλύει ποικίλα γεωτεχνικά προβλήματα, ξεκινώντας από τα βασικά (επαλήθευση θεμελιώσεων, τοίχων, ευστάθειας πρανών), μέχρι προγράμματα υψηλών απαιτήσεων (ανάλυση σηράγγων, βλάβες κτηρίων λόγω της κατασκευής σηράγγων, ευστάθεια βραχωδών πρανών). Κάθε πρόγραμμα επιλύει συγκεκριμένο τύπο κατασκευής, έτσι ο χρήστης έχει δυνατότητα να επιλέξει ό,τι χρειάζεται.

Αποτελείται από ανεξάρτητα προγράμματα με ενοποιημένο περιβάλλον, το οποίο είναι εύκολο στη χρήση και δεν απαιτεί ιδιαίτερη εκπαίδευση. Υπάρχει η δυνατότητα μεταφοράς δεδομένων μεταξύ ανεξάρτητων προγραμμάτων όπως επίσης και μεταφορά ολόκληρης της κατασκευής σε άλλο πρόγραμμα για περαιτέρω ανάλυση.

Το περιβάλλον εργασίας του λογισμικού GEO5 δίνει στον χρήστη εύκολη πρόσβαση σε όλες τις διαθέσιμες εντολές για την επίλυση ενός τοίχου αντιστήριξης, όπως διακρίνεται στην Εικόνα (5.1).



Εικόνα 5.1: Περιβάλλον εργασίας του λογισμικού GEO5

Σύμφωνα με την επίσημη ιστοσελίδα του προγράμματος, τα βασικά χαρακτηριστικά επίλυσης ενός τοίχου με το λογισμικό GEO5 είναι:

- Η ανάλυση επαλήθευσης μπορεί να εκτελεστεί χρησιμοποιώντας EN 1997-1, LRFD ή κλασική μέθοδο (οριακές καταστάσεις, συντελεστή ασφαλείας).
- EN 1997 - δυνατότητα επιλογής μερικών συντελεστών με βάση τα Εθνικά Παραρτήματα.
- EN 1997 - δυνατότητα επιλογής όλων των μεθόδων σχεδιασμού, εξετάζοντας καταστάσεις σχεδιασμού.
- Ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας (ανατροπή, μετατόπιση, φέρουσα ικανότητα εδάφους θεμελίωσης).
- Έλεγχος διατομών σκυροδέματος σύμφωνα με διάφορα πρότυπα (EC2, BS 8110, IS456, CSN, PN).
- Επαλήθευση κατασκευών από λιθοδομή (EC 6, GB 50030-2011).
- Γενική διαστρωμάτωση του εδάφους.
- Ενσωματωμένη βάση δεδομένων για εδαφικές παραμέτρους.
- Απεριόριστος αριθμός πρόσθετων φορτίσεων στο φορέα (λωριδωτό, τραπεζοειδές και συγκεντρωμένο φορτίο).
- Απεριόριστος αριθμός πρόσθετων δυνάμεων (αγκύρια, κιγκλίδωμα ασφαλείας, κτλ.).
- Προσομοίωση νερού μπροστά και πίσω από την κατασκευή, προσομοίωση αρτεσιανού νερού.
- Δυνατότητα θεώρησης γενικού σχήματος του τοίχου βαρύτητας.

- Γενική γεωμετρία εδάφους πίσω από την κατασκευή.
- Βαθμίδες μπροστά από την κατασκευή.
- Ωθήσεις μπροστά από την κατασκευή (ουδέτερες, παθητικές, ενεργητικές).
- Ανάλυση ωθήσεων γαιών σε ενεργητικές και ολικές παραμέτρους.
- Επιδράσεις σεισμού (Mononobe-Okabe, Arrango, Chinese standards).
- Δυνατότητα ορισμού διαφόρων κατασκευαστικών φάσεων.
- Η εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος μπορεί να αγνοηθεί.

5.2 Αριθμητικές επιλύσεις

Για την συγκεκριμένη μελέτη, δημιουργήθηκαν τρεις προσομοιώσεις τοίχων αντιστήριξης, ένας τοίχος βαρύτητας, ένας τοίχος πρόβολος και ένας τοίχος με αντηρίδες. Οι τοίχοι αυτοί μελετώνται για συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες με στόχο την αξιολόγηση του τελικού κόστους κατασκευής. Βασικοί παράμετροι που λήφθηκαν υπόψη για την μελέτη του κάθε τοίχου ξεχωριστά είναι:

- Συντελεστής ασφαλείας εξωτερικής ευστάθειας: $2 < FS < 2,4$
- Ύψος τοίχου: 4 μέτρα
- Εδαφικό προφίλ δύο στρώσεων
- Παρουσία υδροφόρου ορίζοντα
- Επιτρεπόμενη τάση εδάφους $\sigma(\epsilon\delta) = 0,15 \text{ MPa}$

Το πρώτο βήμα της μελέτης περιλαμβάνει τις ρυθμίσεις ανάλυσης που πρέπει να ορίσει ο χρήστης, στην εντολή “Ρυθμίσεις”. Στην συγκεκριμένη διπλωματική εργασία έγινε χρήση των παρακάτω προτύπων και μεθόδων:

Ρυθμίσεις ανάλυσης:	Πρότυπο- συντελεστές ασφαλείας
Κατασκευές από σκυρόδεμα:	EN 1992-1-1 (EC2)
Συντελεστές EN 1992-1-1:	πρότυπο
Φέρουσα τοιχοποιία:	EN 1996-1-1 (EC6)
Υπολογισμός ενεργητικών ωθήσεων γαιών:	Coulomb
Υπολογισμός παθητικών ωθήσεων γαιών:	Coulomb
Σεισμική ανάλυση:	Mononobe-Okabe
Σχήμα σφήνας εδάφους:	Υπολογισμός ως λοξό

Επιτρεπόμενη εκκεντρότητα:	0,333
Μεθοδολογία επαλήθευσης:	Συντελεστής ασφαλείας (ASD)

Το δεύτερο βήμα που εκτελεί ο χρήστης είναι ο ορισμός της γεωμετρίας του κάθε τοίχου, το οποίο θα αναλυθεί στην παρακάτω παράγραφο αναλυτικά για την κάθε περίπτωση τοίχου. Έπειτα, στον προσδιορισμό του υλικού, στην εντολή “Υλικό”, ορίζεται:

Ειδικό βάρος τοίχου: $\gamma=23 \text{ kN/m}^3$

Η ανάλυση των κατασκευών σκυροδέματος έγινε με βάση το πρότυπο EN 1992-1-1 (EC2).

Σκυρόδεμα: C20/25

Θλιπτική αντοχή κυλίνδρου: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Εφελκυστική αντοχή: $f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$

Διαμήκης χάλυβας: B500

Αντοχή χάλυβα: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Στην εντολή “Προφίλ”, ο χρήστης εισάγει τον αριθμό και το αντίστοιχο πάχος των εδαφικών στρώσεων που θα μελετηθούν. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν δύο στρώσεις εδαφών, εκ των οποίων η πρώτη αποτελείται από άμμο και η δεύτερη από άργιλο. Οι παράμετροι των εδαφικών υλικών αναφέρονται παρακάτω και η επεξεργασία τους λαμβάνει χώρα μέσω της εντολής “Εδάφη”:

1 ^η Εδαφική στρώση:	Άμμος
Ειδικό βάρος:	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Εντατική κατάσταση:	ενεργές
Γωνία εσωτερικής τριβής:	$\varphi_{ef} = 40^\circ$
Σύνολο εδάφους:	$C_{ef} = 0 \text{ kPa}$
Γωνία τριβής κατασκευής εδάφους:	$\delta = 0$
Κατηγορία εδάφους	μη συνεκτικό
Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους:	$\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$

2 ^η Εδαφική στρώση:	Άργιλος
Ειδικό βάρος:	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Εντατική κατάσταση:	ενεργές
Γωνία εσωτερικής τριβής:	$\varphi_{ef} = 29^\circ$
Σύνολο εδάφους:	$C_{ef} = 5 \text{ kPa}$
Γωνία τριβής κατασκευής εδάφους:	$\delta = 0$
Κατηγορία εδάφους	συνεκτικό
Λόγος Poisson	$\nu = 0,30$
Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους:	$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$

Έπειτα, μέσω της εντολής “Καθορισμός”, τα στοιχεία τα οποία δόθηκαν, εισάγονται στις ήδη σχηματισμένες στρώσεις που δημιουργήθηκαν με την προηγούμενη εντολή. Έχοντας ο χρήστης, τα βασικότερα στοιχεία που είναι η γεωμετρία του τοίχου και τα χαρακτηριστικά των εδαφών, είναι σε θέση να προσθέσει μέσα από τις επόμενες εντολές, τα επιπλέον χαρακτηριστικά που χρειάζεται για την μελέτη.

Οι εντολές αυτές δίνουν την επιλογή της προσθήκης και επεξεργασίας: θεμελίωσης, επίχωσης, κλίσης εδάφους, υδροφόρου ορίζοντα, επιφόρτισης που δέχεται κάθε κατασκευή, σεισμικών φορτίων και ρυθμίσεων του σταδίου κατασκευής. Στην παρούσα μελέτη, έγινε προσθήκη υδροφόρου ορίζοντα πίσω από την κατασκευή με ύψος 1,5 μέτρο, στην εντολή “Νερό”. Εισήχθη τύπος θεμελίωσης “έδαφος από γεωλογικό προφίλ” και στις ρυθμίσεις του σταδίου κατασκευής επιλέχθηκε ως περίπτωση σχεδιασμού η επιλογή: “μόνιμος”.

Μετά την ολοκλήρωση της προσθήκης όλων των χαρακτηριστικών, ακολουθεί το επόμενο στάδιο του ελέγχου και των αποτελεσμάτων. Αρχικά, γίνεται η επαλήθευση των στοιχείων, που σκοπό έχει τον υπολογισμό των ασκούμενων δυνάμεων στην κατασκευή και τον έλεγχο της κατασκευής σε ανατροπή και ολίσθηση. Έπειτα, πραγματοποιείται έλεγχος της εκκεντρότητας και της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, όπου και ορίζεται η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους $\sigma(\text{εδ.}) = 0,15 \text{ MPa}$.

Επόμενο βήμα είναι η διαστασιολόγηση του τοίχου όπου γίνεται ο υπολογισμός της διατμητικής δύναμης αστοχίας, της θλιπτικής δύναμης αστοχίας και της ροπής αστοχίας.

Επίσης, στον τοίχο προβόλου όπως και στον τοίχο με αντηρίδες, γίνεται και η επεξεργασία του απαιτούμενου οπλισμού ανά περίπτωση.

Τέλος, με την εντολή “Ευστάθεια” πραγματοποιείται ο έλεγχος της εξωτερικής ευστάθειας της κατασκευής και ο μελετητής μπορεί να επιλέξει τη μέθοδο ανάλυσης που επιθυμεί για να υπολογίσει τον συντελεστή ευστάθειας FS. Στην παρούσα εργασία, ο συντελεστής ευστάθειας θα υπολογιστεί με την μέθοδο Bishop.

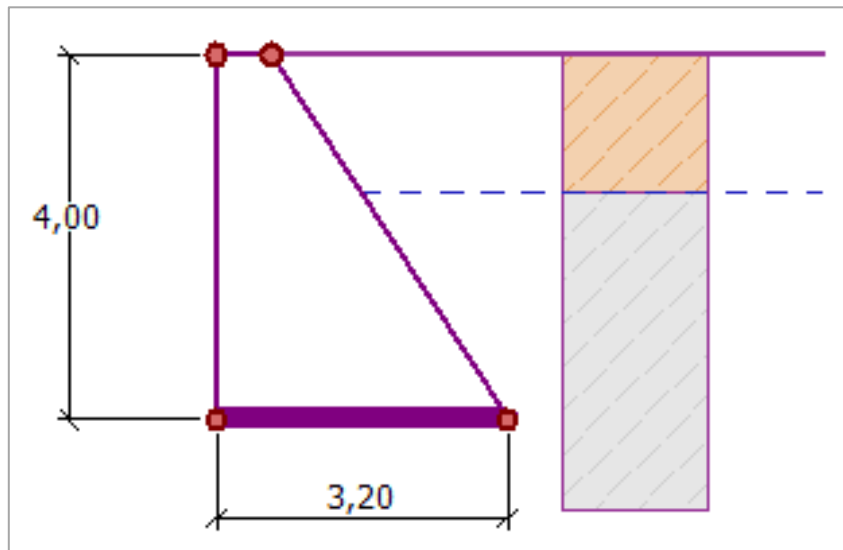
1^η Περίπτωση: Τοίχος βαρύτητας

Η πρώτη προσομοίωση αφορά έναν τοίχο βαρύτητας. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, για την αξιολόγηση σύγκριση μεταξύ των τριών μέτρων αντιστήριξης λήφθηκαν ορισμένες κοινές παράμετροι. Το ύψος των τοίχων έχει οριστεί στα 4 μέτρα και το πλάτος για κάθε τοίχο, προσδιορίστηκε μετά από δοκιμές διαστασιολόγησης, ώστε να ικανοποιεί τόσο όλους τους απαιτούμενους ελέγχους όσο και την συνθήκη που αφορά τον συντελεστή εξωτερικής ευστάθειας.

Συγκεκριμένα, για την διαστασιολόγηση του τοίχου βαρύτητας παρουσιάζεται και εξετάζεται ως πρώτη και μικρότερη τιμή του πλάτους, τα 3,2 μέτρα. Η τιμή αυτή αποτελεί σημείο αναφοράς της διαστασιολόγησης, για την αξιολόγηση σύγκριση των διαστάσεων όλων των τοίχων, έχοντας ως συγκρίσιμο δεδομένο το πλάτος των δύο επόμενων τοίχων αντιστήριξης, που θα αναλυθούν παρακάτω. Απαραίτητο να σημειωθεί ότι το συγκεκριμένο πλάτος έχει προκύψει από δοκιμές διαστασιολόγησης με τους απαραίτητους ελέγχους να είναι ικανοποιητικοί.

Ωστόσο, η συγκεκριμένη τιμή του πλάτους στον τοίχο βαρύτητας είναι μη αποδεκτή, διότι δεν ικανοποιείται ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας του πεδίου. Κατά τη διαδικασία επεξεργασίας της γεωμετρίας του κάθε τοίχου, λήφθηκαν διαφορετικές τιμές διαστάσεων, μέχρι να προκύψει η τελική διάσταση του πλάτους. Αναφέρονται στη συνέχεια, 3 από τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν, με τις δοκιμαστικές γεωμετρίες και τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τους ελέγχους.

1^η Δοκιμή (πλάτος τοίχου 3,20 m)



Εικόνα 5.2: 1^η Δοκιμαστική γεωμετρία

Έπειτα από την εισαγωγή όλων των παραμέτρων του εδάφους και την προσθήκη υδροφόρου ορίζοντα, επόμενο βήμα είναι το στάδιο της ανάλυσης. Στην εντολή της “Επαλήθευσης” προκύπτουν αναλυτικά τα παρακάτω αποτελέσματα:

Ροπή αντοχής: $M_{res} = 328,47 \text{ kNm/m}$

Ροπή ανατροπής: $M_{ovr} = 103,90 \text{ kNm/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $3,16 > 1,50$

Οριζόντια δύναμη αντοχής: $H_{res} = 137,86 \text{ kN/m}$

Ενεργή οριζόντια δύναμη: $H_{act} = 86,73 \text{ kN/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $1,59 > 1,50$

Εφόσον προκύπτει ικανοποιητικός αυτός ο έλεγχος, το επόμενο βήμα είναι ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας.

Έλεγχος του εδάφους θεμελίωσης

Τάση στο κάτω μέρος του πεδίου: Ορθογωνικό

Επαλήθευση εκκενρότητας

Μέγιστη εκκενρότητα της ορθής δύναμης: $e = 0,196$

Μέγιστη επιτρεπόμενη εκκεντρότητα: $e_{alw} = 0,333$


Έλεγχος φέρουσας ικανότητας

Μέγιστη τάση στη βάση του πεδύλου: $\sigma = 118,99 \text{ kPa}$

Φέρουσα ικανότητα σε έδαφος θεμελίωσης: $R_d = 150,00 \text{ kPa}$

Συντελεστής ασφαλείας = $1,26 < 1,50$

Ο συγκεκριμένος έλεγχος δεν είναι ικανοποιητικός (Εικ. 5.3), οπότε γίνεται ξανά δοκιμή με νέα γεωμετρία.

 Φέρουσα ικαν.

Φορτίο σχεδιασμού κεντρικά στη βάση του πεδύλου			
No.	Ροπή [kNm/m]	Ορθή δύναμη [kN/m]	Τέμνουσα [kN/m]
1	145,31	231,17	86,73

Φορτίο λειτουργίας κεντρικά στη βάση του πεδύλου			
No.	Ροπή [kNm/m]	Ορθή δύναμη [kN/m]	Τέμνουσα [kN/m]
1	145,31	231,17	86,73

Έλεγχος του εδάφους θεμελίωσης
Τάση στο κάτω μέρος του πεδύλου : ορθογωνικό

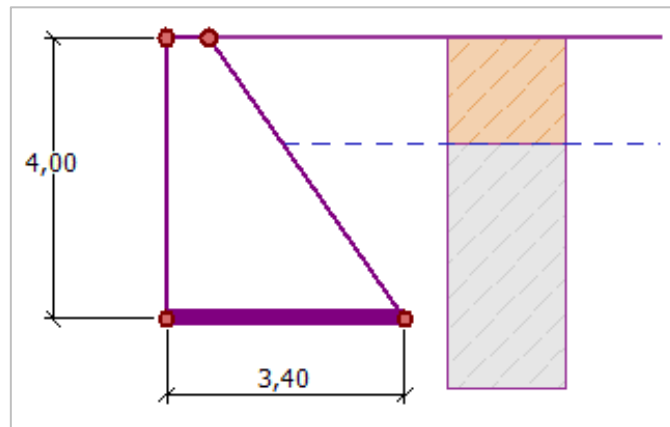
Επαλήθευση εκκεντρότητας
Μεγ. εκκεντρότητα της ορθής δύναμης $e = 0,196$
Μέγιστη επιτρεπόμενη εκκεντρότητα $e_{alw} = 0,333$
Εκκεντρότητα της ορθής δύναμης είναι **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας
Μεγ. τάση στη βάση του πεδύλου $\sigma = 118,99 \text{ kPa}$
Φέρουσα ικανότητα σε έδαφος θεμελίωσης $R_d = 150,00 \text{ kPa}$
Συντελεστής ασφαλείας = $1,26 < 1,50$
Φέρουσα ικαν του εδάφους θεμελίωσης **ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

Συνολική επαλήθευση - φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελ. **ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

Εικόνα 5.3: Ενδεικτικά αποτελέσματα επίλυσης μέσω του λογισμικού GEO5

2^η Δοκιμή (πλάτος τοίχου 3,40 m)



Εικόνα 5.4: 2^η Δοκιμαστική γεωμετρία

Αποτελέσματα της επαλήθευσης:

Ροπή αντοχής: $M_{res} = 372,78 \text{ kNm/m}$

Ροπή ανατροπής: $M_{ovr} = 106,68 \text{ kNm/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $3,49 > 1,50$

Οριζόντια δύναμη αντοχής: $H_{res} = 147,21 \text{ kN/m}$

Ενεργή οριζόντια δύναμη: $H_{act} = 88,65 \text{ kN/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $1,66 > 1,50$

Εφόσον και αυτός ο έλεγχος προκύπτει ικανοποιητικός, επόμενο βήμα ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας:

Έλεγχος του εδάφους θεμελίωσης

Τάση στο κάτω μέρος του πεδίου: Ορθογωνικό

Επαλήθευση εκκεντρότητας

Μέγιστη εκκεντρότητα της ορθής δύναμης: $e = 0,182$

Μέγιστη επιτρεπόμενη εκκεντρότητα: $e_{alw} = 0,333$

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας

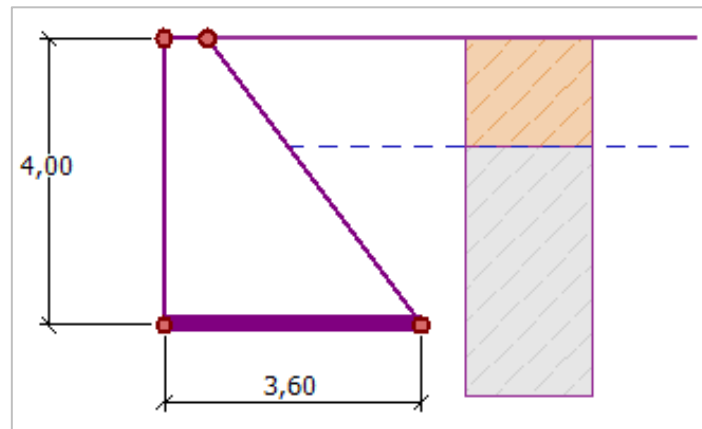
Μέγιστη τάση στη βάση του πεδίου: $\sigma = 113,76 \text{ kPa}$

Φέρουσα ικανότητα σε έδαφος θεμελίωσης: $R_d = 150,00 \text{ kPa}$

Συντελεστής ασφαλείας = $1,32 < 1,50$

Ο έλεγχος αυτός δεν είναι ικανοποιητικός, οπότε γίνεται ξανά δοκιμή με νέα γεωμετρία.

3^η Δοκιμή (πλάτος τοίχου 3,60 m)



Εικόνα 5.5: 3^η Δοκιμαστική γεωμετρία

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την επαλήθευση είναι:

Ροπή αντοχής: $M_{res} = 509,60 \text{ kNm/m}$

Ροπή ανατροπής: $M_{ovr} = 70,04 \text{ kNm/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $7,28 > 1,50$

Οριζόντια δύναμη αντοχής: $H_{res} = 179,34 \text{ kN/m}$

Ενεργή οριζόντια δύναμη: $H_{act} = 63,95 \text{ kN/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $2,80 > 1,50$

Ο έλεγχος προκύπτει ικανοποιητικός, οπότε πραγματοποιείται ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας.

Έλεγχος του εδάφους θεμελίωσης

Τάση στο κάτω μέρος του πεδίου: Ορθογωνικό

Επαλήθευση εκκεντρότητας

Μέγιστη εκκεντρότητα της ορθής δύναμης: $e = 0,089$

Μέγιστη επιτρεπόμενη εκκεντρότητα: $e_{alw} = 0,333$

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας

Μέγιστη τάση στη βάση του πεδίου: $\sigma = 100,22 \text{ kPa}$

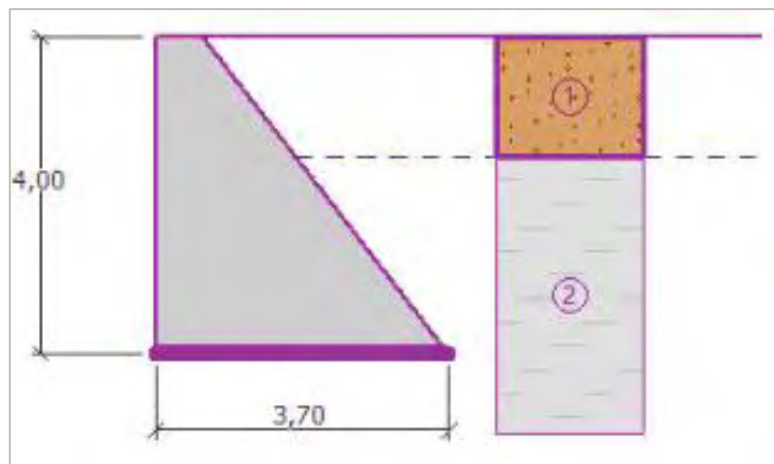
Φέρουσα ικανότητα σε έδαφος θεμελίωσης: $R_d = 150,00 \text{ kPa}$

Συντελεστής ασφαλείας = $1,49 < 1,50$

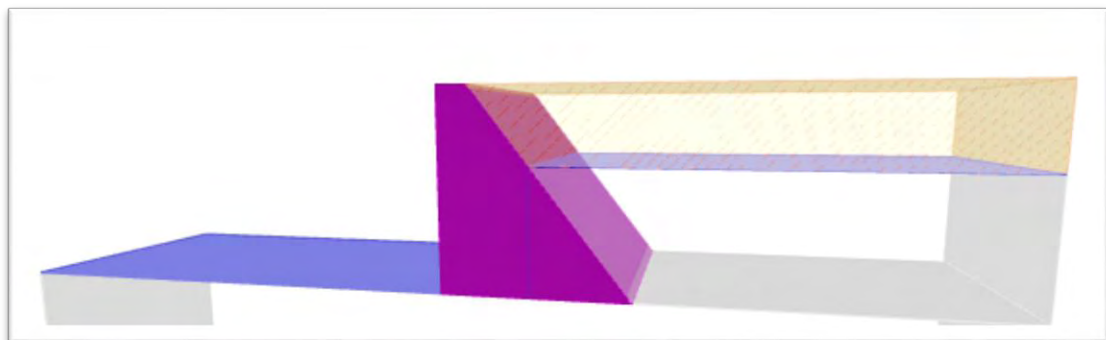
Ο έλεγχος αυτός δεν είναι ικανοποιητικός, επομένως πραγματοποιείται νέα δοκιμή γεωμετρίας, η οποία είναι επιτυχής σε όλους τους παραπάνω ελέγχους, με διαστάσεις, όπως φαίνεται και στην Εικόνα (5.5), οι οποίες ορίζονται με συντεταγμένες σημείων στον Πίνακα (5.1). Επίσης, στην Εικόνα (5.6) παρουσιάζεται η τρισδιάστατη απεικόνιση του τοίχου.

Πίνακας 5.1: Συντεταγμένες σημείων τοίχου βαρύτητας

No	X(m)	Z(m)
1	0,00	0.00
2	3.10	4,00
3	-0.60	4,00
4	-0.60	0,00



Εικόνα 5.6: Γεωμετρία τοίχου βαρύτητας



Εικόνα 5.7: Τρισδιάστατη απεικόνιση τοίχου βαρύτητας

Εφόσον, έχουν εισαχθεί οι εδαφικοί παράμετροι που αναφέρθηκαν παραπάνω, όπως επίσης και η προσθήκη του υδροφόρου ορίζοντα, το επόμενο στάδιο είναι το στάδιο της επαλήθευσης των δεδομένων. Προκύπτουν επακόλουθα οι δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή και διακρίνονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 5.2: Δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή

Δύναμη	F_x (kN/m)	F_z (kN/m)	Σημείο εφαρμογής		Συντελεστής	
			x (m)	z (m)		
1	Βάρος-τοιχός	0,00	197,80	1,26	-1,52	1,000
2	Βάρος-σφήνα γαιών	0,00	27,60	1,80	-2,88	1,000
3	Ενεργητική ώθηση	-32,70	55,56	2,90	-1,35	1,000
4	Υδροστατική πίεση	-31,25	24,22	3,25	-0,83	1,000
5	Πίεση ανύψωσης	0,00	0,00	0,60	-4,00	1,000

Επίσης, από τον έλεγχο της ευστάθειας ανατροπής και ολίσθησης προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

Ροπή αντοχής: $M_{res} = 539,10 \text{ kNm/m}$

Ροπή ανατροπής: $M_{ovr} = 70,04 \text{ kNm/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $7,70 > 1,50$

Οριζόντια δύναμη αντοχής: $H_{res} = 184.53 \text{ kN/m}$

Ενεργή οριζόντια δύναμη: $H_{act} = 63.95 \text{ kN/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $2,89 > 1,50$

Ο τελικός έλεγχος προκύπτει ικανοποιητικός. Εν συνεχεία, στον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας προκύπτει:

Έλεγχος του εδάφους θεμελίωσης

Τάση στο κάτω μέρος του πεδίου: Ορθογωνικό

Επαλήθευση εκκεντρότητας

Μέγιστη εκκεντρότητα της ορθής δύναμης: $e = 0,085$

Μέγιστη επιτρεπόμενη εκκεντρότητα: $e_{alw} = 0,333$

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας

Μέγιστη τάση στη βάση του πεδύλου: $\sigma = 99,28 \text{ kPa}$

Φέρουσα ικανότητα σε έδαφος θεμελίωσης: $R_d = 150,00 \text{ kPa}$

Συντελεστής ασφαλείας = $1,51 > 1,50$

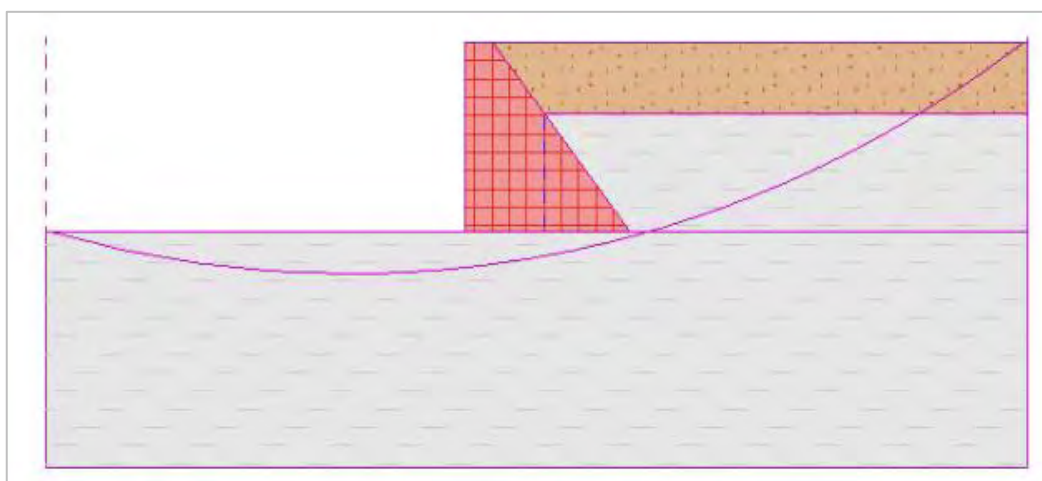
Προκύπτει ότι η συνολική επαλήθευση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους του θεμελίου είναι ικανοποιητική. Επόμενο βήμα του ελέγχου είναι το στάδιο της διαστασιολόγησης, όπου γίνεται έλεγχος του κατασκευαστικού κορμού 0,10 μέτρα από την στέψη του τοίχου. Τα αποτελέσματα του ελέγχου είναι τα παρακάτω:

Διατμητική δύναμη αστοχίας: $V_{Rd} = 370,95 \text{ kN/m} > 0,02 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Θλιπτική δύναμη αστοχίας: $N_{Rd} = 6735,40 \text{ kN/m} > 1,52 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Ροπή αστοχίας: $M_{Rd} = 0,51 \text{ kN/m} > 0,03 \text{ kN/m} = M_{Ed}$

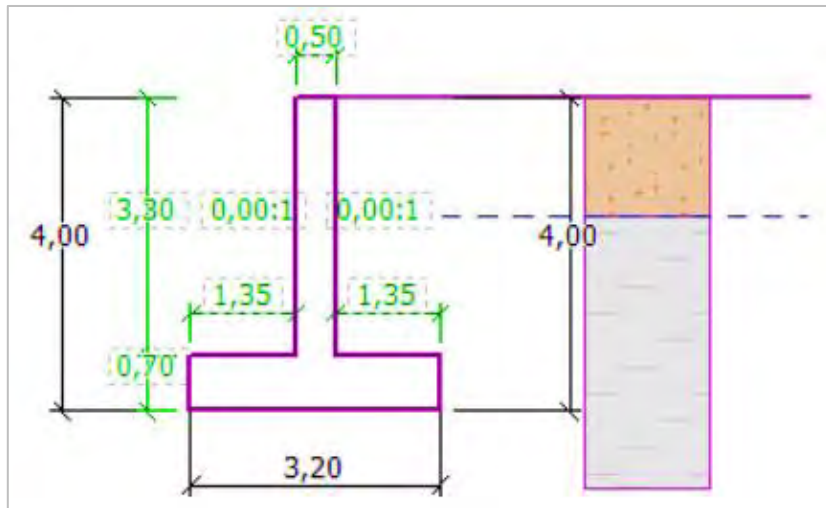
Με την ολοκλήρωση των βημάτων αυτών, το πρόγραμμα είναι σε θέση να εκτελέσει την ανάλυση ευστάθειας (Εικ. 5.7), με χρήση της μεθόδου Bishop. Ο συντελεστής ασφαλείας προκύπτει: $2,34 > 1,50$.



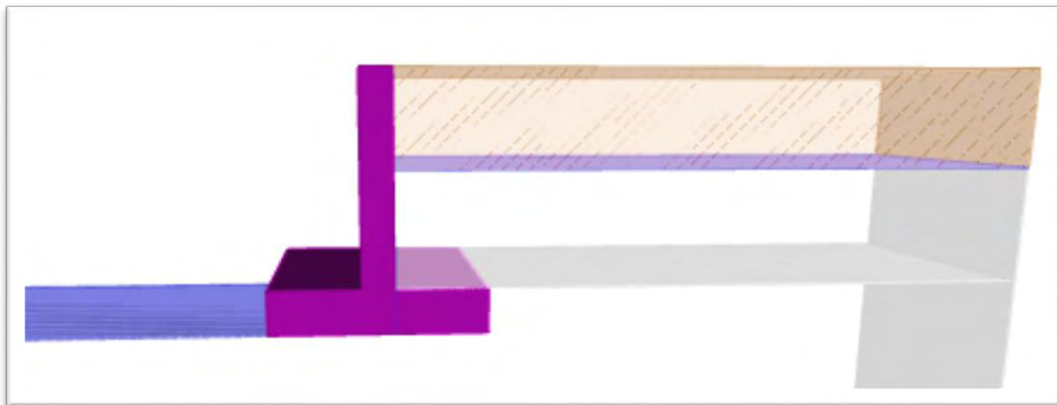
Εικόνα 5.8: Ανάλυση ευστάθειας τοίχου βαρύτητας

2^η Περίπτωση: Τοίχος πρόβολος

Στην δεύτερη περίπτωση μελετάται ένας τοίχος πρόβολος με τις παρακάτω διαστάσεις, όπως φαίνεται στην Εικόνα (5.8). Επιπλέον, στην Εικόνα (5.9) απεικονίζεται τρισδιάστατα ο τοίχος.



Εικόνα 5.9: Διαστάσεις τοίχου πρόβολου



Εικόνα 5.10: Τρισδιάστατη απεικόνιση τοίχου πρόβολου

Η φιλοσοφία μελέτης, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω είναι ίδια όσο αναφορά την μεθοδολογία και τα χαρακτηριστικά. Επομένως, το επόμενο βήμα της διαδικασίας είναι η επαλήθευση των δεδομένων. Στον Πίνακα (5.3) υπολογίζονται οι δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή:

Πίνακας 5.3: Δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή

Δύναμη	F_x (kN/m)	F_z (kN/m)	Σημείο εφαρμογής		Συντελεστής
			x (m)	z (m)	
1 Βάρος-τοιχος	0,00	89,47	1,60	-1,20	1,000
2 Βάρος-σφήνα γαιών	0,00	18,23	2,28	-1,62	1,000
3 Ενεργητική ώθηση	-30,19	36,03	2,61	-1,43	1,000
4 Υδροστατική πίεση	-31,25	0,00	1,85	-0,83	1,000
5 Πίεση ανύψωσης	0,00	0,00	1,85	-4,00	1,000

Εν συνεχεία, ο έλεγχος για την ευστάθεια ανατροπής και ο έλεγχος για ολίσθηση έχουν τα εξής αποτελέσματα:

Ροπή αντοχής: $M_{res} = 278,87 \text{ kNm/m}$

Ροπή ανατροπής: $M_{ovr} = 69,13 \text{ kNm/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $4,03 > 1,50$

Οριζόντια δύναμη αντοχής: $H_{res} = 94,27 \text{ kN/m}$

Ενεργή οριζόντια δύναμη: $H_{act} = 61,44 \text{ kN/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $1,53 > 1,50$

Ο τελικός έλεγχος προκύπτει ικανοποιητικός. Στον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας προκύπτει:

Έλεγχος του εδάφους θεμελίωσης

Τάση στο κάτω μέρος του πεδύλου: Ορθογωνικό

Επαλήθευση εκκεντρότητας

Μέγιστη εκκεντρότητα της ορθής δύναμης: $e = 0,044$

Μέγιστη επιτρεπόμενη εκκεντρότητα: $e_{alw} = 0,333$

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας

Μέγιστη τάση στη βάση του πεδύλου: $\sigma = 49,25 \text{ kPa}$

Φέρουσα ικανότητα σε έδαφος θεμελίωσης: $R_d = 150,00 \text{ kPa}$

Συντελεστής ασφαλείας = 3,05 > 1,50

Προκύπτει ότι η συνολική επαλήθευση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους του θεμελίου είναι ικανοποιητική, (Σχ. 5.11).

Φέρουσα ικαν.

Φορτίο σχεδιασμού κεντρικά στη βάση του πεδίου			
No.	Ροπή [kNm/m]	Ορθή δύναμη [kN/m]	Τέμνουσα [kN/m]
1	20,22	143,73	61,44

Φορτίο λειτουργίας κεντρικά στη βάση του πεδίου			
No.	Ροπή [kNm/m]	Ορθή δύναμη [kN/m]	Τέμνουσα [kN/m]
1	20,22	143,73	61,44

Έλεγχος του εδάφους θεμελίωσης
Τάση στο κάτω μέρος του πεδίου : ορθογωνικό

Επαλήθευση εκκεντρότητας
Μεγ. εκκεντρότητα της ορθής δύναμης $e = 0,044$
Μέγιστη επιτρεπόμενη εκκεντρότητα $e_{allow} = 0,333$
Εκκεντρότητα της ορθής δύναμης είναι **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας
Μεγ. τάση στη βάση του πεδίου $\sigma = 49,25$ kPa
Φέρουσα ικανότητα σε έδαφος θεμελίωσης $R_d = 150,00$ kPa
Συντελεστής ασφαλείας = 3,05 > 1,50
Φέρουσα ικαν του εδάφους θεμελίωσης είναι **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

Συνολική επαλήθευση - φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελ. είναι **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

Εικόνα 5.11: Ενδεικτικά αποτελέσματα επίλυσης με το λογισμικό GEO5

Επόμενο βήμα του ελέγχου είναι το στάδιο της διαστασιολόγησης, όπου ελέγχεται ο οπλισμός του τοίχου. Στον τοίχο αυτό, όπως επίσης και στην τρίτη περίπτωση, της παρακάτω παραγράφου, γίνεται εισαγωγή του ελάχιστου απαιτούμενου οπλισμού με διάμετρο ράβδου Φ14.

Οι θέσεις διαστασιολόγησης στις οποίες γίνεται έλεγχος είναι στον κατακόρυφο μπροστινό και πίσω οπλισμό, στο πέλμα και στο “τακούνι” του τοίχου. Τα αποτελέσματα του ελέγχου της διαστασιολόγησης είναι τα εξής:

Διάμετρος ράβδου: 14,0 (mm)

Επικάλυψη οπλισμού: 30,0 (mm)

Έλεγχος μπροστινού οπλισμού:

Δεν απαιτείται οπλισμός μπροστά

Έλεγχος τοίχου- πίσω οπλισμός:

Αριθμός ράβδων: 4

Αναλογία οπλισμού: $\rho = 0,13 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $x = 0.03 \text{ m} < 0,29 \text{ m} = x_{\max}$

Διατμητική δύναμη αστοχίας: $V_{Rd} = 154,61 \text{ kN} > 51,16 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ροπή αστοχίας: $M_{Rd} = 122,35 \text{ kNm} > 49,21 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Έλεγχος πέλματος τοίχου:

Αριθμός ράβδων: 6

Αναλογία οπλισμού: $\rho = 0,14 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $x = 0.04 \text{ m} < 0,41 \text{ m} = x_{\max}$

Διατμητική δύναμη αστοχίας: $V_{Rd} = 200,11 \text{ kN} > 48,15 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ροπή αστοχίας: $M_{Rd} = 260,20 \text{ kNm} > 34,02 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Έλεγχος στο “τακούνι” του τοίχου:

Αριθμός ράβδων: 6

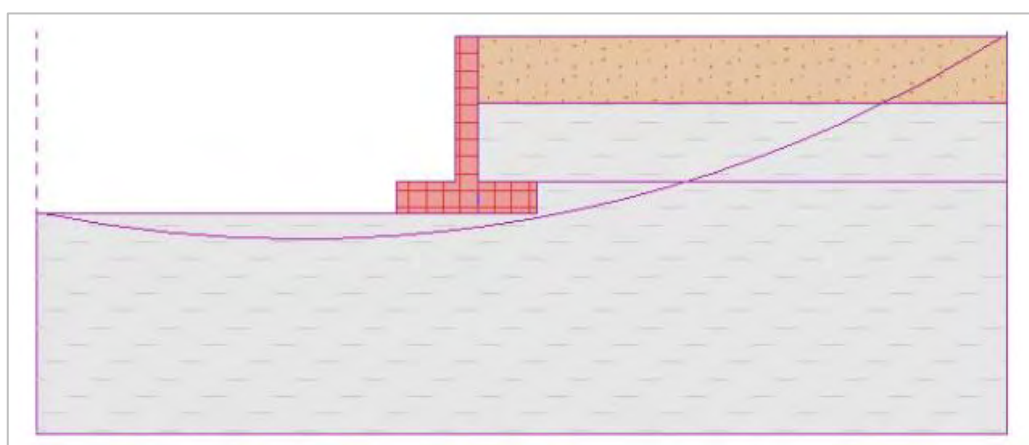
Αναλογία οπλισμού: $\rho = 0,14 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $x = 0.04 \text{ m} < 0,41 \text{ m} = x_{\max}$

Διατμητική δύναμη αστοχίας: $V_{Rd} = 200,11 \text{ kN} > 24,16 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ροπή αστοχίας: $M_{Rd} = 260,20 \text{ kNm} > 16,84 \text{ kNm} = M_{Ed}$

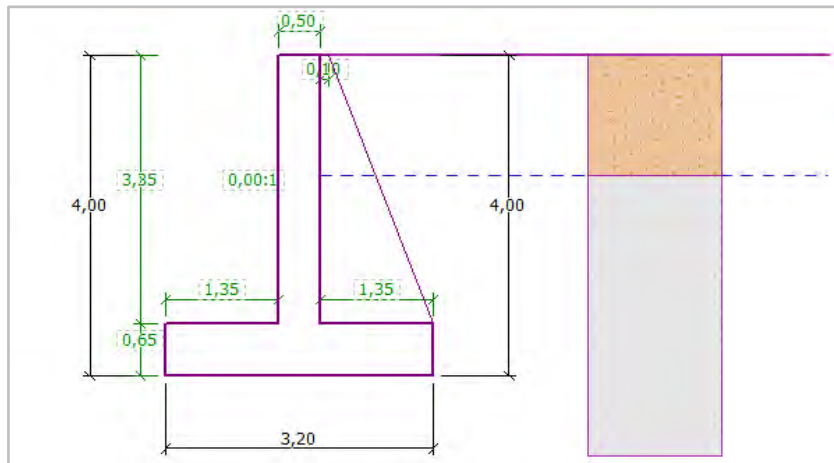
Με την ολοκλήρωση των βημάτων αυτών, το πρόγραμμα εκτελεί την ανάλυση ευστάθειας (Εικ. 5.5), με χρήση της μεθόδου Bishop. Ο συντελεστής ασφαλείας προκύπτει: $2,37 > 1,50$.



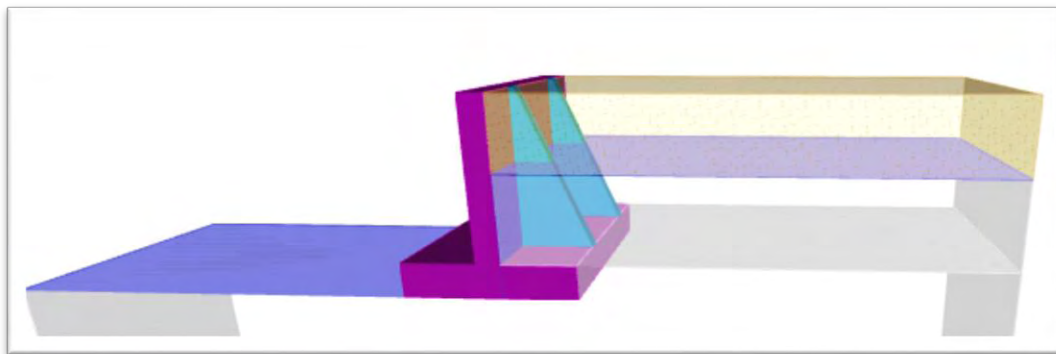
Εικόνα 5.12: Ανάλυση ευστάθειας τοίχου προβόλου

3^η Περίπτωση: Τοίχος με αντηρίδες

Στην τρίτη περίπτωση μελετάται ένας τοίχος με δύο αντηρίδες, με τις παρακάτω διαστάσεις, όπως φαίνεται στην Εικόνα (5.11). Στην Εικόνα (5.12) παρουσιάζεται η τρισδιάστατη απεικόνιση του τοίχου.



Εικόνα 5.13: Διαστάσεις τοίχου με αντηρίδες



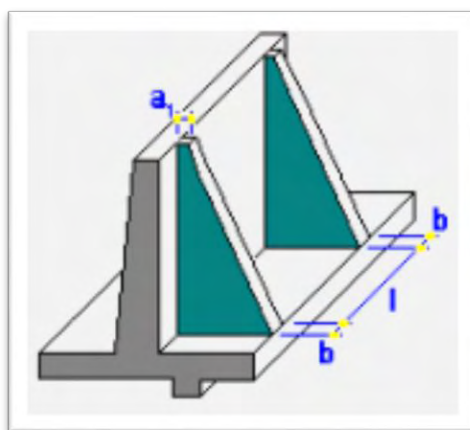
Εικόνα 5.14: Τρισδιάστατη απεικόνιση τοίχου με αντηρίδες

Οι διαστάσεις της κάθε αντηρίδας (Εικ. 5.13), είναι:

Απόσταση: $l = 2,50$ (m)

Πάχος: $b = 0,25$ (m)

Άνω πλάτος: $a_1 = 0,10$ (m)



Εικόνα 5.15: Διαστάσεις αντηρίδας

Οι δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή ορίζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 5.4: Δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή

Δύναμη	F_x (kN/m)	F_z (kN/m)	Σημείο εφαρμογής		Συντελεστής
			x (m)	z (m)	
1 Βάρος-τοιχος	0,00	82,36	1,60	-1,22	1,000
2 Βάρος-σφήνα γαιών	0,00	18,04	2,28	-1,56	1,000
3 Ενεργητική ώθηση	-30,37	36,71	2,61	-1,42	1,000
4 Υδροστατική πίεση	-31,25	0,00	1,85	-0,83	1,000
5 Πίεση ανύψωσης	0,00	0,00	1,85	-4,00	1,000

Επίσης, ο έλεγχος της ευστάθειας ανατροπής και ο έλεγχος για ολίσθηση έχουν τα εξής αποτελέσματα:

Ροπή αντοχής: $M_{res} = 275,20 \text{ kNm/m}$

Ροπή ανατροπής: $M_{ovr} = 69,25 \text{ kNm/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $3,97 > 1,50$

Οριζόντια δύναμη αντοχής: $H_{res} = 92,82 \text{ kN/m}$

Ενεργή οριζόντια δύναμη: $H_{act} = 61,62 \text{ kN/m}$

Συντελεστής ασφαλείας = $1,51 > 1,50$

Ο τελικός έλεγχος προκύπτει ικανοποιητικός. Εν συνεχεία, στον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας, προκύπτει:

Έλεγχος του εδάφους θεμελίωσης

Τάση στο κάτω μέρος του πεδύλου: Ορθογωνικό

Επαλήθευση εκκεντρότητας

Μέγιστη εκκεντρότητα της ορθής δύναμης: $e = 0,044$

Μέγιστη επιτρεπόμενη εκκεντρότητα: $e_{allow} = 0,333$

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας

Μέγιστη τάση στη βάση του πεδύλου: $\sigma = 48,35 \text{ kPa}$

Φέρουσα ικανότητα σε έδαφος θεμελίωσης: $R_d = 150,00 \text{ kPa}$

Συντελεστής ασφαλείας = $3,10 > 1,50$

Με βάση τα παραπάνω η συνολική επαλήθευση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους του θεμελίου θεωρείται ικανοποιητική.

Φέρουσα ικαν.

Φορτίο σχεδιασμού κεντρικά στη βάση του πεδύλου			
No.	Ροπή [kNm/m]	Ορθή δύναμη [kN/m]	Τέμνουσα [kN/m]
1	19,84	141,12	61,62

Φορτίο λειτουργίας κεντρικά στη βάση του πεδύλου			
No.	Ροπή [kNm/m]	Ορθή δύναμη [kN/m]	Τέμνουσα [kN/m]
1	19,84	141,12	61,62

Έλεγχος του εδάφους θεμελίωσης
Τάση στο κάτω μέρος του πεδύλου: ορθογωνικό

Επαλήθευση εκκεντρότητας
Μεγ. εκκεντρότητα της ορθής δύναμης $e = 0,044$
Μέγιστη επιτρεπόμενη εκκεντρότητα $e_{allow} = 0,333$
Εκκεντρότητα της ορθής δύναμης είναι ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας
Μεγ. τάση στη βάση του πεδύλου $\sigma = 48,35 \text{ kPa}$
Φέρουσα ικανότητα σε έδαφος θεμελίωσης $R_d = 150,00 \text{ kPa}$
Συντελεστής ασφαλείας = $3,10 > 1,50$
Φέρουσα ικαν του εδάφους θεμελίωσης είναι ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ

Συνολική επαλήθευση - φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελ. είναι ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ

Εικόνα 5.16: Ενδεικτικά αποτελέσματα επίλυσης μέσω του λογισμικού GEO5

Επόμενο βήμα των ελέγχων, είναι το στάδιο της διαστασιολόγησης, όπου ελέγχεται ο οπλισμός του τοίχου.

Διάμετρος ράβδου: 14,0 (mm)

Επικάλυψη οπλισμού: 30,0 (mm)

Έλεγχος μπροστινού κατακόρυφου οπλισμού- M_{Ed} :

$$\sigma_{Hi} = 47,29 \text{ kPa}$$

$$M_{Ed} = 2,97 \text{ kNm}$$

Αριθμός ράβδων: 4

$$\text{Αναλογία οπλισμού: } \rho = 0,13 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } x = 0.03 \text{ m} < 0,29 \text{ m} = x_{max}$$

$$\text{Ροπή αστοχίας: } M_{Rd} = 122,28 \text{ kNm} > 2,97 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

Έλεγχος μπροστινού κατακόρυφου οπλισμού - V_{Ed} :

Αριθμός ράβδων: 4

$$\text{Διατμητική δύναμη αστοχίας: } V_{Rd} = 154,61 \text{ kN} > 25,25 \text{ kN} = V_{Ed}$$

Έλεγχος πίσω κατακόρυφος οπλισμός:

$$\sigma_{Hi} = 47,29 \text{ kPa}$$

$$M_{Ed} = 11,86 \text{ kNm}$$

Αριθμός ράβδων: 4

$$\text{Αναλογία οπλισμού: } \rho = 0,13 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } x = 0.03 \text{ m} < 0,29 \text{ m} = x_{max}$$

$$\text{Διατμητική δύναμη αστοχίας: } V_{Rd} = 154,61 \text{ kN} > 25,25 \text{ kN} = V_{Ed}$$

$$\text{Ροπή αστοχίας: } M_{Rd} = 122,28 \text{ kNm} > 11,86 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

Έλεγχος μπροστινού οριζόντιου οπλισμού:

$$\sigma_{Hi} = 20,20 \text{ kPa}$$

$$M_{Ed} = 21,15 \text{ kNm}$$

Αριθμός ράβδων: 14

$$\text{Αναλογία οπλισμού: } \rho = 0,14\% > 0,13 \% = \rho_{min}$$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } x = 0.03 \text{ m} < 0,29 \text{ m} = x_{max}$$

$$\text{Διατμητική δύναμη αστοχίας: } V_{Rd} = 517,95 \text{ kN} > 84,59 \text{ kN} = V_{Ed}$$

$$\text{Ροπή αστοχίας: } M_{Rd} = 424,01 \text{ kNm} > 21,15 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

Έλεγχος πίσω οριζόντιου οπλισμού:

$$\sigma_{Hi} = 20,20 \text{ kPa}$$

$$M_{Ed} = 35,25 \text{ kNm}$$

Αριθμός ράβδων: 14

$$\text{Αναλογία οπλισμού: } \rho = 0,14\% > 0,13 \% = \rho_{min}$$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } x = 0.03 \text{ m} < 0,29 \text{ m} = x_{max}$$

Διατμητική δύναμη αστοχίας: $V_{Rd} = 517,95 \text{ kN} > 84,59 \text{ kN} = V_{Ed}$
Ροπή αστοχίας: $M_{Rd} = 424,01 \text{ kNm} > 35,25 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Έλεγχος πέλματος τοίχου- κάτω οπλισμός:

$\sigma_{Hi} = 47,29 \text{ kPa}$

$M_{Ed} = 12,11 \text{ kNm}$

Αριθμός ράβδων: 6

Αναλογία οπλισμού: $\rho = 0,15 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $x = 0,04 \text{ m} < 0,38 \text{ m} = x_{max}$

Διατμητική δύναμη αστοχίας: $V_{Rd} = 188,97 \text{ kN} > 48,43 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ροπή αστοχίας: $M_{Rd} = 240,12 \text{ kNm} > 34,18 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Έλεγχος στο “τακούνι” του τοίχου- κάτω οπλισμός:

$\sigma_{Hi} = 63,14 \text{ kPa}$

$M_{Ed} = 44,39 \text{ kNm}$

Αριθμός ράβδων: 7

Αναλογία οπλισμού: $\rho = 0,13 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $x = 0,03 \text{ m} < 0,38 \text{ m} = x_{max}$

Διατμητική δύναμη αστοχίας: $V_{Rd} = 255,11 \text{ kN} > 160,54 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ροπή αστοχίας: $M_{Rd} = 281,10 \text{ kNm} > 44,39 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Έλεγχος στο “τακούνι” του τοίχου- άνω οπλισμός:

$\sigma_{Hi} = 63,14 \text{ kPa}$

$M_{Ed} = 26,64 \text{ kNm}$

Αριθμός ράβδων: 7

Αναλογία οπλισμού: $\rho = 0,13 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $x = 0,03 \text{ m} < 0,38 \text{ m} = x_{max}$

Διατμητική δύναμη αστοχίας: $V_{Rd} = 255,11 \text{ kN} > 160,54 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ροπή αστοχίας: $M_{Rd} = 281,10 \text{ kNm} > 26,64 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Έλεγχος εσωτερικών αντηρίδων:

Αριθμός ράβδων: 13

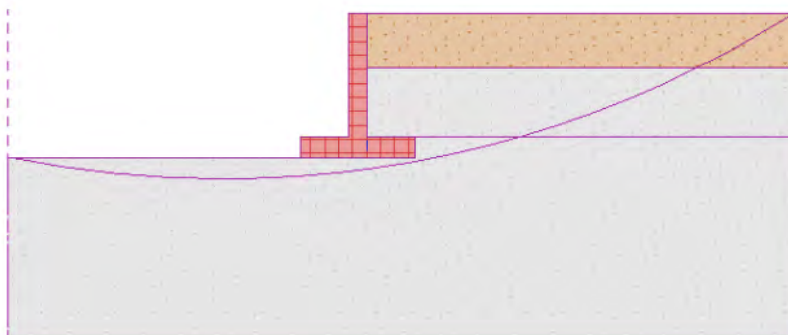
Αναλογία οπλισμού: $\rho = 0,44 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $x = 0,33 \text{ m} < 1,12 \text{ m} = x_{max}$

Διατμητική δύναμη αστοχίας: $V_{Rd} = 149,74 \text{ kN} > 145,86 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ροπή αστοχίας: $M_{Rd} = 1463,51 \text{ kNm} > 142,48 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Με την ολοκλήρωση των βημάτων αυτών, το πρόγραμμα είναι σε θέση να εκτελέσει την ανάλυση ευστάθειας (Εικ. 5.14), με χρήση της μεθόδου Bishop. Ο συντελεστής ασφαλείας προκύπτει: $2,37 > 1,50$.



Εικόνα 5.17: Ανάλυση ευστάθειας τοίχου με αντηρίδες

5.3 Προμετρήσεις

Έπειτα από την μελέτη που πραγματοποιήθηκε για τον κάθε τοίχο ξεχωριστά, στόχος είναι να εξεταστεί και το κόστος κατασκευής του κάθε τοίχου. Οι τιμές, οι οποίες έχουν ληφθεί για την κοστολόγηση είναι τρέχουσες τιμές αγοράς και έχουν δοθεί από τεχνικό γραφείο των Τρικάλων, το οποίο αναλαμβάνει ανάλογες εργασίες. Τα υλικά τα οποία έχουν χρησιμοποιηθεί, όπως έχει ήδη αναφερθεί, είναι το σκυρόδεμα και ο χάλυβας οπλισμού. Ωστόσο, πέρα από το κόστος του κάθε υλικού ξεχωριστά, λαμβάνεται υπόψη και το κόστος των εργατικών. Όσο αναφορά το σκυρόδεμα το οποίο συνυπολογίζεται με την χρήση αντλίας και τον Φ.Π.Α., η αντίστοιχη τιμή είναι 70 €/m^3 και η τιμή των εργατικών 35 €/m^3 . Το κόστος του οπλισμού είναι $0,9 \text{ €/κιλό}$ και το κόστος τοποθέτησής του $0,11 \text{ €/κιλό}$.

Επιπλέον, για τον υπολογισμό του κόστους απαραίτητες παράμετροι είναι το εμβαδόν των τοίχων, το οποίο υπολογίστηκε με την χρήση του προγράμματος Autocad 2015 και το βάρος της ράβδου, για διάμετρο 14 mm που έχει χρησιμοποιηθεί κατά την κατασκευή των τοίχων, ίσο με $1,21 \text{ kg/m}$, (Χουλιάρας, 2003). Όλοι οι υπολογισμοί έγιναν σε υπολογιστικό φύλλο εργασίας του Microsoft Excel. Η μονάδα μέτρησης των αποτελεσμάτων με βάση το πρόγραμμα είναι ανά τρέχον μέτρο, επομένως και τα τελικά κόστη είναι €/τρέχον μέτρο. Στον Πίνακα (5.5) παρουσιάζονται αναλυτικά τα κόστη που υπολογίστηκαν.

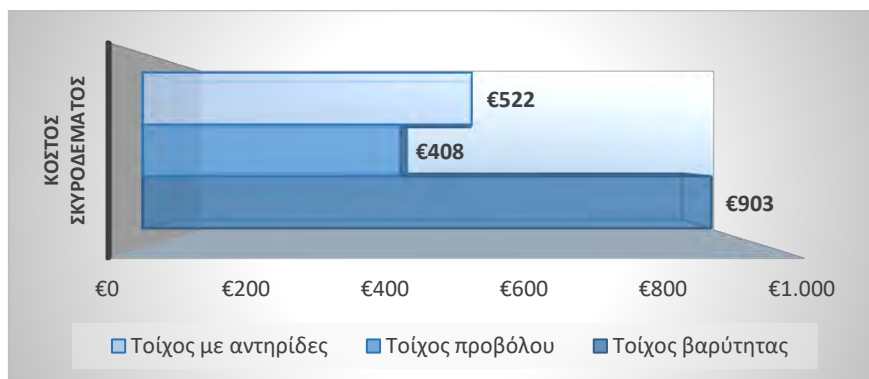
Πίνακας 5.5: Υπολογισμός κόστους τοίχων αντιστήριξης

Ειδικό βάρος σκυροδέματος: $\gamma =$	23 kN/m ³
Βάρος ράβδου (Φ14)=	1,21 kg/m
Τιμή σκυροδέματος με αντλία με Φ.Π.Α=	70 €/m ³
Κόστος εργατικών=	35 €/m ³
Κόστος οπλισμού=	0,9 €/kg
Κόστος τοποθέτησης οπλισμού=	0,11 €/kg
ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ	
Εμβαδόν τοίχου: $A=$	8,6 m ²
Όγκος τοίχου= $A \times 1 \text{ m} =$	8,6 m ³
Βάρος τοίχου=	$8,6 \text{ m}^3 \times 23 \text{ kN/m}^3 = 197,8 \text{ kN}$
Κόστος σκυροδέματος=	$8,6 \text{ m}^3 \times 70 \text{ €/m}^3 = 602 \text{ €}$
Κόστος εργατικών=	$8,6 \text{ m}^3 \times 35 \text{ €/m}^3 = 301 \text{ €}$
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ =	903 €/m
ΤΟΙΧΟΣ ΠΡΟΒΟΛΟΣ	
Εμβαδόν τοίχου: $A=$	3,89 m ²
Όγκος τοίχου= $A \times 1 \text{ m} =$	3,89 m ³
Βάρος τοίχου=	$3,89 \text{ m}^3 \times 23 \text{ kN/m}^3 = 89,47 \text{ kN}$
Σύνολο ράβδων ανά τρέχον μέτρο του τοίχου:	16
Βάρος οπλισμού=	$16 \times 1,21 \text{ kg/m} = 19,36 \text{ kg/m}$
Κόστος σκυροδέματος=	$3,89 \text{ m}^3 \times 70 \text{ €/m}^3 = 272 \text{ €}$
Κόστος εργατικών=	$3,89 \text{ m}^3 \times 35 \text{ €/m}^3 = 136 \text{ €}$
Συνολικό κόστος σκυροδέματος=	408 €/m
Κόστος οπλισμού=	$19,36 \text{ kg/m} \times 0,9 \text{ €/kg} = 17,24 \text{ €/m}$
Κόστος τοποθέτησης οπλισμού=	$19,36 \text{ kg/m} \times 0,11 \text{ €/kg} = 2,14 \text{ €/m}$
Συνολικό κόστος οπλισμού=	19,55 €/m
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ =	428 €/m
ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΑΝΤΗΡΙΔΕΣ	
Πάχος αντηρίδας: $b =$	0,25 m
Εμβαδόν τοίχου: $A_T=$	3,755 m ²
Εμβαδόν αντηρίδας: $A_{Avt.}=$	2,428 m ²
Όγκος _T = $A_T \times 1 \text{ m} =$	3,755 m ³
Όγκος _{Avt.} =	$(2,428 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 0,25) \times 2 = 1,214 \text{ m}^3$
Συνολικός όγκος τοίχου=	$3,755 \text{ m}^3 + 1,214 \text{ m}^3 = 4,969 \text{ m}^3$
Βάρος _T =	$3,755 \text{ m}^3 \times 23 \text{ kN/m}^3 = 86,365 \text{ kN}$
Βάρος _{Avt.} =	$(1,214 \text{ m}^3 \times 23 \text{ kN/m}^3 \times 0,25) \times 2 = 27,922 \text{ kN}$
Συνολικό βάρος τοίχου=	$4,969 \text{ m}^3 \times 23 \text{ kN/m}^3 = 114,287 \text{ kN}$
Σύνολο ράβδων/m τοίχου:	73
Βάρος οπλισμού=	$73 \times 1,21 \text{ kg/m} = 88,33 \text{ kg/m}$
Κόστος σκυροδέματος=	$4,969 \text{ m}^3 \times 70 \text{ €/m}^3 = 348 \text{ €}$
Κόστος εργατικών=	$4,969 \text{ m}^3 \times 35 \text{ €/m}^3 = 174 \text{ €}$
Συνολικό κόστος σκυροδέματος =	522 €/m
Κόστος οπλισμού=	$88,33 \text{ kg/m} \times 0,9 \text{ €/kg} = 79,49 \text{ €/m}$
Κόστος τοποθέτησης οπλισμού=	$88,33 \text{ kg/m} \times 0,11 \text{ €/kg} = 9,74 \text{ €/m}$
Συνολικό κόστος οπλισμού=	89,21 €/m
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ =	611 €/m

Επίσης, παρακάτω στα Σχήματα (5.1,5.2,5.3,5.4), απεικονίζονται οι διαγραμματικές συγκρίσεις του όγκου και του κόστους σκυροδέματος, του κόστους οπλισμού αλλά και του τελικού κόστους κατασκευής των τοίχων.



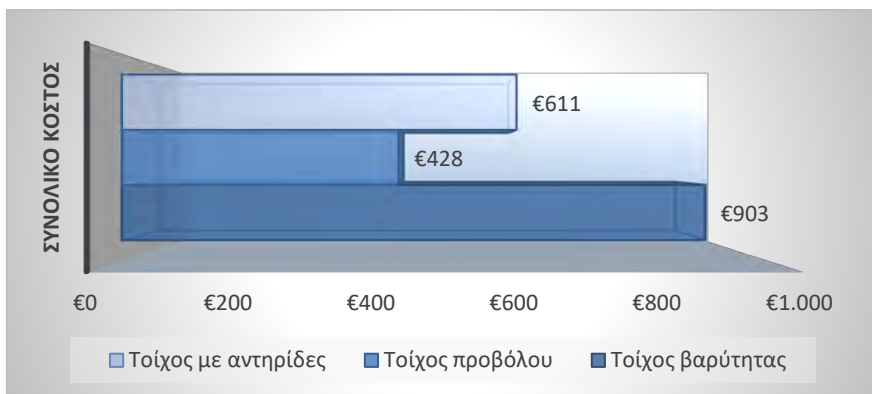
Σχήμα 5.1: Συγκριτικό διάγραμμα απαιτούμενου όγκου σκυροδέματος για κάθε τοίχο



Σχήμα 5.2: Συγκριτικό διάγραμμα κόστους απαιτούμενου σκυροδέματος



Σχήμα 5.3: Συγκριτικό διάγραμμα κόστους απαιτούμενου οπλισμού για τοίχο πρόβολο και τοίχο με αντηρίδες



Σχήμα 5.4: Συγκριτικό διάγραμμα συνολικού κόστους τοίχων

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα εργασία είχε ως σκοπό την όσο το δυνατόν καλύτερη προσέγγιση και μελέτη των πρυνών και της ευστάθειας τους. Η ευστάθεια των πρυνών αποτελεί σημαντικό πρόβλημα των εδαφομηχανικών εδώ και δεκαετίες, καθώς εμπλέκονται πολλοί παράγοντες επιρροής του φαινομένου της αστοχίας. Για τον λόγο αυτό, η ανάγκη για διερεύνηση και ανάπτυξη βέλτιστων τρόπων επίλυσης και κυρίως πρόβλεψης αστοχίας στα πρυνή συνεχώς αυξάνεται.

Οι κατολισθήσεις, είναι ένα φαινόμενο που προβλημάτισε τον άνθρωπο, μπόρεσε και ανέπτυξε την τεχνογνωσία του τόσο γεωλογικά όσο και τεχνικογεωλογικά και κατάφερε να ερμηνεύσει και να εξετάσει το φαινόμενο αυτό. Η μελέτη των κατολισθήσεων ήταν αναγκαία καθώς έχει άμεσες συνέπειες στην ζωή του ανθρώπου αλλά και στο περιβάλλον γενικότερα.

Ωστόσο, ένα από τα βασικότερα προβλήματα που καλείται να επιλύσει η γεωτεχνική μηχανική είναι η αντιστήριξη του εδάφους. Για το λόγο αυτό, ορισμένες από τις αρχαιότερες και θεμελιώδεις αρχές της μηχανικής του εδάφους αναπτύχθηκαν ώστε να εξυπηρετούν πραγματικά το σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης. Οι κατασκευές αντιστήριξης εδαφών χρησιμοποιούνται ευρύτατα σε σεισμογενείς περιοχές όπως η Ελλάδα. Όπως διαπιστώνεται από πληθώρα ιστορικών περιστατικών, οι κύριες αστοχίες εμφανίζονται λόγω του φαινομένου της ρευστοποίησης στο αντιστηριζόμενο κορεσμένο έδαφος.

Ιστορικά, η επίδραση των πλευρικών ωθήσεων στις κατασκευές αποτέλεσε ένα από τα πρώτα προβλήματα της γεωτεχνικής μηχανικής. Στην προσπάθεια προσέγγισης του προβλήματος αναπτύχθηκαν μερικές από τις πρώτες και πιο βασικές αρχές της Εδαφομηχανικής.

Για την κατανόηση των μεθόδων και θεωριών και που αναπτύχθηκαν στο σύνολο της εργασίας, παράχθηκαν και επιλύθηκαν με κατάλληλο λογισμικό τρία παραδείγματα προσομοίωσης: ένας τοίχος βαρύτητας, ένας τοίχος πρόβολος και ένας τοίχος με αντηρίδες.

Οι τοίχοι αυτοί μελετώνται με την παραδοχή όμοιων εδαφικών χαρακτηριστικών. Βασική θεώρηση της μελέτης, είναι ο συντελεστής εξωτερικής ευστάθειας με επιθυμητό εύρος υπολογισμού: $2 < FS < 2,4$. Πιο συγκεκριμένα, κάθε τοίχος ξεχωριστά αντιστηρίζει

εδαφικό προφίλ 4 μέτρων με δύο στρώσεις και με την ύπαρξη υδροφόρου ορίζοντα. Η επίλυση των τοίχων πραγματοποιείται με τις ίδιες μεθόδους. Κοινές παράμετροι, αποτελούν η τάση του εδάφους, οι ιδιότητες αντοχής της εδαφικής μάζας, το υλικό των τοίχων, όπως επίσης και η διάμετρος των ράβδων του οπλισμού έτσι ώστε να είναι τα αποτελέσματα απόλυτα συγκρίσιμα.

Στη συνέχεια, άλλη βασική παράμετρος, η οποία αποσκοπεί άμεσα σε συγκριτικά αποτελέσματα είναι οι διαστάσεις του τοίχου. Το ύψος λήφθηκε 4 μέτρα και το πλάτος για κάθε τοίχο, προσδιορίστηκε μετά από δοκιμές διαστασιολόγησης, ώστε να ικανοποιεί τόσο όλους τους απαιτούμενους ελέγχους όσο και την συνθήκη που αφορά τον συντελεστή εξωτερικής ευστάθειας.

Αρχικά, ο τοίχος βαρύτητας είναι ο μεγαλύτερος τοίχος σε όγκο σε σχέση με τους άλλους δύο τοίχους. Συγκεκριμένα, είναι $8,6 \text{ m}^3$, αμέσως μετά είναι ο τοίχος με αντηρίδες $4,97 \text{ m}^3$ και τέλος, ο τοίχος πρόβολος $3,89 \text{ m}^3$. Ωστόσο, αυτό έχει άμεση συνέπεια στο κόστος του σκυροδέματος, διότι το τελικό κόστος του τοίχου βαρύτητας ανέρχεται στα 903 €/τρέχον μέτρο. Λιγότερο κοστοβόρος είναι ο τοίχος με αντηρίδες με 522 €/τρέχον μέτρο και τέλος ο τοίχος πρόβολος με 408 €/τρέχον μέτρο.

Στη συνέχεια, οι επόμενοι δύο τοίχοι, τοίχος πρόβολος και τοίχος με αντηρίδες έχουν ένα επιπλέον μέτρο σύγκρισης, τον οπλισμό τον οποίο απαιτούν για την κατασκευή τους. Ο τοίχος πρόβολος συγκεκριμένα απαιτεί ένα βάρος οπλισμού ανά τρέχον μέτρο αρκετά μικρότερο από ότι απαιτεί ο τοίχος με αντηρίδες. Πιο αναλυτικά, το βάρος οπλισμού ανά τρέχον μέτρο του τοίχου πρόβολου είναι $19,36 \text{ kg}$ ενώ του τοίχου με αντηρίδες $88,33 \text{ kg}$. Αντίκτυπο αυτού, είναι και πάλι η συνολική εικόνα του κόστους, που λαμβάνει υπόψη την τιμή του οπλισμού και την τιμή της τοποθέτησης του οπλισμού. Συγκεκριμένα, ο τοίχος πρόβολος κοστίζει 19,55 €/τρέχον μέτρο και ο τοίχος με αντηρίδες 89,21 €/τρέχον μέτρο.

Επιπροσθέτως, συγκρίνοντας το συνολικό κόστος των τοίχων, μπορεί να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι η κατασκευή του τοίχου βαρύτητας καθίσταται αντιοικονομική δεδομένης της τιμής κόστους (903 €/τρέχον μέτρο) σε σύγκριση με τον αμέσως επόμενο σε σειρά του οποίου το κόστος κατασκευής ανέρχεται στα 611€ / τρέχον μέτρο.

Συνοψίζοντας, η σύγκριση των δύο τοίχων, τοίχος πρόβολος και τοίχος με αντηρίδες, οι οποίοι έχουν τον ίδιο συντελεστή ασφαλείας της εξωτερικής ευστάθειας που είναι 2,7, εκτός από τα συγκρίσιμα κόστη, μπορούν ωστόσο να συγκριθούν και σχετικά με τους

συντελεστές ασφαλείας του ελέγχου ανατροπής και ολίσθησης. Ο συντελεστής ασφαλείας του τοίχου προβόλου σε έλεγχο σε ανατροπή είναι 4,03 και σε έλεγχο σε ολίσθηση 1,53. Σε αντίθεση με τον τοίχο με αντηρίδες, που έχει στον έλεγχο σε ανατροπή 3,97 και στον έλεγχο σε ολίσθηση 1,51. Τα ανωτέρω στοιχεία επιβεβαιώνουν ότι η κατασκευή του τοίχου προβόλου λειτουργεί υπέρ της ασφάλειας και αξιολογείται πιο οικονομικός με κόστος 428 €/m έναντι του αντηριδωτού που είναι στα 611 €/m.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΒΙΒΛΙΑ

Barnes G. (2000). Εδαφομηχανική: Αρχές και Εφαρμογές. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.

Βαλαλάς Δ. (1986). Αντιστηρίξεις και Θεμελιώσεις. Εκδόσεις Αφοί Κυριακίδη, Θεσσαλονίκη.

Στεφάνου Γ. (1989). Σύνθεση των Κατασκευών Τόμος Ι, Ειδικές κατασκευές. Πάτρα.

Τσότος Σ. (1991). Εδαφομηχανική - Θεωρία Μέθοδοι και Εφαρμογές. Εκδόσεις Φ. Βεβερίδης και Π. Πολυχρονίδης Α.Ε., Θεσσαλονίκη.

Χουλιάρης Ι.Γ. (2003). Κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος. Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.

ΔΙΔΑΚΤΙΚΕΣ ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ

Αλαμανής Ν. (2006) Συμπληρωματικές σημειώσεις και ασκήσεις στην εδαφομηχανική ΙΙ (Θεμελιώσεις τεχνικών έργων). Τμήμα Έργων Υποδομής, Τ.Ε.Ι. Θεσσαλίας.

Καββαδάς Μ. (2000). Στοιχεία Εδαφομηχανικής: Ευστάθεια πρανών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Αθήνα.

Κολέτσος Κ. (2002). Γεωτεχνική Μηχανική. Διδακτικές Σημειώσεις, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Καβάλας, Δράμα.

Κωστόπουλος Σ. (1998). Γεωτεχνικές Κατασκευές. Πανεπιστημιακές Σημειώσεις, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΕΣ ΕΡΓΑΣΙΕΣ

Ανυφαντάκη Α. - Λεάνδρου Χ. (2014). Σεισμική απόκριση τοίχων αντιστήριξης: Βαρύτητας και μορφής ανεστραμένου Τ. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Αβρανά Β. (2006). Μελέτη Δυναμικής Αλληλεπίδρασης Τοίχων Αντιστήριξης - Εδάφους - Κατασκευής. Τμήμα Επιστημών, Πολυτεχνείο Κρήτης.

Γεωργίου Δ. (2017). Σεισμική τρωτότητα αντιστηρίξεων και λιμενικών κρηπιδότοιχων και εκτίμηση της δυναμικής καταπόνησης τους μέσω παραμετρικής υπολογιστικής προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία και νευρωνικά δίκτυα. Σχολή Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Κακογιάννου Ε. (2011). Διερεύνηση μεθοδολογιών προσδιορισμού των ωθήσεων γαιών και εφαρμογή τους στην επίλυση τοίχων τύπου προβόλου. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Κουρμπέτης Δ. (2010). Σχεδιασμός Γεωσυνθετικά οπλισμένων πράνων. Τμήμα Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πολυτεχνείο Κρήτης.

Μπίρος Δ. (2014). Τεχνικογεωλογική αξιολόγηση γνευσιακών βραχομαζών στην ευστάθεια τεχνητών πρανών οδοποιίας. Τύποι βραχομάζας - Μηχανισμοί αστοχίας - Αναλύσεις ευστάθειας. Τμήμα Γεωλογίας, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.

Μπολγοράνου Μ. (2015). Διερεύνηση ευστάθειας πρανών της ανοιχτής εκσκαφής του λιγνιτωρυχείου Αμυνατίου. Σχολή Μηχανικών Ορυκτών Πόρων, Πολυτεχνείο Κρήτης.

Πανατζής Ε. (2011). Στατική και δυναμική επίλυση πρανών με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Σχολή Αγρονόμων Τοπογράφων Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Παπαβασιλείου Α. (2015). Αντιμετώπιση των κατολισθήσεων με πασσάλους. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.

Παυλίδης Κ. (2009). Ανάλυση ευστάθειας διαμορφωμένων πρανών στο τμήμα Ρεντίνας Στρυμώνα της Εγνατίας οδού. Τμήμα Γεωλογίας, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.

ΞΕΝΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Morgenstern N.R. and Price V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces, *Geotechnique*, Vol. 15, 79-93.

Mylonakis G., Kloukinas P. and Papantonopoulos C. (2007). An Alternative to the Mononobe–Okabe Equations for Seismic Earth Pressures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Volume 27, Issue 10, Pages 957-969.

ΔΙΑΔΙΚΤΥΑΚΕΣ ΠΗΓΕΣ:

<https://www.geosoftware.gr/geotechnical-software/>