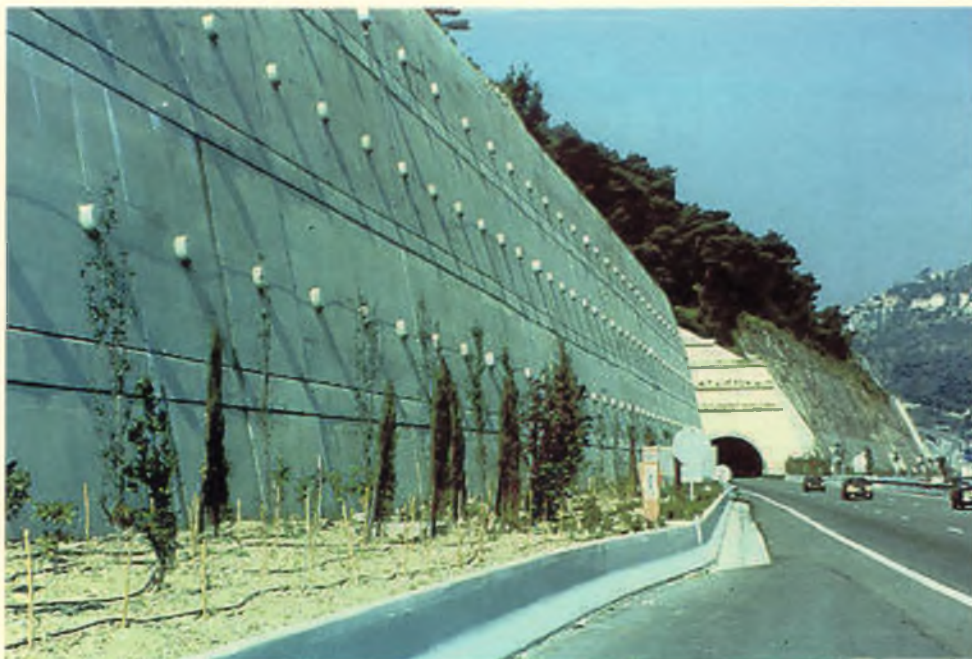




**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΔΑΦΟΗΛΩΣΕΩΝ
ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ – ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ - ΑΝΑΛΥΣΗ**



ΤΖΑΡΟΣ ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ

**Επιβλέπων : ΚΑΡΑΜΠΑΤΑΚΗΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ
Δρ Πολιτικός Μηχανικός**

**ΒΟΛΟΣ
2004**



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗΣ & ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 4059/1

Ημερ. Εισ.: 26-10-2004

Δωρεά: Συγγραφέα

Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ

2004

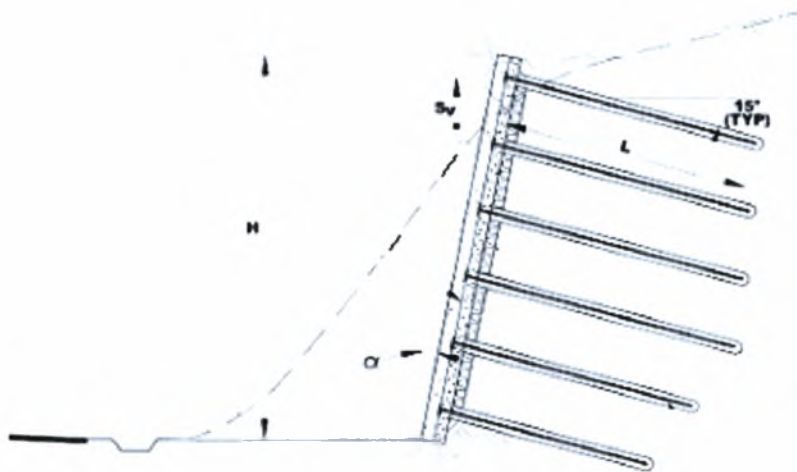
ΤΖΑ



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΔΑΦΟΗΛΩΣΕΩΝ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ – ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ - ΑΝΑΛΥΣΗ



ΤΡΙΜΕΛΗΣ ΕΠΙΤΡΟΠΗ

- | | |
|--------------------|-------------------------|
| 1. Σ. ΚΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ | Αν. Καθηγητής |
| 2. Α. ΚΩΜΟΔΡΟΜΟΣ | Επικ. Καθηγητής |
| 3. Δ. ΚΑΡΑΜΠΑΤΑΚΗΣ | Δρ. Πολιτικός Μηχανικός |

ΒΟΛΟΣ

2004

Η όσο το δυνατόν πιο άρτια, εκ μέρους μου, παρουσίαση της εργασίας, οφείλεται στην συνεχή επίβλεψη της. Συνεπώς, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Καραμπατάκη Δημήτρη, διδάσκοντα του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, για την αρωγή του σε όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας. Επίσης ευχαριστώ ιδιαίτερω τον Αναπληρωτή Καθηγητή του τμήματος των Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας κ. Σπύρο Κωστόπουλο και τον Επίκουρο Καθηγητή του τμήματος των Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας κ. Αιμίλιο Κωμοδρόμο για το ενδιαφέρον που επέδειξαν για την εργασία μου και για τις παρατηρήσεις τους που συνέβαλαν στη βελτίωση αυτής καθώς και για τη συμμετοχή τους στην τριμελή επιτροπή αξιολόγησης της εργασίας, η οποία αποτελεί ιδιαίτερη τιμή για μένα.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΕΔΑΦΟΗΛΩΣΕΩΝ.....	4
1.1 Αρχικές εφαρμογές.....	5
1.2 Γενικά χαρακτηριστικά της μεθόδου.....	6
1.3 Ορολογία.....	7
1.4 Βασικά στοιχεία εδαφοηλώσεων.....	8
1.5 Διαδικασία κατασκευής.....	14
1.6 Βασικές εφαρμογές	16
1.6.1 Κατασκευή αντιστήριξης εκσκαφών ορυγμάτων.....	16
1.6.2 Σταθεροποίηση υφιστάμενων πρανών.....	20
1.6.3 Επισκευές και ανακατασκευές έργων αντιστήριξης.....	22
1.7 Αξιολόγηση της χρήσης εδαφοηλώσεων.....	22
1.7.1 Αποτίμηση εδαφικών συνθηκών.....	22
1.7.2 Πλεονεκτήματα – Μειονεκτήματα της μεθόδου.....	25
1.7.3 Σύγκριση μεταξύ εδαφοηλώσεων και προεντεταμένων αγκυρίων.....	26
1.7.4 Εκτίμηση κατασκευαστικού κόστους.....	27
2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΕΔΑΦΟΗΛΩΣΕΩΝ.....	29
2.1 Εισαγωγή.....	30
2.2 Εκσκαφή	30
2.3 Διάνοιξη οπών	33
2.4 Τοποθέτηση των ήλων	36
2.5 Διατάξεις αποστράγγισης	37
2.6 Επένδυση	40
2.6.1 Προσωρινή επένδυση.....	40
2.6.2 Μόνιμη επένδυση	41
2.6.2.1 Σύσταση της επένδυσης.....	41
2.6.2.2 Σύνδεση μεταξύ ήλου και επένδυσης	44
2.6.2.3 Κατακόρυφοι αρμοί.....	44
2.6.2.4 Βάθος διείσδυσης στον πόδα.....	44
2.6.2.5 Διαμόρφωση στέψης της παρειάς	45
2.7 Θεώρηση των επιπτώσεων του παγετού	46
3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΔΑΦΟΗΛΩΣΕΩΝ.....	50
3.1 Εισαγωγή.....	51

3.2 Διαδικασία μεταφοράς φορτίου στους ήλους	51
3.3 Εξωτερικές μορφές αστοχίας	53
3.3.1 Γενικά	53
3.3.2 Έλεγχος συνολικής ευστάθειας	54
3.3.2.1 Ανάλυση συνολικής ευστάθειας σε πρηνές ενισχυμένο με ηλώσεις.....	55
3.3.3 Έλεγχος σε ολίσθηση	57
3.3.4 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας	61
3.3.5 Σεισμική επιρροή στην ευστάθεια του συστήματος υποστήριξης	62
3.3.5.1 Εισαγωγή	62
3.3.5.2 Σεισμική επιρροή στην συνολική ευστάθεια	63
3.3.5.3 Σεισμική επιρροή στην ευστάθεια έναντι ολίσθησης	64
3.4 Εξωτερικές μορφές αστοχίας	66
3.4.1 Γενικά	66
3.4.2 Έλεγχος έναντι εξόλκευσης της ήλωσης	68
3.4.3 Αλληλεπίδραση εδάφους – ήλωσης και κατανομή των εφελκυστικών δυνάμεων	71
3.4.3.1 Θεωρητικό μοντέλο	71
3.4.3.2 Απλοποιημένη κατανομή εφελκυστικών δυνάμεων	72
3.4.3.3 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις	73
3.4.3.4 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις κατά τη φάση λειτουργίας	74
3.4.4 Έλεγχος έναντι αντοχής θραύσης	76
3.5 Μορφές αστοχίας στο σύστημα της επένδυσης	77
3.5.1 Γενικά	77
3.5.2 Εφελκυστικές δυνάμεις πάνω στην επένδυση	77
3.5.3 Καμπτική αστοχία της επένδυσης	80
3.5.3.1 Εισαγωγή.....	80
3.5.3.2 Αντοχή της επένδυσης σε κάμψη	81
3.6 Παραμορφώσεις στις οπλισμένες με ήλους αντιστηρίξεις	84
3.6.1 Μετακινήσεις στην επένδυση	84
3.6.2 Παραμορφώσεις από σεισμική δράση	87
3.7 Προτεινόμενοι συντελεστές ασφαλείας	88
3.8 Συνδυασμός φορτίσεων	88
4. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΕΔΑΦΟΗΛΩΣΕΩΝ.....	91
4.1 Εισαγωγή.....	92
4.2 Στάδιο 1: Θεώρηση αρχικών παραμέτρων	92
4.3 Στάδιο 2: Προμελέτη	99

4.4 Στάδιο 3: Τελικός σχεδιασμός	100
4.5 Στάδιο 4: Εκτίμηση των μετακινήσεων	104
4.6 Στάδιο 5: Θεώρηση ειδικών παραμέτρων	104
4.7 Παράδειγμα σχεδιασμού αντιστήριξης ενισχυμένης με εδαφοηλώσεις	106
5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	123
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	128
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β.....	139
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ.....	143
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ.....	146
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	171

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΕΔΑΦΟΗΛΩΣΕΩΝ.

1.1. Αρχικές εφαρμογές.

Αρχικά οι ηλώσεις χρησιμοποιήθηκαν ως ένα από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης υπογείων εκσκαφών σε βράχο, οι οποίες διανοίγονταν σύμφωνα με τις αρχές της Νέας Αυστριακής Μεθόδου, (NATM –New Austrian Tunneling Method). Συνήθως, η εγκατάσταση των ηλώσεων συνοδεύεται από μία στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος οπλισμένου με ίνες, δημιουργώντας έτσι έναν συνδυασμό μέτρων άμεσης υποστήριξης που διασφαλίζει την απαιτούμενη ευστάθεια της κατασκευής. Απόρροια της επιτυχούς χρήσης των ηλώσεων στην ενίσχυση της βραχομάζας αποτέλεσε η επέκτασή της και σε άλλες κατηγορίες τεχνικών έργων, όπως η σταθεροποίηση βραχωδών πρηνών, ήδη από τις αρχές της δεκαετίας του 1960.

Στη δεκαετία του 1970 η τεχνική των ηλώσεων επεκτάθηκε στην ενίσχυση και σταθεροποίηση εδαφικών πρηνών, με αποτέλεσμα τη μετονομασία αυτών σε εδαφοηλώσεις. Μία από τις πρώτες εφαρμογές των εδαφοηλώσεων αποτελεί η σταθεροποίηση ορύγματος ύψους 18m κατά τη διάρκεια κατασκευής της διαπλάτυνσης του έρματος σιδηροδρομικών γραμμών στην ευρύτερη περιοχή των Βερσαλλιών στη Γαλλία, το 1972. Καθώς η συγκεκριμένη μέθοδος ήταν οικονομικότερη και ταχύτερη στην υλοποίησή της σε σχέση με τις συνηθισμένες μεθόδους υποστήριξης, διαδόθηκε γρήγορα και σε άλλες περιοχές της Γαλλίας αλλά και στις υπόλοιπες τεχνικώς προηγμένες χώρες της Ευρώπης. Στη Γερμανία η πρώτη εφαρμογή των εδαφοηλώσεων πραγματοποιήθηκε το 1975, ενώ και το πρώτο ερευνητικό πρόγραμμα περί ενισχύσεως του εδάφους με ηλώσεις διενεργήθει στην ίδια χώρα και πιο συγκεκριμένα στο πανεπιστήμιο της Καρλσρούης από το 1975 έως το 1981, χρηματοδοτούμενο από την κατασκευαστική εταιρεία Bayer. Το πρόγραμμα αυτό συμπεριελάμβανε την ενόργανη παρακολούθηση των μετακινήσεων στα μέτωπα αντιστήριξης εδαφικών μαζών σε διάφορους σχηματισμούς οπλισμένων με ηλώσεις και την εν συνεχεία κατάλληλη αξιοποίηση των λαμβανόμενων μετρήσεων, έτσι ώστε να προκύψουν χρήσιμα συμπεράσματα για το σχεδιασμό παρόμοιων έργων. Στη Γαλλία το ερευνητικό πρόγραμμα Clouterre με ιδιωτική και δημόσια χρηματοδότηση ξεκίνησε το 1986 και πέρα από τις επί τόπου μετρήσεις σε συγκεκριμένα έργα και την επεξεργασία αυτών, περιελάμβανε και τη διερεύνηση της εφαρμογής αριθμητικών μεθόδων για την προσομοίωση της συμπεριφοράς οπλισμένων (με εδαφοηλώσεις) αντιστηρίξεων.

Στην Αμερικανική ήπειρο, η τεχνική των ηλώσεων εμφανίστηκε μία περίπου δεκαετία μετά την πρώτη εφαρμογή της στην Ευρώπη. Αρχικός σκοπός ήταν και εδώ η υποστήριξη υπογείων εκσκαφών σε βράχο. Οι πρώτες εφαρμογές υλοποιήθηκαν στο Βανκούβερ, στην Ουάσιγκτον και στην πόλη του Μεξικού στα τέλη της δεκαετίας του 1960. Το 1976 οι εδαφοηλώσεις χρησιμοποιήθηκαν για πρώτη φορά στην υποστήριξη μετώπου εκσκαφής βάθους 13.7m, σε χαλαρή λασπώδη άμμο κατά τη διάρκεια κατασκευής της θεμελίωσης επεκτείνουσας πτέρυγας του νοσοκομείου «Καλός Σαμαρείτης» στο Πόρτλαντ. Στο συγκεκριμένο έργο η κατασκευή της υποστήριξης του μετώπου της εκσκαφής πραγματοποιήθηκε σχεδόν στον μισό χρόνο σε σχέση με τις έως τότε συνήθεις μεθόδους υποστήριξης ενώ και το κόστος του έργου ήταν 15% χαμηλότερο. Αντιπροσωπευτικό επίσης έργο της περιόδου αυτής, αποτελεί η κατασκευή συστήματος αντιστήριξης ύψους 12m οπλισμένου με ηλώσεις, έργο που χρηματοδοτήθηκε από τη Federal Highway Administration (FHWA), (1984).

Γενικώς, η χρήση των εδαφοηλώσεων αυξήθηκε σημαντικά τα τελευταία δέκα χρόνια τόσο στην Ευρώπη όσο και στην Αμερική. Βασικότεροι παράγοντες για την ευρύτατη χρήση τους αποτελούν η σχετικώς εύκολη αλλά και οικονομική κατασκευή τους. Τόσο οι κατασκευαστές όσο και οι μελετητές μηχανικοί έχουν πλέον εξειδικευθεί επαρκώς στην εφαρμογή της συγκεκριμένης μεθόδου βελτίωσης του εδάφους με αποτέλεσμα να αποτελεί σύνηθες γεγονός η χρήση των εδαφοηλώσεων σε αντιστηρίξεις προσωρινού κυρίως χαρακτήρα, ενώ τα τελευταία πέντε χρόνια έχει υπάρξει σημαντική αύξηση και σε εφαρμογές μόνιμου χαρακτήρα.

1.2. Γενικά χαρακτηριστικά της μεθόδου.

Εδαφοήλωση (soil nailing method) είναι η μέθοδος εισαγωγής χαλύβδινων, κατά κανόνα, ράβδων μήκους μεγαλύτερου του 1.5m, μέσα στο έδαφος με σκοπό την ανάληψη εφελκυστικών και διατμητικών δυνάμεων αλλά και καμπτικών ροπών. Οι χαλύβδινες ράβδοι εισάγονται στο έδαφος είτε με αυτοδιάτρηση (shelf drilling), είτε σε ήδη υπάρχον διάτρημα και τις χαρακτηρίζει το γεγονός ότι στις περισσότερες των περιπτώσεων δεν είναι προεντεταμένες. Η ράβδος πακτώνεται καθ' όλο το μήκος της και μεταφέρει εφελκυστικά φορτία στο έδαφος μέσω των δυνάμεων συνάφειας που αναπτύσσονται μεταξύ της πάκτωσης και του εδάφους. Βάσει των παραπάνω οι ηλώσεις είναι δυνατόν να χαρακτηρισθούν ως παθητικά αγκύρια συνεχούς πρόσφυσης. Στην πράξη διακρίνονται δύο ειδών ηλώσεις :

- **Ηλώσεις με ενεμάτωση**

Αποτελεί την τυπική εφαρμογή της μεθόδου, κατά την οποία τοποθετείται χαλύβδινη ράβδος εντός διατρήματος ($d=50-120\text{mm}$), που πληρούται με τσιμεντένεμα ή ένεμα από συνθετική ρητίνη.

- **Ηλώσεις χωρίς ενεμάτωση**

Αποκτούν την απαιτούμενη πρόσφυση με την επιβολή ορθής τάσης στη διεπιφάνεια επαφής με την περιβάλλουσα εδαφόμαζα. Αποτελούνται από κοίλη μεταλλική διατομή, η οποία διογκώνεται με επιβολή εσωτερικής πίεσης που ασκείται με υδραυλική πρέσα. Σημαντικό πλεονέκτημά τους αποτελεί η άμεση ενεργοποίησή τους, ενώ το κύριο μειονέκτημά τους είναι η περιορισμένη αντίδραση στη διαβρωτική δράση (αποτελούν κυρίως προσωρινά μέτρα υποστήριξης).

Το σύνηθες πεδίο εφαρμογής της μεθόδου αυτής περιλαμβάνει εργασίες όπως :

α) **Αντιστηρίξεις:** οι ράβδοι τοποθετούνται σχεδόν οριζόντιες και αντιστηρίζουν παρειές εκσκαφών παραλαμβάνοντας κυρίως εφελκυστικές τάσεις. Στην περίπτωση αυτή, η ανάπτυξη δύναμης εφελκυσμού στους ήλους, που οφείλεται σε οριζόντια διάταση του εδάφους, μετατρέπεται σε μετακίνηση κατάντη του επιπέδου της επένδυσης παρειάς και σε καθίζηση αυτού καθαυτού του στερεού.

β) **Σταθεροποίηση πρανών:** οι ράβδοι τοποθετούνται κάθετα προς την διαπιστούμενη επιφάνεια ολίσθησης και παραλαμβάνουν διατμητικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η ανάπτυξη καμπτικών και διατμητικών τάσεων σε έναν ήλο ακολουθεί την εμφάνιση τοπικών διατμητικών παραμορφώσεων στο έδαφος και εξαρτάται από τον προσανατολισμό του ήλου.

1.3. Ορολογία.

Για την αμεσότερη κατανόηση των όρων που χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία παρατίθενται εν συνεχεία οι ορισμοί των βασικότερων εξ' αυτών :

Ήλος: ευθύγραμμο ένθεμα που ενσωματώνεται ή κατασκευάζεται μέσα στο έδαφος στη φυσική του κατάσταση, προσφύεται σ' αυτό με όλο το μήκος του και φέρει τουλάχιστον ένα συνεχές στοιχείο οπλισμού με μήκος μεγαλύτερο του 1.5m που ανθίσταται τουλάχιστον σε εφελκυσμό.

Ήλωση: μέθοδος οπλισμού ενός εδάφους στη φυσική του κατάσταση με χρήση ήλων.

Στρώση ήλων: Σύνολο ήλων που βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο, ελαφρώς κεκλιμένο ως προς το αντίστοιχο οριζόντιο.

Στερεό από έδαφος με ηλώσεις: στερεό εδάφους στη φυσική του κατάσταση που είναι οπλισμένο με ηλώσεις και εξασφαλίζει αντιστηρικτική λειτουργία ή σχηματίζει ένα πρανές του οποίου η ευστάθεια βελτιώνεται με τις ηλώσεις. Ένα στερεό εδάφους με ηλώσεις, φέρει ήλους με προσανατολισμό σχεδόν κάθετο στην επιφάνεια του πρανούς. Επίσης συχνά φέρει επένδυση παρειάς και διάταξη αποστράγγισης.

Έργο αντιστήριξης από οπλισμένο έδαφος: Έργο από οπλισμένο έδαφος που εξασφαλίζει λειτουργία αντιστήριξης. Διακρίνονται τα κατακόρυφα έργα (μηδενική κλίση), τα έργα με ελαφρά κλίση ($\leq 20^\circ$) και έργα με έντονη κλίση ($> 20^\circ$).

Μικτό έργο από έδαφος με ηλώσεις: έργο αντιστήριξης από έδαφος με ηλώσεις που φέρει επιπλέον ενεργά αγκύρια ή /και αντηρίδες.

Επένδυση παρειάς: Επένδυση συντιθέμενη από άκαμπτα ή εύκαμπτα στοιχεία που οριοθετεί το έργο αντιστήριξης από ενισχυμένο έδαφος στην πρόσοψή του. Είναι δυνατόν να εξασφαλίζει την τοπική περίσφιξη του εδάφους μεταξύ των στοιχείων οπλισμού καθώς και να πληροί προστατευτικές και αισθητικές λειτουργίες. Συνδέεται με σύστημα αποστράγγισης.

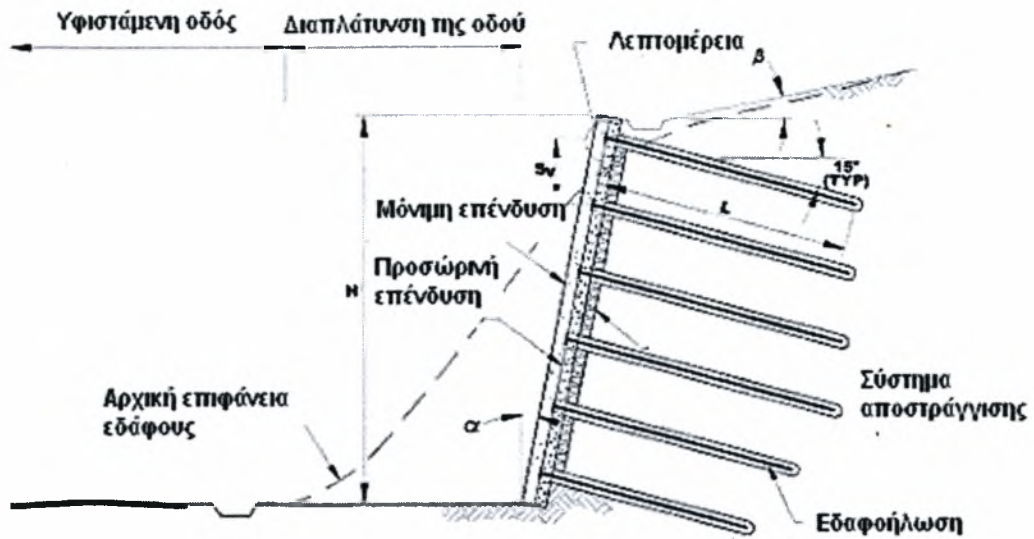
1.4. Βασικά στοιχεία εδαφοηλώσεων.

Μία τυπική αντιστήριξη σε έδαφος οπλισμένο με ήλους αποτελείται από τα εξής στοιχεία : (Σχ. 1.1 και Σχ. 1.2)

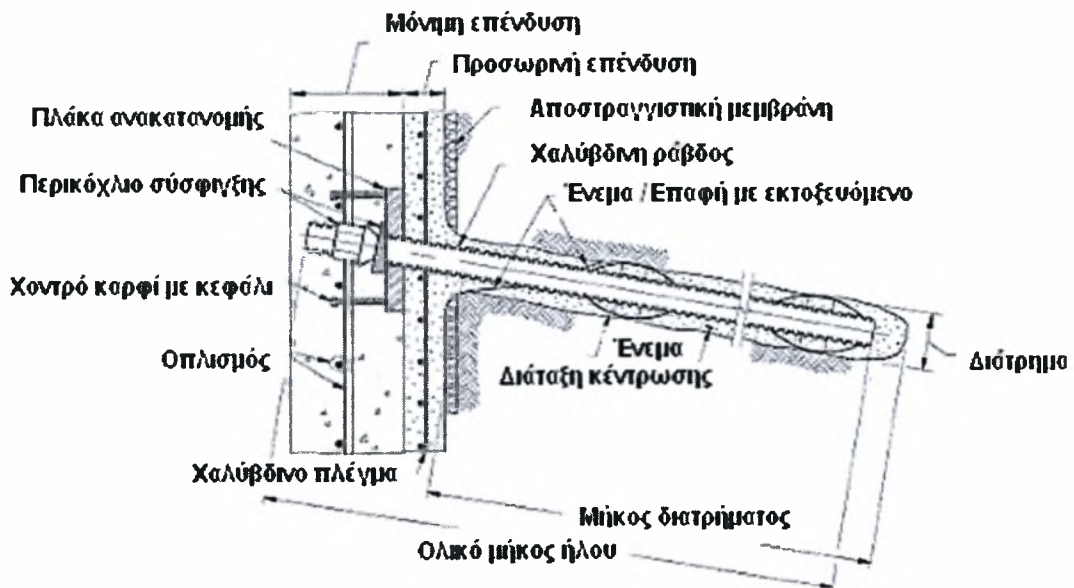
1. **Τη χαλύβδινη ράβδος.** Αποτελεί ίσως το κυριότερο στοιχείο στο ολοκληρωμένο σύστημα υποστήριξης. Συνήθως χρησιμοποιείται συμπαγής χαλύβδινη ράβδος διαμέτρου $\Phi 19, 22, 25, 29, 32$ ή 36mm . Για μικρού μήκους διατρήματα που διανοίγονται χειρωνακτικά προβλέπεται και η χρήση αυτοδιατρητικών ράβδων με εσωτερική οπή, διαμέτρου $\Phi 16-30\text{mm}$. Ο χάλυβας της ράβδου πρέπει να είναι καλής και πιστοποιημένης ποιότητας με χαρακτηριστικό όριο ελαστικότητας $f_{yk} \geq 500\text{MPa}$. Επίσης, η ράβδος θα πρέπει να διαθέτει κατάλληλο σπείρωμα κεφαλής μήκους τουλάχιστον 100mm (εάν πρόκειται για ράβδο νευροχάλυβα S500) ή συνεχές σπείρωμα (εάν πρόκειται για έτοιμες ράβδους ηλώσεων) καθώς και κατάλληλη μούφα σύνδεσης ίδιας τουλάχιστον αντοχής, αν πρόκειται να συνδεθεί. Για την αντιδιαβρωτική της προστασία προβλέπεται ηλεκτροστατικό ή εν θερμώ γαλβάνισμα, με συνιστώμενη επικάλυψη ψευδαργύρου πάχους $85\mu\text{m}$ (κατ' ελάχιστον).

2. **Το τσιμεντένεμα.** Εγχύεται στο διάτρημα, μετά την τοποθέτηση του ήλου. Ο ρόλος του είναι διττός. Καταρχήν συνεισφέρει στη δημιουργία της κατάλληλης πρόσφυσης μεταξύ ήλου και εδάφους, με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται οι δυνάμεις συνάφειας που είναι απαραίτητες για την μεταφορά των αναπτυσσόμενων εφελκυστικών τάσεων ενώ παράλληλα προστατεύει τον ήλο από τη διάβρωση. Το τσιμεντένεμα συνίσταται κατά κανόνα με λόγο νερού προς τσιμέντο περίπου ίσο με 0,40 ($W/C \approx 0.40$), υψηλής δηλαδή περιεκτικότητας σε τσιμέντο ούτως ώστε να μη συρρικνώνεται κατά την πήξη. Για να διαθέτει την απαιτούμενη ρευστότητα, είναι σκόπιμη η χρήση ειδικών ρευστοποιητικών προσμίκτων που επίσης πρέπει να προσδίδουν αντισυρρικνωτικές ιδιότητες. Η αντοχή 28 ημερών του τσιμεντενέματος αρκεί να είναι ισοδύναμη εκείνης του σκυροδέματος C16/20. Πριν από την έναρξη της κατασκευής (π.χ. κατά την κατασκευή της 1^{ης} σειράς των δοκιμαστικών ηλώσεων), θα πρέπει να εκτελούνται δοκιμαστικές συνθέσεις τσιμεντενέματος, μεταβάλλοντας το λόγο W/C και χρησιμοποιώντας κατάλληλες αναλογίες εγκεκριμένων ρευστοποιητικών προσμίκτων, ούτως ώστε να επιλεγθεί η βέλτιστη σύνθεση.
3. **Την κεφαλή της ήλωσης.** Η κεφαλή της ήλωσης αποτελείται από δύο βασικά στοιχεία : την πλάκα διανομής και το περικόχλιο έμφραξης. Η πλάκα διανομής κατασκευάζεται από χάλυβα με όριο διαρροής 250 MPa και έχει τετράγωνη συνήθως κάτοψη με μήκος πλευράς 200-250mm και πάχος 19mm. Επίσης, σε ορισμένες περιπτώσεις για την κατασκευή της χρησιμοποιείται και σπλισμένο σκυρόδεμα. Τοποθετείται πάνω από την κορυφή του ήλου μέσω οπής που διαθέτει στο κέντρο της και εν συνεχεία καθίσταται ακλόνητη με τη βοήθεια του περικοχλίου έμφραξης, το οποίο κατασκευάζεται από χάλυβα με όριο διαρροής 420-520 MPa. Σκοπός της πλάκας διανομής είναι η ομοιόμορφη διανομή της δύναμης, που της μεταβιβάζει ο ήλος, στο έδαφος που βρίσκεται πίσω από την επένδυση, καθώς και στην προσωρινή επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
4. **Τη διάταξη “κεντρώσεως” (centralizers).** Η συγκεκριμένη διάταξη αποτελείται από στοιχεία κατασκευασμένα από πολυβινυλοχλωρίδιο (PVC) ή από άλλα συνθετικά υλικά. Βασικός σκοπός τους είναι η βέλτιστη τοποθέτηση του ήλου εντός του κέντρου της οπής και η διασφάλιση στην, καθ’ όλο το μήκος του, κάλυψη από επαρκή ποσότητα τσιμεντενέματος. Η διάταξη κεντρώσεως τοποθετείται κατά μήκος του ήλου, συνήθως σε απόσταση 0.50m από κάθε άκρο του και εν συνεχεία ανά 2.0-2.5m. (Εικ. 1.2 και Εικ. 1.3)

5. **Την προσωρινή και μόνιμη επένδυση.** Ως προσωρινή επένδυση στο μέτωπο της εκσκαφής ή στην επιφάνεια του πρανούς τοποθετείται γαλβανισμένο χαλύβδινο πλέγμα υψηλής αντοχής, το οποίο καλύπτεται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Εναλλακτική λύση έναντι της χρήσης μεταλλικού πλέγματος αποτελεί η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος εμπλουτισμένου με μεταλλικές ή συνθετικές ίνες. Σκοπός της προσωρινής επένδυσης, είναι η υποστήριξη του εδάφους μεταξύ των ήλων κατά τη διάρκεια της τμηματικής εκσκαφής, η εξασφάλιση της συνέχειας της κατασκευής και η προστασία έναντι διαβρώσεως. Ως μόνιμη επένδυση συνήθως επιλέγεται το οπλισμένο επί τόπου εγχυόμενο σκυρόδεμα και σπανιότερα προκατασκευασμένα στοιχεία (panels). Η μόνιμη επένδυση προσδίδει επίσης συνέχεια στην κατασκευή, αυξημένη προστασία έναντι της διάβρωσης, υποστήριξη του μετώπου και αισθητική εμφάνιση.
6. **Πρόσθετη προστασία από τη διάβρωση.** Εκτός του τσιμεντενέματος, για την περαιτέρω προστασία του, ο ήλος επικαλύπτεται από διάφορα συνθετικά υλικά με αυλακώσεις όπως πολυαιθυλένιο υψηλής πυκνότητας (HDPE) ή PVC. Η επικάλυψη αυτή είναι συνήθως πάχους 1mm και τοποθετείται πριν την εγκατάσταση του ήλου. (Εικ. 1.4)
7. **Το σύστημα αποστράγγισης.** Το σύστημα αποστράγγισης αποτελείται από γεωσυνθετικές αποστραγγιστικές μεμβράνες, που τοποθετούνται μεταξύ του εδάφους και της προσωρινής επένδυσης, με σκοπό την παρεμπόδιση ανάπτυξης υπερπιέσεων. Επίσης, για τη συλλογή και μεταφορά των ομβρίων υδάτων εκτός της κατασκευής, κατασκευάζονται αποστραγγιστικές οπές. Περισσότερα στοιχεία σχετικά με τις διατάξεις αποστράγγισης παρέχονται αναλυτικά στην επόμενη ενότητα της παρούσης εργασίας. (Εικ. 1.5)



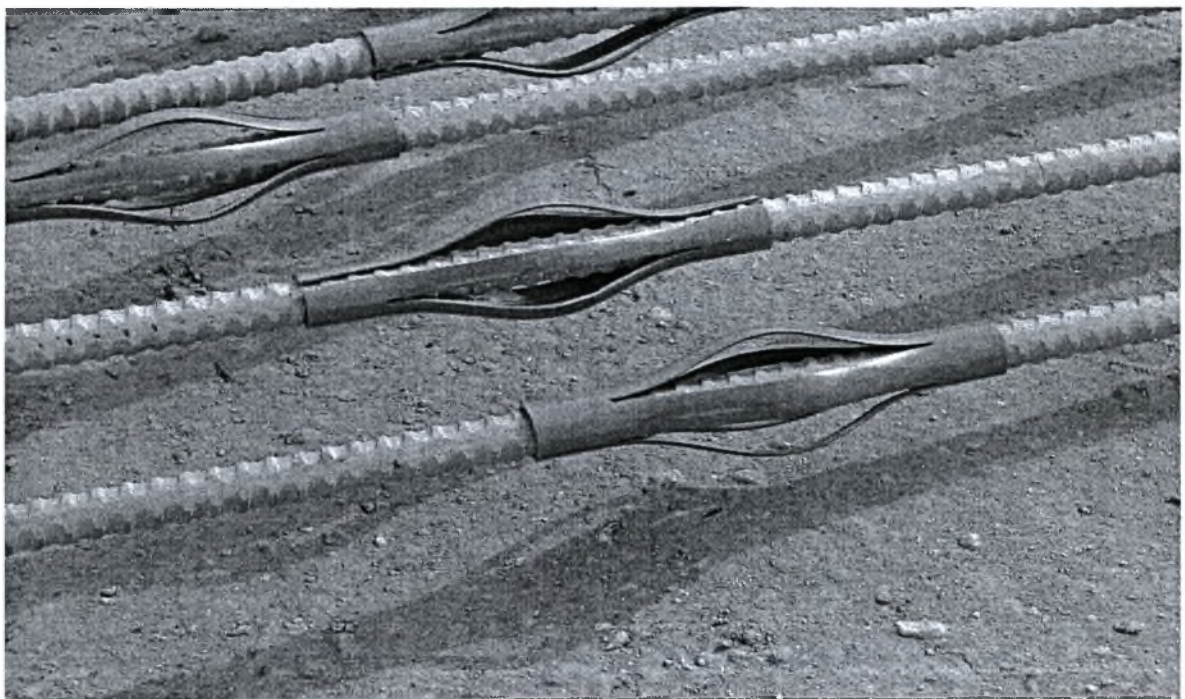
Σχ. 1.1 : Τυπική αντιστήριξη σε έδαφος ενισχυμένο με ηλώσεις.



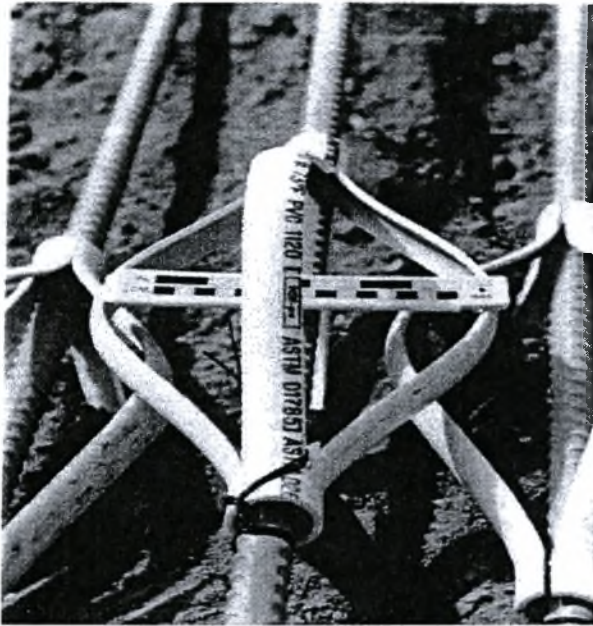
Σχ. 1.2 : Λεπτομέρεια εδαφοήλωσης.



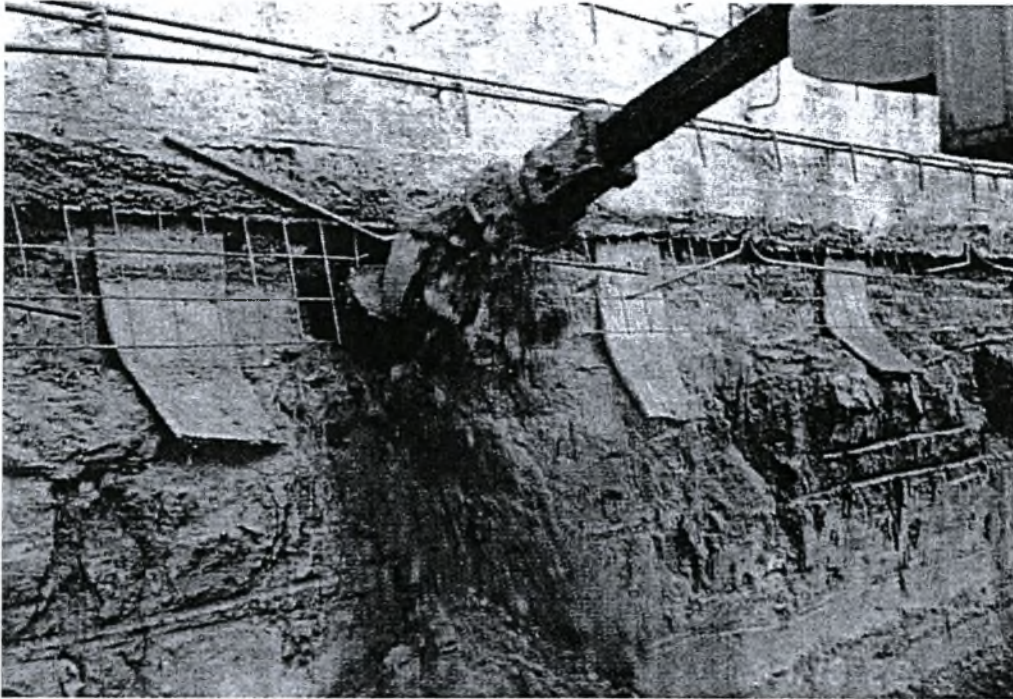
Εικ. 1.1 : Έγχυση τσιμεντενέματος διά μέσου της οπής (Porterfield et al., 1994).



Εικ. 1.2, 1.3 : 'Κεντροποιητές' (centralizers) από PVC.



Εικ. 1. 4 : Ήλοι επικαλυμμένοι με HDPE για την περαιτέρω αντιδιαβρωτική τους προστασία (Porterfield et al., 1994).



Εικ. 1.5 : Αποστραγγιστικές μεμβράνες που παρεμποδίζουν την ανάπτυξη υπερπιέσεων (Porterfield et al., 1994).

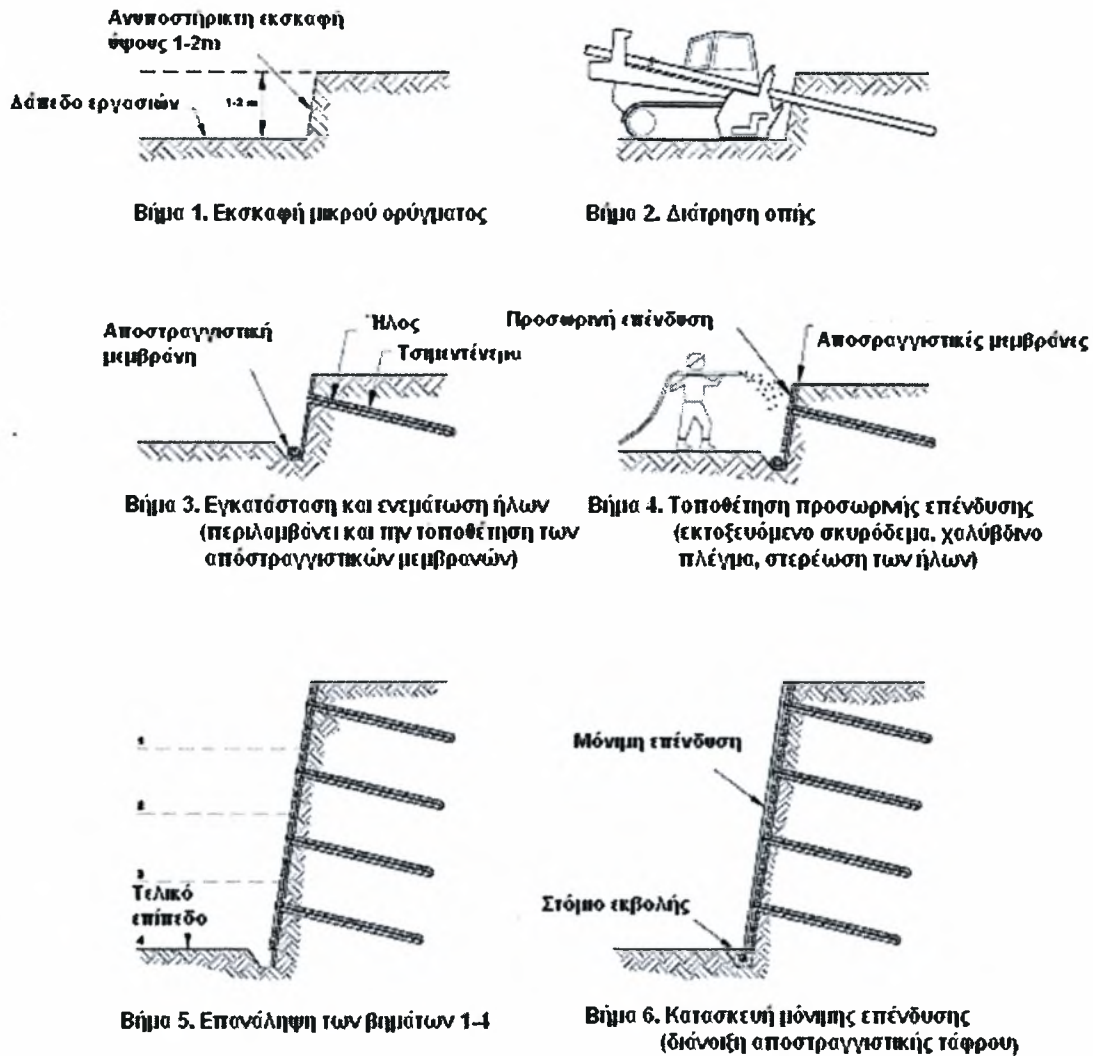
1.5. Διαδικασία κατασκευής.

Τα βήματα που ακολουθούνται κατά τη διάρκεια κατασκευής ενός συστήματος υποστήριξης με τη χρήση εδαφοηλώσεων είναι τα ακόλουθα (Σχ. 1.3) :

1. **Εκσκαφή.** Αρχικώς εκσκάπτεται τμήμα εδάφους, βάθους τέτοιου ώστε το μέτωπο εκσκαφής να είναι σε θέση να παραμείνει ανυποστήρικτο τουλάχιστον για 48 ώρες. Το βάθος αυτό συνήθως κυμαίνεται μεταξύ 1.0 – 2.0m, λαμβάνοντας υπόψη ότι το επίπεδο εγκατάστασης των ήλων βρίσκεται 0.20 – 0.50 m ψηλότερα του δαπέδου εργασίας. Επίσης, το πλάτος εκσκαφής θα πρέπει να είναι επαρκές με κριτήρια την παροχή πρόσβασης στο μηχάνημα εγκατάστασης των ήλων και πιθανές διορθωτικές κινήσεις αυτού.
2. **Διάτρηση των οπών.** Τα διατρήματα εγκατάστασης των ράβδων πρέπει να είναι συγκεκριμένου μήκους, διαμέτρου και καθορισμένης γωνίας κλίσης.
3. **Εγκατάσταση των ράβδων και έγχυση του τσιμεντενέματος.** Οι ράβδοι εισάγονται εντός του διατρήματος με τη βοήθεια κατάλληλων πλαστικών κεντροποιητών (centralizers), κατά τέτοιο τρόπο ώστε τα σπειρώματα στα άκρα τους να εισχωρούν εν μέρει εντός των οπών, αλλά και να προεξέχουν εν μέρει επαρκώς για να προσαρμοσθούν οι κεφαλές μετά την ενεμάτωση και την τοποθέτηση των προβλεπόμενων επενδύσεων. Η τσιμεντενεμάτωση

επιτυγχάνεται είτε διά βαρύτητας χωρίς εισπίεση, είτε εισπιέζοντας υπό ανάλογη πίεση. Πριν την τσιμεντενεμάτωση πρέπει να αξιολογηθεί εάν απαιτείται η χρήση πρόσθετων αντιδιαβρωτικών μέτρων ώστε οι ράβδοι να καλυφθούν από κατάλληλα συνθετικά υλικά. Μετά την πλήρη κατασκευή της ήλωσης, τοποθετούνται κατάλληλες αποστραγγιστικές μεμβράνες ώστε να μειωθεί η πιθανότητα ανάπτυξης υψηλών πιέσεων πόρων στην αντιστηριζόμενη γεωμάζα.

4. **Κατασκευή προσωρινής επένδυσης.** Η προσωρινή επένδυση από μεταλλικό πλέγμα και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατασκευάζεται προκειμένου να υποστηρίξει προσωρινά το μέτωπο της εκσκαφής. Το πάχος της στρώσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι περίπου 100mm στο μέσο της οποίας τοποθετείται εκ των προτέρων το μεταλλικό πλέγμα, ενώ στη συνέχεια κατασκευάζεται η κεφαλή της ήλωσης. Η αποπεράτωση ολόκληρης της παραπάνω διαδικασίας επιτυγχάνεται εντός 24 ωρών. Υπογραμμίζεται ότι πριν την έναρξη του επόμενου σταδίου εκσκαφής επιβάλλεται το χρησιμοποιούμενο σκυρόδεμα να έχει αποκτήσει ικανή αντοχή (τουλάχιστον 10.5 MPa), απαίτηση η οποία ικανοποιείται μετά την πάροδο τριών περίπου ημερών.
5. **Επανάληψη των βημάτων 1 – 4** συναρτήσει του τελικώς επιθυμητού βάθους εκσκαφής και των στρώσεων των ήλων που προτείνονται από την αντίστοιχη μελέτη.
6. **Κατασκευή μόνιμης επένδυσης,** συνήθως από σιδηροπαγές επί τόπου εγχυόμενο σκυρόδεμα ή από προκατασκευασμένα στοιχεία (panels).



Σχ. 1.3 : Διαδικασία κατασκευής αντιστήριξης με εδαφοηλώσεις σε βήματα.

1.6. Βασικές εφαρμογές.

Οι εδαφοηλώσεις έχουν εφαρμοσθεί επιτυχώς σε πλειάδα έργων αντιστήριξης εκσκαφών και σταθεροποίησης πρανών (π.χ. εξαιτίας κατολισθητικών φαινομένων).

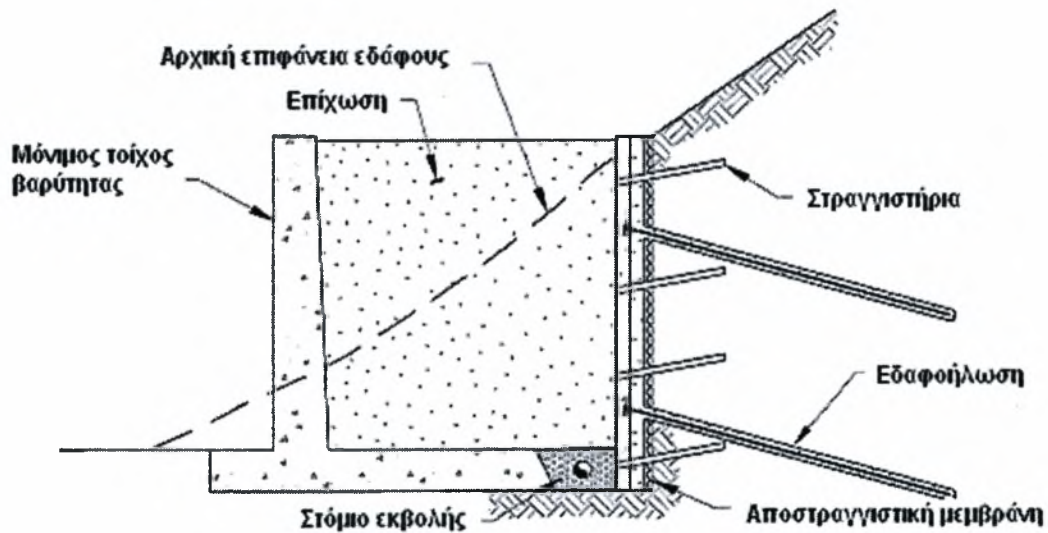
Οι έως τώρα εφαρμογές είναι δυνατόν να κατηγοριοποιηθούν ως εξής:

- Προσωρινές ή μόνιμες αντιστηρίξεις κατά τη διάρκεια κατασκευής τεχνικών έργων σε αστικές κυρίως περιοχές.
- Σταθεροποίηση ορυγμάτων για την κατασκευή νέας οδού ή για τη διαπλάτυνση υφιστάμενης.
- Σταθεροποίηση πρανών που τείνουν να κατολισθήσουν.

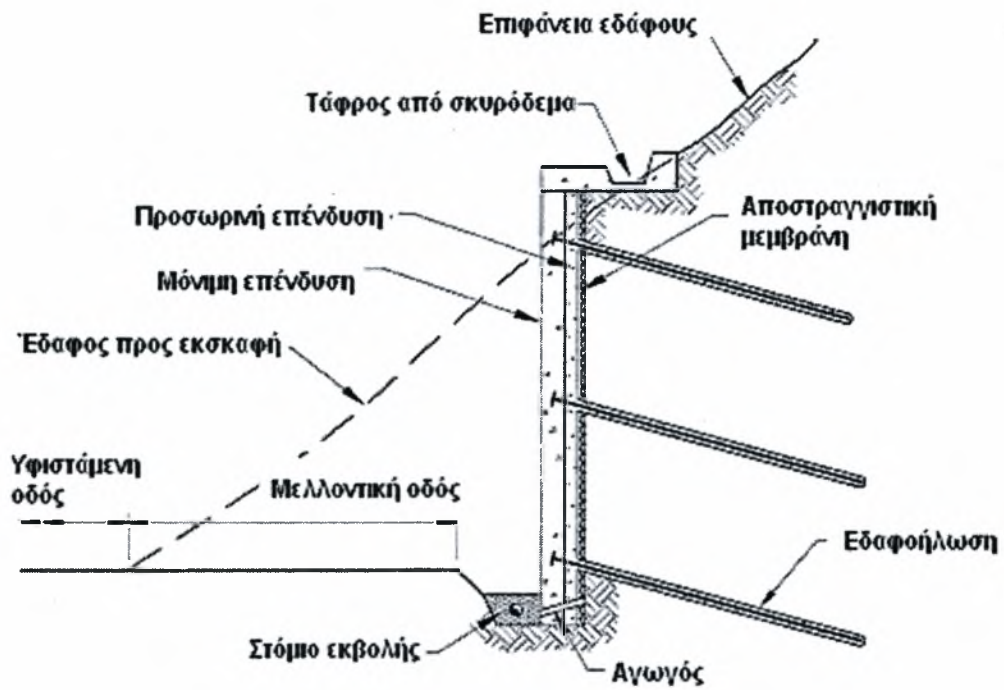
- Επισκευή ή ανακατασκευή υπαρχόντων κατασκευών.

1.6.1. Κατασκευή αντιστήριξης εκσκαφών ορυγμάτων.

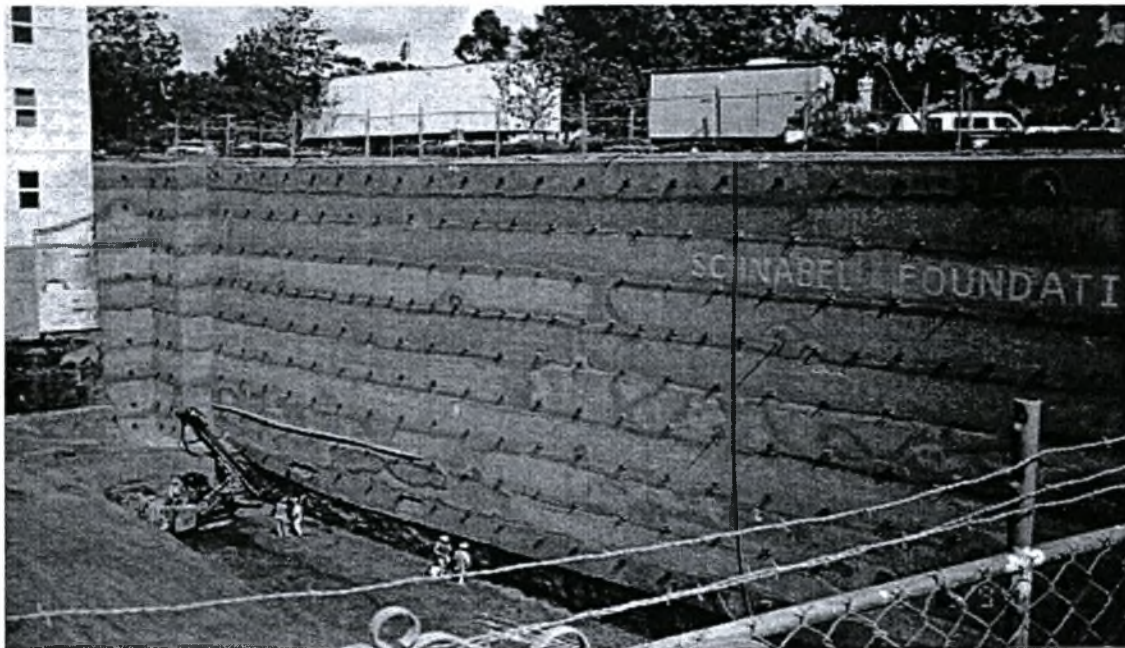
Οι εδαφοηλώσεις μπορεί να θεωρηθούν ως κατασκευές αντιστήριξης, για προσωρινές ή μόνιμες, κατακόρυφες ή σχεδόν κατακόρυφες εκσκαφές. Η χρήση τους ενδείκνυται σε έργα οδοποιίας και ιδιαίτερως για ορύγματα που διανοίγονται σε απόκρημνες περιοχές. Σε τέτοιου είδους εφαρμογές προτιμώνται διότι ελαχιστοποιούν τον όγκο των εκσκαφών, απαιτούν σχετικά μικρό χώρο εργασίας για την εγκατάσταση και λειτουργία του εξοπλισμού, δεν παρακωλύουν διάφορες παράπλευρες δραστηριότητες ενώ και η επίδρασή τους στο περιβάλλον είναι σχετικώς περιορισμένη. Μερικά παραδείγματα εφαρμογής παρουσιάζονται στις επόμενες σελίδες :



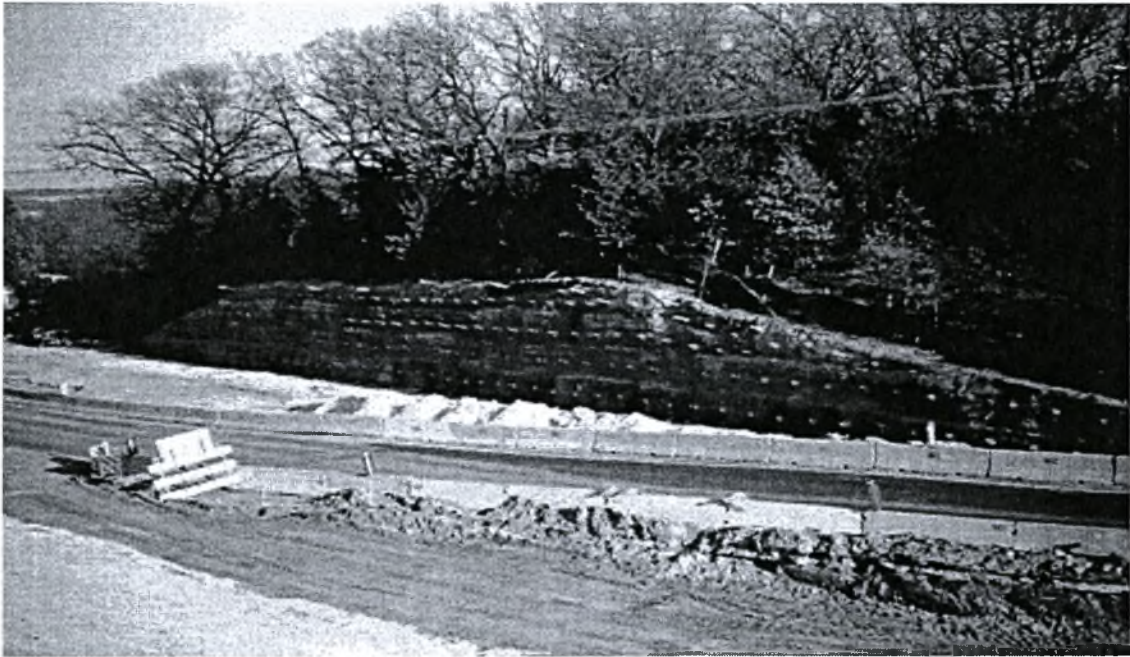
Σχ. 1.4 : Οι εδαφοηλώσεις ως προσωρινή μέθοδος αντιστήριξης.



Σχ. 1.5 : Οι εδαφοηλώσεις ως μόνιμη μέθοδος αντιστήριξης.



Εικ. 1.6: Αντιστήριξη εκσκαφής με εδαφοηλώσεις σε αστική περιοχή.



Εικ. 1.7: Σταθεροποίηση ορύγματος σε υπό κατασκευή οδικό άξονα.



Εικ. 1.8: Υποστήριξη μετώπου εκσκαφής παραπλεύρως υφιστάμενων κατασκευών.



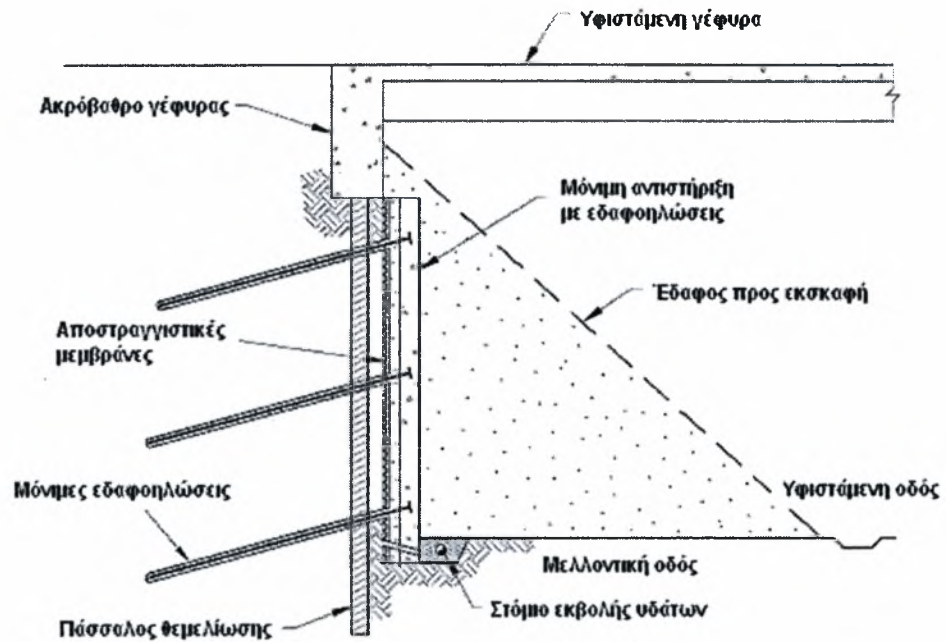
Εικ. 1.9: Η μέθοδος των εδαφοηλώσεων σε υλικό επιχωμάτωσης (engineered fill).



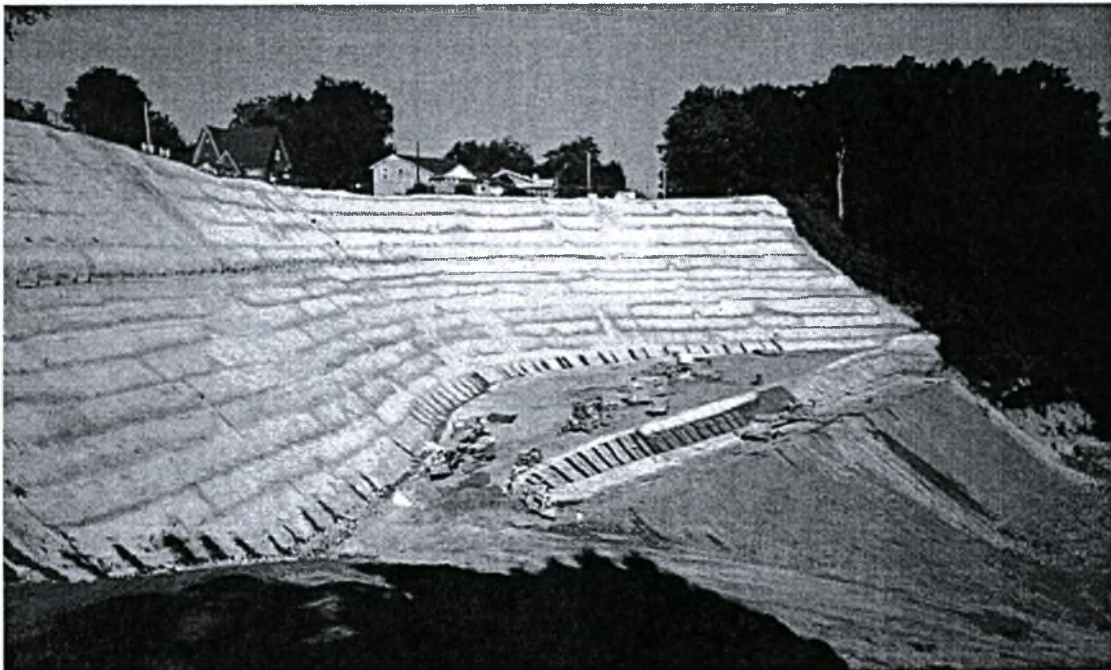
Εικ. 1.10: Ενίσχυση μετώπου εκσκαφής δίπλα σε υφιστάμενη κατασκευή.

1.6.2. Σταθεροποίηση υφιστάμενων πρανών.

Οι εδαφοηλώσεις αποτελούν ένα από τα συνήθη μέτρα σταθεροποίησης εδαφικών πρανών τα οποία για διάφορους λόγους (φυσικές διεργασίες, ανθρώπινη επέμβαση) τείνουν να κατολισθήσουν λόγω ανεπαρκούς διατμητικής αντοχής. Μερικά παραδείγματα τέτοιων εφαρμογών παρουσιάζονται εν συνεχεία:



Σχ. 1.6 : Σταθεροποίηση πρανούς δίπλα σε ακρόβαθρο γέφυρας.



Εικ. 1.11: Σταθεροποίηση πρανούς κάτω από υφιστάμενο οικισμό.



Εικ. 1.12: Λεπτομέρεια της εικόνας 1.11, όπου διακρίνονται οι σχετικοί αναβαθμοί που βοηθούν στην ευστάθεια και παρέχουν πρόσβαση στα συνεργεία.



Εικ. 1.13: Σταθεροποίηση εδαφικής ζώνης που υπέρκειται βραχώδους στρώματος.

1.6.3. Επίσκευές και ανακατασκευές έργων αντιστήριξης.

Οι εδαφοηλώσεις χρησιμοποιούνται και ως πρόσθετα μέτρα υποστήριξης σε υφιστάμενες κατασκευές αντιστήριξης, οι οποίες για διάφορους λόγους καταπονούνται περισσότερο από ότι είχε αρχικώς προβλεφθεί ή σε κατασκευές που έχουν ήδη υποστεί τοπικές αστοχίες. Ενδεικτικά αναφέρονται περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα που παρουσιάζουν σημαντικές μετακινήσεις λόγω εσφαλμένου σχεδιασμού ή προβληματικής κατασκευής. Σε αυτές τις περιπτώσεις οι ηλώσεις ενεργοποιούνται λόγω των αυξανόμενων μετακινήσεων της καταπονούμενης κατασκευής, λειτουργώντας ουσιαστικά ως δευτερεύων στοιχείο υποστήριξης.

1.7. Αξιολόγηση της χρήσης εδαφοηλώσεων.

Η καταλληλότητα της εφαρμογής της μεθόδου των εδαφοηλώσεων σε ένα συγκεκριμένο έργο, κατά το οποίο απαιτείται είτε η υποστήριξη μετώπων εκσκαφής είτε η σταθεροποίηση ενός φυσικού ολισθαίνοντος πρσανούς, εξαρτάται από τις εκάστοτε εδαφικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή του έργου, τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα που παρουσιάζει συγκριτικά με τις άλλες μεθόδους αντιστήριξης ή σταθεροποίησης και τέλος από το κόστος κατασκευής.

1.7.1. Αποτίμηση εδαφικών συνθηκών.

Η εμπειρία που έχει σωρευθεί έως σήμερα, για τη χρήση των εδαφοηλώσεων, μέσω οργανομετρήσεων σε υφιστάμενες κατασκευές τόσο στη φάση λειτουργίας όσο και κατά τις φάσεις της κατασκευής (π.χ. εντοπισμός κατασκευαστικών δυσκολιών), οδηγεί στο συμπέρασμα πως οι εδαφοηλώσεις αποτελούν μία οικονομική και τεχνικώς ευχερή εφαρμόσιμη λύση, όταν επικρατούν ευνοϊκές εδαφικές συνθήκες. Αντιθέτως δυσμενείς εδαφικές συνθήκες έχουν ως αποτέλεσμα την αύξηση του κόστους και τη δημιουργία έντονων κατασκευαστικών προβλημάτων. Στις επόμενες παραγράφους περιγράφονται αναλυτικά οι ευνοϊκές, για την εφαρμογή της μεθόδου, εδαφικές συνθήκες καθώς και οι δυσμενείς συνθήκες που καθιστούν τόσο την κατασκευή όσο και την αποτελεσματικότητα των εδαφοηλώσεων ιδιαίτερα προβληματικές.

Ευνοϊκές εδαφικές συνθήκες :

Οι πλέον ευνοϊκές εδαφικές συνθήκες παρουσιάζονται σε εδαφικά προφίλ στα οποία ενδεχόμενη κατακόρυφη εκσκαφή βάθους 1.0–2.0m είναι σε θέση να παραμείνει ανυποστήρικτη για 1 έως 2 ημέρες. Επιπρόσθετα, η ύπαρξη χαμηλού υπόγειου υδάτινου ορίζοντα συμβάλει ουσιαστικά στην επιτυχή εφαρμογή της μεθόδου. Ειδικότερα, οι κατηγορίες εδαφών στις οποίες ενδείκνυται η κατασκευή εδαφοηλώσεων είναι οι ακόλουθες:

- *Μέσης στιφρότητας έως σκληρά συνεκτικά εδάφη.* Σε αυτή την κατηγορία ανήκουν στιφρές έως σκληρές άργιλοι, αργιλώδεις ιλύες, ιλυώδεις άργιλοι, αμμώδεις άργιλοι και αμμώδεις ιλύες. Ο χαρακτηρισμός στιφρό έως σκληρό συνεκτικό έδαφος συνήθως ελέγχεται μέσω της δοκιμής τυποποιημένης διείδυσης του Terzaghi (SPT) ($N > 9$). Επισημαίνεται ότι λόγω μειωμένης αξιοπιστίας της ως άνω δοκιμής είναι σκόπιμη η εκτέλεση πρόσθετων επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών. Επίσης, η συγκεκριμένη κατηγορία εδαφών χαρακτηρίζεται ως ευνοϊκή όταν είναι και χαμηλής πλαστιμότητας ($PI < 15$), διότι έτσι ελαχιστοποιείται η εμφάνιση έντονων ερπυστικών παραμορφώσεων.
- *Πυκνά έως πολύ πυκνά κοκκώδη εδάφη με στοιχειώδη συνοχή.* Σε αυτή την κατηγορία περιλαμβάνονται άμμοι και αμμοχάλικα με $N > 30$, που περιέχουν όμως και κάποιο ποσοστό λεπτοκόκκων (όχι περισσότερο από 10% – 15%), έτσι ώστε να διαθέτουν μία μικρή συνοχή (μεγαλύτερη από 5 kPa).
- *Αποσαθρωμένος βράχος χωρίς επίπεδα αδυναμίας κατά τις διευθύνσεις εγκατάστασης των ήλων.* Η συγκεκριμένη κατηγορία βράχου πρέπει να έχει βαθμό αποσάθρωσης τέτοιο ώστε να μην απαιτείται αλλαγή των διατρητικών μηχανημάτων ή διαφορετικός τρόπος εγκατάστασης μιας και στην περίπτωση αυτή θα προκύψει σημαντική αύξηση του κόστους.

Δυσμενείς εδαφικές συνθήκες :

Δυσμενείς εδαφικές συνθήκες που αυξάνουν το κόστος και εγκυμονούν κατασκευαστικές δυσκολίες παρουσιάζονται στα ακόλουθα εδαφικά προφίλ :

- *Ξηρά, φτωχής διαβάθμισης συνεκτικά υλικά.* Τα εδάφη αυτά διαθέτουν πολύ μικρή συνοχή, με αποτέλεσμα να μην καθίσταται ευκόλως δυνατή ενδεχόμενη εκσκαφή βάθους 1.0-2.0m.
- *Εδάφη με υψηλό υδάτινο ορίζοντα.* Σε αυτές τις περιπτώσεις οι ενεργητικές εδαφικές ωθήσεις που αναπτύσσονται είναι ιδιαίτερα υψηλές λόγω των πιέσεων πόρων που ασκεί το νερό στο μέτωπο της εκσκαφής, με αποτέλεσμα να απαιτείται η κατασκευή επιπρόσθετων διατάξεων αποστράγγισης των

υδάτων. Επίσης, η παρουσία νερού δυσχεραίνει τη διάτρηση και την ευστάθεια των διατρημάτων (κατάρρευση των παρειών), ενώ δημιουργεί προβλήματα και στην εφαρμογή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

- *Εδάφη που περιέχουν τεμάχια ογκολίθων* δημιουργούν δυσκολίες στη διάτρηση και αυξάνουν το κόστος κατασκευής αλλά και το χρόνο ολοκλήρωσης των εργασιών.
- *Ευαίσθητα μαλακά συνεκτικά εδάφη*. Εδάφη τέτοιου τύπου είναι κυρίως άργιλοι με $N < 4$. Στις περιπτώσεις αυτές δεν ενδείκνυται η κατασκευή εδαφοηλώσεων διότι αναπτύσσονται πολύ μικρές δυνάμεις συνάφειας μεταξύ της ήλωσης και του περιβάλλοντος εδάφους, με αποτέλεσμα να απαιτείται ιδιαίτερα μεγάλο μήκος ήλων. Επίσης, μαλακές άργιλοι με υψηλή πλαστιμότητα εμφανίζουν έντονες ερπυστικές παραμορφώσεις ενώ παρουσιάζουν και αυξημένη τάση για διόγκωση.
- *Οργανικά εδάφη*. Τα οργανικά εδάφη, κυρίως οργανικές ιλύες και οργανικές άργιλοι παρουσιάζουν συνήθως μειωμένη διατμητική αντοχή και κατ'επέκταση μειωμένη πρόσφυση γύρω από την ήλωση. Ακόμη όμως και όταν παρουσιάζουν επαρκή διατμητική αντοχή, αυτό συμβαίνει μόνο σε ορισμένες διευθύνσεις λόγω της έντονης ανισοτροπίας. Επιπροσθέτως στα οργανικά εδάφη ο κίνδυνος της διάβρωσης είναι σαφώς αυξημένος και επιβάλλει τη λήψη πρόσθετων μέτρων για την αντιμετώπισή του.
- *Αποσαθρωμένος βράχος με επίπεδα αδυναμίας* όπως ασυνέχειες, ρήγματα, σχιστότητες, καρστικές κοιλότητες οι οποίες δυσκολεύουν την ευστάθεια του διατρήματος και την τσιμεντενεμάτωση του. Ειδικότερα σε αποσαθρωμένο βράχο με καρστικές κοιλότητες δεν ενδείκνυται η χρήση ηλώσεων με ενεμάτωση. Επίσης, στις περισσότερες των περιπτώσεων σε ασυνέχειες και σχιστότητες αναπτύσσεται ροή ύδατος με αποτέλεσμα την εμφάνιση αυξημένης πίεσης πόρων.
- *Χαλαρά ($N < 10$) έως πολύ χαλαρά ($N < 4$) κοκκώδη εδάφη*. Στα εδάφη αυτά παρουσιάζονται συχνά αυξημένες καθιζήσεις ενώ σε κορεσμένα χαλαρά κοκκώδη εδάφη υπό την επίδραση σεισμικής φόρτισης είναι πιθανό να προκληθεί αστοχία λόγω της ρευστοποίησης αυτών. Για την αντιμετώπιση των παραπάνω προβλημάτων απαιτείται συμπύκνωση της αντιστηριζόμενης εδαφομάζας, εφόσον βεβαίως αυτό είναι εφικτό.

Από το σύνολο των προαναφερθέντων επισημάνσεων προκύπτει αδήριτα το συμπέρασμα ότι η τεχνική των εδαφοηλώσεων μπορεί να εφαρμοσθεί σε ορισμένες κατηγορίες εδαφών λαμβάνοντας υπόψη τις ξεχωριστές συνθήκες που συναντώνται

σε κάθε έργο καθώς και το κόστος κατασκευής. Τέλος, αξίζει να αναφερθεί πως οι εδαφοηλώσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν και σε υλικό επιχωμάτωσης (engineered fill) αρκεί να περιέχει 90% ή και περισσότερο καλώς διαβαθμισμένο κοκκώδες υλικό και 10% ή λιγότερο λεπτόκοκκο χαμηλής πλαστιμότητας, ($PI < 15$).

1.7.2. Πλεονεκτήματα – Μειονεκτήματα της μεθόδου.

Οι εδαφοηλώσεις παρουσιάζουν τα εξής σημαντικά πλεονεκτήματα σε σχέση με άλλες μεθόδους αντιστήριξης ή σταθεροποίησης, (πασσαλοδιάφραγμα, προεντεταμένα αγκύρια, τοίχοι αντιστήριξης κ.λ.π.) :

- Η εγκατάστασή τους ολοκληρώνεται σε σύντομο χρονικό διάστημα χωρίς παράλληλα να απαιτείται η χρήση ειδικών κατασκευαστικών υλικών.
- Απαιτείται γενικώς περιορισμένος χώρος εργασίας λόγω του περιορισμένου μεγέθους του χρησιμοποιούμενου εξοπλισμού.
- Η φάση της κατασκευής προκαλεί ελάχιστες περιβαλλοντικές επιπτώσεις, λιγότερο θόρυβο και μικρότερη συμφόρηση στους πέριξ χώρους. Η συγκεκριμένη επισήμανση αποκτά ιδιαίτερη βαρύτητα στις περιπτώσεις έργων που εκτελούνται σε αστικές περιοχές.
- Η συνολική κατασκευή χαρακτηρίζεται ως εύκαμπτη, με συνέπεια να παρουσιάζει ικανοποιητική συμπεριφορά τόσο έναντι εμφάνισης πιθανών τοπικών μετακινήσεων (άνω των 30mm) όσο και υπό σεισμική επιπόνηση.
- Αποτελεί μία ιδιαίτερος προσφιλή τεχνική σε απότομες και απόκρημνες περιοχές, όπου η πρόσβαση και εγκατάσταση εξοπλισμού σημαντικού μεγέθους (λ.χ. εξοπλισμός κατασκευής πασσαλοδιαφράγματος) χαρακτηρίζονται από πρόσθετες δυσχέρειες.
- Παρέχουν τη δυνατότητα άμεσης επένδυσης – αντιδιαβρωτικής προστασίας της επιφάνειας εκσκαφής.
- Ο αριθμός των κατασκευαστών με εμπειρία στην συγκεκριμένη τεχνική συνεχώς αυξάνει.
- Αποτελεί μία αρκετά οικονομική μέθοδος, όπως αναλυτικά παρουσιάζεται στην επόμενη ενότητα.

Τα κυριότερα μειονεκτήματα της τεχνικής των εδαφοηλώσεων είναι τα ακόλουθα :

- Το έδαφος επιβάλλεται να είναι "αυτοφερόμενο" κατά τη διάρκεια της εγκατάστασης των ήλων.

- Δεν ενδείκνυται σε εδάφη με πολύ χαμηλή διατμητική αντοχή λόγω μη επαρκούς αναπτυσσόμενης πρόσφυσης μεταξύ ήλου και περιβάλλοντος εδάφους.
- Δεν συνιστάται σε περιοχές με υψηλό υδάτινο ορίζοντα, καθώς απαιτείται η κατασκευή και η συνεχής συντήρηση σύνθετων διατάξεων αποστράγγισης ενώ ενδεχομένως αναμένεται και ανάπτυξη υψηλών πιέσεων πόρων.
- Δεν αποτελεί κατάλληλη τεχνική σε περιπτώσεις όπου επιζητείται άκαμπτη συμπεριφορά της κατασκευής και ελαχιστοποίηση των παραμορφώσεων, εφόσον για να ενεργοποιηθεί η αντίσταση των ήλων απαιτείται η ανάπτυξη κάποιας εδαφικής παραμόρφωσης. Η εφαρμογή προέντασης δίνει λύση στο πρόβλημα, αυξάνοντας όμως αισθητά το κόστος κατασκευής.
- Πολλές φορές εισάγονται περιορισμοί σε σχέση με την απαιτούμενη γωνία τοποθέτησης καθώς και το αντίστοιχο μήκος. (π.χ. λόγω ύπαρξης υφιστάμενων κατασκευών)
- Η αποτελεσματικότητα των εδαφοηλώσεων εξαρτάται καθοριστικά τόσο από την ποιότητα των χρησιμοποιούμενων υλικών (π.χ. τσιμεντένεμα, χάλυβας ήλων, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα επένδυσης) όσο και από την επιμελή εφαρμογή των κατασκευαστικών διατάξεων που προτείνονται στη μελέτη. Συνεπώς επιβάλλεται το σύνολο των εργασιών να εκτελεσθεί από ιδιαίτερα έμπειρο (ως προς τη συγκεκριμένη τεχνική) κατασκευαστή ενώ παράλληλα απαιτείται και η διαρκής επίβλεψη των επιμέρους σταδίων κατασκευής.

1.7.3. Σύγκριση μεταξύ εδαφοηλώσεων και προεντεταμένων αγκυρίων.

Εκτός των εδαφοηλώσεων σε κατασκευές αντιστήριξης μετώπων εκσκαφής, είναι ευρέως διαδεδομένη η χρήση προεντεταμένων αγκυρίων (ground anchor wall systems). Συνεπώς πριν από την τελική επιλογή απαιτείται η αξιολόγηση των κυριότερων χαρακτηριστικών των δύο μεθόδων. Σε γενικές γραμμές ισχύουν τα εξής :

- *Εξοπλισμός εγκατάστασης.* Στις κατασκευές αντιστήριξης με τη χρήση προεντεταμένων αγκυρίων απαιτούνται δύο περαιτέρω διαδικασίες κατά τη φάση της εγκατάστασης αυτών. Πρώτον τοποθετούνται στο επίπεδο της τελικής εκσκαφής πρόσθετα κατακόρυφα στοιχεία (soldier beams) με τη βοήθεια εξοπλισμού σχετικά μεγάλων διαστάσεων και δεύτερον για την

ενεργοποίησή τους απαιτείται η εκ των προτέρων προέντασή τους με βάση κατάλληλες διατάξεις προέντασης.

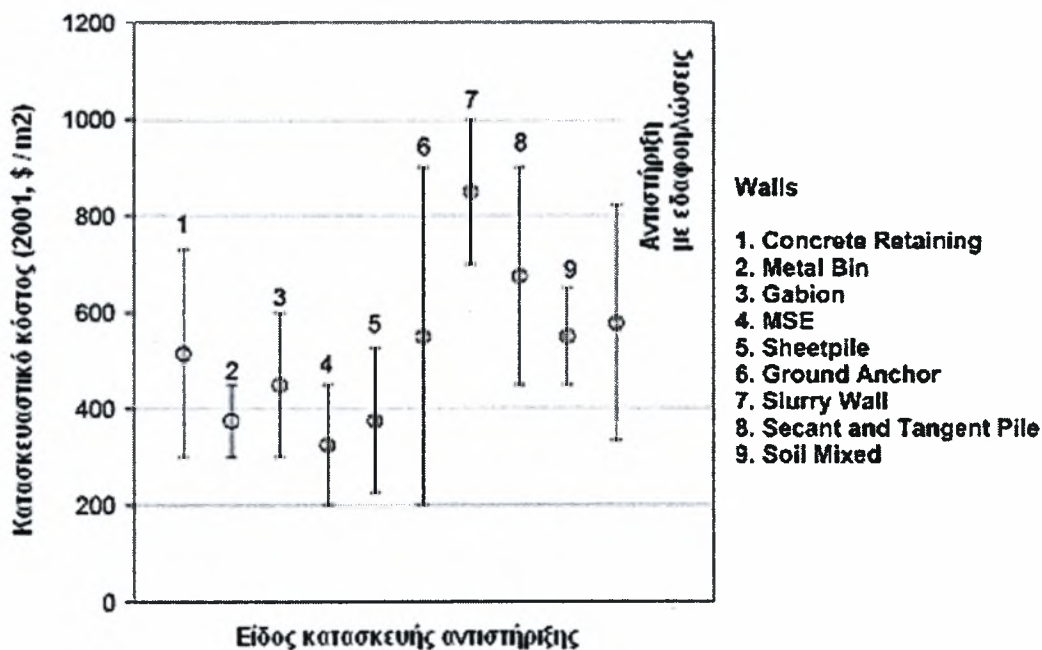
- *Πυκνότητα ήλων / αγκυρίων.* Υπό παρόμοιες συνθήκες σχεδιασμού, ο αριθμός των ήλων που απαιτούνται για την ευστάθεια του συστήματος είναι μεγαλύτερος από τον αριθμό των απαιτούμενων αγκυρίων. Συνεπώς η αστοχία ενός μεμονωμένου ήλου θα έχει μικρότερη επίδραση στη συνολική ευστάθεια από ότι η αστοχία ενός μεμονωμένου αγκυρίου.
- *Φόρτιση της επενδύμενης επιφάνειας.* Στην περίπτωση αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις η επένδυση δέχεται μικρότερες πλευρικές εδαφικές ωθήσεις απ' ότι στην περίπτωση χρήσης προεντεταμένων αγκυρίων, λόγω της μεγαλύτερης πυκνότητάς τους.
- *Μεταφορά του φορτίου.* Οι ήλοι μεταφέρουν φορτίο σε όλο το μήκος τους ενώ τα αγκύρια σχεδιάζονται έτσι ώστε να ενεργοποιείται μόνο το μήκος πίσω από την επιφάνεια αστοχίας (μήκος πάκτωσης). Αυτό έχει ως συνέπεια και τη διαφορετική κατανομή των εφελκυστικών δυνάμεων κατά μήκος μίας ράβδου.
- *Ενεργοποίηση μηχανισμού αντίστασης.* Οι εδαφοηλώσεις δρουν παθητικά, δηλαδή απαιτούν την ύπαρξη μετακινήσεων στο περιβάλλον έδαφος για να ενεργοποιηθούν σε αντίθεση με τα αγκύρια που εκ των προτέρων προεντείνονται.
- *Σταθερότητα δαπέδου εκσκαφής.* Στην περίπτωση των αντιστηρίξεων με προεντεταμένα αγκύρια τα κατακόρυφα εμπηγνυόμενα στοιχεία (soldier beams) προσδίδουν πρόσθετη αντοχή στην ευστάθεια του δαπέδου εκσκαφής.
- *Παραμορφώσεις.* Από in situ μετρήσεις διαπιστώθηκε πως οι μέγιστες παραμορφώσεις στην περίπτωση των εδαφοηλώσεων, παρουσιάζονται στη στέψη της κατασκευής ενώ στις κατασκευές με προεντεταμένα αγκύρια στο μέσο περίπου αυτής. Επίσης, συνήθως οι παραμορφώσεις στις κατασκευές με εδαφοηλώσεις είναι μεγαλύτερες.

1.7.4. Εκτίμηση κατασκευαστικού κόστους.

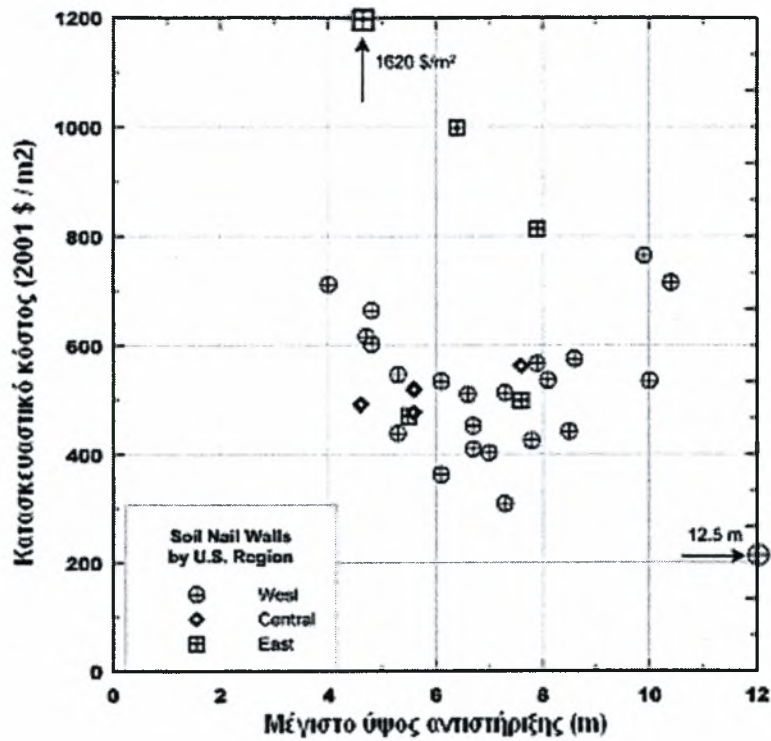
Το κόστος κατασκευής για μία αντιστήριξη σε έδαφος οπλισμένο με ήλους είναι συνάρτηση πολλών παραγόντων, όπως οι εδαφικές συνθήκες, η εύκολη ή μη πρόσβαση στο χώρο του έργου, το ύψος της αντιστηριζόμενης εδαφομάζας, ο τύπος της επένδυσης του μετώπου, η ύπαρξη αποστράγγισης, οι ιδιαίτερες συνθήκες που

επικρατούν στην περιοχή (σεισμική δράση, παγετός), η διαθεσιμότητα κατάλληλων συνεργείων καθώς και ο χαρακτήρας του έργου (προσωρινή ή μόνιμη αντιστήριξη).

Στο Σχ.1.7. συγκρίνεται το κόστος των εδαφοηλώσεων με το κόστος άλλων συχνά χρησιμοποιούμενων μεθόδων αντιστήριξης, με δεδομένα των Ηνωμένων Πολιτειών. Η έως τώρα εμπειρία από υφιστάμενες κατασκευές (μόνιμου χαρακτήρα) στις ΗΠΑ έχει καταδείξει ότι οι εδαφοηλώσεις κοστίζουν 10% - 30% λιγότερο από άλλες παρόμοιες μεθόδους, λαμβάνοντας υπόψιν ότι το 40% - 50% του τελικού κόστους ανάγεται στην μόνιμη επένδυση του μετώπου εκσκαφής.



Σχ. 1.7 : Σύγκριση μεταξύ του κόστους διαφόρων μεθόδων αντιστήριξης, (Sabatini et al., 1997).



Σχ. 1.8 : Διακύμανση του κόστους κατασκευής αντιστήριξεων ενισχυμένων με εδαφοηλώσεις σε διάφορες περιοχές των Η.Π.Α. (Byrne et al., 1998).

2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΕΔΑΦΟΗΛΩΣΕΩΝ.

2.1. Εισαγωγή.

Η κατασκευή ενός συστήματος υποστήριξης με τη χρήση εδαφοηλώσεων απαρτίζεται από τις παρακάτω επιμέρους εργασίες:

1. Εκσκαφή.
2. Διάτρηση των οπών.
3. Εγκατάσταση των ράβδων και έγχυση του τσιμεντενέματος.
4. Κατασκευή προσωρινής επένδυσης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
5. Επανάληψη των βημάτων 1 – 4 συναρτήσει του τελικού επιθυμητού βάθους.
6. Κατασκευή μόνιμης επένδυσης.

Η παραπάνω διαδικασία κατασκευής περιγράφηκε συνοπτικώς στο πρώτο κεφάλαιο ενώ εκτενέστερα παρουσιάζεται παρακάτω.

2.2. Εκσκαφή.

Βασικό μέλημα πριν από την έναρξη των εργασιών, αποτελεί η εξασφάλιση του προς εκσκαφήν τμήματος από την εισροή επιφανειακών υδάτων, καθώς ένα τέτοιο ενδεχόμενο μπορεί να οδηγήσει σε έντονη χαλάρωση και ενδεχομένως κατάρρευση τμημάτων του μετώπου εκσκαφής. Βάσει των παραπάνω επισημάνσεων κρίνεται επιβεβλημένη η κατασκευή τάφρου στα όρια της εκσκαφής η οποία θα συλλέγει και θα απομακρύνει τα επιφανειακά ύδατα. Στη συνέχεια είναι δυνατή η έναρξη των εργασιών εκσκαφής με τη βοήθεια κοινών εκσκαπτικών μηχανημάτων και σε συνδυασμό με το απαιτούμενο πλήθος φορτηγών για να μεταφέρουν την αφαιρούμενη μάζα του εδάφους.

Το αρχικό επίπεδο εκσκαφής (Εικ.2.1) διαμορφώνεται συνήθως σε βάθος 1,0-2,0m, ενώ το πλάτος του κυμαίνεται περίπου στα 10m έτσι ώστε να δύναται να εγκατασταθεί και να εργαστεί αποδοτικά ο συμβατικός εξοπλισμός, που απαιτείται για την τοποθέτηση της πρώτης στρώσης των εδαφοηλώσεων. Στις περιπτώσεις όπου δεν υφίσταται διαθέσιμος χώρος πλάτους 10m απαιτείται η χρήση μη συμβατικών μηχανημάτων μικρότερων διαστάσεων που μπορούν να εργαστούν σε πιο περιορισμένα όρια (πλάτος έως και 5m). Επίσης, η επιφάνεια του μετώπου εκσκαφής πρέπει να είναι όσο το δυνατόν επίπεδη, χωρίς εξογκώματα ή κοιλότητες

και να μην έχει υποστεί διατάραξη. Αυτό συνεπάγεται ενδεχόμενη χειρωνακτική εργασία, σύνηθες φαινόμενο σε προφίλ εδάφους με έντονη την παρουσία χαλικιών.

Η σταθερότητα των μετώπων εκσκαφής πριν την τοποθέτηση των ηλώσεων και της προσωρινής επένδυσης αποτελεί σημαντική παράμετρο κυρίως σε σχέση με την ασφάλεια των εργατών αλλά και τη σωστή κατασκευή του έργου. Οι περίπου 48 ώρες που παραμένει το μέτωπο εντελώς ανυποστήρικτο αποτελούν την πιο επισφαλή φάση ολόκληρης της κατασκευής. Το μέτωπο πρέπει να παρακολουθείται ενδελεχώς ώστε να καταγραφούν ενδεχόμενες ρηγματώσεις ή μεγάλες μετακινήσεις. Σε μία τέτοια περίπτωση ο επιβλέπων μηχανικός πρέπει να ενεργήσει άμεσα ενημερώνοντας τον κατασκευαστή του έργου και απομακρύνοντας παράλληλα το εργατικό δυναμικό έως ότου ληφθούν τα απαραίτητα μέτρα ενίσχυσης του εδάφους.

Στην περίπτωση όπου εκ των προτέρων προβλέπεται ότι το μέτωπο εκσκαφής δεν δύναται να παραμείνει ανυποστήρικτο για το χρονικό διάστημα που απαιτείται έως την τοποθέτηση των ήλων, κατασκευάζεται αρχικά προσωρινό συνεχές σταθεροποιητικό επίχωμα (stabilizing berm) (Σχ.2.1) κατά το μήκος του μετώπου (στην ουσία διαμορφώνεται κατάλληλα μέρος του προς αφαίρεση εδάφους), το οποίο συνεισφέρει στην ευστάθειά του. Το επίχωμα αυτό παραμένει έως ότου τοποθετηθούν οι εδαφοηλώσεις (οι οποίες τοποθετούνται δια μέσου του επιχώματος) και στη συνέχεια απομακρύνεται (διά εκσκαφής) πριν την κατασκευή της προσωρινής επένδυσης.



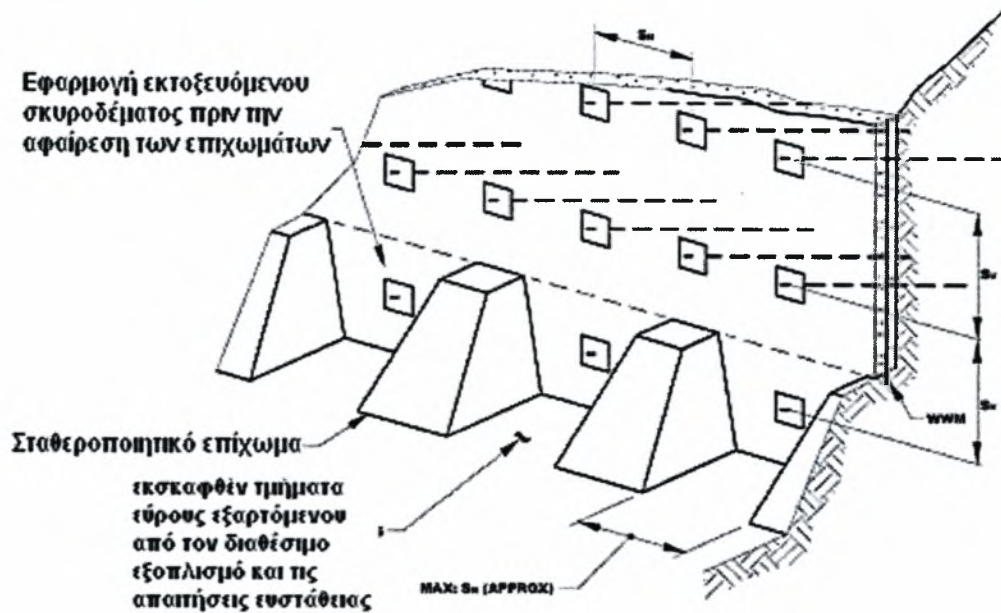
Εικ. 2.1: Αρχικό επίπεδο εκσκαφής και εγκατάσταση των πρώτων ήλων (Porterfield et al, 1994).

Εναλλακτικά της παραπάνω τεχνικής εκσκάπτονται τμήματα μήκους όσο η οριζόντια απόσταση των ήλων (excavation slots), ανάμεσα στα οποία διαμορφώνονται τα σταθεροποιητικά επιχώματα (stabilizing berms), (Σχ. 2.2). Στη συνέχεια τοποθετούνται οι ηλώσεις στα διανοιχθέντα τμήματα ενώ εκτοξεύεται και ινοπλισμένο σκυρόδεμα. Κατόπιν αφαιρούνται τα σταθεροποιητικά επιχώματα και στη θέση τους τοποθετούνται οι ενδιάμεσες ηλώσεις ενώ ολοκληρώνεται και η διάστρωση της προσωρινής επένδυσης. Ουσιαστικά δηλαδή με την εφαρμογή της παραπάνω τεχνικής τοποθετείται μία στρώση ήλων σε δύο φάσεις.

Πρέπει πάντως να σημειωθεί πως η χρήση των προαναφερθέντων τεχνικών σε περίπτωση μη ικανότητας αυτοϋποστήριξης του μετώπου εκσκαφής για το χρονικό διάστημα που απαιτείται, είναι σε θέση να αυξήσει το κόστος κατασκευής και να αλλάξει το χρονικό προγραμματισμό του έργου.



Σχ. 2.1: Εγκατάσταση εδαφοηλώσεων με τη βοήθεια συνεχούς σταθεροποιητικού επιχώματος (Porterfield et al., 1994).



Σχ. 2.2: Εναλλακτική τεχνική (excavation slots) αυτής του Σχ. 2.1 (Porterfield et al., 1994).

2.3. Διάνοιξη οπών.

Η διάνοιξη των οπών πραγματοποιείται με μία από τις εξής μεθόδους:

- Περιστροφική
- Κρουστική
- Περιστροφική-κρουστική
- Με ελικοειδή αρίδα μικρού μήκους (auger)

Στον πίνακα 2.1 παρουσιάζονται περιληπτικά ο τυπικός διατρητικός εξοπλισμός και τα χαρακτηριστικά κάθε μεθόδου.

Η περιστροφική μέθοδος χρησιμοποιώντας κατάλληλες περιστροφικές κοπτικές κεφαλές (rotary head drills, turbine drills, augers), είναι η πιο συνήθης εφαρμοζόμενη μέθοδος καθώς δεν είναι απαραίτητη η σωλήνωση της οπής και επιπρόσθετα παρουσιάζει ικανή αξιοπιστία ενώ και το αντίστοιχο κόστος κατασκευής κρίνεται ιδιαίτερα χαμηλό. Η διάτρηση της οπής επιτυγχάνεται με ταυτόχρονη πίεση και περιστροφή του διατρητικού άκρου. Η διάμετρος των οπών που ανοίγονται με τη συγκεκριμένη μέθοδο κυμαίνεται μεταξύ 100 και 300mm. Υπογραμμίζεται πως η επιλογή της καταλληλότερης διαμέτρου αποτελεί σημαντική παράμετρο στην

εξασφάλιση της απαιτούμενης πρόσφυσης μεταξύ ήλου και εδάφους αλλά και του τελικού κόστους διάτρησης.

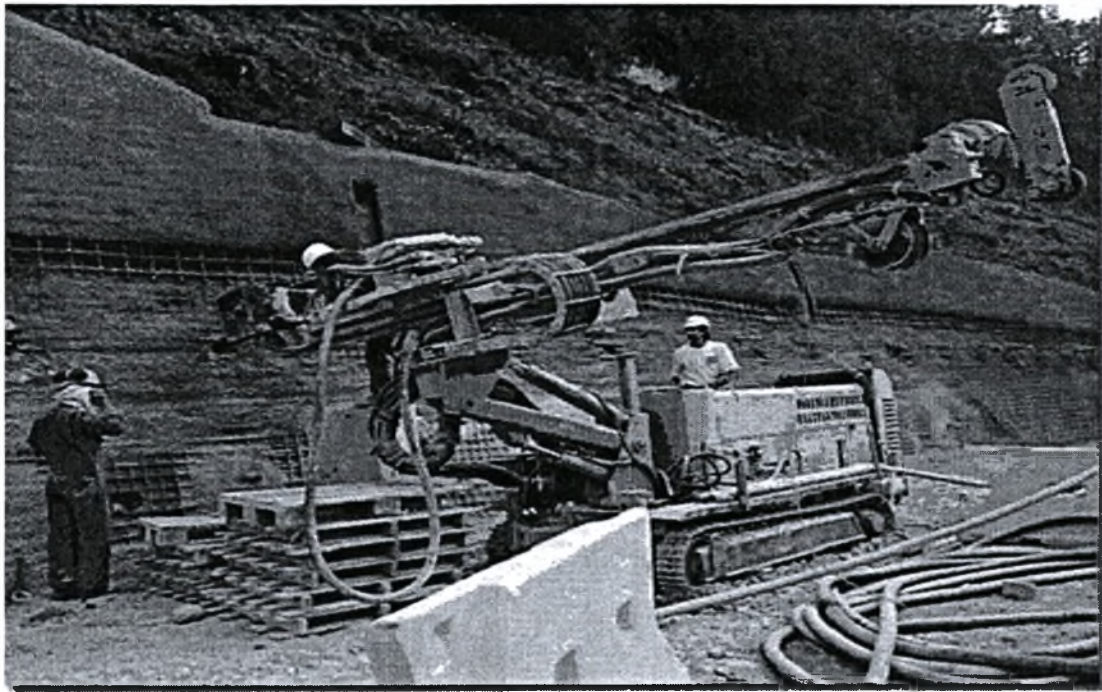
Στην κρουστική μέθοδο η διάτρηση επιτυγχάνεται με αλληπαλλήλες μεγάλης συχνότητας και μικρής διαδρομής κρούσεις και συνήθως ταυτόχρονη βραδεία περιστροφή (ώστε να διατηρηθεί η στρογγυλότητα της οπής), οπότε μεταπίπτουμε στην περιστροφική-κρουστική μέθοδο. Η χρήση της μεθόδου αυτής δημιουργεί οπές διαμέτρου 90-120mm και ενδείκνυται στις περιπτώσεις όπου στο εδαφικό προφίλ συναντώνται χαλικώδεις σχηματισμοί. Και στις δύο μεθόδους το έδαφος αφαιρείται κυρίως υπό τη μορφή θρυμμάτων με μηχανικό τρόπο ή με αέρα υπό πίεση.



Εικ. 2.2: Διάνοξη οπής με ελικοφόρο τρυπάνι (auger).

Στην περίπτωση ιδιαίτερα σαθρού εδάφους, η οπή πρέπει να σωληνώνεται καταλλήλως σε όσο μήκος απαιτείται για να μην δημιουργούνται εσωτερικές καταπτώσεις, τα δε τοιχώματα της πρέπει να καθαρίζονται επιμελώς με αέρα και νερό πριν την τσιμεντενέματωση. Για τη βελτίωση των συνθηκών ευστάθειας της οπής απαγορεύεται ρητώς η χρήση μπετονιτικών αιωρημάτων ή πολυμερικών διαλυμάτων κατά τις εργασίες αυτές, καθόσον η απομάκρυνσή τους στη συνέχεια είναι αμφίβολη ή και προβληματική.

Η επιλογή κάθε φορά του κατάλληλου εξοπλισμού και της αντίστοιχης μεθόδου εξαρτάται από τις εκάστοτε εδαφικές συνθήκες, το μήκος και τη διάμετρο των ήλων, το διαθέσιμο εξοπλισμό και την ύπαρξη ειδικών ή μη συνθηκών γύρω από το έργο (π.χ. υφιστάμενες γειτονικές κατασκευές). Ως προς το θέμα αυτό η συνεργασία μεταξύ μελετητή και κατασκευαστή κρίνεται επιβεβλημένη για τη διασφάλιση της βέλτιστης κατασκευής του έργου.



Εικ. 2.3: Διάνοιξη οπών με την περιστροφική μέθοδο.

Τύπος Γεωτρύπανου (drill rig type)	Μέθοδος διάτρησης Δειγματολήπτης (drilling method)	Απευθείας Διάτρηση (open hole)	Διάτρηση με σωλήνα επένδυσης (cased hole)	Διάμετρος οπής (mm)	Τύποι κοπών και ακρού (drill bit types)	Απομάκρυνση υπολειμμάτων διάτρησης (cutting removal)	Παρατηρήσεις
Ελικόφоро (Auger)	Lead Flight Kelley-Bar Driven	Ναι	Όχι	100-300	Rock, Soil, Drag, κ.λ.π.	Μηχανικά	Υδραυλική μέθοδος περιστροφής / Εδάφη και αποσασθρωμένος βράχος
	Sectional Solid Stem (δειγματολήπτης με συμπαγή κορμό)	Ναι	Όχι				
	Sectional Hollow Stem (δειγματολήπτης με διάκενο κορμό)	Ναι	Ναι				
	Continuous Flight - Solid Stem	Ναι	Όχι				
	Continuous Flight - Hollow Stem	Ναι	Ναι				
Περιστροφικό (Rotary)	Single Stem Air Rotary	Ναι	Όχι	100-200	Button Roller, Drag, κ.λ.π.	Υπό πίεση αέρα	Υδραυλική μέθοδος περιστροφής / Εδάφη, βράχος και μεικτές εδαφικές συνθήκες
	Duplex Air Rotary	Ναι	Ναι				
	Sectional Solid Stem Augers	Ναι	Όχι	100-300	Rock, Soil, Drag, κ.λ.π.	Μηχανικά	Υδραυλική μέθοδος περιστροφής / Εδάφη και αποσασθρωμένος βράχος
	Sectional Hollow Stem Augers	Ναι	Ναι				
Air Track	Single Stem Air Rotary	Ναι	Όχι	100-300	Button Roller, Drag, κ.λ.π.	Υπό πίεση αέρα	Πνευματική μέθοδος περιστροφής / Εδάφη και αποσασθρωμένος βράχος

Πιν. 2.1 : Μέθοδοι διάνοιξης οπών και επιμέρους χαρακτηριστικά (Elias and Juran, 1991).

2.4. Τοποθέτηση των ήλων.

Ο πιο συνήθης τρόπος εγκατάστασης των εδαφοηλώσεων πραγματοποιείται εισάγοντάς τες υπό γωνία μεταξύ 10°-20°, με τη βοήθεια της διάταξης κεντραρίσματος (centralizers), μέσα σε προδιατρημένη οπή διαμέτρου 100-300mm, (open-hole installation). Στη συνέχεια, η οπή γεμίζεται με τσιμεντένεμα ώστε να αναπτυχθεί η απαιτούμενη πρόσφυση μεταξύ της ήλωσης και του εδάφους.

Η τσιμεντενεμάτωση προβλέπεται κατ' αρχάς να γίνεται διά της βαρύτητας, χωρίς εισπίεση. Η μέθοδος αυτή προσδίδει την απαιτούμενη πρόσφυση, είναι αρκετά οικονομική και σχετικώς εύκολη στην πράξη. Εάν ωστόσο (βάσει των αποτελεσμάτων των δοκιμαστικών εξοκλεύσεων) δεν επιτυγχάνονται οι θεωρηθείσες τιμές πλευρικής αντοχής τριβής, λόγω κυρίως των φτωχών μηχανικών ιδιοτήτων του περιβάλλοντος εδαφικού υλικού, η ενεμάτωση πρέπει να γίνει με πίεση. Σε αυτή την περίπτωση η εισπίεση του τσιμεντενέματος επιτυγχάνεται είτε με την προσαρμογή κατάλληλης διάταξης κεφαλής με σιδηρά σωλήνωση επί της οπής και διοχέτευση αέρα με πίεση της τάξης των 400κN/m², είτε με τη χρήση ειδικού βαλβιδωτού σωλήνα και διπλού πάκερ εντός αυτού. Στη δεύτερη περίπτωση, ο βαλβιδωτός σωλήνας θα εισάγεται μαζί με τη ράβδο και θα παραμένει εντός της οπής. Αναλόγως της συμπεριφοράς του εδάφους γύρω από την οπή, οι πιέσεις μπορούν να είναι χαμηλότερες, τα δε τελευταία 50 εκατοστά της οπής (κατά το μήκος της) πρέπει να συμπληρώνονται με απλή έγχυση του τσιμεντενέματος. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η απόκτηση της απαιτούμενης πλευρικής αντοχής τριβής σε χαλαρά κοκκώδη εδάφη και σε διερρηγμένους βράχους. Αντίθετα, σε λεπτόκοκα εδάφη σπάνια γίνεται εισπίεση τσιμεντενέματος υπό πίεση διότι προκαλείται ασήμαντη αύξηση στην πλευρική αντοχή τριβής λόγω απουσίας τριβής μεταξύ των κόκκων του υλικού.

Η δύναμη συνάφειας που θα αναπτυχθεί μεταξύ της ήλωσης και του εδάφους εξαρτάται και από άλλες παράπλευρες δραστηριότητες κατά τη διάρκεια τοποθέτησης των ήλων που πρέπει να τυγχάνουν ιδιαίτερης προσοχής. Για παράδειγμα η ύπαρξη υπολειμμάτων από το αφαιρούμενο υλικό μέσα στην οπή οδηγεί σε μείωση της απαιτούμενης πρόσφυσης. Αντιθέτως, σε αργιλώδη εδάφη με μέτρια πλαστικότητα ο υπερβολικός καθαρισμός με αέρα και νερό έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των μηχανικών ιδιοτήτων της αργίλου γύρω από την οπή και κατ' επέκταση τη μείωση των δυνάμεων συνάφειας. Γενικώς θα πρέπει η ισχύς της ήλωσης να επιβεβαιώνεται με τη βοήθεια δοκιμών φόρτισης ώστε σε τυχόν προβληματικές περιπτώσεις να λαμβάνονται τα απαιτούμενα μέτρα (π.χ. μεγαλύτερο

μήκος ήλων). Προφανώς η μη επίτευξη της κατάλληλης πρόσφυσης οδηγεί σε αύξηση του κόστους και σε αλλαγή των προγραμματισμένων εργασιών.

2.5. Διατάξεις αποστράγγισης.

Η αποστράγγιση και η συλλογή των υδάτων αποτελούν δύο από τις πιο σημαντικές εργασίες κατά τη διάρκεια κατασκευής του έργου μιας και ο χρόνος ζωής καθώς και η επιτέλεση του σκοπού κατασκευής του εξαρτώνται από τη σωστή εκτέλεση των δύο ως άνω επιμέρους εργασιών. Οι διατάξεις αποστράγγισης διαχωρίζονται στην αποστράγγιση της διεπιφάνειας εδάφους-επένδυσης παρειάς, στην εσωτερική αποστράγγιση του οπλισμένου με ήλους εδάφους καθώς και στην αντιδιαβρωτική προστασία της επιφάνειας στην κεφαλή του έργου.

• Αποστράγγιση της διεπιφάνειας εδάφους-επένδυσης παρειάς

Στα λεπτόκκοκα κυρίως εδάφη, είναι απαραίτητη η ύπαρξη αποτελεσματικής αποστράγγισης της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης παρειάς. Μία ενδεικνυόμενη διάταξη συνίσταται στην τοποθέτηση:

α) Κατακόρυφων λωρίδων συνεχόμενων γεωσυνθετικών στραγγιστηρίων (geocomposite drain strips) πλάτους περίπου 0.5m ανά 3m. Από αυτές τις λωρίδες η υψηλότερη τοποθετείται 1.0 έως 1.5m κάτω από την ανώτερη επιφάνεια της επένδυσης παρειάς ούτως ώστε να μη συλλέγονται επιφανειακά όμβρια ύδατα. (Σχ.2.5)

β) Ενός στομίου εκβολής στον πόδα (footing drain). (Σχ.2.5)

Όταν οι υδραυλικές και γεωτεχνικές συνθήκες δεν απαιτούν μία τέτοια αποστράγγιση της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης παρειάς, πρέπει να τοποθετηθούν οπές αποστράγγισης διαμέτρου τουλάχιστον 6cm, που κατανέμονται περίπου μία κάθε 4m² της επένδυσης παρειάς.

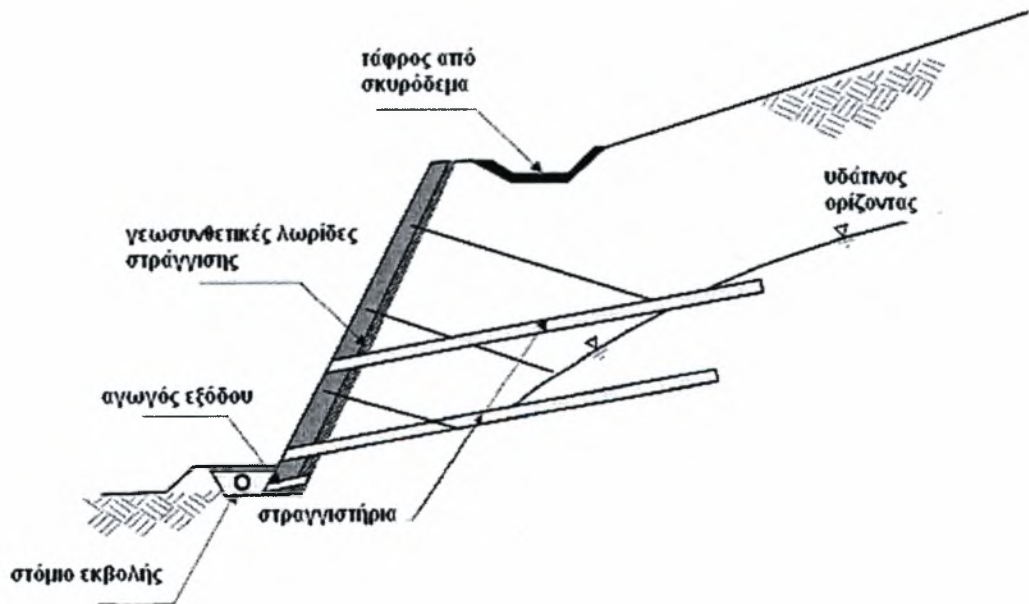
• Εσωτερική αποστράγγιση του οπλισμένου με ήλους εδάφους

Όταν είναι απαραίτητη η αποστράγγιση του εδάφους (ιδίως στα λεπτόκκοκα εδάφη) αυτή πραγματοποιείται με ελαφρώς κεκλιμένα στραγγιστήρια, δηλαδή διατρήματα εξοπλισμένα με στραγγιστικούς σωλήνες, που καλύπτονται με ένα γεώφασμα το οποίο πληροί τις συνθήκες διήθησης (Σχ.2.3 και 2.4). Η μελέτη της διάταξης αποστράγγισης πρέπει να είναι τέτοια ώστε να είναι δυνατή καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής του έργου η πρόσβαση στο στραγγιστήριο προς επιθεώρηση και επισκευή του. Το μήκος και η πυκνότητα των στραγγιστηρίων καθορίζονται αναλόγως των γεωτεχνικών δεδομένων. Οι επιλογές που πραγματοποιούνται πρέπει να επαληθεύονται ή να διορθώνονται κατά τη διάρκεια της προόδου των έργων με βάση την παρακολούθηση της εξέλιξης των πιέσεων πόρων. Τέλος, αξίζει να αναφερθεί πως η κατασκευαστική αλληλουχία και η θέση των στραγγιστηρίων πρέπει

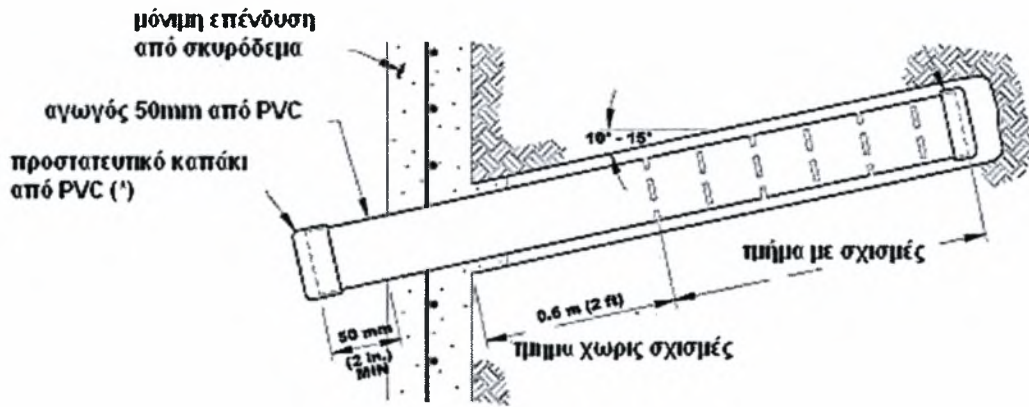
να καθορισθούν έτσι ώστε να μειωθεί στο ελάχιστο ο κίνδυνος εμφραξης των στοιχείων αποστράγγισης και των στομιών εκβολής από το ένεμα που χρησιμοποιείται για την ενεμάτωση των ήλων.

- **Προστασία της επιφάνειας στην κεφαλή του έργου**

Η προστασία της επιφάνειας στην κεφαλή του έργου επιτυγχάνεται με την κατασκευή τάφρων ανάντη της επένδυσης παρειάς και δίπλα της. Η αποτελεσματικότητά τους σε διάρκεια χρόνου εξαρτάται από την κλίση της μηκοτομής τους και από τη συντήρησή τους. Για να αποφευχθεί η δημιουργία πιέσεων πόρων στο έδαφος είναι γενικά προτιμότερο να επιλέγονται τάφροι με έντονη κλίση (γεγονός που θα προκαλέσει τον πολλαπλασιασμό των αναβαθμών), εξοπλισμένες με εύκαμπτη πορώδη προστασία κατά της διάβρωσης, αντί για τάφρους σκυροδετημένες οι οποίες παρακάμπτονται πολύ εύκολα από τις επιφανειακές ροές των υδάτων μόλις εμφανιστεί οποιαδήποτε τοπική παραμόρφωση στο εκ σκυροδέματος σώμα τους.



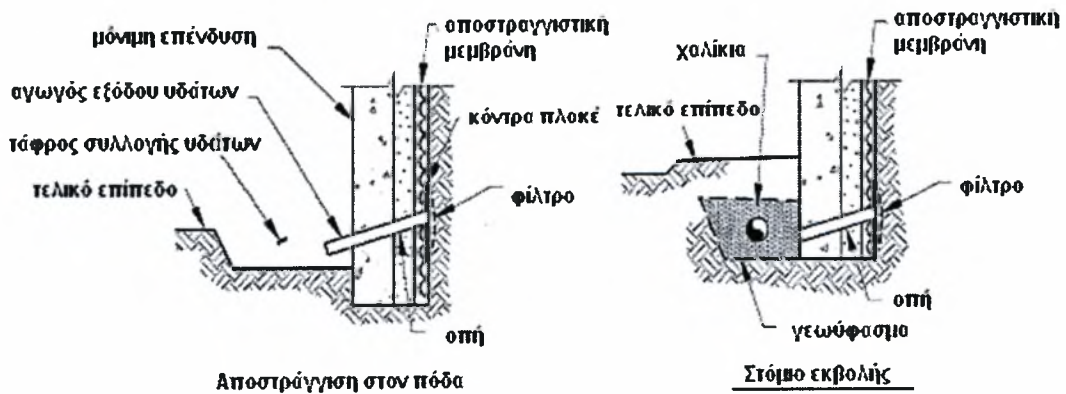
Σχ. 2.3: Εσωτερική αποστράγγιση με τη χρήση στραγγιστηρίων.



Σημειώσεις:

1. Το προστατευτικό καπάκι πρέπει να αφαιρεθεί μετά την εφαρμογή της τελικής στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
2. Η απόσταση μεταξύ των στραγγιστηρίων είναι περίπου 3.3m (τυπικά)

Σχ. 2.4: Λεπτομέρεια στραγγιστηρίου.



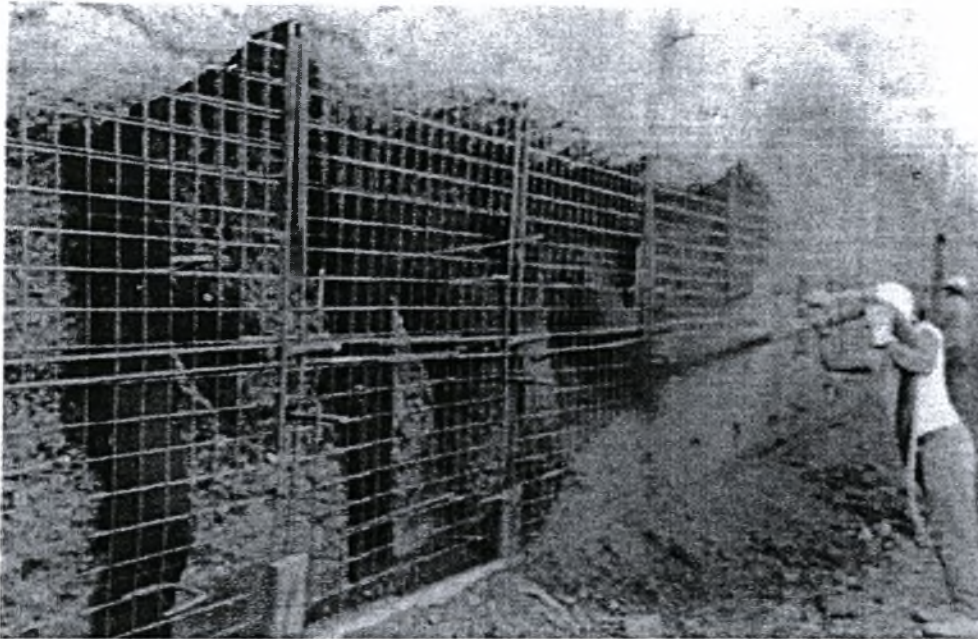
Σχ. 2.5: Διάταξη αποστράγγισης στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης παρειάς (Byrne et al.,1998).

2.6. Επένδυση.

2.6.1. Προσωρινή επένδυση.

Ως προσωρινή επένδυση νοείται η τοποθέτηση χαλύβδινου πλέγματος και κατόπιν η εκτόξευση σκυροδέματος ή εναλλακτικά η απ' ευθείας εκτόξευση σκυροδέματος εμπλουτισμένου με μεταλλικές ή συνθετικές ίνες. Σκοπός της προσωρινής επένδυσης είναι η συνεχής υποστήριξη του μετώπου εκσκαφής (δεν πρέπει να υπάρχει κανένα κενό μεταξύ του εδάφους και της επένδυσης) κατά τη φάση κατασκευής του έργου για λόγους προστασίας των εργαζομένων καθώς και για την εξασφάλιση της ομαλής πορείας του έργου.

Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα: Οι τεχνικές εφαρμογής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι αφ' ενός του ξηρού μίγματος και αφ' ετέρου του υγρού μίγματος. Επειδή και οι δύο διαδικασίες είναι σύμφωνες με τις συνήθεις απαιτήσεις ποιότητας εκτοξευόμενου σκυροδέματος, η επιλογή της μεθόδου γίνεται βασικά με κριτήρια πρακτικότητας και οικονομίας (Πιν.2.2). Η εκτόξευση του σκυροδέματος γίνεται με μεγάλη ταχύτητα υπό πίεση αέρα πάνω σε ομοιόμορφες ή και μη ομοιόμορφες επιφάνειες δημιουργώντας μία στρώση πάχους 75-100mm. Συνεπώς για να επιτευχθεί αμέσως η παραπάνω διαδικασία θα πρέπει το σκυρόδεμα να είναι τέτοιας υφής ώστε να αντλείται και να εκτοξεύεται εύκολα, καθώς και να επικάθεται στην προσβαλλόμενη επιφάνεια η κατάλληλη ποσότητα από την πρώτη κιόλας εφαρμογή.



Εικ. 2.4 : Κατασκευή προσωρινής επένδυσης (Porterfield et al.,1994).

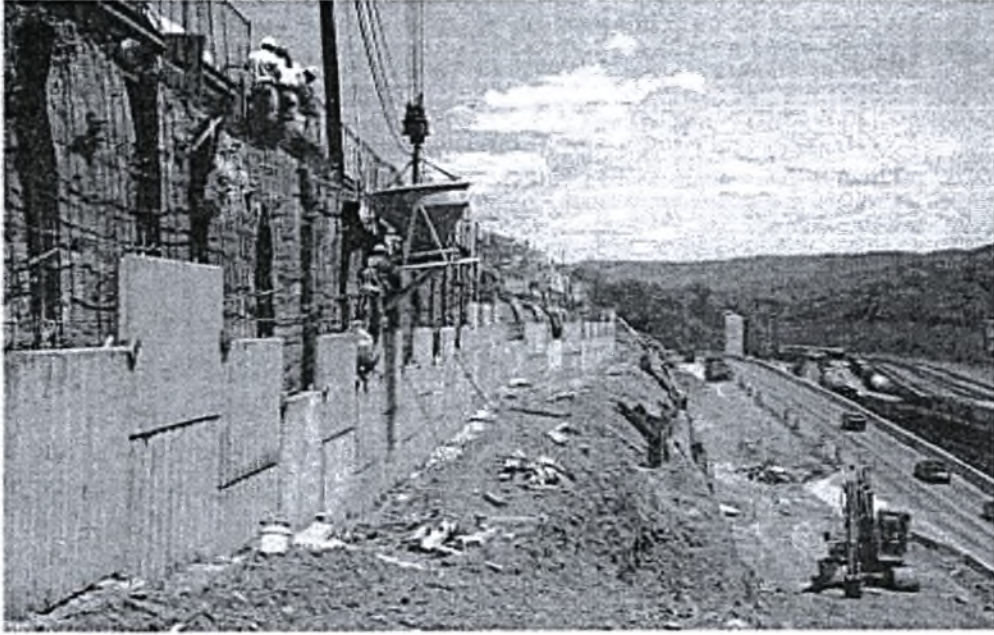
Ενίσχυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Για λόγους ενίσχυσης της αντοχής, αύξησης της πλαστιμότητας και αντίστασης στη ρηγμάτωση τοποθετείται χαλύβδινο πλέγμα (welded wire mesh) ικανής αντοχής σε όλη την επιφάνεια, πριν την εκτόξευση του σκυροδέματος. Η προσθήκη μεταλλικών ή συνθετικών ινών αποτελεί εναλλακτική λύση του μεταλλικού πλέγματος με σημαντικά πλεονεκτήματα ως προς την αποτελεσματικότερη εφαρμογή (μείωση αναπήδησης, ελεύθερη επιφάνεια εκτόξευσης, ταχύτερη εφαρμογή).

2.6.2. Μόνιμη επένδυση.

2.6.2.1. Σύσταση της επένδυσης.

Η μόνιμη επένδυση (πάχους 150-300mm), κατασκευάζεται συνήθως μετά το πέρας της ολοκλήρωσης όλων των επιμέρους εργασιών, από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο είτε είναι έγχυτο είτε προκατασκευασμένο. (Εικ.2.5, 2.6 και 2.7)

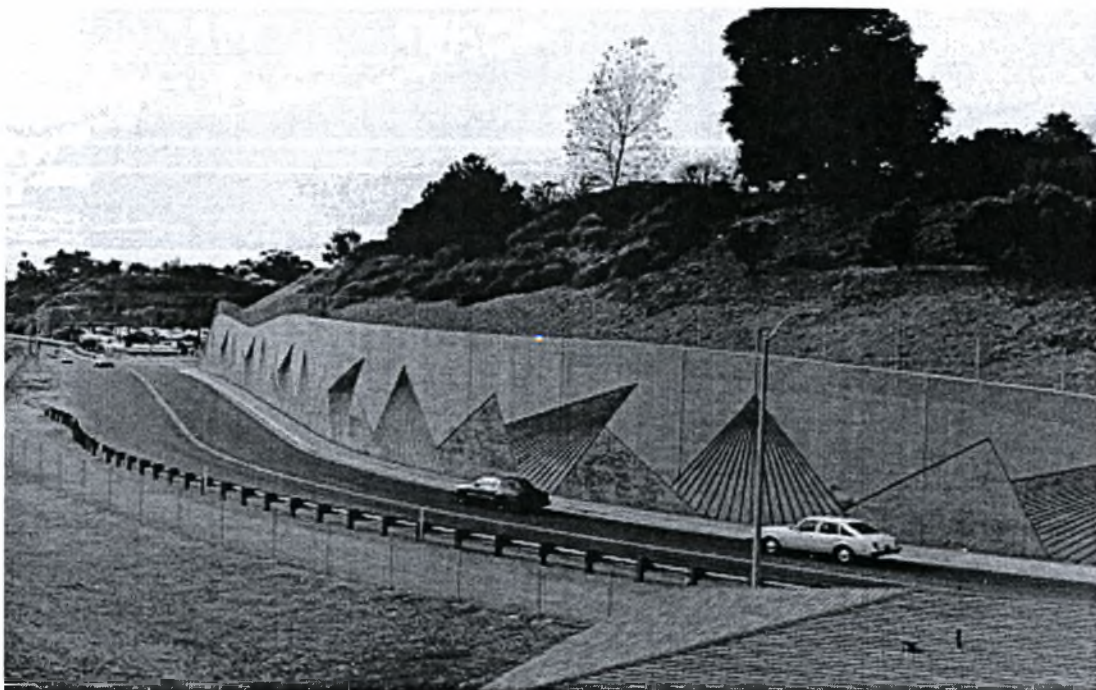
Λαμβανομένων υπόψη των ιδιοτήτων της κατασκευής της, μία επένδυση από οπλισμένο σκυρόδεμα φέρει οπλισμό ο οποίος συνήθως αποτελείται από ένα ή δύο φύλλα συγκολλημένου πλέγματος και συχνά έχει ενίσχυση (waler bars) γύρω από τις κεφαλές των ήλων (κάμψης και/ή διάτρησης). Αναλόγως της μεθόδου κατασκευής είναι δυνατόν να διασφαλίζεται ή όχι η μηχανική συνέχεια της επένδυσης παρειάς.



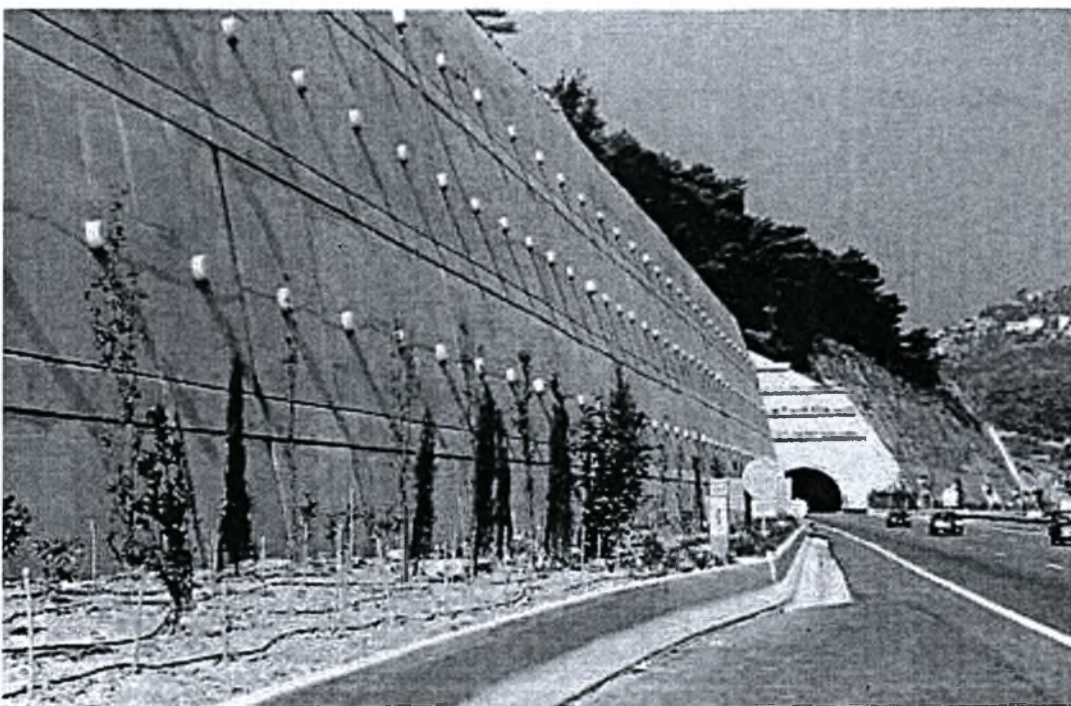
Εικ. 2.5 : Μόνιμη επένδυση από προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος (πάνελς), (Elias et al.,2001).

Παράγων	Ξηρή Μίξη	Υγρή Μίξη
Εξοπλισμός	Χαμηλή ολική επένδυση. Συντήρηση σχετικά απλή και σε μη τακτά χρονικά διαστήματα.	Λιγότερος επί τόπου εξοπλισμός. Λιγότερη φθορά στην αντλία, στους σωλήνες και στο ακροφύσιο. Λιγότερο από 60% κατανάλωση πεπιεσμένου αέρα.
Μίξη	Στο εργοτάξιο ή στο εργοστάσιο. Έτοιμα αναμιγμένα ξηρά συστατικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν, αλλά δεν μπορούν να παραμείνουν ανοικτά σε ύφυγρο ή υγρό περιβάλλον. Η συμπεριφορά βλάπτεται από την υγρασία της άμμου.	Ακριβής ανάμιξη των σωστών ποσοτήτων στη μονάδα ανάμειξης. Χρήση έτοιμου σκυροδέματος. Αποδεκτή η υγρή άμμος.
Παραγωγή	Σπανίως ξεπερνά επί τόπου τα 5m ³ /h. Μπορεί να μεταφερθεί σε μεγαλύτερες ποσότητες από ότι τα υγρά μίγματα.	Μεγαλύτερη από ότι στις αντίστοιχες μηχανές ξηρής μίξης. (6-8m ³ /h)
Αναπήδηση	Η απώλεια είναι της τάξεως περίπου του 15%.	Η απώλεια περιορίζεται μόλις στο 5%.
Ποιότητα	Υψηλότερη αντοχή λόγω του χαμηλότερου λόγου W/C. Λιγότερο ομοιογενής καθώς η προσθήκη νερού κανονίζεται από το χειριστή και την ασυνεχή προώθηση του υλικού.	Δυσκολία επίτευξης υψηλής αντοχής λόγω του υψηλότερου λόγου W/C (περισσότερο νερό για να μπορεί να αντληθεί). Πιο ομοιογενής ποιότητα.
Ταχύτητα κρούσης	Υψηλή με πολύ καλή πρόσφυση.	Γενικά επαρκής για τις συνήθεις γεωτεχνικές εφαρμογές.
Πρόσθετα	Μορφής σκόνης στο μείκτη ή στη χοάνη. Υγρά στο ακροφύσιο.	Γενικά σε υγρή μορφή στο ακροφύσιο.
Σκόνη	Μεγάλη παραγωγή σκόνης που μπορεί να μειωθεί με 5-15% προϋγρανση, ή με μετακίνηση του δακτυλίου του νερού προς τα πίσω του ακροφυσίου.	Πολύ μικρή ποσότητα. Καλύτερη ορατότητα. Κανένας κίνδυνος δημιουργίας στρώσεων από σκόνη.
Άλλη χρήση	Αμμοβολή.	Άντληση σκυροδέματος.

Πιν. 2.2 : Παράγοντες επιλογής της διαδικασίας μίξης.



Εικ. 2.6 : Μόνιμη επένδυση από σκυρόδεμα επί τόπου εγχυόμενο.



Εικ. 2.7 : Επένδυση παρειάς στην οποία οι κεφαλές των ήλων συμμετέχουν στο αισθητικό αποτέλεσμα.

2.6.2.2. Σύνδεση μεταξύ ήλου και επένδυσης.

Η εν λόγω σύνδεση θα πρέπει να μελετηθεί έτσι ώστε να αποφεύγεται η διάτρηση της επένδυσης παρειάς από την κεφαλή του ήλου, λαμβανομένων υπόψη των ενδεχόμενων ατελειών της τοποθέτησής τους.

2.6.2.3. Κατακόρυφοι αρμοί.

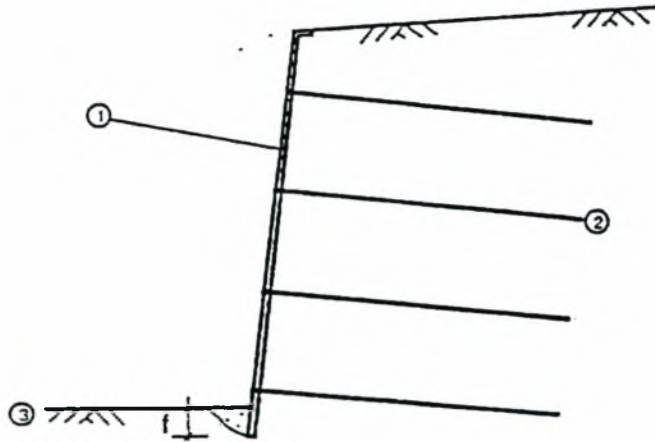
Η απόσταση των κατακόρυφων αρμών στην όψη, μέσα στην επένδυση παρειάς ορίζεται λαμβάνοντας υπόψη το γεγονός ότι οι μεταβολές στη διαστασιολόγηση του σκυροδέματος της επένδυσης παρειάς, εμποδίζονται σημαντικά από τις συνδέσεις με τους ήλους και τη συνάφεια εδάφους – επένδυσης και ότι η σκυροδέτηση σε φάσεις με οριζόντιες λωρίδες έχει ως συνέπεια μία διαφορική συρρίκνωση. Η αξονική απόσταση μεταξύ των αρμών είναι γενικά μεταξύ 20 και 40m.

Οι αρμοί πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να εμποδίζουν τη μετακίνηση στερεών σωματιδίων του εδάφους ανάντη της επένδυσης (παραδείγματος χάριν, είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί φραγή από γεωύφασμα). Για τα προσωρινά έργα, θα προβλέπονται αρμοί μόνον αν υπάρχει πιθανότητα να τεθεί σε κίνδυνο η ευστάθεια του έργου σε περίπτωση παράλειψής τους. Τέλος, θα πρέπει η αξονική απόσταση των δύο ήλων που βρίσκονται και από τις δύο πλευρές ενός αρμού να είναι γενικά μικρότερη από την αξονική απόσταση των ήλων της εξεταζόμενης στρώσης (με σκοπό να ληφθούν υπόψη οι δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε μέρος της επένδυσης εξ' αιτίας του αρμού).

2.6.2.4. Βάθος διείσδυσης στον πόδα.

Για όλα τα έργα μόνιμου χαρακτήρα απαιτείται ένα ελάχιστο βάθος διείσδυσης στο έδαφος. Το βάθος αυτό είναι τουλάχιστον 0.2m αν το υπόστρωμα είναι βραχώδες και τουλάχιστον 0.4m αν το υπόστρωμα είναι μαλακό (Σχ.2.6). Είναι δυνατόν να θεωρηθεί ότι απαιτείται ένα μεγαλύτερο βάθος διείσδυσης για την προστασία του έργου από τη διάβρωση, τις ροές, τις μετακινήσεις χωμάτων από ζώα, κ.λπ.

Για τα προσωρινά έργα, αν είναι ευνοϊκές οι υδραυλικές και γεωτεχνικές συνθήκες δεν επιβάλλεται ελάχιστη τιμή.



- | | |
|-----------------------------|--------------------------------------|
| 1. Επένδυση παρειάς | f βάθος διείσδυσης πόδα |
| 2. Ήλος | $f \geq 0,4m$ για μαλακό υπόστρωμα |
| 3. Έδαφος μετά τις εργασίες | $f \geq 0,2m$ για βραχώδες υπόστρωμα |

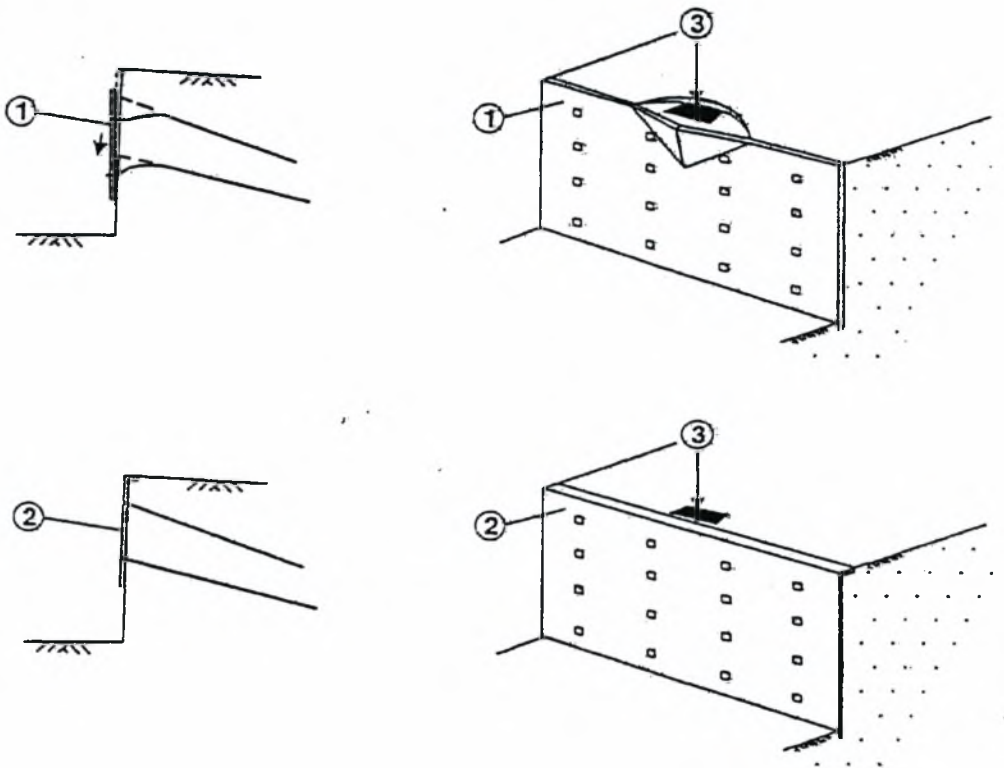
Σχ.2.6 : Βάθος διείσδυσης της επένδυσης παρειάς στον πόδα.

2.6.2.5. Διαμόρφωση στέψης της παρειάς.

Όταν η επένδυση παρειάς φέρει στην κορυφή της οριζόντιο μέρος, αυτό θεωρείται ως μία δοκός αύξησης της δυσκαμψίας της κατασκευής, με απώτερο σκοπό να αυξήσει την αντοχή της παρειάς ως προς τις ωθήσεις που δημιουργούνται από συγκεντρωμένα φορτία που ασκούνται στη στέψη (Σχ.2.7). Το εν λόγω στοιχείο βελτιώνει κατ' αυτόν τον τρόπο τις συνθήκες ευστάθειας της επένδυσης κατά την διάρκεια των εργασιών και διευκολύνει την τοποθέτηση των τελευταίων στοιχείων εξοπλισμού (π.χ. κιγκλιδωμάτων ασφαλείας).

α) έργο κατά τη διάρκεια κατασκευής

β) έργο κατά τη λειτουργία



1. Επένδυση παρειάς χωρίς δύσκαμπτο στοιχείο στη στέψη (θραύση ή ολίσθηση)
2. Επένδυση παρειάς με δύσκαμπτο στοιχείο στη στέψη
3. Συγκεντρωμένο φορτίο

Σχ.2.7 : Επίδραση στην ευστάθεια της παρειάς ενός δύσκαμπτου στοιχείου στη στέψη του έργου.

2.7. Θεώρηση των επιπτώσεων του παγετού.

Οι επιπτώσεις του παγετού δεν είναι βλαβερές για ένα οπλισμένο με ηλώσεις έδαφος παρά μόνον όταν συνδυάζονται ταυτόχρονα με συνθήκες παγετού οι οποίες είναι σημαντικές (από άποψη διάρκειας και θερμοκρασίας) και την ύπαρξη παγωμένου εδάφους κάτω από την επένδυση παρειάς του στερεού. Με βάση τις τρέχουσες επιστημονικές γνώσεις, δεν υπάρχουν στοιχεία που να είναι επαρκή για

τον καθορισμό των ποσοτικών προβλέψεων και συνεπώς τα όσα αναφέρονται παρακάτω περιορίζονται σε ποιοτικό επίπεδο.

Οι συνθήκες παγετού εκτιμώνται με βάση το δείκτη παγετού του αέρα, που ουσιαστικά συνδέεται με το κλίμα και το υψόμετρο. Πάντως, ο δείκτης παγετού δεν αντικατοπτρίζει το σημαντικό ρόλο της έκθεσης και δεν λαμβάνει υπόψη την επίδραση τυχόν φυσικών μονωτικών υλικών (βλάστηση, χιόνι).

Οι καταστρεπτικές επιδράσεις του παγετού προκύπτουν κυρίως από μία αύξηση του εσωτερικού εδαφικού όγκου που ασκεί φορτία στους ήλους και την επένδυση παρειάς. Η εν λόγω αύξηση του εσωτερικού όγκου παραμένει σχετικά περιορισμένη όταν το μέτωπο του παγετού προχωρά γρήγορα μέσα στο έδαφος. Αντίθετα, γίνεται πολύ έντονη όταν αρχίζουν να σχηματίζονται φακοί από πάγο, φαινόμενο που παρατηρείται μέσα σε εδάφη που είναι τόσο λεπτόκοκα ώστε να διατέμνονται από δίκτυο πολύ λεπτών ρηγματώσεων τριχοειδούς μορφής, αλλά συγχρόνως είναι και αρκετά διαπερατά ώστε το νερό να μπορεί να τροφοδοτεί τους φακούς από πάγο. Αν και τα επίπεδα των τάσεων δεν ταυτίζονται, οι δοκιμές ευπάθειας σε παγετό που διενεργούνται για τα υλικά βάσης οδοστρωμάτων είναι πιθανόν να παρέχουν ενδείξεις χρήσιμες όσον αφορά την ευπάθεια σε παγετό ενός εδάφους ενισχυμένου με ήλους.

Τέλος αξίζει να σημειωθεί πως και οι κύκλοι ψύξης – απόψυξης είναι δυνατόν να προκαλέσουν σε ορισμένα εδάφη κυκλικές μεταβολές της συνεκτικότητας και συνεπώς να επιβάλλουν φορτίσεις στην επένδυση παρειάς με τρόπο μη αναστρέψιμο.

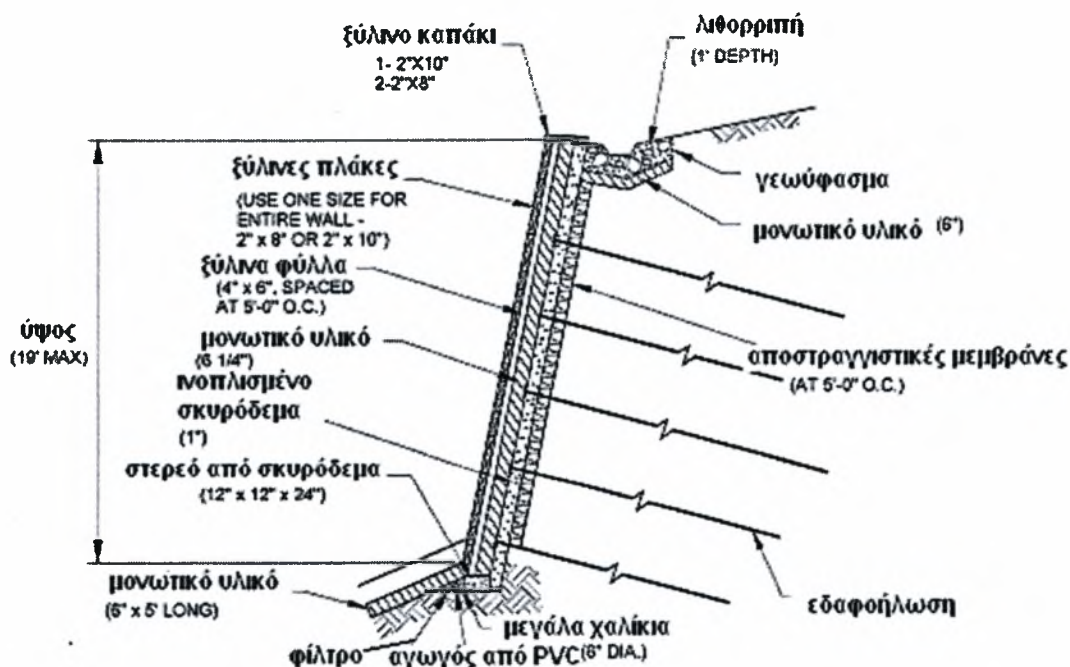
Για να προβλεφθούν οι επιπτώσεις του πάγου όταν έχουν την τάση να φθείρουν το έργο, επιλέγονται τα εξής (Σχ. 2.8, 2.9) :

- Διαστασιολόγηση των στοιχείων που συνθέτουν το στερεό με ήλους έτσι ώστε να μπορούν να αντισταθούν στην επίδραση του παγετού, δηλαδή:
 1. Σύνδεση εύκαμπτη και ελαστική μεταξύ των ήλων και της επένδυσης παρειάς.
 2. Εύκαμπτη και ελαστική επένδυση παρειάς.
 3. Συμπληρωματικοί ήλοι (που σχηματίζουν συμπληρωματικά στηρίγματα της επένδυσης παρειάς, βραχύτερα από αυτά που εξασφαλίζουν την ευστάθεια του συνόλου)
- Τήξη του πάγου στην περιοχή του έργου με μία από τις ακόλουθες μεθόδους:
 1. Θερμική προστασία μέσω της τοποθέτησης κυψελοειδών στοιχείων που είναι γεμάτα με έδαφος το οποίο δεν είναι ευπαθές στον παγετό, επάνω στην επένδυση παρειάς ενός στερεού.
 2. Θερμική προστασία με συνθετικό μονωτικό υλικό. Για να αξιοποιήσει τη θερμική αδράνεια της επένδυσης παρειάς, το μονωτικό υλικό τοποθετείται πάνω στην

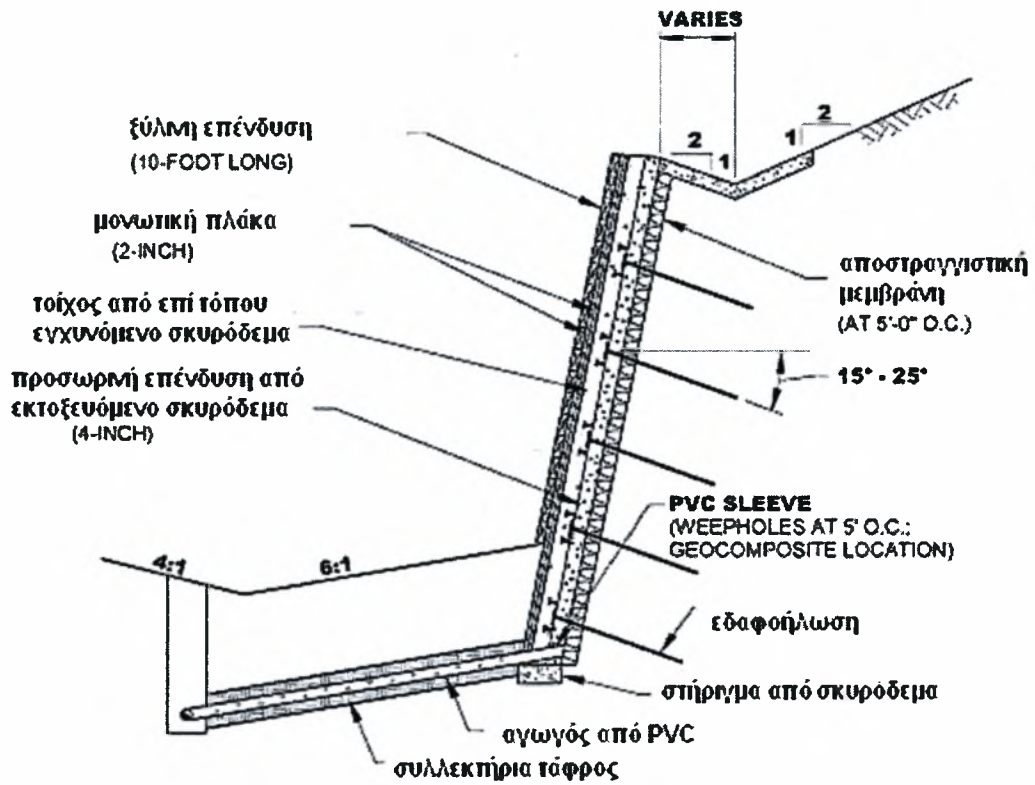
εξωτερική όψη της επένδυσης παρειάς. Καθώς οι συνθήκες θερμοκρασίας, υδρομετρίας και εξαερισμού είναι πολύ διαφορετικές από αυτές που υπάρχουν στην περίπτωση μόνωσης της μίας πρόσοψης ενός κτιρίου, τα χαρακτηριστικά του μονωτικού υλικού μπορούν να εξελιχθούν δυσμενώς. Όλες οι προσομοιώσεις θα πρέπει συνεπώς να βασίζονται στα χαρακτηριστικά του υλικού μετά τη μέγιστη απορρόφηση νερού.

3. Τοποθέτηση των μέσων θέρμανσης. Η αποτελεσματικότητα της λύσης αυτής εξαρτάται από τη συντήρηση του έργου.

Όλα τα παραπάνω βεβαίως προϋποθέτουν κατ' αρχάς τη διασφάλιση της σωστής λειτουργίας του συστήματος αποστράγγισης και των στομίων εκβολής κατά την περίοδο του παγετού (υπόγειος εγκιβωτισμός μικρών ροών με πρόσβαση για συντήρηση, ζώνες κοντά στην επιφάνεια και εξοπλισμένες με ηλεκτρικές αντιστάσεις, με αντιψυκτική λειτουργία, κλπ.).



Σχ.2.8 : Ενδεικτικά μέτρα προστασίας από τον παγετό.



Σχ.2.9 : Εναλλακτικός τρόπος προστασίας από τον παγετό.

3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΔΑΦΟΗΛΩΣΕΩΝ

3.1. Εισαγωγή.

Στη συγκεκριμένη ενότητα της παρούσης εργασίας παρουσιάζονται αναλυτικά οι αρχές που διέπουν τη συμπεριφορά μίας κατασκευής αντιστήριξης με τη χρήση εδαφοηλώσεων, τόσο κατά τη διάρκεια της κατασκευής όσο και κατά την περίοδο της προβλεπόμενης διάρκειας ζωής της. Η ανάλυση ενός συστήματος εδαφοηλώσεων με τη χρήση κατάλληλων μαθηματικών εξισώσεων και νομογραφημάτων, τα οποία αποτελούν απόρροια πειραματικών ερευνών και εμπειρικών σχέσεων που προέκυψαν από συστηματικές οργανομετρήσεις σε συναφή έργα, αποσκοπεί στη διασφάλιση της κατασκευής από ενδεχόμενη αστοχία, η οποία είναι δυνατόν να εμφανισθεί είτε λόγω υπέρβασης της αντοχής στοιχείων που συνθέτουν την κατασκευή (π.χ. ήλοι, έδαφος), είτε λόγω αυξημένων παραμορφώσεων. Συνεπώς, είναι προφανές πως η ανάλυση αυτή βασίζεται στην εφαρμογή των σχέσεων που πηγάζουν από τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας της κατασκευής (με τη χρήση κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας, που προτείνονται στο τέλος του κεφαλαίου).

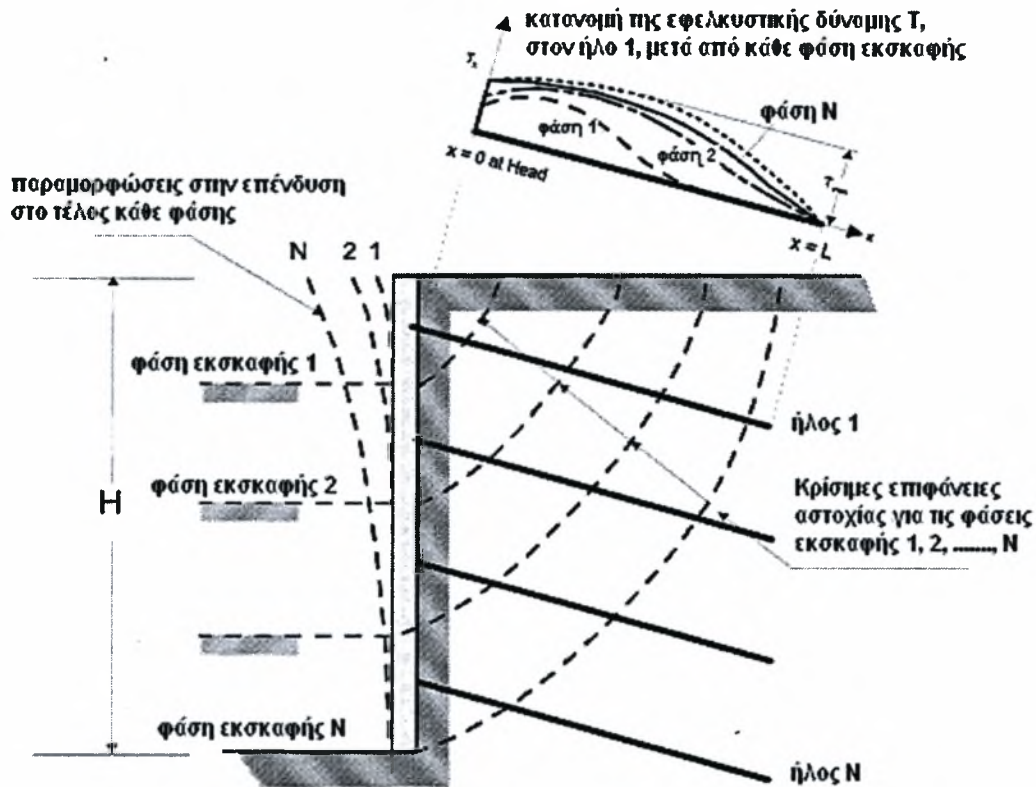
3.2. Διαδικασία μεταφοράς φορτίου στους ήλους.

Πριν από την καθ' εαυτού θεωρητική ανάλυση του προβλήματος, είναι απαραίτητη η αναφορά στο μηχανισμό μεταφοράς του φορτίου στους ήλους, κατά τη διάρκεια των επιμέρους σταδίων κατασκευής του έργου (Σχ. 3.1).

Συγκεκριμένα κατά την αρχική φάση της τμηματικής εκσκαφής και πριν την εγκατάσταση της πρώτης σειράς των ήλων, οι μετακινήσεις του εδάφους θεωρούνται αμελητέες λόγω κινητοποίησης της διατμητικής αντοχής του εδάφους¹ κατά μήκος της κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας (συνήθως υπό τη μορφή κύκλου ολίσθησης).

¹ Η διατμητική αντοχή του εδάφους καθορίζεται συνήθως από το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Είναι δυνατόν, να χρησιμοποιηθεί όμως και κάποιο άλλο κριτήριο (π.χ. Von Mises, Drucker-Prager, Tresca, Lade-Duncan), αρκεί να υιοθετηθούν οι μερικοί συντελεστές των χρησιμοποιούμενων εδαφικών παραμέτρων, που απαιτούνται για να επιτευχθεί ανάλογο επίπεδο ασφαλείας.

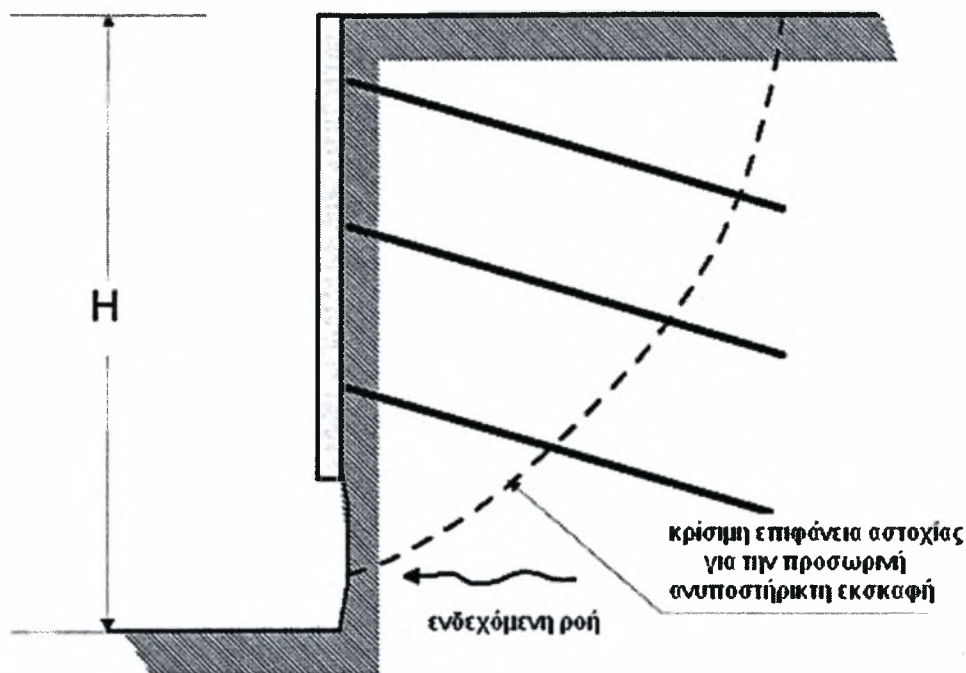
Κατόπιν της εγκατάστασης της πρώτης σειράς των ήλων, λόγω προκαλούμενων μετακινήσεων στο εκσκαφθέν τμήμα, παράγεται ένταση στη συγκεκριμένη περιοχή, η οποία μέσω των δυνάμεων συνάφειας μεταξύ ήλωσης και εδάφους, παραλαμβάνεται



Σχ.3.1 : Πιθανές επιφάνειες αστοχίας και η κατανομή των εφελκυστικών δυνάμεων κατά μήκος της πρώτης σειράς των ήλων κατά τις διάφορες φάσεις εκσκαφής.

από τον ήλο υπό μορφή αξονικής εφελκυστικής δύναμης. Καθώς η εκσκαφή προχωρά στα επόμενα στάδια, πρόσθετες μετακινήσεις δημιουργούν επιπλέον ένταση η οποία παραλαμβάνεται από το σύνολο των προηγούμενων στρώσεων ήλων. Συνεπώς, όταν η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας αναμένεται να εμφανισθεί σε σημαντικό βάθος από τη στέψη του έργου, η επιρροή των ανωτέρων στρώσεων ήλων στη σταθεροποίηση του μετώπου μειώνεται. Βεβαίως, αυτό δε σημαίνει ότι σε αυτές τις περιπτώσεις οι συγκεκριμένες στρώσεις ήλων είναι περιττές, καθώς συνεισφέρουν στη σταθεροποίηση ενδιάμεσων σταδίων εκσκαφής ενώ παράλληλα βοηθούν και στη μείωση των προκαλούμενων μετακινήσεων.

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί πως οι κρίσιμες επιφάνειες αστοχίας προκύπτουν από το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων τόσο κατά της διάρκειας της εκσκαφής όσο και κατά τη φάση λειτουργίας του έργου, ενώ για τη συνολική ευστάθεια της κατασκευής επιβάλλεται όλες οι σειρές των ήλων να επεκτείνονται πέρα από αυτές. (Σχ. 3.2)



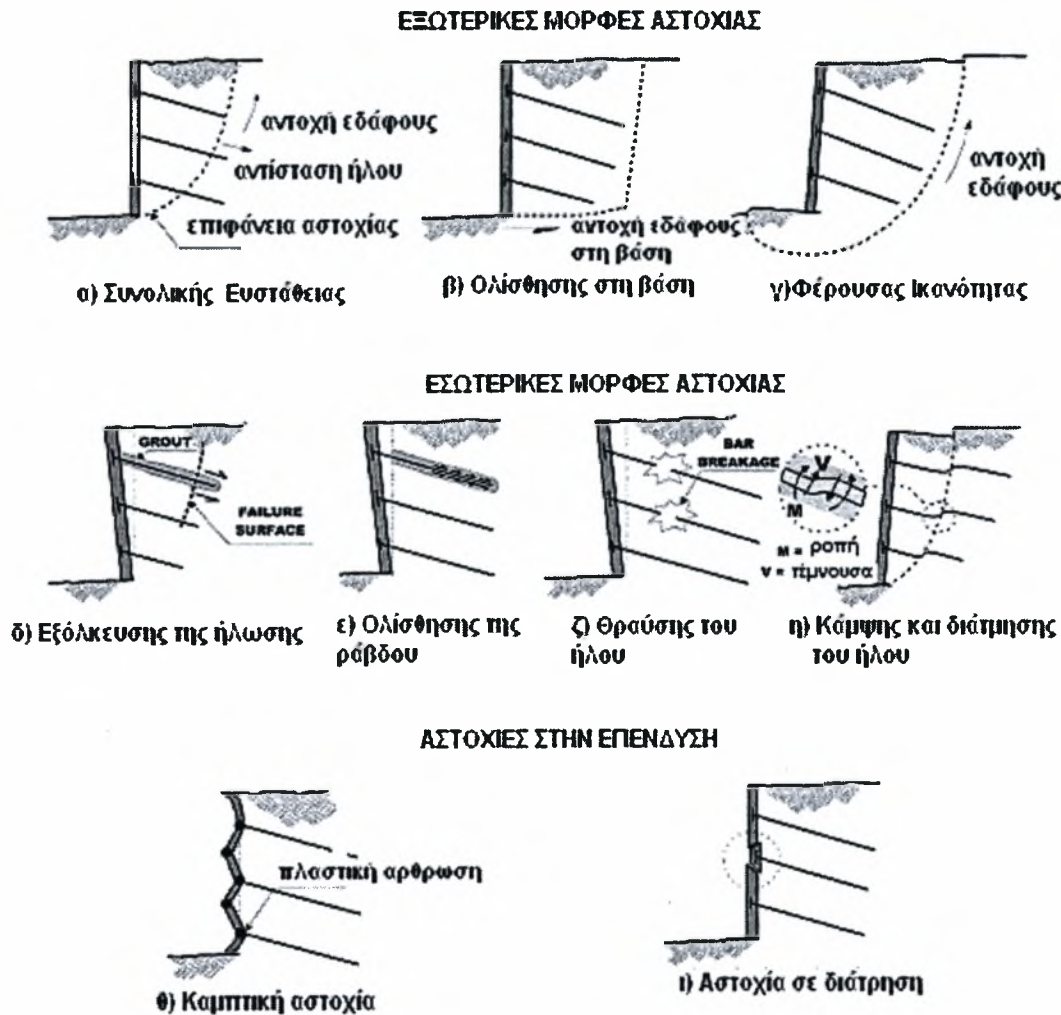
Σχ.3.2 :Κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας κατά τη φάση κατασκευής.

3.3. Εξωτερικές μορφές αστοχίας.

3.3.1. Γενικά.

Στις επόμενες υποενότητες αναλύονται οι αρχές σχεδιασμού συστημάτων αντιστήριξης με τη χρήση εδαφοηλώσεων, με βάση τις μορφές αστοχίας που ενδέχεται να εμφανιστούν σε ένα τέτοιο έργο. Οι μορφές αστοχίας είναι δυνατό να αφορούν: i) ολόκληρο το σύστημα επένδυση – ήλοι – έδαφος, οπότε αναφέρονται ως εξωτερικές (external failure modes), ii) μόνον κάποια ή κάποιες εδαφοηλώσεις, οπότε

διακρίνονται ως εσωτερικές μορφές αστοχίας (internal failure modes) και iii) μόνον το σύστημα της επένδυσης (facing failure modes), (Σχ.3.3). Παρακάτω αναλύονται οι εξωτερικές μορφές αστοχίας που περιλαμβάνουν τους ελέγχους συνολικής ευστάθειας, ολίσθησης και φέρουσας ικανότητας του εδάφους.



Σχ.3.3 : Βασικές μορφές αστοχίας ενός συστήματος αντιστήριξης.

3.3.2. Έλεγχος συνολικής ευστάθειας.

Το αντιστηριζόμενο πρηνές θα αστοχήσει εφόσον οι αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις λόγω του ίδιου βάρους του καθώς και των εξωτερικών φορτίων ξεπεράσουν τη διαθέσιμη αντοχή της επιφάνειας αστοχίας (Σχ3.3, (α)). Η μελέτη της ευστάθειας ενός πρηνούς πραγματοποιείται με τη χρήση μεθόδων οριακής

ισορροπίας², κατά τις οποίες εξετάζεται η ισορροπία δυνάμεων ή/και ροπών κατά μήκος μίας υποτιθέμενης επιφάνειας αστοχίας και εν συνεχεία εκτιμάται η συνολική ευστάθεια βάσει της τιμής του συντελεστή ασφαλείας. Η επιφάνεια αστοχίας μπορεί να είναι οποιουδήποτε σχήματος (επίπεδη, κυκλική, παραβολική κ.λπ.) αναλόγως κυρίως της μεθόδου ανάλυσης που εφαρμόζεται αλλά και της στρωματογραφίας του υπόψη πρανούς.

Μέσω της ανάλυσης οριακής ισορροπίας και αφού υπολογιστεί ο κρίσιμος συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται το μήκος των ήλων που απαιτούνται για τη σταθεροποίηση του πρανούς. Αντί αυτού μπορεί να θεωρηθεί αρχικά μία ελάχιστη τιμή του συντελεστή ασφαλείας³ και εν συνεχεία να υπολογιστεί η συνολική δύναμη των ήλων που απαιτείται για την επίτευξη της επιλεγείσας τιμής.

Βασικό μειονέκτημα της ανάλυσης οριακής ισορροπίας, αποτελεί το γεγονός ότι δεν είναι δυνατόν να γίνει καμία εκτίμηση για το μέγεθος των μετακινήσεων του πρανούς διότι η συμπεριφορά του εδάφους κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας θεωρείται τελείως πλαστική. Η εκτίμηση των μετακινήσεων μπορεί να γίνει είτε με τη χρήση αριθμητικών μεθόδων (πεπερασμένα στοιχεία, πεπερασμένες διαφορές), είτε με την εφαρμογή διάφορων εμπειρικών σχέσεων.

3.3.2.1. Ανάλυση συνολικής ευστάθειας σε πρανές ενισχυμένο με ηλώσεις.

Για το πρανές του Σχ.3.4, θεωρώντας επίπεδη επιφάνεια αστοχίας ο συντελεστής ασφαλείας δίδεται από την εξίσωση:

$$FS_G = \frac{\sum \text{δυνάμεων που ανθίστανται στην ολίσθηση}}{\sum \text{δυνάμεων που τείνουν να προκαλέσουν ολίσθηση}} \quad (3.1)$$

Επίσης, στην κατάσταση οριακής ισορροπίας για τις συνισταμένες των δυνάμεων που είναι κάθετες και παράλληλες στο επίπεδο αστοχίας ισχύουν τα ακόλουθα:

² Οι πιο κλασσικές μέθοδοι ανάλυσης είναι η μέθοδος των λωρίδων του Fellenius, η τροποποιημένη μέθοδος Bishop, η γενικευμένη μέθοδος λωρίδων του Janbu και οι μέθοδοι των Culmann, Morgensten-Price και Spencer.

³ Θεωρητικά κάθε πρανές με συντελεστή ασφαλείας $FS > 1$ θα πρέπει να είναι ασφαλές. Στην πράξη όμως ο συντελεστής ασφαλείας λαμβάνεται αρκετά μεγαλύτερος λόγω αβεβαιοτήτων που συνδέονται με την ακρίβεια της μεθόδου ανάλυσης, την αξιοπιστία των μετρήσεων των εδαφικών ιδιοτήτων και τη χωρική μεταβλητότητά τους, την πιθανή επιβολή εξωτερικών φορτίων καθώς και τη σπουδαιότητα των επιπτώσεων μίας αστοχίας του πρανούς.

$$\sum \text{κάθετων δυνάμεων} = (W + Q_T)\cos\psi + T_{EQ}\cos(\psi - i) - N_F = 0 \quad (3.2)$$

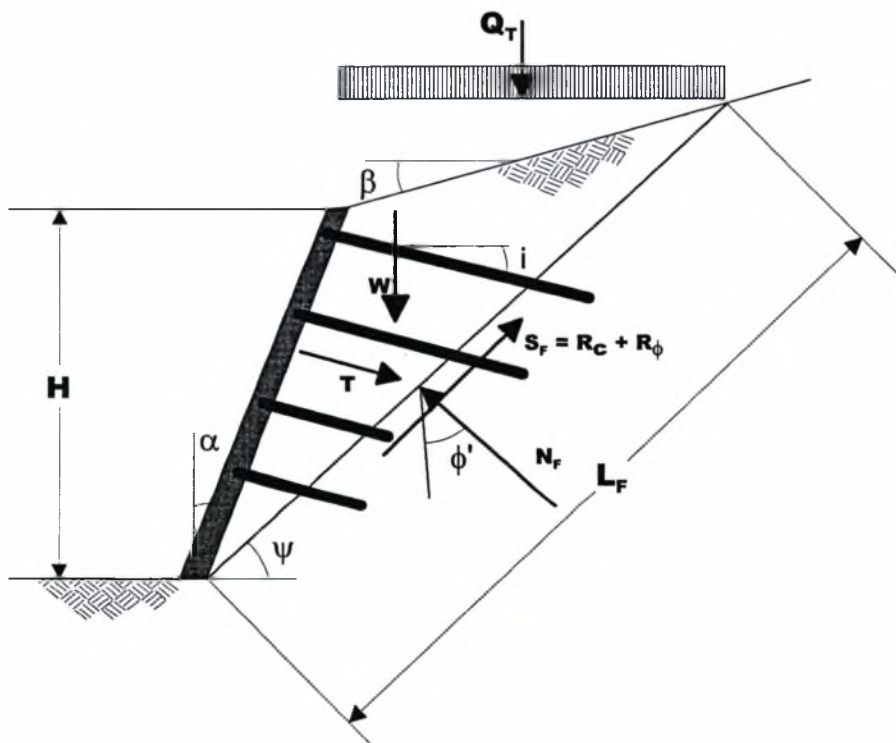
και $\sum \text{εφαπτομενικών δυνάμεων} = (W + Q_T)\sin\psi - T_{EQ}\sin(\psi - i) - S_F = 0 \quad (3.3)$

όπου $S_F = R_c + R_f = c_m L_F + N_F \tan\phi_m \quad (3.4)$

$$\tan\phi_m = \tan\phi' / FS_G \quad (3.5)$$

$$c_m = c' / FS_G \quad (3.6)$$

Είναι δυνατόν για τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής του εδάφους κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας ϕ_m , c_m να χρησιμοποιηθούν και διαφορετικοί συντελεστές ασφαλείας. Η παραπάνω ανάλυση αποτελεί την πιο απλή μορφή οριακής ανάλυσης ισορροπίας καθώς εξετάζεται ισορροπία δυνάμεων θεωρώντας επίπεδη επιφάνεια αστοχίας. Άλλες μέθοδοι εισάγουν ταυτοχρόνως ισορροπία δυνάμεων και ροπών ενώ επιδέχονται και πιο σύνθετες γεωμετρίες των επιφανειών αστοχίας.



Σχ.3.4 : Ανάλυση συνολικής ευστάθειας πρηνούς, θεωρώντας επίπεδη επιφάνεια αστοχίας.

Όπου :

- α κλίση της επένδυσης ως προς το κατακόρυφο επίπεδο,
- β κλίση της επιφάνειας του αντιστηριζόμενου εδάφους,
- ψ κλίση του επιπέδου αστοχίας ως προς το οριζόντιο επίπεδο,
- i κλίση εγκατάστασης των ήλων,
- φ' γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους (σε όρους ενεργών τάσεων),
- c' συνοχή του εδάφους (σε όρους ενεργών τάσεων),
- L_f μήκος επιπέδου αστοχίας,
- W βάρος ολισθαίνουσας μάζας του εδάφους,
- Q_T εξωτερικό φορτίο,
- T_{EQ} συνισταμένη δύναμη των ήλων ,
- N_F κάθετη δύναμη στην επιφάνεια αστοχίας,
- S_F διατμητική δύναμη στην επιφάνεια αστοχίας,
- R_c συνεισφορά της συνοχής στην S_F και
- R_f συνεισφορά της τριβής στην S_F

3.3.3. Έλεγχος έναντι ολισθήσεως.

Με τον έλεγχο έναντι ολίσθησης εξετάζεται η ικανότητα του συστήματος εδάφους-ήλων-επένδυσης (εκλαμβάνεται και σε αυτή την περίπτωση ως ένα ενιαίο άκαμπτο στερεό), να αντισταθεί στην ολίσθηση κατά μήκος της βάσης του (Σχ.3.3, (β)). Το στερεό τείνει να ολισθήσει λόγω ανάπτυξης ενεργητικών ωθήσεων του εδάφους. Προφανώς για να μεταβεί το σύστημα σε καθεστώς ενεργητικών ωθήσεων έχει προηγηθεί η δημιουργία ικανών παραμορφώσεων, ώστε να κινητοποιηθεί η διατμητική αντοχή οδηγώντας στην ανάπτυξη των εδαφικών ωθήσεων.

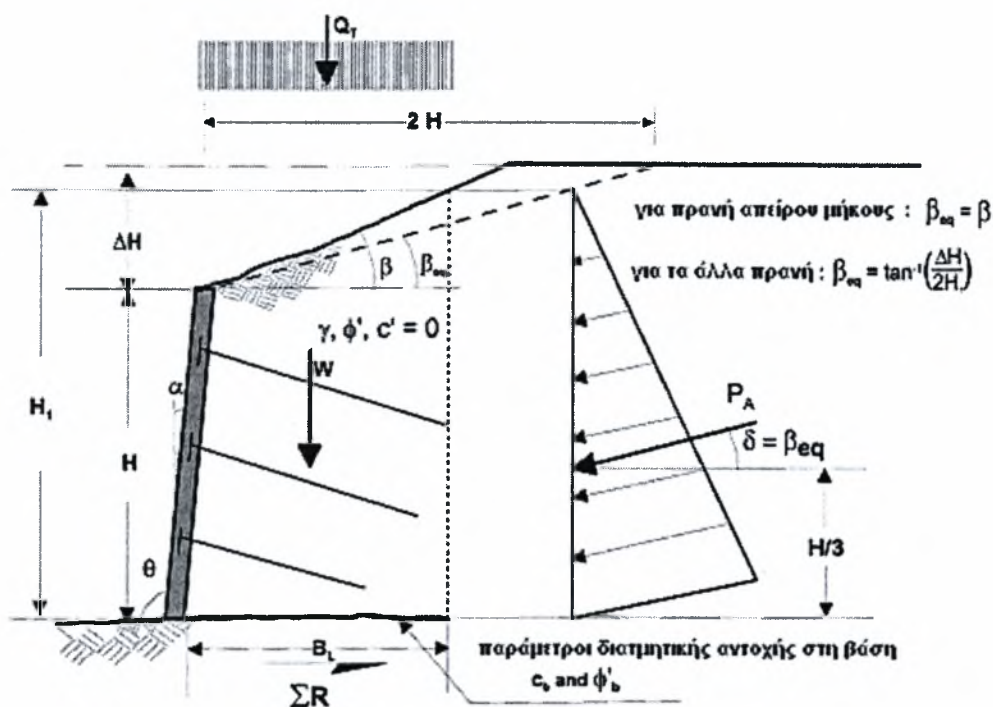
Και σε αυτή την περίπτωση η ανάλυση οριακής ισορροπίας αποσκοπεί στην εύρεση ενός συντελεστή ασφαλείας. Για το αντιστηριζόμενο πρηνές του (Σχ.3.5) ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως (FS_{SL}) υπολογίζεται ως ο λόγος της συνισταμένης (αλγεβρικά) των οριζοντίων δυνάμεων που αντιστέκονται στην ολίσθηση (ΣR) προς τη συνισταμένη των οριζοντίων δυνάμεων (ΣD) που τείνουν να ολισθήσουν το σύστημα εδάφους – υποστήριξης, δηλαδή :

$$FS_{SL} = \frac{\sum R}{\sum D} \quad (3.7)$$

όπου:

$$\sum R = c_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \phi_b \quad (3.8)$$

$$\text{και} \quad \sum D = P_A \cos \beta \quad (3.9)$$



Σχ.3.5 : Έλεγχος έναντι ολίσθησης.

Όπου:

H ύψος τοίχου,

ΔH ύψος της κεκλιμένης επιφάνειας του αντιστηριζόμενου εδάφους,

β κλίση επιφάνειας του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς το οριζόντιο επίπεδο,

β_{eq} ισοδύναμη κλίση του αντιστηριζόμενου εδάφους,

α κλίση της επένδυσης ως προς το κατακόρυφο επίπεδο,

θ κλίση της επένδυσης ως προς το οριζόντιο επίπεδο ($\theta = \alpha + 90^\circ$),

c_b συνοχή του εδάφους κατά μήκος της βάσης,

B_L μήκος της οριζόντιας επιφάνειας αστοχίας,

W βάρος ολισθαίνουσας μάζας,

Q_T εξωτερική φόρτιση,

Q_D συνεισφορά του Q_T στις οριζόντιες δυνάμεις,

ϕ'_b γωνία εσωτερικής τριβής κατά μήκος της βάσης (εφόσον οι μετακινήσεις είναι μεγάλες μπορεί να απαιτηθούν παραμένουσες τιμές της γωνίας τριβής),

ϕ' γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους (σε όρους ενεργών τάσεων),

δ γωνία διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους ($\delta = \beta_{eq}$ για ασυνεχή πρανή και $\delta = \beta$ για πρανή απείρου μήκους),

γ ειδικό βάρος εδάφους,

H_1 ύψος στο οποίο ασκούνται οι ενεργητικές ωθήσεις [$H_1 = H + (B + \tan \alpha) \tan \beta_{eq}$] και

K_A συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων.

Η δύναμη που ασκούν οι πλευρικές ενεργητικές ωθήσεις του εδάφους δίδεται από την σχέση:

$$P_A = 0.5\gamma H_1^2 K_A \quad (3.10)$$

Ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων K_A υπολογίζεται είτε βάσει της σχέσης που προτείνει η θεωρία του Coulomb, είτε βάσει της αντίστοιχης της θεωρίας του Rankine για την περίπτωση συνεκτικού εδάφους (θεωρώντας ότι υπό μακροχρόνια φόρτιση η ενεργή τιμή της συνοχής του εδάφους είναι μηδενική, $c'=0$). Σύμφωνα με τη θεωρία του Coulomb ισχύει :

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta + \phi')}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (3.11)$$

ενώ σύμφωνα με τη θεωρία του Rankine (για γωνία $\alpha < 8^\circ$ και για ξηρό, κεκλιμένο έδαφος) ισχύει :

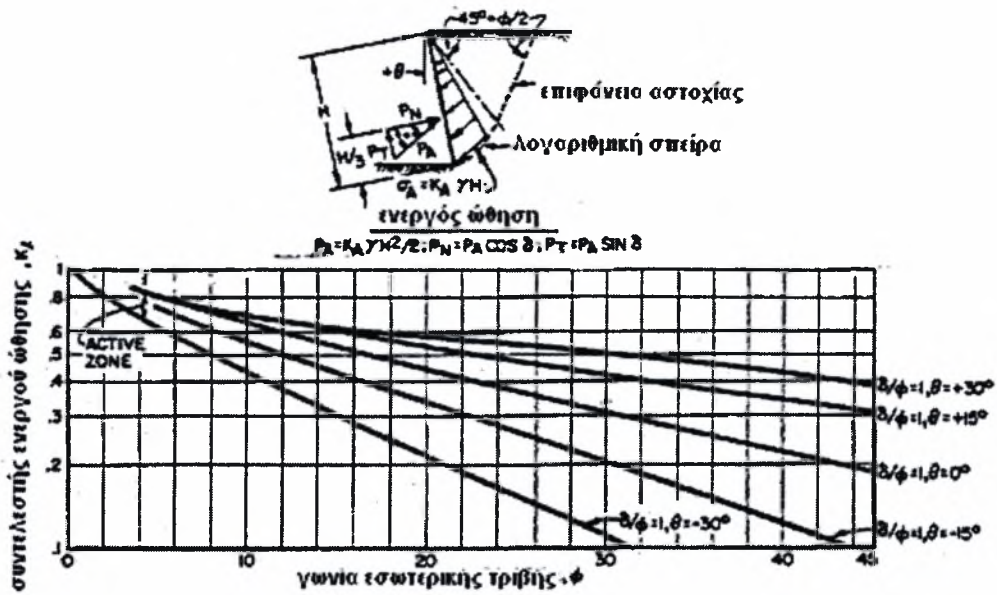
$$K_A = \cos \beta \left[\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \right] \quad (3.12)$$

Στην απλή περίπτωση κατακόρυφου μετώπου ($\alpha=0^\circ$ ή $\theta=90^\circ$), ξηρού, οριζοντίου εδάφους ($\beta=0$) και λείας διεπιφάνειας μεταξύ επένδυσης και εδάφους ($\delta=0$, μηδενικές διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια) ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων υπολογίζεται κατά Rankine από την ακόλουθη σχέση⁴ :

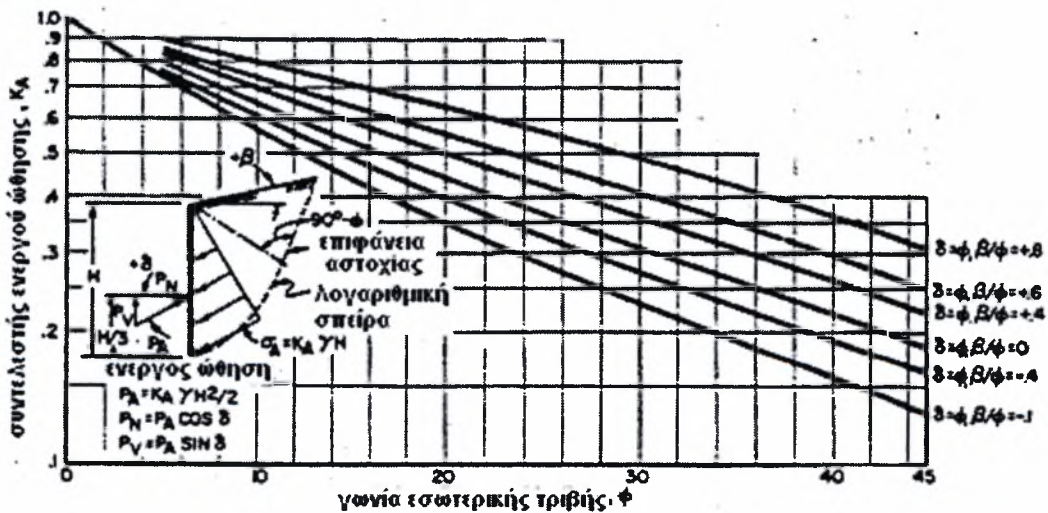
$$K_A = \tan^2(45 + \phi'/2) \quad (3.13)$$

Στην περίπτωση μη κατακόρυφου μετώπου πέρα των σχέσεων (3.11) και (3.12) ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων μπορεί να εκτιμηθεί και βάσει των διαγραμμάτων που προτείνουν οι Caquot και Kerisel. Στα Σχ.3.6 και 3.7 παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή K_A συναρτήσει της κλίσης της επένδυσης και της κλίσης της επιφάνειας του εδάφους αντίστοιχα. Είναι προφανές, πως ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων μειώνεται όταν αυξάνεται η γωνία α (το διάγραμμα υιοθετεί διαφορετική σύμβαση για τη συγκεκριμένη γωνία) ή όταν μειώνεται η κλίση της επιφάνειας του εδάφους.

⁴ Η εξίσωση ισχύει μόνο για γεωστατικές συνθήκες, δηλαδή όταν υφίσταται παρεμπόδιση πλευρικών παραμορφώσεων, συνεπώς η χρήση της πρέπει να περιορίζεται στο στάδιο της προμελέτης.



Σχ.3.6 : Επιρροή της κλίσης του τοίχου στον συντελεστή ενεργητικής ώθησης, (U.S. Navy, 1982).



Σχ.3.7 : Επιρροή της κλίσης της επιφάνειας του εδάφους στο συντελεστή ενεργητικής ώθησης (U.S. Navy, 1982).

3.3.4. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας.⁵

Γενικώς, προβλήματα ευστάθειας λόγω μη επαρκούς φέρουσας ικανότητας του εδάφους (Σχ.3.3, (γ)), δεν εμφανίζονται συχνά σε κατασκευές αντιστήριξης με τη χρήση εδαφοηλώσεων. Εντούτοις σε περιπτώσεις όπου η κατασκευή εδράζεται πάνω σε χαλαρούς λεπτόκοκκους σχηματισμούς, είναι δόκιμη η διενέργεια του συγκεκριμένου ελέγχου. Ο συντελεστής ασφαλείας στην προκειμένη περίπτωση δίδεται από τη σχέση (Terzaghi et al., 1966) :

$$FS_H = \frac{S_u N_c}{H_{eq} \left(\gamma - \frac{S_u}{B'} \right)} \quad (3.14)$$

Όπου :

S_u αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους,

N_c συντελεστής φέρουσας ικανότητας,

γ ειδικό βάρος εδάφους,

H ύψος επένδυσης,

B' βάθος επιρροής της επιφάνειας αστοχίας ($B = B_e / 1.414$, όπου B_e

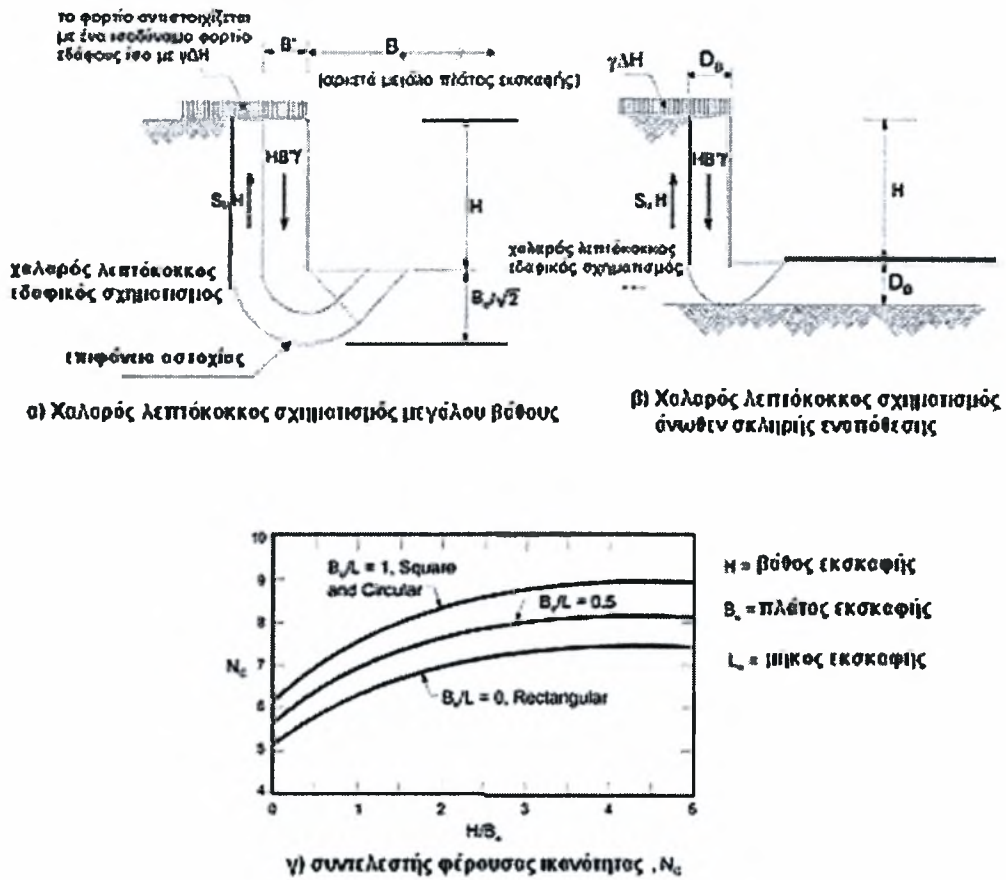
πλάτος εκσκαφής) και

H_{eq} ισοδύναμο ύψος ($H_{eq} = H + \Delta H$, όπου ΔH το ύψος του επιχώματος που προσομοιάζει τη φόρτιση)

Ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας του εδάφους εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εκσκαφής και λαμβάνεται μέσω του νομογραφήματος που απεικονίζεται στο Σχ.3.8. Για μεγάλου εύρους εκσκαφές και μεγάλου μήκους μέτωπα εκσκαφής συντηρητικά θεωρείται $H/B_e = 0$ και $B_e/L_e = 0$, συνεπώς λαμβάνεται $N_c = 5.14$.

Η παραπάνω εξίσωση πάντως είναι αρκετά συντηρητική, διότι αμελεί την συνεισφορά των ήλων στην αύξηση της διατμητικής αντοχής, όταν ο βαθύς κύκλος ολίσθησης διέρχεται από αυτούς.

⁵ Ουσιαστικά ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας έγκειται στην εξέταση ευστάθειας έναντι ενός βαθύ κύκλου ολίσθησης.



Σχ.3.8 : Ανάλυση φέρουσας ικανότητας (Terzaghi et al., 1996).

3.3.5. Σεισμική επιρροή στην ευστάθεια του συστήματος υποστήριξης.

3.3.5.1. Εισαγωγή.

Η αξιολόγηση της σεισμικής επιρροής στην ευστάθεια ενός συστήματος υποστήριξης με τη χρήση εδαφοηλώσεων, αποκτά ιδιαίτερη σημασία όταν το έργο κατασκευάζεται σε περιοχή με έντονα σεισμικά χαρακτηριστικά. Η παρακολούθηση της απόκρισης ενός τέτοιου συστήματος υποστήριξης κατά τη διάρκεια σεισμικών γεγονότων, ανέδειξε μία ιδιαίτερως ικανοποιητική συμπεριφορά συγκριτικά με την αντίστοιχη ενός τοίχου βαρύτητας. Ειδικότερα μετά τους σεισμούς στην Καλιφόρνια (Loma Prieta, 1989), στην Ιαπωνία (Kobe, 1995) και στην Ουάσιγκτον (Nisqually, 2001) όπου κατεγράφησαν εδαφικές επιταχύνσεις έως και 0.7g, η επί τόπου αποτίμηση κατέδειξε ελάχιστα σημάδια καταπόνησης και μικρής σημασίας μόνιμες

παραμορφώσεις, επιβεβαιώνοντας την ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά λόγω της ευκαμψίας του συστήματος αλλά και εξαιτίας της συντηρητικότητας του συνολικού σχεδιασμού. Στις επόμενες υποενότητες αναλύεται η συνολική ευστάθεια του συστήματος καθώς και η ευστάθεια έναντι ολίσθησης υπό σεισμική φόρτιση.

3.3.5.2. Σεισμική επιρροή στην συνολική ευστάθεια.

Η ανάλυση της συνολικής ευστάθειας υπό σεισμική φόρτιση πραγματοποιείται συνήθως με την ψευδοστατική μέθοδο. Σύμφωνα με τη συγκεκριμένη μέθοδο οι αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια της δυναμικής φόρτισης αντικαθίστανται από μία δύναμη (ψευδοστατική δύναμη), η οποία ασκείται στο κέντρο βάρους της ολισθαίνουσας μάζας. Η δύναμη αυτή στην οριζόντια και στην κατακόρυφη διεύθυνση δίδεται από τις σχέσεις :

$$F_{in\ h} = k_h W \quad (3.15)$$

και

$$F_{in\ v} = k_v W \quad (3.16)$$

Όπου :

W βάρος ολισθαίνουσας μάζας

k_h σεισμικός συντελεστής στην οριζόντια διεύθυνση (αδιάστατος)

k_v σεισμικός συντελεστής στην κατακόρυφη διεύθυνση (αδιάστατος)

Για τον οριζόντιο σεισμικό συντελεστή k_h ισχύει :

$$k_h = \alpha / q_w \quad (3.17)$$

όπου :

α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (η τιμή της εξαρτάται από τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία συγκαταλέγεται η περιοχή κατασκευής του έργου, ΕΑΚ2000)

q_w συντελεστής συμπεριφοράς, συνήθως λαμβάνεται ίσος με 2.00 (βλ. ΕΑΚ2000)

Για τον κατακόρυφο σεισμικό συντελεστή ισχύει $k_v = 0.30\alpha$, αν και στην πράξη τις περισσότερες φορές αγνοείται η επίδραση του σεισμού στην κατακόρυφη διεύθυνση. Στη συνέχεια η ανάλυση πραγματοποιείται σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην παράγραφο 3.3.2.1.

Στις περιπτώσεις όπου η ψευδοστατική ανάλυση κρίνεται ανεπαρκής (π.χ. κατασκευή συστήματος υποστήριξης με εδαφοηλώσεις σε πρανές με κατολισθητικές τάσεις), απαιτείται ανάλυση βάσει της μεθόδου Newmark. Η συγκεκριμένη μέθοδος βασίζεται στην δυναμική απόκριση κύβου επί επιπέδου και παρέχει τη δυνατότητα υπολογισμού των μετακινήσεων σε αντίθεση με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας (όπως η ψευδοστατική μέθοδος).

3.3.5.3. Σεισμική επιρροή στην ευστάθεια έναντι ολίσθησης.

Κατά τον έλεγχο ευστάθειας έναντι ολίσθησης υπό σεισμική φόρτιση πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι ωθήσεις που ασκεί το έδαφος λόγω αδρανειακών δυνάμεων. Γι' αυτό το λόγο η εξίσωση του Coulomb βάσει της οποίας υπολογίζονταν η ενεργός στατική ώθηση, τροποποιήθηκε από τους Mononobe – Okabe έτσι ώστε να συμπεριλαμβάνει την οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση κατά τη διάρκεια μίας σεισμικής δόνησης. Η λύση των Mononobe – Okabe βασίζεται στις εξής παραδοχές:

- Η επιφάνεια αστοχίας είναι επίπεδη.
- Ο τοίχος κινείται αρκετά ώστε να δημιουργηθεί ενεργός αστοχία.
- Το έδαφος πίσω από τον τοίχο συμπεριφέρεται ως ένα απόλυτο άκαμπτο σώμα.
- Το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι μη συνεκτικό.
- Ο σεισμός ασκεί μία ομοιόμορφη επιτάχυνση $k_h g$ στην οριζόντια διεύθυνση και μία $k_v g$ στην κατακόρυφη. Οι δυνάμεις αδράνειας $k_h W$ και $k_v W$ ασκούνται στο κέντρο βάρους της εδαφικής μάζας.
- Αγνοείται η δυναμική μεγέθυνση της σεισμικής δόνησης του αντιστηριζόμενου εδαφικού στρώματος.

Κατόπιν των παραπάνω, στην πιο γενική περίπτωση η συνολική ώθηση θα δίνεται από τη σχέση (Ebeling and Morrisson, 1992) :

$$P_{AE} = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_{AE} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H_1} \left[\frac{\cos \alpha}{\cos(\beta - \alpha)} \right] \right\} \quad (3.18)$$

όπου:

- γ το ειδικό βάρος του εδάφους,
- H_1 το ύψος της θεωρούμενης ολισθαίνουσας μάζας,
- k_v ο συντελεστής κατακόρυφης επιτάχυνσης,
- K_{AE} ο συντελεστής (στατικής και δυναμικής) ενεργητικής ώθησης,
- q_s κατανεμημένο επιφανειακό φορτίο,
- α κλίση τοίχου ως προς την κατακόρυφο,
- β κλίση επιφάνειας εδάφους,

Ο συντελεστής K_{AE} δίνεται από τους Mononobe – Okabe για την περίπτωση του Σχ.3.9 από την εξίσωση:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega - \alpha')}{\cos \omega \cos^2 \alpha' \cos(\alpha' + \delta + \omega) D} \quad (3.19)$$

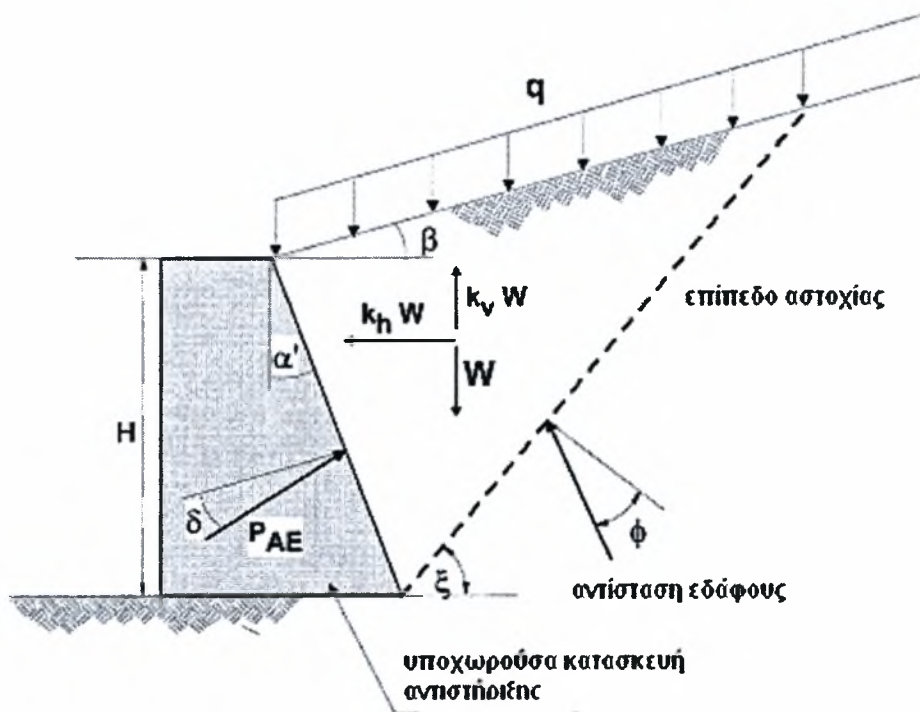
όπου:

- φ γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους,
- α' κλίση τοίχου ως προς την κατακόρυφη διεύθυνση,
- β κλίση επιφάνεια εδάφους ως προς την οριζόντια διεύθυνση,
- δ γωνία διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας τοίχου – εδάφους και
- ω γωνία σχετιζόμενη με τους σεισμικούς συντελεστές η οποία ισούται με:

$$\omega = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \quad (3.20)$$

Τέλος, ο όρος D δίνεται από την εξίσωση:

$$D = \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \omega - \beta)}{\cos(\delta + \alpha' + \omega)\cos(\beta - \alpha')} \right]^2 \quad (3.21)$$



Σχ.3.9 : Ενεργός δυναμική ώθηση κατά Mononobe – Okabe.

Το επίπεδο αστοχίας της μεθόδου Mononobe – Okabe ορίζεται βάσει της γωνίας ξ, η οποία ισούται με:

$$\xi = \phi - \omega + \rho^* \quad (3.22)$$

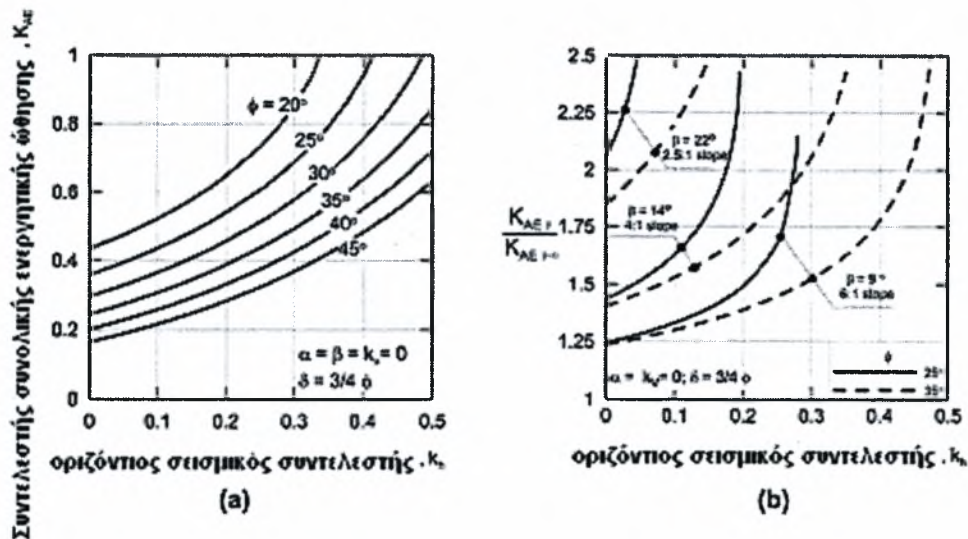
όπου:

$$\rho^* = \tan^{-1} \left[\frac{\sqrt{A(A^2 + 1)(A + B)} - A^2}{1 + B(A^2 + 1)} \right] \quad (3.23)$$

$$\text{και} \quad A = \tan(\varphi - \omega - \beta) \quad (3.24)$$

$$B = \tan(\delta + \omega + \beta) \quad (3.25)$$

Πέρα από τις παραπάνω σχέσεις ο συντελεστής συνολικής ενεργητικής ώθησης K_{AE} υπολογίζεται και βάσει των παρακάτω νομογραφημάτων (τα οποία βασίζονται στη λύση των Mononobe – Okabe):



Σχ.3.10: Συντελεστής συνολικής ενεργού ώθησης K_{AE} . (α) Επίδραση της οριζόντιας σεισμικής συνιστώσας k_h και της γωνίας τριβής φ του εδάφους για $\delta=0.75\varphi$. (β) Επίδραση της οριζόντιας σεισμικής συνιστώσας k_h και της κλίσης του εδάφους για γωνίες $\varphi=25^\circ$ και $\varphi=35^\circ$ όταν $\delta=0.75\varphi$.

3.4. Εσωτερικές μορφές αστοχίας.

3.4.1. Γενικά.

Ως εσωτερικής μορφής αστοχίες αναφέρονται οι αστοχίες που είναι πιθανόν να συμβούν στη ζώνη μεταξύ εδάφους, ήλου και ενέματος. Η πραγματοποίηση αστοχιών αυτής της μορφής προϋποθέτει προφανώς την εκ των προτέρων

ενεργοποίηση της ήλωσης, ως μέσου παραλαβής των αναπτυσσόμενων εφελκυστικών τάσεων.

Αναλόγως της εφελκυστικής αντοχής και του μήκους του ήλου καθώς και των αναπτυσσόμενων δυνάμεων συνάφειας μεταξύ εδάφους-ενέματος και ενέματος-ήλου, είναι δυνατόν να εμφανισθούν οι ακόλουθες μορφές εσωτερικής αστοχίας (Σχ.3.3,(δ-η)) :

- **Εξόλκευση ήλωσης**, λόγω ανεπαρκούς συνάφειας μεταξύ εδάφους και ήλωσης ή λόγω μικρότερου μήκους ήλου από το απαιτούμενο.
- **Ολίσθηση της ράβδου**, η οποία οφείλεται στην ανεπαρκή συνάφεια μεταξύ ράβδου και τσιμεντενέματος. Η πιθανότητα να αστοχήσει η ήλωση λόγω ολίσθησης της ράβδου κατά μήκος της ενεματωμένης οπής αυξάνεται σημαντικά στην περίπτωση όπου χρησιμοποιούνται λείες ράβδοι (γεγονός σπάνιο), αντί ράβδων με νευρώσεις οι οποίες παρουσιάζουν αυξημένη αντοχή στην ολίσθηση. Επισημαίνεται πως οι τάσεις συνάφειας που αναπτύσσονται μεταξύ ράβδων χάλυβα και τσιμεντενέματος οφείλονται σε τρεις διαφορετικούς μηχανισμούς ήτοι στη φυσικοχημική συνάφεια (πρόσφυση), στη συνάφεια λόγω τριβής και στη μηχανική συνάφεια. Εντυπωσιακή αύξηση της συνάφειας επιτυγχάνεται όταν αναπτύσσεται ο τρίτος από τους ανωτέρω μηχανισμούς συνάφειας, η ανάπτυξη του οποίου προϋποθέτει τη χρήση αποκλειστικά ράβδων με νευρώσεις.
- **Θραύση του ήλου**, λόγω μειωμένης εφελκυστικής αντοχής του.
- **Κάμψη και διάτμηση του ήλου**. Στις περιπτώσεις χρήσης των εδαφοηλώσεων σε κατασκευές αντιστήριξης, οι ήλοι παραλαμβάνουν κυρίως εφελκυστικές δυνάμεις⁶. Εντούτοις, κατά την εμφάνιση σχετικά μεγάλων μετακινήσεων ενεργοποιείται η καμπτική και η διατμητική τους αντοχή, χωρίς ωστόσο το γεγονός αυτό να συνεισφέρει σημαντικά στην συνολική ευστάθεια του συστήματος (λιγότερο από 10%). Γι' αυτό το λόγο στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης με τη χρήση εδαφοηλώσεων συνήθως θεωρείται αμελητέα η διατμητική και καμπτική αντοχή των ήλων με αποτέλεσμα αστοχία τέτοιας μορφής να μην αναμένεται στις περισσότερες των περιπτώσεων.

⁶Αντιθέτως, στις περιπτώσεις σταθεροποίησης πρανών οι ήλοι παραλαμβάνουν κυρίως δυνάμεις διάτμησης και καμπτικές ροπές, οπότε χρήζει ανάγκης η αξιολόγηση της συγκεκριμένης παραμέτρου. Εκτενής ανάλυση του ζητήματος παρατίθεται στη βιβλιογραφία (Elias and Juran, 1991).

Παρακάτω αναλύονται οι δύο πιο συνήθεις μορφές εσωτερικής αστοχίας, της εξόλκευσης της ήλωσης και της θραύσης της ράβδου.

3.4.2. Έλεγχος έναντι εξόλκευσης της ήλωσης.

Η αντοχή εξόλκευσης μίας εδαφοήλωσης ανά μονάδα μήκους δίδεται από τη σχέση:

$$Q = \pi q D_{DH} \quad (3.26)$$

όπου:

q τάση συνάφειας στη διεπιφάνεια εδάφους – ήλωσης και
 D_{DH} ενεργός διάμετρος του διατρήματος.

Αν θεωρηθεί ότι ασκείται αξονική εφελκυστική δύναμη T_o στο ένα άκρο ενός μεμονωμένου ήλου (Σχ.3.11), τότε η τάση συνάφειας q σχετίζεται με τη δύναμη T_o βάσει της σχέσης (σε ένα στοιχειώδη τμήμα του ήλου dx):

$$dT = \pi D_{DH} q dx = Q dx \quad (3.27)$$

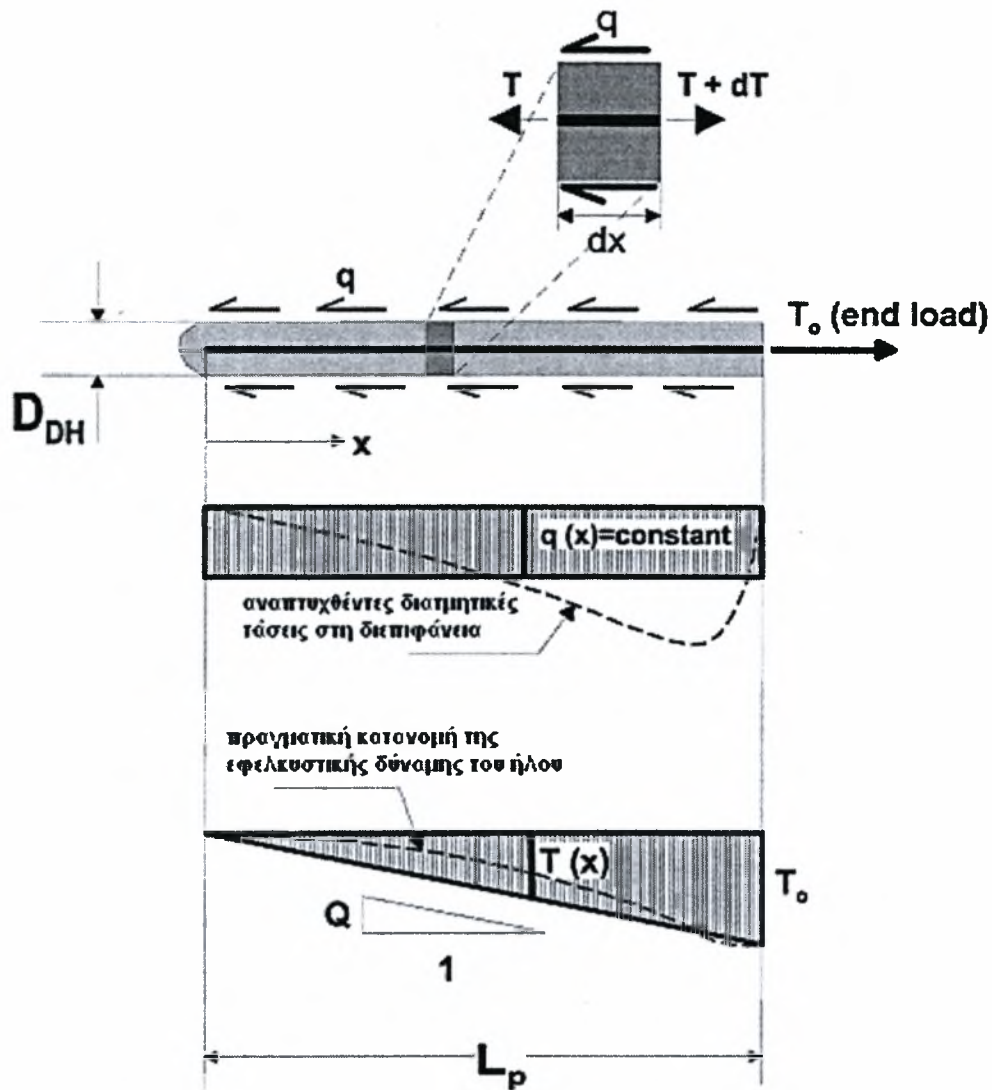
Η παραπάνω σχέση ουσιαστικά απεικονίζει τη διαδικασία ανάληψης εφελκυστικών δυνάμεων από τους ήλους μέσω των αναπτυσσόμενων τάσεων συνάφειας στη διεπιφάνεια εδάφους-ήλωσης. Στη γενικότερη περίπτωση ενός ήλου μήκους x θα ισχύει:

$$T(x) = \int_0^x \pi D_{DH} q dx = \int_0^x Q dx \quad (3.28)$$

Η κατανομή των τάσεων συνάφειας q καθώς και της εφελκυστικής δύναμης $T(x)$ κατά μήκος του ήλου όπως διακρίνεται και στο Σχ.3.11 δεν είναι σταθερή, αλλά εξαρτάται από διάφορους παράγοντες όπως το μήκος του ήλου, το μέγεθος της εφαρμοζόμενης δύναμης T_o , τα χαρακτηριστικά του τσιμεντενέματος και τις επικρατούσες εδαφικές συνθήκες. Κατά τους υπολογισμούς για λόγους απλοποίησης υιοθετείται σταθερή κατανομή των τάσεων συνάφειας, συνεπώς βάσει της εξίσωσης 3.26 και η αντοχή εξόλκευσης Q είναι σταθερή, οπότε από την ολοκλήρωση της εξίσωσης 3.28 προκύπτει :

$$T(L_p) = T_o = Q L_p \quad (3.29)$$

όπου L_p το μήκος πρόσφυσης του ήλου στο έδαφος.



Σχ.3.11 : Μηχανισμός μεταφοράς δύναμης σε μεμονωμένο ήλο.

Η οριακή αντοχή εξόλκευσης R_p , κινητοποιείται όταν επιτευχθεί η οριακή τάση συνάφειας q_u , και ισούται με :

$$R_p = T_{\max} = Q_u L_p \quad (3.30)$$

όπου :

$Q_u = \pi q_u D_{DH}$ η οριακή αντοχή εξόλκευσης ανά μονάδα μήκους και
 q_u η οριακή τάση συνάφειας στη διεπιφάνεια εδάφους-ήλωσης.

Η τάση συνάφειας q_u υπολογίζεται συνήθως βάσει ενός αριθμού (εξαρτάται από το εμβαδό της επιφάνειας του πρανούς που πρόκειται να σπλιστεί) δοκιμαστικών εξολκεύσεων. Εκτίμηση της τιμής της γίνεται όμως και μέσω τυπικών τιμών που

προτείνονται σε βιβλιογραφικές αναφορές και συνοπτικά παρατίθενται στον πίνακα 3.1. Επίσης, τονίζεται πως σε περίπτωση εκτίμησης της οριακής τάσης συνάφειας μέσω προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων – διαφορών, απαιτείται να αποδοθεί ιδιαίτερη προσοχή στην εισαγωγή τόσο των γεωμετρικών όσο και των εδαφικών δεδομένων των στοιχείων διεπιφάνειας, έτσι ώστε να αποφευχθούν προβλήματα αριθμητικής αστάθειας και ταυτόχρονα να διασφαλιστεί η αξιοπιστία των τελικών αποτελεσμάτων, (Karabatakis D. et al, 2002).

Σε κάθε περίπτωση όμως, λόγω των αβεβαιοτήτων που εισαγάγει η εξάρτηση

Υλικό	Κατασκευαστική μέθοδος διάνοιξης της οπής	Τύπος εδάφους / βράχου	Οριακή τάση συνάφειας, q_u (kPa)
Βράχος	Με περιστροφή (Rotary drilled)	Ασβεστόλιθος	300 – 400
		Φυλλίτης	100 – 300
		Κιμωλία	500 – 600
		Μαλακός Δολομίτης	400 – 600
		Σχιστός Δολομίτης	600 – 1000
		Αποσαθρωμένος ψαμμίτης	200 – 300
		Αποσαθρωμένος αργιλικός σχιστόλιθος	100 – 150
		Αποσαθρωμένος σχιστόλιθος	100 – 175
		Βασάλτης	500 – 600
		Σκληρός σχιστόλιθος	300 – 400
Μη συνεκτικό	Με περιστροφή (Rotary drilled)	Άμμος / Χαλίκια	100 – 180
		Ιλυώδης άμμος	100 – 150
		Ιλύς	60 – 75
		Piedmont residual Fine colluvium	40 – 120 75 – 150
	Με σωλήνα επένδυσης (Driven Casing)	Άμμος / Χαλίκια (low overburden)	190 – 240
		Άμμος / Χαλίκια (high overburden)	280 – 430
		Πυκνή Μοραίνη Colluvium	380 – 480 100 – 180
		Με ελικοειδής περιστροφή (Augered)	Ιλυώδης άμμος
Πυκνή ιλυώδης άμμος Ιλυώδης άμμος με ποσοστό αργίλου	55 – 90 60 – 140		
Jet Grouted	Άμμος	380	
	Άμμος / Χαλίκια	700	
Συνεκτικό	Με περιστροφή (Rotary drilled)	Ιλυώδης άργιλος	35 – 50
		Αργιλώδης ιλύς	90 – 140
	Με σωλήνα επένδυσης (Driven Casing)	Loess	25 – 75
		Μαλακή άργιλος	20 – 30
Με ελικοειδής περιστροφή (Augered)	Στιφρή άργιλος	40 – 60	
	Στιφρή ιλυώδης άργιλος	40 – 100	
	Ασβεστούχος αμμώδης άργιλος	90 – 140	

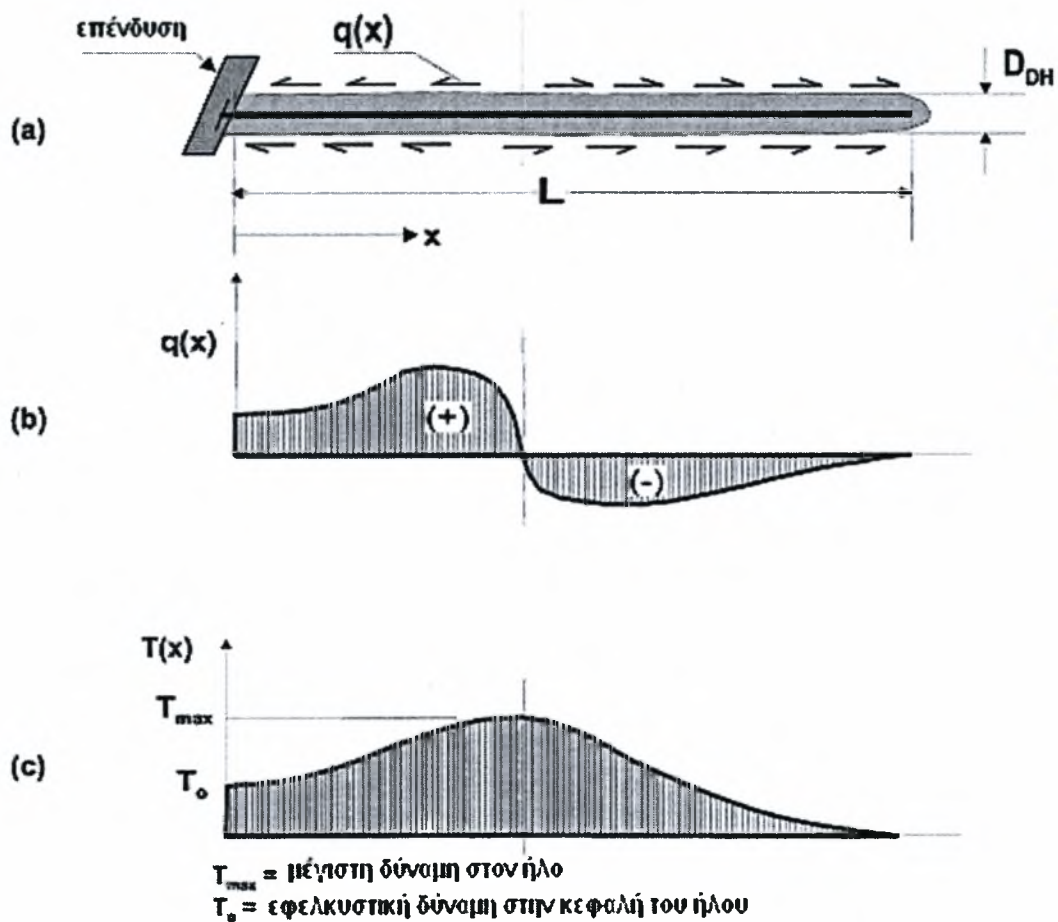
Πιν. 3.1. Τυπικές τιμές της οριακής τάσης συνάφειας (ισχύουν μόνο στην περίπτωση όπου η εισπίεση του ενέματος γίνεται διά βαρύτητας), (Elias and Juran, 1991).

της συνάφειας με μεγάλο αριθμό διαφορετικών παραγόντων (εδαφικές συνθήκες, είδος ράβδου, μέθοδος διάτρησης οπών, τύπος και μέθοδος εισπίεσης ενέματος, μέγεθος ενεματωμένης ζώνης κ.λ.π.) απαιτείται η αποδοχή ενός συντελεστή ασφαλείας μεταξύ 1.50 και 2.00 στον έλεγχο έναντι εξόλκευσης.

3.4.3. Αλληλεπίδραση εδάφους- ήλωσης και κατανομή των εφελκυστικών δυνάμεων.

3.4.3.1. Θεωρητικό μοντέλο.

Η αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους και ήλωσης είναι μία ιδιαίτερως σύνθετη διαδικασία. Όπως έχει ήδη επισημανθεί οι ήλοι παραλαμβάνουν φορτία κατόπιν προκαλούμενων μετακινήσεων κατά τη φάση της εκσκαφής (Σχ.3.12).

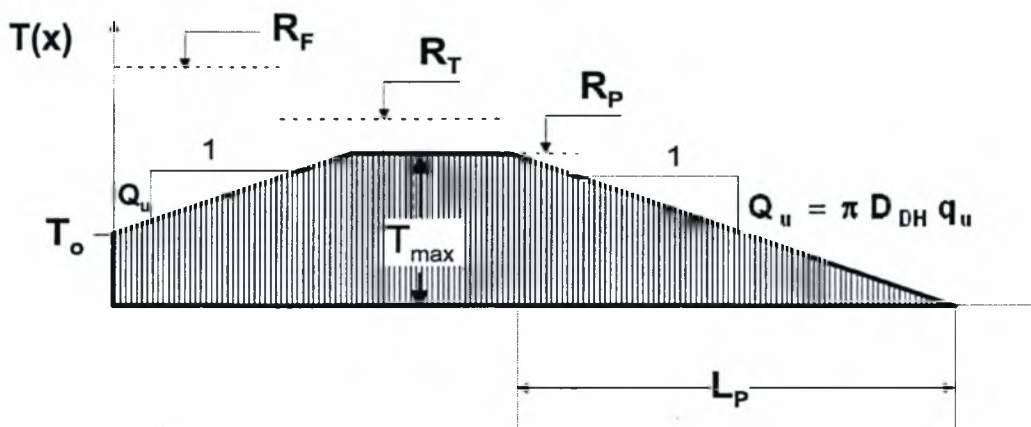


Σχ.3.12 : Μεταβολή των τάσεων συνάφειας και των εφελκυστικών δυνάμεων κατά μήκος ήλου μέσα στο έδαφος.

Η κατανομή της εφελκυστικής δύναμης κατά μήκος του ήλου δεν είναι σταθερή αλλά μεταβάλλεται ξεκινώντας αρχικά από την μηδενική τιμή στο πέρασ του ήλου, αυξάνεται έως τη μέγιστη τιμή της στην ενδιάμεση περιοχή του μήκους (όχι απαραίτητα στο σημείο τομής με την επιφάνεια ολίσθησης) και εν συνεχεία μειώνεται έως μία τιμή T_0 στην κεφαλή του ήλου. Όμοια και η κατανομή των δυνάμεων συνάφειας δεν είναι σταθερή αλλά μεταβάλλεται μεταξύ αρνητικών και θετικών τιμών (Σχ.3.12, a,b).

3.4.3.2. Απλοποιημένη κατανομή των εφελκυστικών δυνάμεων.

Κατά το σχεδιασμό για λόγους απλότητας στους υπολογισμούς, επιλέγεται η κατανομή των εφελκυστικών δυνάμεων κατά μήκος του ήλου που απεικονίζεται στο Σχ.3.13. Είναι προφανές ότι, συγκρινόμενη η παρακάτω κατανομή με αυτή του Σχ.3.12 διαφέρει ελάχιστα με αποτέλεσμα να μην επηρεάζεται αισθητά το τελικό αποτέλεσμα.



R_T αντοχή έναντι θραύσης

$$T_0 \rightarrow 0.6-1.0 T_{max}$$

R_F αντοχή επένδυσης

R_p αντοχή εξόλκευσης

$Q_u = \pi q_u D_{DH}$ η οριακή αντοχή εξόλκευσης ανά μονάδα μήκους και

q_u η οριακή τάση συνάφειας

Σχ.3.13 : Απλοποιημένη κατανομή εφελκυστικών δυνάμεων.

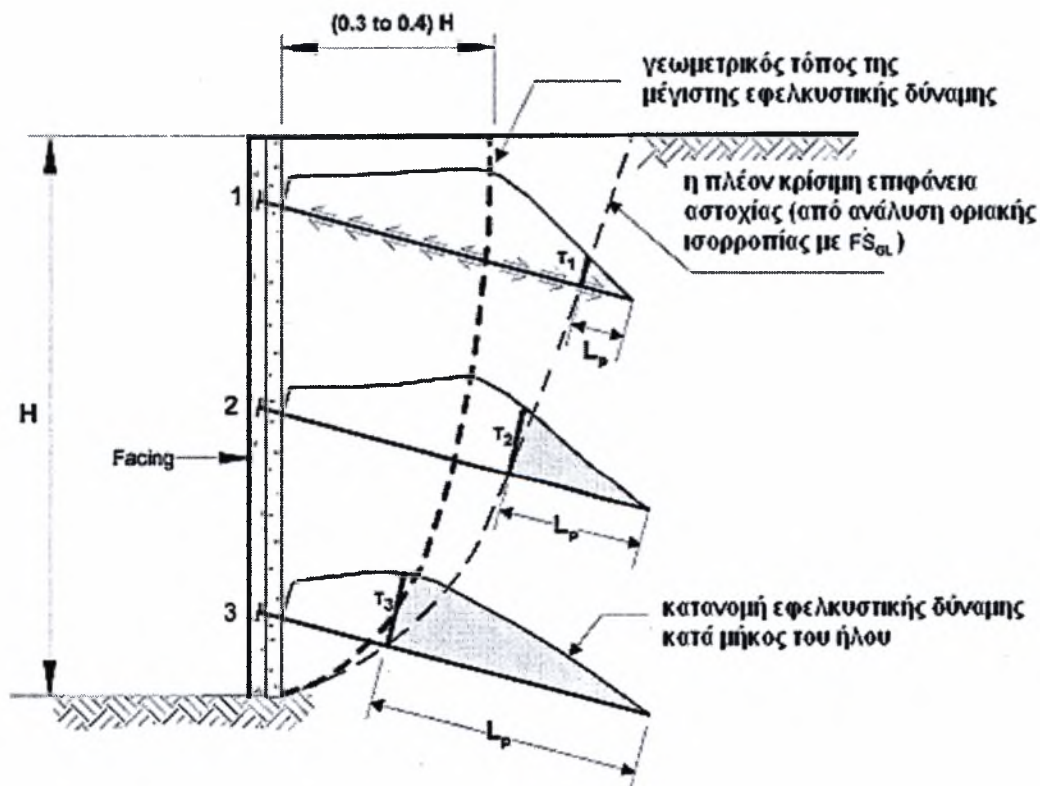
Η τιμή της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης T_{max} εξαρτάται από την αντοχή εξόλκευσης R_p όταν $R_p < R_T < R_F$, την αντοχή έναντι θραύσης R_T όταν $R_T < R_p < R_F$ και από την αντοχή της επένδυσης R_F και το λόγο T_0/T_{max} όταν $R_F < R_p < R_T$. Για το

βέλτιστο σχεδιασμό θα πρέπει οι τιμές των παραπάνω αντοχών να είναι σχεδόν παρόμοιες.

3.4.3.3. ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ.

Η κατανομή της εφελκυστικής δύναμης κατά μήκος ενός ήλου συναρτάται άμεσα από τη θέση στην οποία τέμνει ο ήλος την επιφάνεια αστοχίας, με αποτέλεσμα τη διαφοροποίησή της σε κάθε στρώση ήλων. Ωστόσο, η μέγιστη τιμή της κατανομής αυτής συνήθως δεν παρουσιάζεται στο σημείο τομής του ήλου με την επιφάνεια αστοχίας αλλά σε σχετικά κοντινή απόσταση από αυτό. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι η γεωμετρία της επιφάνεια αστοχίας προέκυψε βάσει των συνθηκών οριακής ισορροπίας ενώ η κατανομή της εφελκυστικής δύναμης κατόπιν μελέτης ενός πολύπλοκου μηχανισμού μεταφοράς φορτίου.

Οργανομετρήσεις σε συστήματα υποστήριξης ενισχυμένα με εδαφοηλώσεις κατέγραψαν πως οι μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις εμφανίζονται στο άνω τμήμα του συστήματος σε απόσταση $0.3H$ έως $0.4H$ από την επένδυση, ενώ στο κάτω τμήμα αυτού σε απόσταση $0.15H$ έως $0.2H$ από το μέτωπο εκσκαφής (Σχ.3.14).



Σχ.3.14 : Θέσεις μέγιστων εφελκυστικών δυνάμεων σε σχέση με την επιφάνεια αστοχίας, (Byrne et al., 1998).

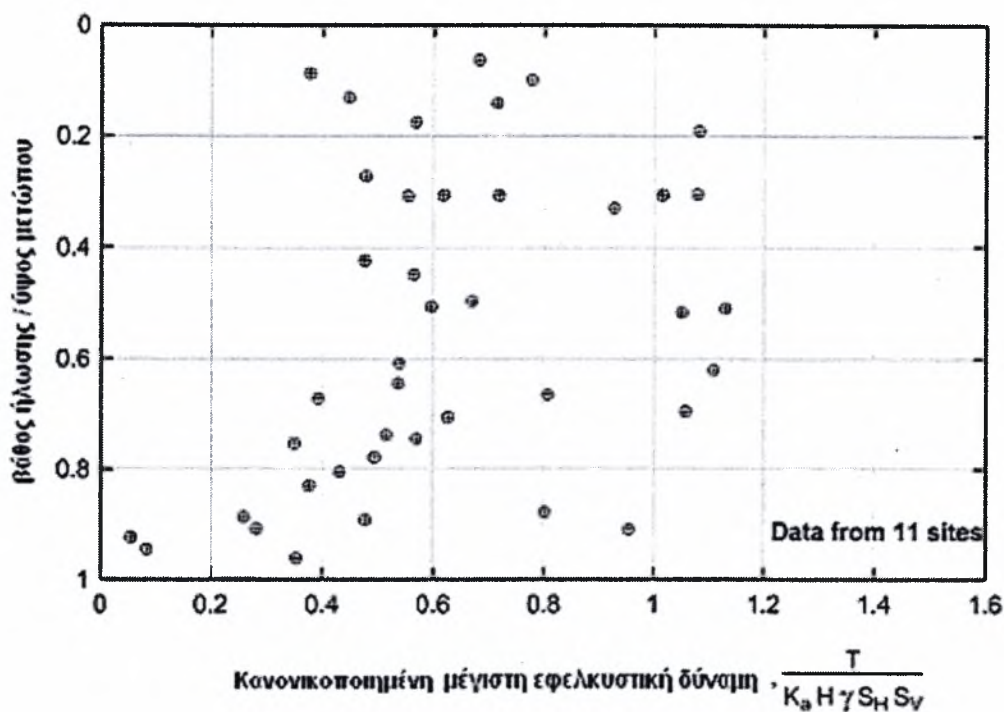
Προφανώς, από το Σχ.3.14 γίνεται αντιληπτό πως κάθε σειρά ήλων δεν συνεισφέρει εξίσου στην συνολική ευστάθεια του συστήματος. Συγκεκριμένα, οι ανωτέρω στρώσεις ήλων συνεισφέρουν λιγότερο (κατά τη διάρκεια λειτουργίας της κατασκευής) σε σχέση με τις κατώτερες, διότι το μήκος τους πίσω από την επιφάνεια αστοχίας L_p δεν είναι ικανό να αναπτύξει την μέγιστη αντοχή εξόλκευσης.

Η πλήρης ανάπτυξη της κατανομής των εφελκυστικών δυνάμεων κατά μήκος ενός ήλου πραγματοποιείται σταδιακά κατά τη διάρκεια της εκσκαφής του προς υποστήριξη μετώπου. Συνήθως, η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που παραλαμβάνει ο ήλος αναπτύσσεται μετά το πέρας δυο διαδοχικών φάσεων εκσκαφής από τη στιγμή εγκατάστασής του. Παρόλα αυτά υπάρχει η πιθανότητα οι εφελκυστικές δυνάμεις που πρέπει να παραλάβουν οι ηλώσεις να αυξηθούν (περίπου κατά 15%, Plumelle et al., 1990) κατά τη φάση λειτουργίας της κατασκευής, λόγω εδαφικού ερπυσμού και αποτόνωσης των τάσεων. Οι δύο αυτές παράμετροι δεν λαμβάνονται άμεσα υπόψη στους υπολογισμούς αλλά έμμεσα μέσω του συντελεστή ασφαλείας.

3.4.3.4. Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις κατά τη φάση λειτουργίας.

Από οργανομετρήσεις σε κατασκευές αντιστήριξης με τη χρήση εδαφοηλώσεων, προέκυψε το διάγραμμα του Σχ.3.15 που απεικονίζει διάφορες τιμές της κανονικοποιημένης (σε σχέση με το ειδικό βάρος του εδάφους, την οριζόντια και κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των ήλων, το ύψος της επένδυσης και το συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων) μέγιστης εφελκυστικής δύναμης συναρτήσει του βάθους ήλωσης. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν στις μέγιστες δυνάμεις που παραλαμβάνουν οι ήλοι μετά το πέρας της κατασκευής δηλαδή σε συνθήκες λειτουργίας του έργου, χωρίς βεβαίως να λαμβάνονται υπόψη πρόσθετα φορτία ασκούμενα στην επένδυση ή προερχόμενα από συνθήκες παγετού.

Όπως είναι προφανές από το Σχ.3.15 οι τιμές των κανονικοποιημένων μέγιστων εφελκυστικών δυνάμεων ποικίλουν σε σχέση με το βάθος. Ειδικότερα, από περίπου 0.5 έως 0.6 στην κορυφή, αυξάνονται σε 0.75 έως 0.85 στα δύο τρίτα περίπου του βάθους του μετώπου ($2/3H$), μειώνονται γύρω σε 0.4 έως 0.5 στο ένα τρίτο αυτού ($1/3H$) και τελικά στο δάπεδο της εκσκαφής τείνουν κοντά στο μηδέν. Αξίζει να αναφερθεί πως οι παρατηρήσεις αυτές συμφωνούν και με τις αντίστοιχες του ερευνητικού προγράμματος Clouterre (Plumelle et al., 1990).



Σχ.3.15: Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις στους ήλους συναρτήσει του βάθους ήλωσης, έπειτα από επί τόπου μετρήσεις, (Byrne et al., 1998).

Κατά τη φάση σχεδιασμού, σε μία παρόμοια κατασκευή μπορεί να θεωρηθεί ότι η μέγιστη κανονικοποιημένη εφελκυστική δύναμη εμφανίζεται στους ήλους που βρίσκονται περίπου στα 2/3 του ύψους του μετώπου από τη βάση και ισούται με 0.75, δηλαδή $T_{max} = 0.75 \gamma H K_a S_v S_H$. Επίσης, θεωρείται ότι οι δυνάμεις στο κάτω μέρος του μετώπου είναι μειωμένες κατά περίπου 50% σε σχέση με αυτές που ασκούνται στο πάνω μέρος. Εναλλακτικά οι Briaud και Lim (1997) προτείνουν ως μέση μέγιστη εφελκυστική δύναμη την τιμή $T_{max} = 0.65 \gamma H K_a S_v S_H$ στην ψηλότερη στρώση ήλων και την εν συνεχεία μείωση αυτής στο μισό διαδοχικά ανά στρώση.

Από όλα τα ως άνω αναφερθέντα καθίσταται σαφές ότι η κατανομή των εφελκυστικών δυνάμεων κατά τη φάση λειτουργίας του έργου είναι ιδιαίτερος πολύπλοκη. Ειδικότερα, η μέση εφελκυστική δύναμη είναι μικρότερη από αυτή που υπολογίζεται θεωρώντας πλήρη ανάπτυξη των ενεργητικών ωθήσεων. Το γεγονός αυτό αποκτά ιδιαίτερη σημασία κατά τον υπολογισμό της εφελκυστικής δύναμης στην επένδυση, όπως παρουσιάζεται σε επόμενη ενότητα.

3.4.4. Έλεγχος έναντι αντοχής θραύσης.

Για να επιτευχθεί ο επαρκής σχεδιασμός έναντι των εσωτερικών μορφών αστοχίας απαιτείται η πλήρης κινητοποίηση της διατμητικής αντοχής του εδάφους, ταυτόχρονα με την πλήρη κινητοποίηση της εφελκυστικής αντοχής των ήλων. Δηλαδή, όταν ο συντελεστής ασφαλείας σε συνολική ευστάθεια ισούται με $FS_G=1.0$ (πλήρης κινητοποίηση της διατμητικής αντοχής του εδάφους) τότε θα πρέπει και ο μερικός συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσης του ήλου να είναι $FS_T=1.0$ (πλήρης κινητοποίηση της εφελκυστικής αντοχής του ήλου). Σε αυτή την περίπτωση η εφελκυστική δύναμη του ήλου είναι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού T_{max-s} . Προφανώς όταν $FS_G>1.0$ (δεν έχει επιτευχθεί η πλήρης κινητοποίηση της διατμητικής αντοχής του εδάφους) και για σταθερή φόρτιση, η δύναμη T_{max-s} αυξάνεται έτσι ώστε να ισχύει η συνθήκη ισορροπίας. Επομένως, ο κατευθείαν υπολογισμός της T_{max-s} μέσω της ανάλυσης συνολικής ευστάθειας είναι αρκετά συντηρητικός.

Για την εκτίμηση της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης που παραλαμβάνει ο ήλος όταν ισχύει $FS_G=1.0$ και χωρίς να προηγηθεί πρόσθετη ανάλυση ευστάθειας, ακολουθείται η ακόλουθη απλοποιημένη μέθοδος. Συγκεκριμένα, η εξίσωση η οποία προσδιορίζει τη δύναμη T_{max-s} βασίζεται στο γεγονός πως ο λόγος της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης T_{max} προς τη μέση εφελκυστική δύναμη των ήλων T_{avg} (υπολογίζεται με τη βοήθεια κατάλληλων προγραμμάτων H/Y), όταν $FS_G>1.0$ είναι ανάλογος του λόγου της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης T_{max-s} προς την μέση εφελκυστική δύναμη των ήλων T_{avg-s} , όταν $FS_G=1.0$. Συνεπώς μία καλή προσέγγιση της δύναμης T_{max-s} δίδεται από την εξίσωση :

$$\frac{T_{max-s}}{T_{max}} = \frac{T_{avg-s}}{T_{avg}} \quad (3.31)$$

Αστοχία έναντι θραύσης του ήλου θα συμβεί όταν η εφελκυστική δύναμη T_{max-s} ξεπεράσει την εφελκυστική αντοχή της ράβδου η οποία δίδεται από την σχέση :

$$R_T = A_t f_y \quad (3.32)$$

όπου A_t το εμβαδό και f_y το όριο διαρροής της ράβδου. Η αντοχή που προσδίδει το τσιμεντένεμα αμελείται λόγω διαφορετικού μέτρου ελαστικότητας μεταξύ ενέματος και ήλου. Τέλος, για να ληφθούν υπόψη διάφορες αβεβαιότητες (όπως η αντοχή της ράβδου, πρόσθετη φόρτιση) στην εξίσωση 3.32 εισαγάγεται συντελεστής ασφαλείας με ελάχιστη τιμή 1.8.

3.5. Μορφές αστοχίας στο σύστημα της επένδυσης.

3.5.1. Γενικά.

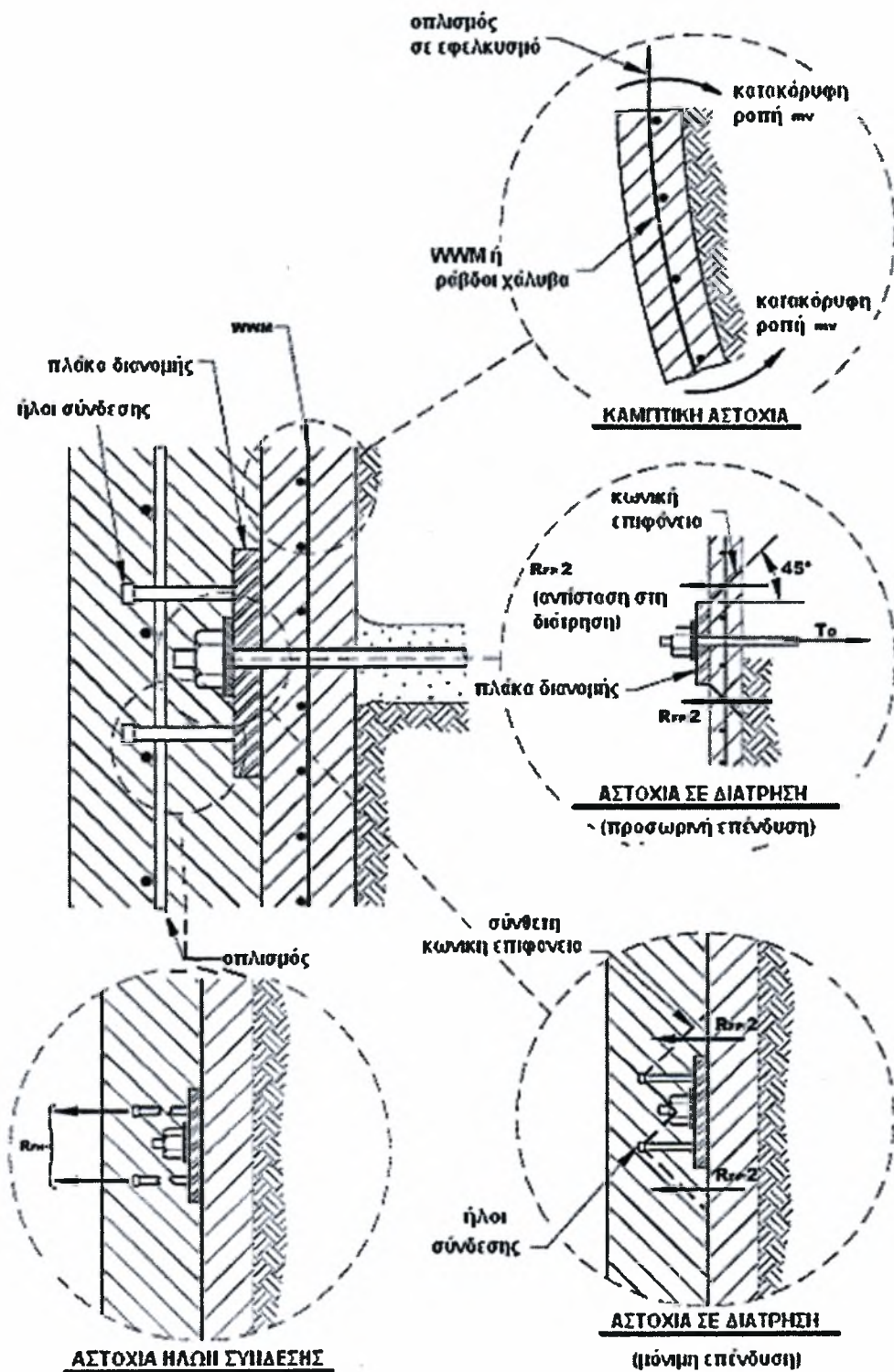
Η πιο συνήθης μορφή αστοχίας στο τμήμα της επένδυσης του μετώπου είναι η καμπτική αστοχία (flexure failure) κατά το μήκος αυτής, λόγω μη επαρκούς αντοχής έναντι κάμψης που δημιουργείται από τις ωθήσεις του εδάφους. Η συγκεκριμένη μορφή αστοχίας πρέπει να μελετάται χωριστά για την προσωρινή και για τη μόνιμη επένδυση. Σπανιότερα, παρουσιάζονται και επιμέρους αστοχίες σε μεμονωμένα τμήματα της επένδυσης όπως στην πλάκα ανακατανομής του φορτίου ή στους ήλους (όταν υπάρχουν) και στα περικόχλια σύσφιγξης αυτής (Σχ.3.16). Πάντως αυτές οι επιμέρους αστοχίες δεν επηρεάζουν την συνολική ευστάθεια του έργου ενώ και η επιδιόρθωσή τους επιτυγχάνεται σε σχετικά σύντομο χρονικό διάστημα.

3.5.2. Εφελκυστικές δυνάμεις πάνω στην επένδυση.

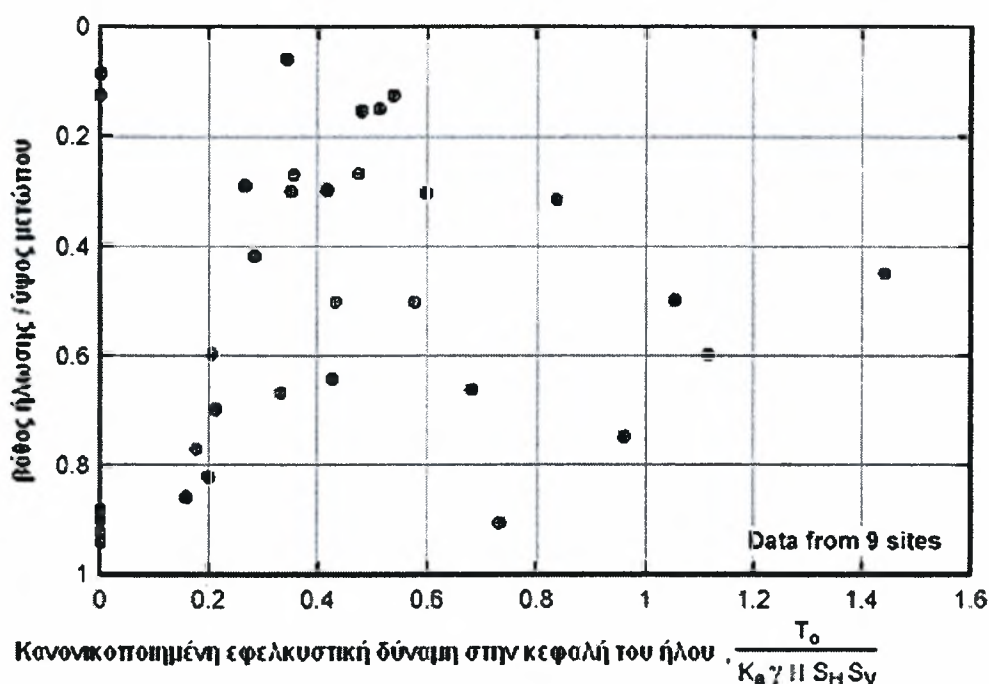
Η εφελκυστική δύναμη T_0 στην κεφαλή ενός ήλου που μέσω της πλάκας ανακατανομής κατανέμεται στην επένδυση είναι μικρότερη ή ίση με τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη που παραλαμβάνει ο συγκεκριμένος ήλος. Στο Σχ.3.17 απεικονίζονται διάφορες κανονικοποιημένες τιμές της δύναμης T_0 έπειτα από μετρήσεις στην επένδυση πραγματικών κατασκευών. Οι τιμές αυτές αφορούν τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στο μέτωπο της επένδυσης σε μακροχρόνιες συνθήκες λειτουργίας χωρίς να λαμβάνουν υπόψη πρόσθετες φορτίσεις (π.χ. από παγετό). Συγκρίνοντας τις τιμές αυτές με τις τιμές του Σχ.3.15 προκύπτει ότι ο λόγος της κανονικοποιημένης εφελκυστικής δύναμης στην κεφαλή του ήλου προς τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη κατά το μήκος του κυμαίνεται μεταξύ 0.6-1.0, δηλαδή η δύναμη T_0 είναι 40% κατ' ελάχιστο μικρότερη της μέγιστης δύναμης T_{max} . Επίσης, παρατηρείται ότι στο πάνω μισό της επένδυσης η τιμή της κανονικοποιημένης δύναμης T_0 μεταβάλλεται μεταξύ 0.4 έως 0.5 και έπειτα μειώνεται διαδοχικά τείνοντας στο μηδέν στο δάπεδο της εκσκαφής. Γενικότερα λαμβάνοντας υπόψη την κανονικοποίηση και θεωρώντας ότι η δύναμη κατανέμεται σε ένα εμβαδό $S_H S_V = 1m^2$ προκύπτει ότι η εφελκυστική δύναμη στην κεφαλή του ήλου ποικίλει μεταξύ $T_0 = 0.6\gamma H K_A$ και $T_0 = 0.7\gamma H K_A$.

Οι παραπάνω παρατηρήσεις είναι σύμφωνες με τα αποτελέσματα ερευνών σε πειραματικές κατασκευές που διεξήχθησαν στη Γερμανία και στη Γαλλία. Οι Γερμανοί ερευνητές Gassler και Gudehus (1981) κατέγραψαν πως η ισοδύναμη

ενεργητική ώθηση στην επένδυση ισούται με το 60-70% της ώθησης που προκύπτει βάσει



Σχ.3.16: Μορφές αστοχίας της επένδυσης.



Σχ.3.17: Εφελκυστικές δυνάμεις πάνω στην επένδυση συναρτήσει του βάθους ήλωσης, έπειτα από in situ μετρήσεις, (Byrne et al., 1998).

της θεωρίας Coulomb ενώ αντίστοιχες γαλλικές ερευνητικές εργασίες ανέδειξαν την επιρροή της απόστασης μεταξύ των ήλων. Ειδικότερα, το εγχειρίδιο σχεδιασμού εδαφοηλώσεων του Clouterre επισημαίνει πως η τιμή της εφελκυστικής δύναμης στην κεφαλή ενός ήλου ισούται :

- με το 60% της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης σχεδιασμού όταν η μέγιστη απόσταση μεταξύ των ήλων είναι 1m ή λιγότερο,
- με τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού όταν η μέγιστη απόσταση μεταξύ των ήλων είναι 3m ή περισσότερο και τέλος
- με την τιμή που προκύπτει κατόπιν γραμμικής παρεμβολής για αποστάσεις μεταξύ 1 έως 3m.

Οι παραπάνω τρεις εκδοχές συνοψίζονται στην εξίσωση:

$$T_o = T_{\max-s} [0.6 + 0.2 (S_{\max} - 1)] \quad (3.33)$$

όπου:

T_o εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού στην κεφαλή του ήλου

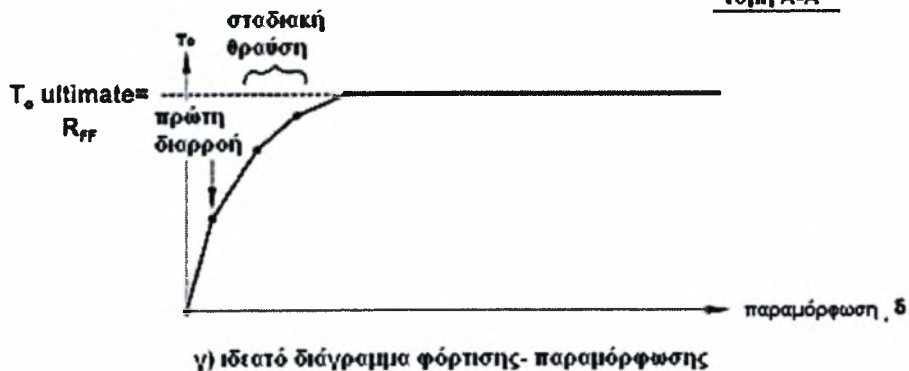
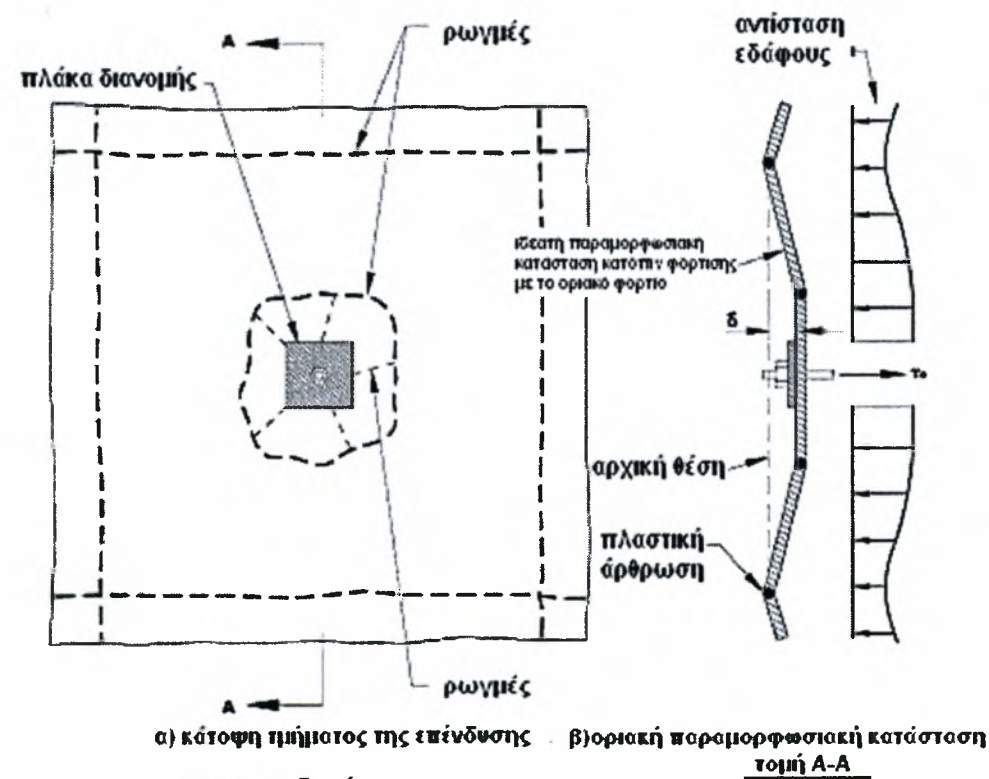
$T_{\max-s}$ μέγιστη εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού και

S_{\max} μέγιστη απόσταση μεταξύ των ήλων ($\max S_H, S_V$)

3.5.3. Καμπτική αστοχία της επένδυσης.

3.5.3.1. Εισαγωγή.

Λόγω ομοιοτήτων στο μηχανισμό μεταφοράς φορτίου μεταξύ επενδεδυμένων μετώπων και πλακών από σκυρόδεμα που στηρίζονται σε υποστυλώματα, για την ανάλυση της καμπτικής αστοχίας της επένδυσης ενός οπλισμένου με εδαφοηλώσεις συστήματος αντιστήριξης, είναι δυνατό να εφαρμοσθούν αρχές και μέθοδοι που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση πλακών. Έτσι, η επένδυση θεωρείται ως μία πλάκα από σκυρόδεμα η οποία φορτίζεται κάθετα στην επιφάνεια της από τις πλευρικές εδαφικές ωθήσεις ενώ τα υποστυλώματα "αντικαθίσταται" από τις εφελκυστικές δυνάμεις των ήλων. Οι δυνάμεις αυτές προκαλούν τη δημιουργία καμπτικών ρωτών



Σχ.3.18: Σταδιακή καμπτική αστοχία της επένδυσης.

στην επένδυση, οι οποίες κατανέμονται όπως και στις πλάκες, δηλαδή αρνητικές ροπές στις στηρίξεις (γύρω από τους ήλους) και θετικές ροπές στο άνοιγμα (μεταξύ των ήλων). Όταν οι ροπές αυτές είναι αρκετά μεγάλες είναι δυνατή η καμπτική αστοχία της επένδυσης.

3.5.3.2. Αντοχή της επένδυσης σε κάμψη.

Όπως είναι γνωστό οι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα σχεδιάζονται με σκοπό την επίτευξη μίας όλκιμης⁷ συμπεριφοράς κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας. Συνεπώς η καμπτική αστοχία της επένδυσης υφίσταται σταδιακά. Συγκεκριμένα, μόλις διαρρεύσει ο χάλυβας αρχίζουν να σχηματίζονται οι πρώτες ρωγμές (Σχ.3.18γ) και στις δύο επιφάνειες της εκ σκυροδέματος επένδυσης. Καθώς οι πλευρικές εδαφικές ωθήσεις αυξάνονται οι ρωγμές μεγαλώνουν οδηγώντας σε τοπικές θραύσεις στην επένδυση καθώς και σε εκτροπή αυτής κατά μία απόσταση δ από την κατακόρυφη αρχική της θέση (Σχ.3.18β). Ο παραπάνω μηχανισμός παραμόρφωσης επιφέρει ως συνέπεια τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων καθ' ύψος της επένδυσης, οι οποίες οδηγούν στην πλήρη παραμόρφωση της (αστοχία). Η δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων σε συγκεκριμένες θέσεις και κατ' επέκταση η τελική κατάσταση παραμόρφωσης εξαρτώνται από πολλές παραμέτρους όπως, το μέγεθος των πλευρικών εδαφικών ωθήσεων, η οριζόντια και κάθετη απόσταση μεταξύ των ήλων (κάνναβος τοποθέτησής τους), οι διαστάσεις της πλάκας ανακατανομής, το πάχος της επένδυσης, η διάταξη του οπλισμού της (μεταλλικό πλέγμα ή μεμονωμένες ράβδοι) καθώς και η αντοχή του σκυροδέματος.

Κατά την ανάλυση, θεωρείται πως η εδαφική ώθηση που προκαλεί την αστοχία της επένδυσης εφαρμόζεται σε ένα εμβαδό επιρροής γύρω από την κεφαλή του ήλου, του οποίου η εφελκυστική δύναμη δρα ως αντίδραση. Συνεπώς η εφελκυστική αυτή δύναμη ορίζεται ως η αντοχή της επένδυσης R_{FF} έναντι καμπτικής αστοχίας. Η αντοχή R_{FF} κατά τις δύο διευθύνσεις δίδεται από τη σχέσεις :

$$R_{FF} [kN] = \frac{C_F}{265} \times (a_{vm} + a_{vm}) [mm^2 / m] \times \left(\frac{S_h h [m]}{S_v} \right) \times f_y [MPa] \quad (3.34)$$

⁷ Η όλκιμη συμπεριφορά κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας συνεπάγεται πρώτα τη διαρροή του χάλυβα και την εν συνεχεία αστοχία του σκυροδέματος εν αντιθέσει με την ψαθυρή συμπεριφορά που οδηγεί σε ξαφνική αστοχία του σκυροδέματος.

$$R_{FF} [kN] = \frac{C_F}{265} \times (a_{hn} + a_{hm}) [mm^2 / m] \times \left(\frac{S_v h [m]}{S_h} \right) \times f_y [MPa] \quad (3.35)$$

όπου:

C_F συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μη σταθερή κατανομή των εδαφικών ωθήσεων πίσω από την επένδυση,

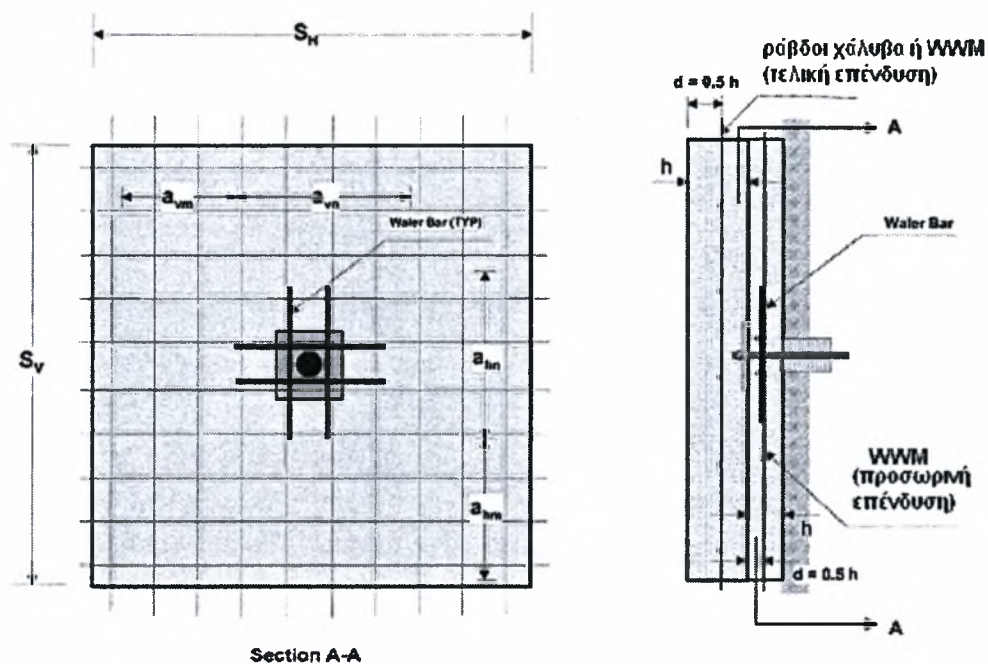
h πάχος επένδυσης,

a_{vn} , a_{vm} , a_{hn} , a_{hm} εμβαδά διατομών αναλόγως θέσης και κατεύθυνσης στο πλέγμα από ράβδους χάλυβα, (βλ. Σχ.3.19),

S_H οριζόντια απόσταση στον κάρναβο των ήλων,

S_V κατακόρυφη απόσταση στον κάρναβο των ήλων και

f_y τάση διαρροής του χάλυβα.

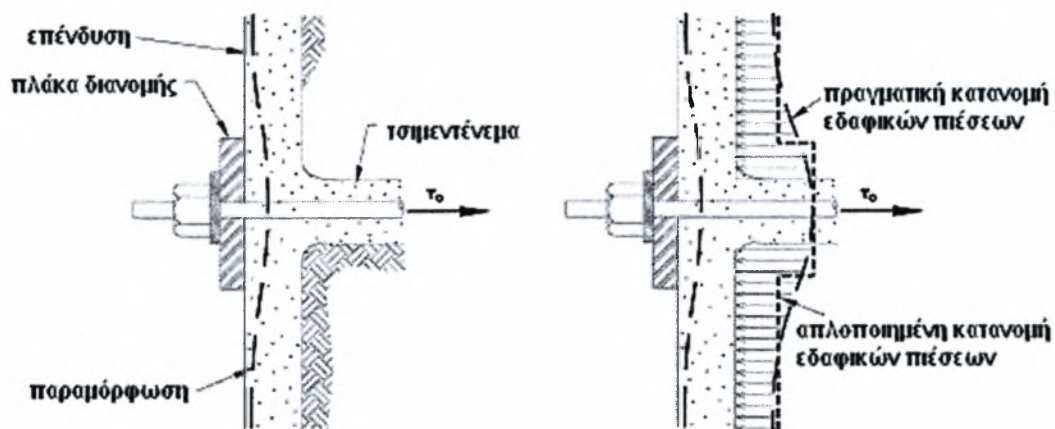


Σχ.3.19: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά στην ανάλυση έναντι καμπτικής αστοχίας.

Η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων πίσω από την επένδυση γενικώς δεν είναι σταθερή καθώς επηρεάζεται από τις εκάστοτε εδαφικές συνθήκες και από τη δυσκαμψία της επένδυσης. Στο Σχ.3.20 παρουσιάζονται η κατανομή των ωθήσεων στη θέση ενός ήλου, απ' όπου είναι προφανές ότι στην περιοχή μεταξύ των ήλων οι

ωθήσεις είναι μικρότερες απ' ότι γύρω από την κεφαλή του. Η μη σταθερή κατανομή των εδαφικών ωθήσεων πίσω από την επένδυση λαμβάνεται υπόψη από το συντελεστή C_F ο οποίος αντιπροσωπεύει το λόγο της εδαφικής πίεσης πίσω από τον ήλο προς την εδαφική πίεση στο μέσο της περιοχής μεταξύ των ήλων (Πιν.3.2).

Η επιρροή της δυσκαμψίας στην κατανομή των ωθήσεων σχετίζεται με το πάχος της επένδυσης. Μία επένδυση περιορισμένου πάχους οδηγεί σε σχετικά μικρή δυσκαμψία με αποτέλεσμα οι παραμορφώσεις να προκαλούνται κυρίως στα τμήματα μεταξύ των ήλων και γι' αυτό το λόγο οι εδαφικές ωθήσεις σε αυτή την περιοχή να είναι μικρότερες. Αντίθετα μία μεγαλύτερου πάχους επένδυση αυξάνει τη δυσκαμψία της, μειώνοντας παράλληλα τις προκαλούμενες παραμορφώσεις, με αποτέλεσμα η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων να είναι πιο σταθερή. Εξάλλου όπως παρατηρείται από τον Πιν.3.2 τόσο για τις μόνιμες όσο και για τις προσωρινές επενδύσεις με πάχος μεγαλύτερο από 200mm ο συντελεστής C_F θεωρείται ίσος με μονάδα (σταθερή κατανομή ωθήσεων).



Σχ.3.20: Κατανομή εδαφικών ωθήσεων πίσω από την επένδυση (Byrne et al., 1998).

Χαρακτήρας κατασκευής	Πάχος επένδυσης (mm)	Συντελεστής C_F
Προσωρινή	100	2.0
	150	1.5
	200	1.0
Μόνιμη	για όλα τα πάχη	1.0

Πιν. 3.2. Τιμές συντελεστή C_F (Byrne et al., 1998).

Τονίζεται ότι, στις εξισώσεις (3.34), (3.35) θεωρήθηκε πως η μέγιστη ροπή στην επένδυση ασκείται γύρω από τον οριζόντιο άξονα, συνεπώς ο σχεδιασμός της όπλισης⁸ (χαλύβδινο πλέγμα) της επένδυσης κατά τον κατακόρυφο άξονα είναι πιο κρίσιμος από ότι ο σχεδιασμός του οπλισμού κατά την οριζόντια διεύθυνση. Στην πράξη όμως, τα εμβαδά των διατομών του οπλισμού λαμβάνονται ίσα και κατά τις δύο διευθύνσεις, δηλαδή ισχύει $a_{vn} = a_{hm}$ και $a_{vm} = a_{hm}$. Συνεπώς, οι πιο κρίσιμες περιοχές είναι στις θέσεις όπου υφίσταται το ελάχιστο των λόγων S_H / S_V και S_V / S_H .

Στην περίπτωση όπου οι αποστάσεις μεταξύ των ήλων καθώς και αυτές μεταξύ των ράβδων του πλέγματος είναι και στις δύο διευθύνσεις ίδιες και παράλληλα θεωρηθεί ότι χρησιμοποιείται χάλυβας S500, οι εξισώσεις (3.34), (3.35) μεταπίπτουν στην εξίσωση :

$$R_{FF} = 1.9 C_F h (a_{vn} + a_{vm}) \quad (3.36)$$

Η εξίσωση (3.36) μπορεί να χρησιμοποιηθεί τόσο για την προσωρινή όσο και για τη μόνιμη επένδυση. Στην περίπτωση που υπολογίζεται η αντοχή έναντι κάμψης της μόνιμης επένδυσης (Σχ.3.19), το πάχος της προσωρινής επένδυσης συνήθως παραλείπεται (πιο συντηρητική τιμή της R_{FF}).

Τέλος, υπογραμμίζεται πως ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας για τον έλεγχο έναντι καμπτικής αστοχίας της επένδυσης, για στατική φόρτιση ισούται με 1.35 για την προσωρινή επένδυση και με 1.50 για την μόνιμη επένδυση ενώ δίδεται από τη σχέση:

$$FS_{FF} = R_{FF} / T_O \quad (3.37)$$

όπου T_O η εφελκυστική δύναμη στην κεφαλή του ήλου.

3.6. Παραμορφώσεις στις οπλισμένες με ήλους αντιστηρίξεις.

3.6.1. Μετακινήσεις στην επένδυση.

⁸ Όπως συμβαίνει σε όλες τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, για να παρουσιάσει η κατασκευή όλκιμη συμπεριφορά κατά την αστοχία θα πρέπει το ποσοστό του οπλισμού να κυμαίνεται μεταξύ κάποιων ορίων, ειδάλλως θα οδηγηθεί σε αστοχία ψαθυρού τύπου. Το ποσοστό αυτό επιλέγεται με βάση τους περιορισμούς που θέτει ο Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000.

Κατά την διάρκεια της κατασκευής αλλά και μετά την ολοκλήρωσή της, η επένδυση του συστήματος αντιστήριξης καθώς και το έδαφος πίσω από αυτή παραμορφώνονται εξωτερικά. Οι παραμορφώσεις αυτές ξεκινούν λόγω σταδιακής περιστροφής της επένδυσης ως προς τη βάση της (παρόμοια εξέλιξη με τις μετακινήσεις των εν προβόλω τοίχων αντιστήριξης). Ένα ποσοστό των παραμορφώσεων συμβαίνει κατά τη διάρκεια της τμηματικής εκσκαφής ή λίγο μετά από αυτή ενώ το υπόλοιπο παρατηρείται μετά την κατασκευή, λόγω αποτόνωσης των τάσεων και εδαφικού ερπυσμού. Οι μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις συναντώνται στη στέψη της επένδυσης ενώ κάτω από αυτή μειώνονται σταδιακά έως την βάση της. Οι κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις) είναι γενικώς μικρότερες, αλλά εξίσου σημαντικές με τις μέγιστες οριζόντιες (Σχ.3.21). Ειδικότερα, οι κατακόρυφες και οριζόντιες μετακινήσεις της επένδυσης εξαρτώνται από τους παρακάτω παράγοντες :

- το ύψος του μετώπου (οι μετακινήσεις αυξάνονται περίπου γραμμικά με το ύψος),
- την κλίση του μετώπου (τα κατακόρυφα συστήματα αντιστήριξης παρουσιάζουν μεγαλύτερες παραμορφώσεις από τα κεκλιμένα),
- το είδος του εδάφους γύρω από τους ήλους (τα πιο μαλακά εδάφη οδηγούν σε αύξηση των παραμορφώσεων),
- το διάστημα μεταξύ των ήλων και τα ύψη της τμηματικής εκσκαφής (μεγάλα διαστήματα και μεγάλα ύψους τμηματικές εκσκαφές προκαλούν περισσότερες παραμορφώσεις),
- το συντελεστή συνολικής ευστάθειας (ο μικρότερος συντελεστής σχετίζεται με μεγάλες παραμορφώσεις),
- το λόγο του μήκους των ήλων προς το ύψος του μετώπου (μικρά μήκη ήλων σε σχέση με το ύψος του μετώπου προκαλούν αυξημένες οριζόντιες μετακινήσεις),
- την γωνία κλίσης των ήλων (οι πιο απότομες κλίσεις τείνουν να προκαλούν μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις λόγω μη επαρκούς κινητοποίησης των εφελκυστικών δυνάμεων στους ήλους) και τέλος
- την παρουσία μόνιμης κατανεμημένης φόρτισης (π.χ. γειτονική υφιστάμενη κατασκευή).

Ο υπολογισμός των μετακινήσεων γίνεται είτε με τη χρήση αριθμητικών μεθόδων (πιο ακριβής υπολογισμός) είτε αναλυτικά με βάση κάποιους εμπειρικούς κανόνες. Στην περίπτωση συστημάτων αντιστήριξης με λόγο μήκους προς ύψος $L / H = 0.7-$

1.0, αμελητέα εξωτερική κατανεμημένη φόρτιση και συντελεστή ασφαλείας έναντι συνολικής ευστάθειας περίπου 1.5, οι μέγιστες οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις στη στέψη της επένδυσης εκτιμώνται βάσει της εξίσωσης :

$$\delta_h = (\delta_h / H)_i * H \quad (3.38)$$

όπου :

$(\delta_h / H)_i$ λόγος που εξαρτάται από τις εδαφικές συνθήκες και δίδεται από τον πίνακα 3.3. και

H ύψος επένδυσης.

Η περιοχή μέσα στην οποία αναπτύσσονται οι εδαφικές μετακινήσεις ορίζεται με βάση την οριζόντια απόσταση D_{DEF} (Σχ.3.21) και εκτιμάται από την παρακάτω εξίσωση :

$$D_{DEF} = C H (1 - \tan \alpha) \quad (3.39)$$

όπου α η γωνία κλίσης της επένδυσης και C συντελεστής που δίδεται στον πίν.3.3.

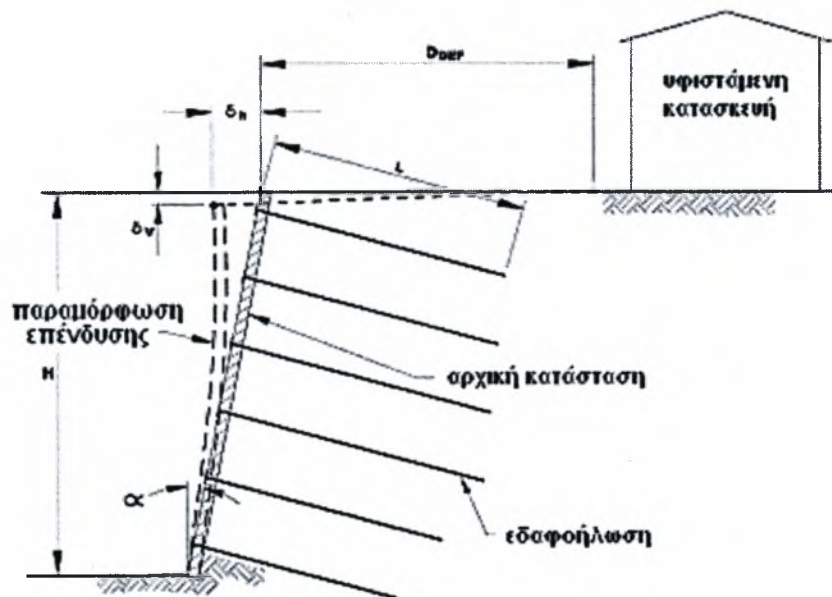
	Αποσαθρωμένος βράχος και σκληρά εδάφη	Αμμώδη εδάφη	Συνεκτικά εδάφη
δ_h / H και δ_v / H	1/1000	1/500	1/333
C	1.25	0.8	0.7

Πιν. 3.3. Τιμές του λόγου $(\delta_h / H)_i$ και του συντελεστή C συναρτήσει των εδαφικών συνθηκών (Byrne et al., 1998).

Το κριτήριο των ανεκτών μετακινήσεων κατά το σχεδιασμό ενός συστήματος αντιστήριξης συναρτάται από τις γενικότερες απαιτήσεις της κατασκευής αλλά και από την επιρροή αυτών σε γειτονικές κατασκευές. Ενδεικτικά αναφέρεται πως μετακινήσεις μεγαλύτερες από $0.005H$ κατά τη διάρκεια της κατασκευής είναι ιδιαίτερως ανησυχητικές. Ειδικότερα οι μετακινήσεις μπορούν να μειωθούν με τη βοήθεια διάφορων μηχανισμών όπως κατασκευή κεκλιμένης επένδυσης, χρήση μεγαλύτερου μήκους ήλων στην κορυφή του μετώπου, αποδοχή ενός μεγαλύτερου συντελεστή ασφαλείας ή ακόμα χρησιμοποιώντας παράλληλα με τις εδαφοηλώσεις προεντεταμένα αγκύρια. Σε περιπτώσεις κατά τις οποίες αναμένεται να εμφανισθούν σημαντικές μετακινήσεις προτείνεται κατά την κατασκευή να ληφθεί μέριμνα έτσι

ώστε ένα τμήμα του ήλου να λειτουργεί παθητικά, ενώ το υπόλοιπο να υποστεί προένταση με σκοπό ο ήλος να ενεργοποιείται χωρίς να είναι απαραίτητη η εμφάνιση μετακινήσεων. Σε αυτές τις περιπτώσεις πριν την ενεμάτωση των ήλων προηγείται η προέντασή τους.

Τέλος, σημειώνεται πως μετρήσεις μετακινήσεων κατά τη διάρκεια λειτουργίας κατασκευών αντιστήριξης ενισχυμένων με εδαφοηλώσεις κατέγραψαν μία τάση ανάπτυξή τους έως και 6 μήνες (αναλόγως τις εδαφικές συνθήκες) μετά την περάτωσή τους. Συνήθως, ανάπτυξη μετακινήσεων για μεγάλο χρονικό διάστημα εμφανίζεται σε λεπτόκοκκους σχηματισμούς με δείκτη πλαστιμότητας $PI > 20$ και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό ($LI > 0.2$).



Σχ.3.20: Μετακινήσεις σε αντιστηρίξεις οπλισμένες με ηλώσεις (Byrne et al., 1998).

3.6.2. Παραμορφώσεις από σεισμική δράση.

Οι μόνιμες παραμορφώσεις από σεισμική δράση είναι σχετικά περιορισμένες όταν δεν προκαλείται σημαντική μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους κατά τη φάση της σεισμικής διέγερσης και εφόσον κατά τους υπολογισμούς έχει ληφθεί

υπόψη ο οριζόντιος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς $k_h = a/q_w$. Γενικώς, ο υπολογισμός των μετακινήσεων γίνεται με βάση τη μέθοδο Newmark (μέθοδος των Richards-Elms, Geotechnical Earthquake Engineering, S. Cramer, 1996).

3.7. Προτεινόμενοι συντελεστές ασφαλείας.

Στον πίνακα 3.4 προτείνονται οι ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας (υπό στατική και σεισμική φόρτιση καθώς και για προσωρινό ή μόνιμο χαρακτήρα της κατασκευής) που θα πρέπει να υιοθετούνται για τον έλεγχο των διαφόρων μορφών αστοχίας κατά το σχεδιασμό έργων αντιστήριξης οπλισμένων με ηλώσεις. Τονίζεται πως οι παρακάτω συντελεστές ισχύουν κατά την εφαρμογή των παραδοχών και των ανάλογων εξισώσεων που περιγράφηκαν αναλυτικά στις προηγούμενες ενότητες⁹, όπου οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας του συνόλου των επιμέρους φορτίων θεωρούνται μοναδιαίες.

3.8. Συνδυασμός φορτίσεων.

Οι ενισχυμένες με εδαφοηλώσεις κατασκευές αντιστήριξης υπόκεινται σε διάφορες φορτίσεις κατά τη διάρκεια λειτουργίας τους. Οι πιο συνηθισμένες μορφές φόρτισης αφορούν μόνιμα φορτία (π.χ. ίδιο βάρος κατασκευής, πλευρικές εδαφικές πιέσεις, γειτονικές κατασκευές), κινητά φορτία (π.χ. κίνηση οχημάτων) και σεισμικά φορτία. Στον πίνακα 3.5 παρουσιάζονται όλες οι πιθανές μορφές φόρτισης, σύμφωνα με τον Αμερικανικό κανονισμό AASHTO.

Κατά το σχεδιασμό θα πρέπει να μελετώνται αρκετοί συνδυασμοί φόρτισης (δύο ή περισσότερων τύπων φορτίου), έτσι ώστε να εντοπιστεί ο πλέον κρίσιμος εξ' αυτών. Ο κάθε συνδυασμός φόρτισης λαμβάνει υπόψη του, την ταυτόχρονη δράση διαφορετικών τύπων φορτίων που είναι δυνατό να καταπονήσουν την κατασκευή κατά τη διάρκεια της λειτουργίας της. Η επιρροή του κάθε συνδυασμού φόρτισης, μπορεί να εκφραστεί στην πιο γενική της μορφή από τη σχέση :

⁹ Η μεθοδολογία που παρουσιάστηκε βασίζεται στη μέθοδο ASD (Allowable Stress Design) ή μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων, σύμφωνα με την οποία η επάρκεια μίας κατασκευής ελέγχεται υπολογίζοντας τις ελαστικές τάσεις που αναπτύσσονται από την δράση των μέγιστων προσδοκώμενων φορτίων και συγκρίνοντάς τις με τις επιτρεπόμενες τάσεις. Οι επιτρεπόμενες τάσεις προκύπτουν από τις τάσεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή κατά την φάση αστοχίας αυτής, διαιρούμενες με κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας.

$$N = \gamma_n \left(\sum \beta_{in} Q_{in} \right) \quad (3.40)$$

όπου:

γ_n συντελεστής φόρτισης για το συνδυασμό φόρτισης n ,

β_{in} συντελεστής φόρτισης για τύπο φορτίου i και συνδυασμό φόρτισης n και

Q_{in} τύπος φορτίου.

Οι τιμές των συντελεστών γ , β , για κάθε συνδυασμό φόρτισης παρουσιάζονται στον πίνακα 3.6.

Μορφές Αστοχίας	Σύμβολο	Ελάχιστοι προτεινόμενοι συντελεστές ασφαλείας		
		Στατική Φόρτιση		Σεισμική Φόρτιση (προσωρινές και μόνιμες κατασκευές)
		Προσωρινή Κατασκευή	Μόνιμη Κατασκευή	
Συνολική Ευστάθεια (κατάσταση λειτουργίας)	FS_G	1.35	1.5 ⁽¹⁾	1.1
Συνολική Ευστάθεια (φάση εκσκαφής)	FS_G	1.2 – 1.3 ⁽²⁾		
Ολίσθηση στη βάση	FS_{SL}	1.3	1.5	1.1
Φέρουσα ικανότητα	FS_H	2.5 ⁽³⁾	3.0 ⁽³⁾	2.3 ⁽³⁾
Εξόλκευση ήλωσης	FS_P	2.0		1.5
Θραύση ήλου	FS_T	1.8		1.35
Κάμψη επένδυσης	FS_{FF}	1.35	1.5	1.10

(1) Για μικρής σπουδαιότητας μόνιμες κατασκευές, ο συντελεστής ασφαλείας στον έλεγχο σε συνολική ευστάθεια (φάση λειτουργίας της κατασκευής), είναι δυνατό να ληφθεί ίσος με $FS_G = 1.35$, εφόσον υπάρχουν επαρκείς γεωτεχνικές πληροφορίες και εμπειρία στη μελέτη και κατασκευή των εδαφοηλώσεων.

(2) Οι συγκεκριμένοι συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται στον έλεγχο της ευστάθειας των τμημάτων του μετώπου που παραμένουν ανυποστήρικτα περίπου για 48 ώρες (κατά την τμηματική φάση της εκσκαφής και πριν την εγκατάσταση των ήλων). Η μεγαλύτερη τιμή αντιστοιχεί στην περίπτωση όπου επικρατεί μεγάλη αβεβαιότητα όσο αναφορά τις εδαφικές συνθήκες.

(3) Οι σχετικά μεγάλες τιμές των συντελεστών ασφαλείας για την περίπτωση του ελέγχου της φέρουσας ικανότητας εφαρμόζονται μόνο στην περίπτωση όπου ο έλεγχος γίνεται αναλυτικά σύμφωνα με την αντίστοιχη σχέση του Terzaghi. Όταν ο έλεγχος πραγματοποιείται μέσω κατάλληλου προγράμματος στον Η/Υ υιοθετούνται οι αντίστοιχες τιμές των συντελεστών ασφαλείας που χρησιμοποιούνται κατά τον έλεγχο της συνολικής ευστάθειας (φάση λειτουργίας).

Πιν. 3.4. Ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας για το σχεδιασμό αντιστηρίξεων οπλισμένων με ηλώσεις.

i	Τύπος Φόρτισης	Σύμβολο
1	Μόνιμο φορτίο (π.χ. ίδιο βάρος)	D
2	Κινητό φορτίο (με συχνότητα κίνησης)	L
3	Κινητό φορτίο (χωρίς συχνότητα κίνησης- ξαφνικό)	I
4	Φυγόκεντρη φόρτιση σε κατάστρωμα γέφυρας	CF
5	Εδαφικές ωθήσεις	E
6	Άνωση	B
7	Πίεση πόρων	SF
8	Φορτίο ανέμου στην κατασκευή	W
9	Φορτίο ανέμου στα κινητά φορτία	WL
10	Φόρτιση κατά μήκος του καταστρώματος γέφυρας	LF
11	Βράχυνση ράβδου, συστολή και θερμοκρασία	R+S+T
12	Σεισμός	EQ
13	Παγετός	ICE

Πιν. 3.5. Τυπικές περιπτώσεις φόρτισης σύμφωνα με AASHTO (1996).

Συνδυασμός Φόρτισης	γ	β _{in} (i = τύπος φορτίου, n συνδυασμός φορτίων)												% ⁽¹⁾
		D	(L+I)	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	
I	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	100
IA	1.0	1.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	150
IB	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	++ ⁽²⁾
II	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	125
III	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	125
IV	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	125
V	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	140
VI	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	140
VII	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	133
VIII	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	140
IX	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	150
X	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	100

(1) ποσοστό αύξησης των επιτρεπόμενων τάσεων (προσδιοριζόμενο με βάση τον προτεινόμενο συντελεστή ασφαλείας).

(2) Ποσοστό = (μέγιστη τάση / επιτρεπόμενη τάση) x 100 .

Πιν. 3.6. Συντελεστές συνδυασμού φορτίσεων γ και β (της μεθόδου ASD) σύμφωνα με AASHTO (1996).

4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΔΑΦΟΗΛΩΣΕΩΝ.

4.1. Εισαγωγή.

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά μία γενική μέθοδος για το σχεδιασμό των εδαφοηλώσεων. Η συγκεκριμένη μέθοδος αποτελείται από πέντε επιμέρους στάδια, των οποίων τα βασικά στοιχεία αναπτύχθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ειδικότερα, τα ανωτέρω στάδια παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πιν.4.1 που ακολουθεί. Τονίζεται, πως πριν την εφαρμογή των συγκεκριμένων σταδίων, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη διάφορες παράμετροι, οι οποίες είναι πιθανόν να επηρεάσουν τόσο τη μελέτη όσο και την κατασκευή των εδαφοηλώσεων. Ενδεικτικά, αναφέρεται πως η τοπογραφία της περιοχής, η ευχέρεια πρόσβασης σε αυτή, η ύπαρξη γειτονικών υφιστάμενων κατασκευών, η μελλοντική κατασκευή έργων κοινής ωφέλειας παραπλεύρως ή υπογείως της κατασκευής καθώς και οι αισθητικές και λειτουργικές απαιτήσεις του έργου αποτελούν παράγοντες που καθορίζουν σημαντικά το σχεδιασμό μίας διάταξης εδαφοηλώσεων.

4.2. Στάδιο 1: Θεώρηση αρχικών παραμέτρων.

A. Γεωμετρικά δεδομένα προβλήματος.

Για να οριστεί πλήρως η γεωμετρία του προβλήματος απαιτείται ο καθορισμός του ύψους, του μήκους και της κλίσης του μετώπου εκσκαφής, του οποίου οι συνθήκες ευστάθειας πρόκειται να βελτιωθούν με την κατασκευή μίας διάταξης εδαφοηλώσεων.

B. Οριζόντια και κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των ήλων.

Στην πλειοψηφία των περιπτώσεων η οριζόντια απόσταση μεταξύ των ήλων S_H λαμβάνεται ίση με την κατακόρυφη S_V και κυμαίνεται μεταξύ 1.25-2.00m, για τη συνήθη περίπτωση των ηλώσεων με ενεμάτωση¹. Ωστόσο είναι δυνατόν οι αποστάσεις αυτές να επηρεαστούν σημαντικά από την ύπαρξη γειτονικών υπογείων

¹ Στις περιπτώσεις ηλώσεων χωρίς ενεμάτωση (χρησιμοποιούνται ως προσωρινά μέτρα υποστήριξης) οι αποστάσεις μεταξύ των ήλων μειώνονται σημαντικά (π.χ. $S_H = S_V = 0.50m$) διότι η πρόσφυση που αναπτύσσεται είναι αρκετά μικρότερη.

κατασκευών. Σε κάθε περίπτωση όμως θα πρέπει για το εμβαδό επιρροής κάθε ήλου να ισχύει $S_H * S_V \leq 4m^2$.

Στάδιο 1.	<p>Θεώρηση Βασικών Αρχικών Παραμέτρων.</p> <p>A. Γεωμετρικά δεδομένα (ύψος, μήκος, γωνία κλίσης).</p> <p>B. Οριζόντια και κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των ήλων.</p> <p>Γ. Κάνναβος τοποθέτησης ήλων (τετραγωνικός, κ.λπ.).</p> <p>Δ. Γωνία κλίσης ήλων.</p> <p>E. Κατανομή των ήλων σε σχέση με το μήκος τους.</p> <p>Z. Κατηγορία χάλυβα ήλων.</p> <p>H. Εδαφικές ιδιότητες (χαρακτηριστικά αντοχής εδάφους, κ.λπ).</p> <p>Θ. Άλλες παράμετροι, αναλόγως της ιδιαιτερότητας κάθε έργου (π.χ. αντιδιαβρωτική προστασία, κ.λπ.).</p>
Στάδιο 2.	<p>Στάδιο Προμελέτης.</p> <p>Εκτιμάται το απαιτούμενο μήκος των ήλων καθώς και η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που αναμένεται να παραλάβουν.</p>
Στάδιο 3.	<p>Τελικός Σχεδιασμός.</p> <p>A. Έλεγχος Εξωτερικών Μορφών Αστοχίας.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Συνολική ευστάθεια 2. Έλεγχος σε ολίσθηση 3. Φέρουσα ικανότητα εδάφους <p>B. Σεισμική Επιρροή.</p> <p>Γ. Έλεγχος Εσωτερικών Μορφών Αστοχίας.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Αντοχή σε εξόλκευση 2. Αντοχή σε θραύση <p>Δ. Σχεδιασμός Επένδυσης.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Φορτίο στην κεφαλή των ήλων 2. Τύπος και πάχος επένδυσης 3. Υλικά επένδυσης 4. Αντοχή επένδυσης σε κάμψη
Στάδιο 4.	<p>Εκτίμηση Μετακινήσεων</p>
Στάδιο 5.	<p>Ειδικές Παράμετροι</p> <p>A. Σύστημα αποστράγγισης</p> <p>B. Προστασία από τον παγετό</p> <p>Γ. Εξωτερικά φορτία</p>

Πιν. 4.1. Επιμέρους στάδια σχεδιασμού εδαφοηλώσεων.

Γ. Κάνναβος τοποθέτησης των ήλων.

Η διάταξη με την οποία τοποθετούνται οι ήλοι στο μέτωπο της εκσκαφής είναι συνήθως είτε τετραγωνικής (ή ορθογωνικής) είτε εναλλασσόμενης τριγωνικής μορφής (Σχ.4.1). Ωστόσο δύναται να υπάρξει και σχετικώς "ακανόνιστη" διάταξη αυτών σε περιπτώσεις εκσκαφών με σύνθετα γεωμετρικά χαρακτηριστικά (Σχ.4.2).

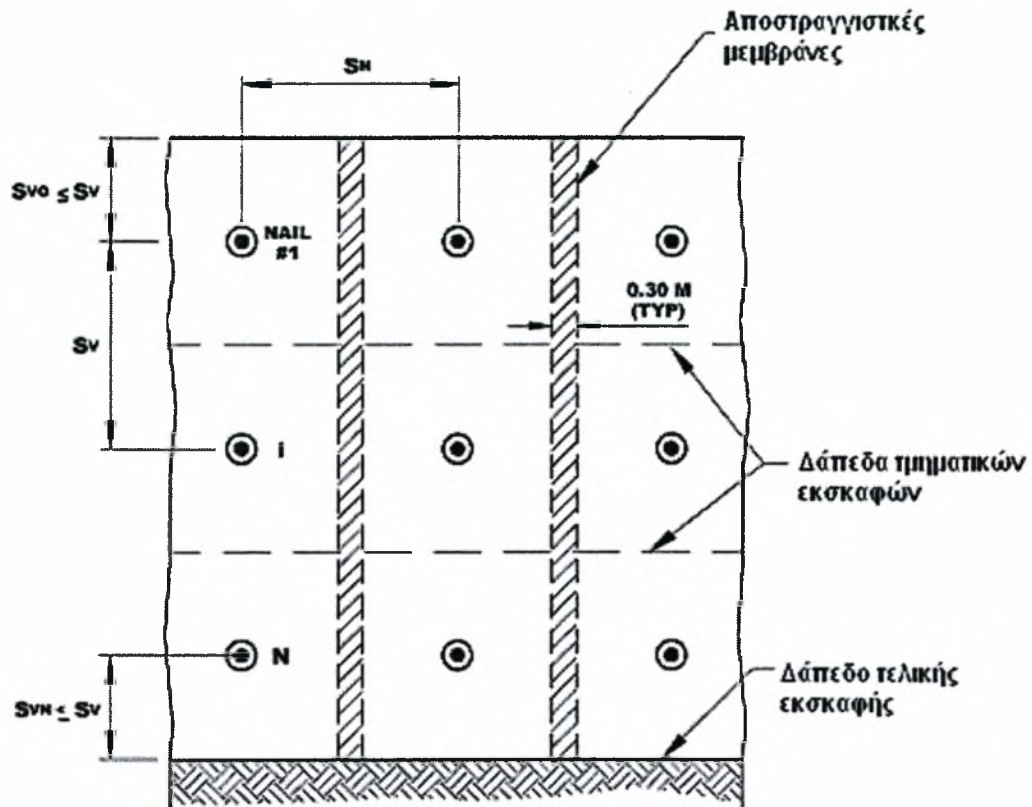
Ο τετραγωνικός κάνναβος αποτελεί τη διάταξη που υιοθετείται στην πλειοψηφία των περιπτώσεων. Το κυριότερο πλεονέκτημα της διάταξης αυτής πέρα από τη σχετικώς εύκολη και γρήγορη τοποθέτηση των ήλων είναι η διευκόλυνση που παρέχει στις άλλες εργασίες στο μέτωπο της εκσκαφής, όπως η συνεχής και κατακόρυφη τοποθέτηση των αποστραγγιστικών μεμβρανών, η κατασκευή των κατακόρυφων αρμών στην προσωρινή επένδυση καθώς και η εύκολη εγκατάσταση των προκατασκευασμένων στοιχείων (πάνελς), όταν αυτά επιλέγονται ως μόνιμη επένδυση.

Η εναλλασσόμενη διάταξη των ήλων πλεονεκτεί καθώς εξασφαλίζει μία πιο ομοιόμορφη κατανομή των εδαφικών ωθήσεων. Αντίθετα, το κυριότερο μειονέκτημά της είναι η πιο πολύπλοκη εγκατάσταση των αποστραγγιστικών μεμβρανών κυρίως σε μέτωπα μεγάλου ύψους, λόγω δυσκολιών στην επίτευξη κατακόρυφης συνέχειας αυτών.

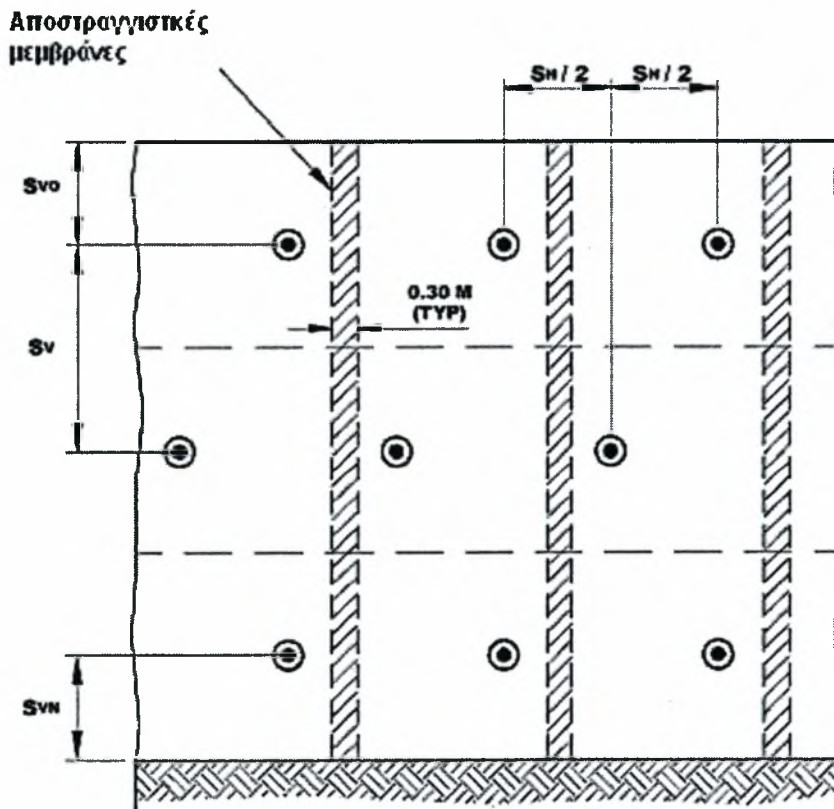
Στις περιπτώσεις εκσκαφών σε περιοχές με έντονα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, καθώς και σε θέσεις όπου το δάπεδο ή η κορυφή του μετώπου της εκσκαφής δεν είναι οριζόντια, επιλέγεται συνήθως μία "ακανόνιστη" διάταξη τοποθέτησης των ήλων με πιθανώς μειωμένες αποστάσεις μεταξύ αυτών (Σχ.4.2).

Δ. Γωνία κλίσης ήλων.

Οι ήλοι τοποθετούνται συνήθως υπό γωνίες μεταξύ 10° και 20° με συνηθέστερη αυτή των 15°, έτσι ώστε η έγχυση του τσιμεντενέματος να γίνεται χωρίς προβλήματα κατά μήκος όλη της οπής. Κλίσεις μικρότερες των 10° θα πρέπει να αποφεύγονται διότι είναι πιθανή η δημιουργία κενών στην διεπιφάνεια ήλου - τσιμεντενέματος, με αποτέλεσμα τη μείωση της πρόσφυσης και της αντιδιαβρωτικής προστασίας. Επίσης, κατά τη φάση κατασκευής είναι δυνατόν να απαιτηθούν διαφορετικές κλίσεις από αυτές που επιτάσσει η μελέτη λόγω ύπαρξης εμποδίων (π.χ. υπόγειοι αγωγοί) ή ανομοιόμορφων γεωμετρικών χαρακτηριστικών (Σχ.4.3,α, β).

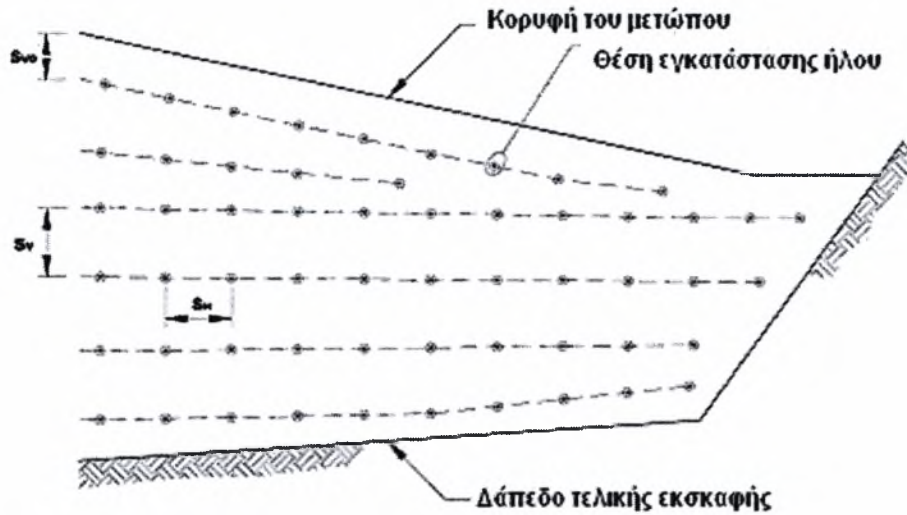


Τετραγωνικός κώνναβος ήλων

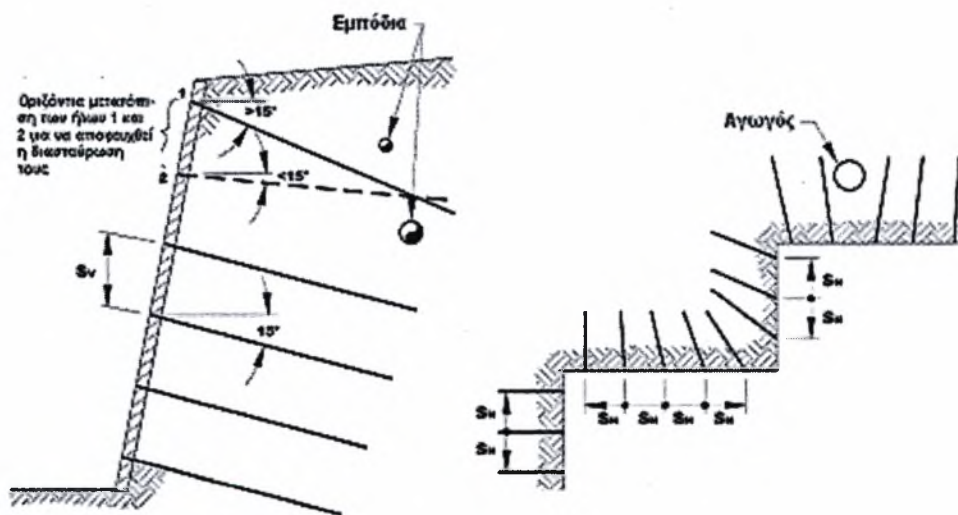


Κώνναβος εναλλασόμενης διάταξης

Σχ. 4.1. Συνήθεις διατάξεις τοποθέτησης των ήλων.



Σχ. 4.2. Διάταξη τοποθέτησης των ήλων ακανόνιστης μορφής.



α) Αλλαγή κλίσης ήλων λόγω εμποδίων

β) Κατάλληλη τοποθέτηση των ήλων στις γωνίες ώστε να αποφευχθεί η διαστύρωση τους

Σχ. 4.3. Αναγκαστική αλλαγή στις κλίσεις τοποθέτησης των ήλων κατά τη φάση της κατασκευής.

Ε. Κατανομή των ήλων κατ' ύψος του μετώπου εκσκαφής συναρτήσει του μήκους τους.

Σε μία διάταξη εδαφοηλώσεων παρατηρούνται οι εξής δύο περιπτώσεις κατανομής των ήλων κατ' ύψος του μετώπου εκσκαφής σε σχέση με το μήκος τους:

- *Αμετάβλητο μήκος των ήλων κατ' ύψος του μετώπου.* Το ενδεχόμενο όλοι οι ήλοι να έχουν το ίδιο μήκος συναντάται κυρίως στις περιπτώσεις όπου δεν αναμένονται σημαντικές παραμορφώσεις (π.χ. σε εδάφη με σχετικά ευνοϊκές συνθήκες ευστάθειας). Σημαντικό πλεονέκτημα της εν λόγω κατανομής αποτελεί η απλή κατασκευή της.
- *Μεταβλητό μήκος των ήλων κατ' ύψος του μετώπου.* Το μήκος των ήλων μεταβάλλεται ανά τις στρώσεις τοποθέτησής τους, στις περιπτώσεις κατά τις οποίες η εκσκαφή πραγματοποιείται σε εντόνως ανομοιογενή εδαφικά μέτωπα ή απαιτείται ο περιορισμός των προκαλούμενων μετακινήσεων (π.χ. εκσκαφή δίπλα σε υφιστάμενη κατασκευή). Επί τόπου μετρήσεις σε ανάλογες κατασκευές κατέδειξαν πως η τοποθέτηση ήλων μεγαλύτερου μήκους στα ανώτερα 2/3 του ύψους του μετώπου εκσκαφής έχει ως αποτέλεσμα μία σημαντική μείωση των μετακινήσεων. Εντούτοις, η μεταβλητή αυτή κατανομή των ήλων οδηγεί σε μικρότερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας έναντι ολίσθησης, καθώς και σε μία πιο σύνθετη διαδικασία τοποθέτησής τους.

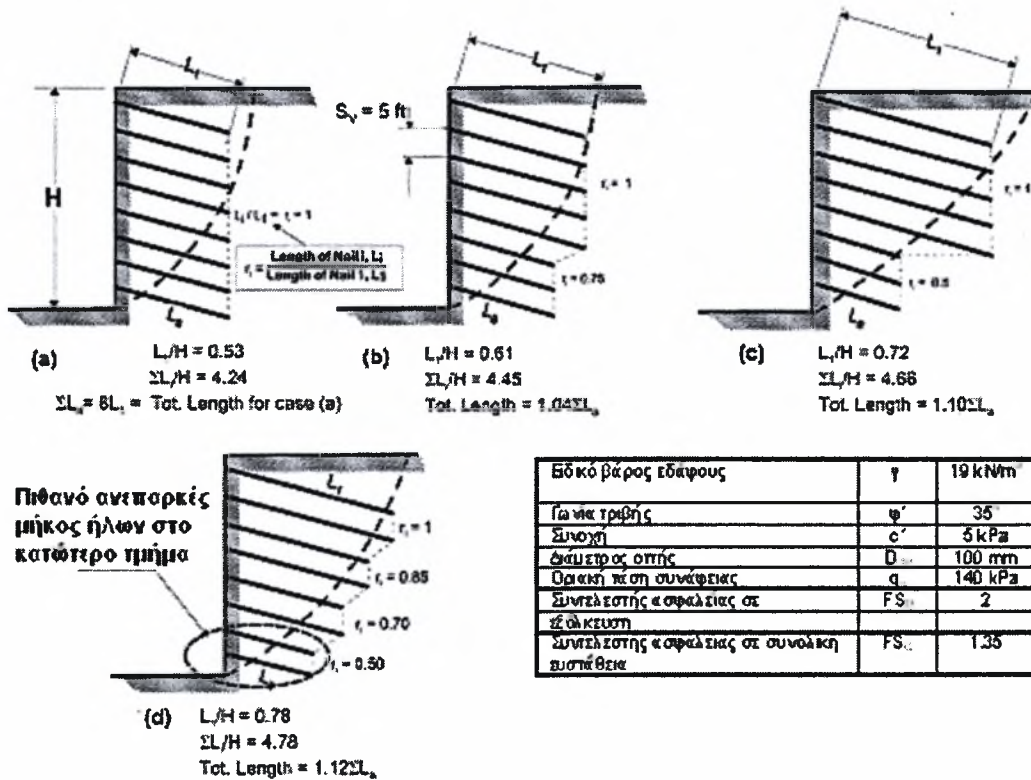
Οι παραπάνω παρατηρήσεις επιβεβαιώνονται και από τα αποτελέσματα υπολογιστικών αναλύσεων που παρατίθενται στο Σχ.4.4. Είναι προφανές ότι η επίτευξη ενός συνολικού συντελεστή ασφαλείας ίσου με 1.35 στην περίπτωση της πλέον μεταβλητής κατανομής του Σχ.4.4,d συνεπάγεται αύξηση του ολικού μήκους των ήλων κατά 12% σε σχέση με την αμετάβλητη κατανομή του Σχ.4.4,a.

Λαμβάνοντας υπόψη το σύνολο των προηγούμενων επισημάνσεων, κατά τον σχεδιασμό εδαφοηλώσεων προτείνονται τα ακόλουθα :

- Να επιλέγεται αμετάβλητη κατανομή των ήλων σε σχέση με το μήκος τους, όπου αυτό είναι εφικτό.
- Να αποφεύγεται η χρήση ήλων περιορισμένου μήκους τόσο στην κορυφή του μετώπου (περιορισμός μετακινήσεων) όσο και στα χαμηλότερα σημεία αυτού (κίνδυνος ολίσθησης στον πόδα).
- Να επιλέγεται μεγαλύτερο μήκος ήλων από αυτό που προκύπτει βάσει των αναλύσεων ευστάθειας, έτσι ώστε να περιορίζονται περαιτέρω οι μετακινήσεις του μετώπου (όπου και εάν αυτό απαιτείται).

Γενικότερα, το μήκος των ήλων για τις συνήθεις κατασκευές αντιστήριξης και καθ' όλο το ύψος αυτών, θα πρέπει να ισούται τουλάχιστον με $0.5H$ (όπου H το ύψος του

αντιστηριζόμενου μετώπου) με προτεινόμενη τιμή ίση με 0.7H, ενώ στις περιπτώσεις μετώπων μεγαλύτερων των 10m ή ύπαρξης μεγάλων εξωτερικών φορτίων θα πρέπει να είναι αρκετά μεγαλύτερο.



Σχ. 4.4. Επιρροή του διαφορετικού μήκους των ήλων ανά στρώσεις.

Z. Κατηγορία χάλυβα για τους ήλους.

Συνήθως επιλέγονται ράβδοι χάλυβα S500 καθώς :

- Το όριο διαρροής τους είναι 25% υψηλότερο από αυτό των S400, οπότε επιτυγχάνεται μεγαλύτερη οικονομία χάλυβα.
- Πέρα από τη μεγαλύτερη αντοχή ο χάλυβας S500 χαρακτηρίζεται και από μεγαλύτερη ικανότητα ευκαμψίας (ολκιμότητα).

H. Εδαφικές ιδιότητες.

Οι τιμές των χαρακτηριστικών του εδάφους που απαιτούνται κατά τη φάση του σχεδιασμού (π.χ. ειδικό βάρος εδάφους, συνοχή, γωνία εσωτερικής τριβής)

εκτιμώνται από τα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών εδαφομηχανικής που εκτελούνται σε κατάλληλα επιλεγμένα δείγματα, τα οποία παρέχονται από ερευνητικές-δειγματοληπτικές γεωτρήσεις. Επίσης και τα αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών (π.χ. πρότυπες δοκιμές διείδυσης, πενετρομετρήσεις) κρίνονται ιδιαίτερα χρήσιμα, για την ορθότερη εκτίμηση των απαιτούμενων εδαφικών παραμέτρων.

Η οριακή τάση συνάφειας στη διεπιφάνεια μεταξύ της ήλωσης και του εδάφους, η οποία αποτελεί ιδιαίτερα κρίσιμη παράμετρο κατά το σχεδιασμό των εδαφοηλώσεων λαμβάνεται είτε από τον Πιν.3.1 (ή αντίστοιχους αυτού) είτε από αποτελέσματα δοκιμών εξόλκευσης. Τονίζεται πως δοκιμές εξόλκευσης επιβάλλεται να πραγματοποιούνται στα πρώτα στάδια της κατασκευής κάθε διάταξης εδαφοηλώσεων, έτσι ώστε να ελέγχεται η τιμή της οριακής τάσης συνάφειας, η οποία χρησιμοποιήθηκε κατά τη μελέτη του έργου. Σε περίπτωση που διαπιστωθεί σημαντική διαφορά μεταξύ αποτελεσμάτων δοκιμών εξόλκευσης και χρησιμοποιηθείσας τιμής οριακής τάσης συνάφειας, κρίνεται αναγκαίος ο επανασχεδιασμός της διάταξης των εδαφοηλώσεων με μία νέα και πιο αξιόπιστη τιμή για την οριακή τάση συνάφειας.

Θ. Άλλες αρχικές θεωρήσεις.

Επίσης, κατά την πρώτη φάση του σχεδιασμού θα πρέπει :

- Να αξιολογηθεί η αντιδιαβρωτική προστασία.
- Να επιλεγθεί η κατάλληλη μέθοδος διάνοιξης των οπών και ο κατάλληλος εξοπλισμός (έτσι θα εκτιμηθεί και η οριακή τάση συνάφειας βάσει των κατάλληλων πινάκων).
- Να εκτιμηθεί η διάμετρος των οπών, με βάση την εμπειρία από κατασκευές σε παρόμοιες εδαφικές συνθήκες.
- Να επιλεγθεί ο κατάλληλος συντελεστής ασφαλείας για κάθε μορφή αστοχίας.
- Να εκτιμηθούν τα φορτία που θα ασκηθούν στην κατασκευή.

4.3. Στάδιο 2: Προμελέτη.

Κατά το στάδιο της προμελέτης υπολογίζονται ενδεικτικές τιμές των βασικών παραμέτρων του προβλήματος. Ο υπολογισμός γίνεται με τη βοήθεια κατάλληλων νομογραφημάτων που προέκυψαν κατόπιν παραμετρικών αναλύσεων σε αντίστοιχες κατασκευές. Στο παράρτημα Α της παρούσας εργασίας παρουσιάζεται μία σειρά από νομογραφήματα, τα οποία οδηγούν στον υπολογισμό του μήκους των ήλων καθώς

και της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης που θα παραληφθεί από αυτούς (μέσω της οποίας υπολογίζεται και η διάμετρος του ήλου).

4.4. Στάδιο 3: Τελικός σχεδιασμός.

A. Εξωτερικές μορφές αστοχίας.

Για τον τελικό σχεδιασμό μίας διάταξης εδαφοηλώσεων, θα πρέπει να πραγματοποιηθούν οι κάτωθι έλεγχοι εξωτερικών μορφών αστοχίας :

1) Έλεγχος συνολικής ευστάθειας

Ο έλεγχος της συνολικής ευστάθειας του συστήματος επιτυγχάνεται στις περισσότερες των περιπτώσεων με τη χρήση κατάλληλου προγράμματος Η/Υ. Τα επιμέρους βήματα του ελέγχου είναι τα εξής :

- Επιλογή του συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας σε εξόλκευση FS_p από τον πίνακα 3.4.
- Ως αρχική διάμετρος της ήλωσης τίθεται η τιμή που υπολογίστηκε βάσει των νομογραφημάτων στο στάδιο της προμελέτης. Εφόσον δεν προηγήθηκε προμελέτη επιλέγεται ως αρχική διάμετρος της ήλωσης μία σχετικά υψηλή τιμή (π.χ. $>100\text{mm}$), ώστε να διασφαλιστεί ότι ο τελικός σχεδιασμός ελέγχεται από την αστοχία σε εξόλκευση και όχι από κάποια άλλη μορφή (π.χ. θραύση του ήλου).
- Ως αρχικό μήκος των ήλων τίθεται η τιμή που προήλθε από την προμελέτη ή επιλέγεται κατάλληλο μήκος, σύμφωνα με τα όσα αναφέρονται στην παράγραφο 4.2 (βήμα 1.Ε.).
- Στη συνέχεια με τη βοήθεια του χρησιμοποιούμενου προγράμματος Η/Υ πραγματοποιείται η ακόλουθη επαναληπτική διαδικασία : (α) υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας έναντι συνολικής ευστάθειας, (β) σύγκριση της υπολογίσιμης τιμής με αυτή της ελάχιστης προτεινόμενης, (γ) αύξηση ή μείωση του μήκους των ήλων εάν ο συντελεστής ασφαλείας σε συνολική ευστάθεια είναι μικρότερος ή μεγαλύτερος αντίστοιχα από την προτεινόμενη τιμή, (δ) επανάληψη της παραπάνω διαδικασίας έως ότου επιτευχθεί η τιμή που επιθυμείται.
- Εάν το μήκος των ήλων χρειάζεται να μειωθεί χωρίς όμως να μειωθεί και ο συντελεστής ασφαλείας, τότε είτε αυξάνεται η διάμετρος της οπής είτε μειώνεται η απόσταση μεταξύ των ήλων.

2) Έλεγχος έναντι ολίσθησης

Ο έλεγχος έναντι ολίσθησης στη βάση του συστήματος πραγματοποιείται με βάση τις εξισώσεις 3.7, 3.8 και 3.9. Αφού υπολογιστούν οι αντιστεκόμενες στην ολίσθηση δυνάμεις καθώς και αυτές που την προκαλούν, υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης. Εφόσον αυτός είναι μικρότερος από τον ελάχιστο προτεινόμενο (σύμφωνα με τον πίνακα 3.4) τότε απαιτείται αύξηση του μήκους των ήλων που βρίσκονται χαμηλά του μετώπου και επαναπροσδιορισμός του νέου συντελεστή ασφαλείας. Η ανωτέρω διαδικασία συνεχίζεται έως ότου επιτευχθεί ο επιθυμητός συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης.

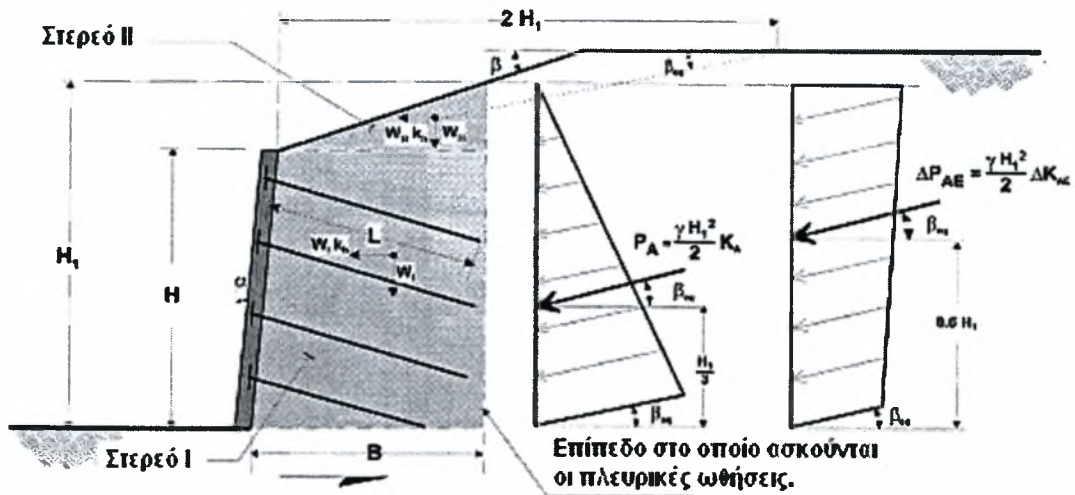
3) Έλεγχος φέρουσας ικανότητας

Εφόσον η κατασκευή πρόκειται να εδρασθεί σε μαλακό σχετικά έδαφος, απαιτείται και ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας FS_H μέσω της εξίσωσης 3.14. Εάν ο συντελεστής αυτός προκύψει μικρότερος από τον ελάχιστο προτεινόμενο, τότε θα πρέπει είτε να ληφθούν τα αναγκαία μέτρα βελτίωσης των συνθηκών υπεδάφους, είτε να επαναξιολογηθεί η αναγκαιότητα του έργου.

B. Θεώρηση της σεισμικής δράσης.

Η συνολική ευστάθεια και η ευστάθεια σε ολίσθηση της κατασκευής πρέπει να εξεταστούν και για την περίπτωση σεισμικής δράσης. Η ανάλυση της συνολικής ευστάθειας υπό σεισμική φόρτιση πραγματοποιείται μέσω του προγράμματος SNAIL και με βάση την ψευδοστατική μέθοδο, όπως αυτή περιγράφεται στην παράγραφο 3.3.5.2. Για τον έλεγχο σε ολίσθηση γίνεται χρήση της εξίσωσης 3.7 όπως και για τις στατικές συνθήκες, με μοναδική διαφορά το γεγονός πως λαμβάνονται υπόψη οι αδρανειακές δυνάμεις του άκαμπτου στερεού² καθώς και η δυναμική ενεργός ώθηση $P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$ (κατά Monopobe-Okabe, εξισώσεις 3.18 και 3.19). Εάν οι συντελεστές ασφαλείας στους δύο παραπάνω ελέγχους προκύψουν μικρότεροι των ελαχίστων προτεινόμενων (σύμφωνα με τον πίν.3.4), αυξάνεται το μήκος των ήλων και επαναλαμβάνεται η διαδικασία.

² Υπενθυμίζεται ότι ο έλεγχος σε ολίσθηση πραγματοποιείται για την ενισχυμένη με ήλους εδαφόμαζα, δηλαδή το σύστημα ήλοι - έδαφος λαμβάνεται ως ένα ενιαίο άκαμπτο στερεό ύψους H_1 , βάσης B_L και βάρους W .



Σχ. 4.5: Θεώρηση της σεισμικής δράσης στον έλεγχο σε ολίσθηση.

Γ. Εσωτερικές μορφές αστοχίας.

Οι εσωτερικές μορφές αστοχίας που μελετώνται κατά τον τελικό σχεδιασμό είναι η αντοχή της ήλωσης σε εξόλκευση και σε θραύση (μέσω της οποίας υπολογίζεται και η απαιτούμενη διάμετρος της χαλύβδινης ράβδου).

1) Αντοχή της ήλωσης σε εξόλκευση.

Ο έλεγχος αντοχής της ήλωσης σε εξόλκευση, δηλαδή η ικανοποίηση του κριτηρίου $T_{max} \leq R_P / FS_P$ πραγματοποιείται εμμέσως μέσω του ελέγχου σε συνολική ευστάθεια (με τη βοήθεια του αντίστοιχου υπολογιστικού προγράμματος όπως περιγράφηκε στο βήμα 3Α). Συνεπώς, εφόσον ικανοποιηθεί ο έλεγχος έναντι συνολικής ευστάθειας του συστήματος, ταυτόχρονα ικανοποιείται και το κριτήριο αντοχής της ήλωσης σε εξόλκευση. Αυτό συμβαίνει διότι κατά την ανάλυση (π.χ. με το πρόγραμμα SNAIL) ο υπολογισμός του μήκους των ήλων (το οποίο αντιστοιχεί σε αποδεκτό συντελεστή ασφαλείας και στην πλέον κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης), βασίζεται σε τιμές της αντοχής εξόλκευσης οι οποίες έχουν ήδη ελαττωθεί μέσω του συντελεστή ασφαλείας σε εξόλκευση (R_P / FS_P).

2) Αντοχή της ήλωσης σε θραύση.

Για την αποφυγή αστοχίας της ήλωσης λόγω θραύσης θα πρέπει να επιλεγεί η κατάλληλη διάμετρος της χαλύβδινης ράβδου έτσι ώστε να ισχύει :

$$A_t \geq T_{\max-s} FS_T / f_y$$

όπου A_t είναι η διάμετρος της ράβδου, $T_{\max-s}$ η μέγιστη εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού, FS_T ο συντελεστή ασφαλείας έναντι θραύσης και f_y η τάση διαρροής του χάλυβα. Προφανώς, καθώς οι τιμές των F_{ST} , f_y είναι δεδομένες απομένει ο υπολογισμός της $T_{\max-s}$ σύμφωνα με τη σχέση :

$$\frac{T_{\max-s}}{T_{\max}} = \frac{T_{\text{avg-s}}}{T_{\text{avg}}}$$

όπου $T_{\text{avg-s}}$ είναι η μέση εφελκυστική δύναμη των ήλων στην περίπτωση κατά την οποία είναι $FS_G=1.0$ (συντελεστής ασφαλείας σε συνολική ευστάθεια) , T_{avg} η μέση εφελκυστική δύναμη των ήλων η οποία ισούται με το άθροισμα όλων των εφελκυστικών δυνάμεων που αναπτύσσονται ξεχωριστά σε κάποια διατομή των ήλων προς τον αριθμό αυτών και T_{\max} η μέγιστη δύναμη που εμφανίζεται στους ήλους (παρέχεται από το χρησιμοποιούμενο πρόγραμμα Η/Υ).

Κατόπιν αυτών υπολογίζεται η ελάχιστη απαιτούμενη διάμετρος των ήλων, λαμβάνοντας υπόψη την επιλεχθείσα διάμετρο της οπής καθώς και το ελάχιστο πάχος ενεμάτωσης ($d_{\min} = 25\text{mm}$).

Δ. Σχεδιασμός επένδυσης.

Η καμπτική αστοχία αποτελεί την πιο πιθανή μορφή αστοχίας της επένδυσης είτε αυτή είναι μόνιμη είτε προσωρινή³. Για την αποφυγή της κρίνεται αναγκαία η ικανοποίηση του κριτηρίου:

$$R_{FF} \geq FS_{FF} T_o$$

όπου R_{FF} είναι η αντίσταση της επένδυσης έναντι καμπτικής αστοχίας, FS_{FF} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας και T_o η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού στην κεφαλή του ήλου.

Πριν τον υπολογισμό των παραπάνω μεγεθών απαιτείται η θεώρηση των εξής παραμέτρων :

- πάχος προσωρινής επένδυσης (π.χ. 100, 150, 200mm),
- πάχος μόνιμης επένδυσης (π.χ. 200mm),
- επιλογή ράβδων οπλισμού, μεταλλικού συγκολλούμενου πλέγματος (WWM), ποιότητας σκυροδέματος, πλακών ανακατανομής και

³ Ο έλεγχος έναντι καμπτικής αστοχίας πρέπει να γίνει ξεχωριστά για την μόνιμη και την προσωρινή επένδυση.

- επιλογή της απόστασης μεταξύ των ράβδων του οπλισμού (μεμονωμένοι ράβδοι ή μεταλικό πλέγμα για την μόνιμη επένδυση) τόσο για την κεφαλή των ήλων (a_n) όσο και για την περιοχή μεταξύ των κεφαλών (a_m), (συνήθως επιλέγεται $a_n = a_m$ και για τις δύο διευθύνσεις).

Στη συνέχεια αφού υπολογιστούν η δύναμη T_o σύμφωνα με την εξίσωση 3.33 και η δύναμη R_{FF} μέσω του ελαχίστου των εξισώσεων 3.34 και 3.35 συγκρίνεται ο συντελεστής ασφαλείας FS_{FF} με την αντίστοιχη ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή (σύμφωνα με τον πιν.3.4). Εάν είναι μικρότερος απαιτείται αύξηση του πάχους της επένδυσης ή της αντοχής του σκυροδέματος ή του ποσοστού του χάλυβα⁴ ή και συνδυασμός αυτών.

4.5. Στάδιο 4: Εκτίμηση των μετακινήσεων.

Ο υπολογισμός των μετακινήσεων δεν είναι εφικτός μέσω προγραμμάτων Η/Υ τα οποία για την επίλυση των προβλημάτων χρησιμοποιούν την ανάλυση οριακής ισορροπίας (π.χ. SNAIL). Γι' αυτό το λόγο οι μετακινήσεις συνήθως εκτιμώνται βάσει εμπειρικών κανόνων καθώς και με τη χρήση προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών. Στην παρούσα εργασία οι μετακινήσεις εκτιμώνται με την βοήθεια των εξισώσεων 3.38 και 3.39. Στην περίπτωση που οι τελικές παραμορφώσεις υπερβαίνουν τις οριακές (σύμφωνα με διάφορα κριτήρια ανεκτών παραμορφώσεων ή αναλόγως τις ιδιαιτερότητες του έργου) απαιτείται η λήψη κατάλληλων μέτρων, όπως είναι η αύξηση του μήκους των ήλων, ο επανασχεδιασμός του έργου με την ταυτόχρονη παρουσία προεντεταμένων αγκυριών κ.λπ.

4.6. Στάδιο 5: Θεώρηση ειδικών παραμέτρων.

A. Αποστράγγιση

Κατά το σχεδιασμό του συστήματος αποστράγγισης απαιτείται :

- Αξιολόγηση των επιφανειακών υδάτων και προσδιορισμός του βάθους στο οποίο συναντάται ο υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας.

⁴ Το ποσοστό του οπλισμού πρέπει να είναι μέσα στα όρια που προτείνει ο ΕΚΩΣ 2000.

- Θεώρηση εγκατάστασης τάφρων για τον έλεγχο των επιφανειακών υδάτων και αποστραγγιστικών μεμβρανών, οπών ή/και στραγγιστηρίων για την αποστράγγιση από τα υπόγεια ύδατα. Γενικότερα απαιτείται ο έλεγχος των υδάτων τόσο κατά τη φάση κατασκευής όσο και για μακροχρόνιες συνθήκες λειτουργίας (βλ. 2.5).
- Στην περίπτωση όπου υπάρχει πιθανότητα κάποιες αποστραγγιστικές διατάξεις να μην επιθεωρούνται ή να μην συντηρούνται στο μέλλον, απαιτείται ανάλυση με υψηλό υπόγειο υδροφόρο ορίζοντα για τις μακροχρόνιες συνθήκες λειτουργίας.

B. Προστασία από τον παγετό

Για την προστασία των εδαφοηλώσεων από τον παγετό προτείνεται η κατασκευή των διατάξεων καθώς και η λήψη των ανάλογων μέτρων τα οποία παρουσιάζονται διεξοδικά στην παράγραφο 2.7.

Γ. Εξωτερικά Φορτία

Τα εξωτερικά φορτία που ασκούνται σε μία διάταξη εδαφοηλώσεων συνίστανται στα μόνιμα φορτία (π.χ. ίδιο βάρος κατασκευής) καθώς και στα αντίστοιχα κινητά (π.χ. φορτία λόγω κίνησης οχημάτων). Τονίζεται πως το σύνολο των φορτίων θα πρέπει κατά το σχεδιασμό του έργου, να λαμβάνεται σύμφωνα με τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας.

4.7. Παράδειγμα σχεδιασμού αντιστήριξης ενισχυμένης με εδαφοηλώσεις.

Παράδειγμα:

Για την υποστήριξη του μετώπου εκσκαφής του Σχ.4.6 πρόκειται να κατασκευαστεί σύστημα αντιστήριξης ενισχυμένο με εδαφοηλώσεις (soil nail wall). Λόγω του μόνιμου χαρακτήρα που θα λάβει η κατασκευή καθώς και αισθητικών απαιτήσεων, η επένδυση του εν λόγω συστήματος θα κατασκευαστεί από επί τόπου εγχυόμενο σκυρόδεμα. Σε απόσταση 3m από την κορυφή του μετώπου θα κατασκευαστεί δρόμος πλάτους 7.3m, ενώ ταυτόχρονα κάτωθεν του δρόμου προβλέπεται να διέρχεται υπόγειος σιδηρόδρομος. Επίσης, από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων ερευνητικών-δειγματοληπτικών γεωτρήσεων που διενεργήθηκαν κατά μήκος και όπισθεν του μετώπου καθώς και από τα αντίστοιχα των επί τόπου δοκιμών SPT προέκυψε η στρωματογραφία και τα εδαφικά χαρακτηριστικά κάθε στρώσης, όπως αυτά απεικονίζονται στο Σχ.4.6. Τέλος, σημειώνεται πως η περιοχή θεωρείται πως ανήκει σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I.

Σχεδιασμός της αντιστήριξης:

Ο σχεδιασμός του συστήματος υποστήριξης του μετώπου εκσκαφής θα γίνει σύμφωνα με τη μέθοδο που παρουσιάστηκε στις προηγούμενες ενότητες.

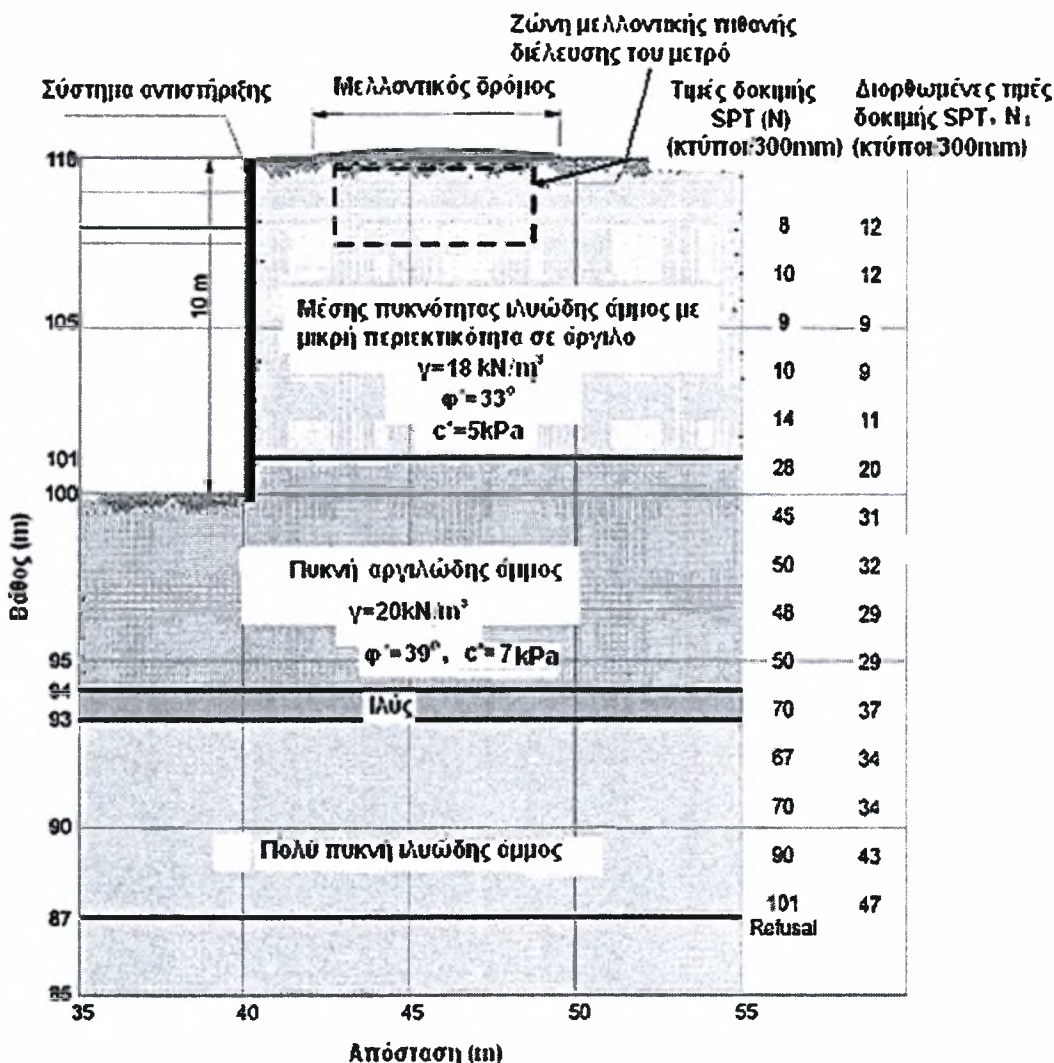
Στάδιο 1^ο: Θεώρηση βασικών αρχικών παραμέτρων.

A. Γεωμετρικά δεδομένα.

- i. ύψος αντιστήριξης, $H = 10\text{m}$
- ii. μήκος αντιστήριξης, $L_e \gg H$
- iii. γωνία κλίσης ως προς την κατακόρυφο, $\alpha = 0^\circ$

B. Οριζόντια και κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των ήλων.

- i. Κατακόρυφη απόσταση, $S_V = 1.50\text{m}$
- ii. Οριζόντια απόσταση, $S_H = S_V = 1.50\text{m}$
- iii. Ισχύει $S_H \cdot S_V = 2.25\text{m}^2 \leq 4.00 \text{m}^2$
- iv. Κατακόρυφες αποστάσεις στην κορυφή και στη βάση του μετώπου, $S_{V0} = 0.50\text{m}$ και $S_{VN} = 0.50\text{m}$, αντίστοιχα.



Σχ. 4.6: Στρωματογραφία του εδάφους στη θέση του έργου, εδαφικά χαρακτηριστικά και αποτελέσματα της πρότυπης δοκιμής διείδυσης.

Γ. Κάνναβος τοποθέτησης των ήλων.

Λαμβάνοντας υπόψη τα γεωμετρικά δεδομένα του μετώπου της εκσκαφής, επιλέγεται κάνναβος ορθογωνικής διάταξης τοποθέτησης των ήλων.

Δ. Γωνία κλίσης των ήλων.

Για όλους τους ήλους, εκτός των ήλων της πρώτης σειράς επιλέγεται γωνία κλίσης $i = 15^\circ$. Η πρώτη σειρά των ήλων καθώς ενδέχεται να εμποδίσει ενδεχόμενη κατασκευή του υπόγειου σιδηρόδρομου, τοποθετείται με πιο απότομη κλίση και ίση με $i = 20^\circ$.

Ε. Κατανομή των ήλων σε σχέση με το μήκος τους.

Σύμφωνα με τα όσα αναφέρονται στην παράγραφο 4.2Ε προτιμάται για λόγους κατασκευαστικούς η ομοιόμορφη κατανομή ήλων, δηλαδή η εγκατάσταση ίδιου μήκους ήλων σε όλο το ύψος του μετώπου, εφόσον βεβαίως αυτή είναι εφικτή. Στη συγκεκριμένη περίπτωση επιλέγεται η ομοιόμορφη κατανομή διότι:

- i. Όλοι οι ήλοι πλην αυτών της τελευταίας σειράς πρόκειται να εγκατασταθούν στον ίδιο εδαφικό σχηματισμό (μέσης πυκνότητας ιλυώδης άμμος).
- ii. Η αμέσως επόμενη εδαφική στρώση (πυκνή αργιλώδης άμμος), στην οποία πιθανώς θα εισχωρήσει μέρος των ήλων της τελευταίας σειράς, δεν διαφέρει σημαντικά από την υψομετρικά ανώτερή της.

Ζ. Κατηγορία χάλυβα.

Επιλέγονται χαλύβδινες ράβδοι με νευρώσεις κατηγορίας S500.

Η. Εδαφικές ιδιότητες.

Η στρωματογραφία καθώς και τα εδαφικά χαρακτηριστικά που είναι απαραίτητα για την περαιτέρω ανάλυση, εκτιμήθηκαν κατόπιν γεωτεχνικής έρευνας που πραγματοποιήθηκε στη θέση κατασκευής του έργου και συνοψίζονται στο Σχ.4.6.

Θ. Άλλες αρχικές παράμετροι.

- i. Για την προστασία από τη διάβρωση επιλέγεται ελάχιστο πάχος ενεμάτωσης ίσο με $d = 25\text{mm}$.
- ii. Η διάτρηση των οπών θα γίνει σύμφωνα με την περιστροφική μέθοδο.
- iii. Ως αρχική τιμή της διαμέτρου της οπής επιλέγεται $D_{DH} = 150\text{mm}$ (η τιμή πρέπει να είναι συμβατή με τη μέθοδο διάτρησης των οπών και εγκατάστασης των ήλων, με τις απαιτήσεις έναντι διάβρωσης και τις επικρατούσες εδαφικές συνθήκες).
- iv. Η οριακή τάση συνάφειας εκτιμάται από τον πίνακα 3.1, με βάση τη μέθοδο διάτρησης των οπών και τις εδαφικές συνθήκες ίση με $q_u=100\text{kPa}$ για την πρώτη εδαφική στρώση και με $q_u=150\text{kPa}$ για τη δεύτερη.
- v. Οι ελάχιστες τιμές των συντελεστών ασφαλείας που υιοθετούνται για κάθε επιμέρους έλεγχο παρατίθενται στον πίνακα 4.2.
- vi. Κατά τον έλεγχο των εξωτερικών μορφών αστοχίας, εκτός από το ίδιο βάρος του εδάφους, στην κατασκευή θεωρείται πως θα ασκηθεί πρόσθετη ομοιόμορφη κατανεμημένη φόρτιση $P=20\text{kPa}$ (περιλαμβάνει το κινητό φορτίο λόγω κίνησης των οχημάτων στην ανάντη οδό δρόμου) καθώς και

σεισμική δράση. Συνεπώς θα πρέπει να ελεγχθεί το σύνολο των δυσμενών συνδυασμών φόρτισης.

- vii. Η σεισμική δράση εισάγεται στους υπολογισμούς μέσω των σεισμικών συντελεστών k_h , k_v . Ειδικότερα για τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $\alpha = 0.16$, ενώ ο συντελεστής συμπεριφοράς q_w λαμβάνεται ίσος με $q_w = 2.0$. Συνεπώς ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής ισούται με $k_h = \alpha / q_w = 0.08$ ενώ ο κατακόρυφος λαμβάνεται ίσος με $k_v = 0.30\alpha = 0.048$.

Έλεγχοι	Σύμβολο	Ελάχιστη Τιμή Συντελεστής Ασφαλείας	
		Στατική Φόρτιση	Σεισμική Φόρτιση
Συνολικής Ευστάθειας (σε κατάσταση λειτουργίας)	FS_G	1.50	1.10
Συνολικής Ευστάθειας (πρώτο στάδιο εκσκαφής)	FS_G	1.20	—
Ευστάθειας σε ολίσθηση	FS_{SL}	1.50	1.10
Φέρουσας Ικανότητας ⁵	FS_H	3.00	2.30
Αντοχής σε εξόλκευση	FS_P	2.00	1.50
Αντοχής σε θραύση	FS_T	1.80	1.35
Αντοχής επένδυσης σε κάμψη	FS_{FF}	1.50	1.10

Πιν. 4.2: Ελάχιστες τιμές συντελεστών ασφαλείας.

Στάδιο 2^ο: Προδιαστασιολόγηση βάσει νομογραφημάτων.

Μία αρχική εκτίμηση του απαιτούμενου μήκους των ήλων καθώς και της απαιτούμενης διαμέτρου των χαλύβδινων ράβδων είναι εφικτή μέσω των νομογραφημάτων που παρατίθενται στο παράρτημα Α. Η χρήση των νομογραφημάτων προϋποθέτει τις εξής παραδοχές:

⁵ Οι συγκεκριμένοι συντελεστές ασφαλείας, λαμβάνονται όταν ο έλεγχος έναντι αστοχίας σε φέρουσα ικανότητα βασίζεται στην εξίσωση 3.14. Εφόσον ο έλεγχος γίνει με το πρόγραμμα Η/Υ SNAIL υιοθετούνται οι συντελεστές ασφαλείας σε συνολική ευστάθεια.

- οι εδαφικές συνθήκες στην περιοχή τοποθέτησης των ήλων θεωρούνται ομοιογενείς με εδαφικά χαρακτηριστικά αυτά του άνω στρώματος του Σχ.4.6.
- η γωνία κλίσης των ήλων είναι ενιαία και ίση με 15° (η πιο απότομη κλίση της πρώτης σειράς δεν δύναται να προσομοιωθεί).

Υπολογισμός μήκους ήλων:

1. Η διαθέσιμη τάση συνάφειας, q_a είναι ίση με:

$$q_a = q_u / FS_p = 100 / 2 = 50 \text{ kPa}$$

2. Η κανονικοποιημένη τάση συνάφειας, μ ισούται με:

$$\mu = (q_a D_{DH}) / (\gamma S_H S_V) = (50 \cdot 0.15) / (18 \cdot 1.5 \cdot 1.5) = 0.185$$

3. Ο συντελεστής ευστάθειας, c^* υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$c^* = c / \gamma H = 5 / (18 \cdot 10) = 0.028$$

4. Για $\alpha = \beta = 0^\circ$, $\phi = 33^\circ$ και $\mu = 0.185$ από το νομογράφημα του Σχ.4.7 προκύπτει:

$$L / H = 0.71$$

Προφανώς η παραπάνω τιμή πρέπει να διορθωθεί καθώς το νομογράφημα αντιστοιχεί στις τιμές $D_{DH} = 100\text{mm}$, $c^* = 0.2$, και $FS_G = 1.35$. Οι διορθωτικοί συντελεστές είναι:

Διόρθωση για τη διάμετρο, $C_{1L} = 0.83$ (από το Σχ.4.8)

Διόρθωση για τη συνοχή, $C_{2L} = -4c^* + 1.09 = -4 \cdot 0.028 + 1.09 = 0.978 \geq 0.85$

Διόρθωση για τον FS_G , $C_{3L} = 0.52 \cdot FS_G + 0.30 = 0.52 \cdot 1.5 + 0.30 = 1.08 \geq 0.85$

5. Η διορθωμένη τιμή του λόγου L / H προκύπτει από τη σχέση :

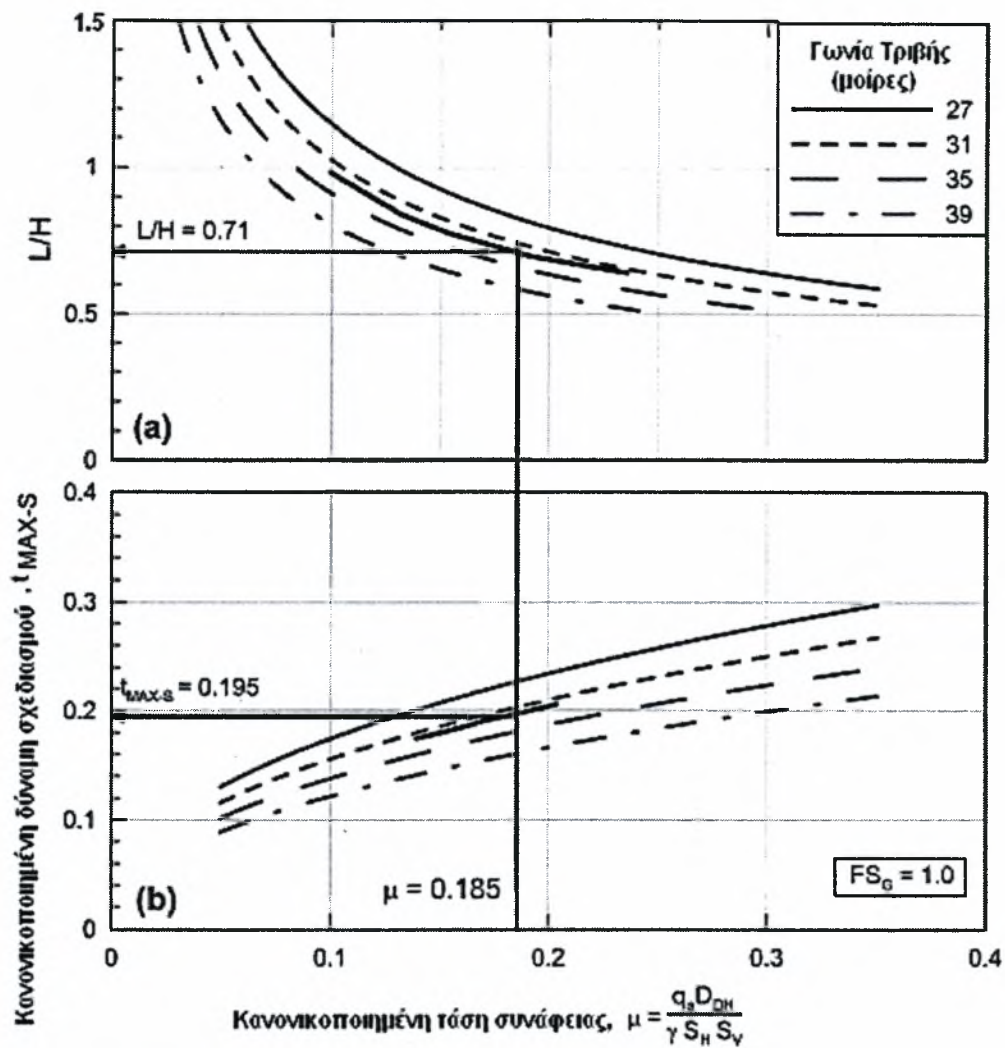
$$(L / H)_{\text{διορθ.}} = C_{1L} \cdot C_{2L} \cdot C_{3L} \cdot (L / H) = 0.83 \cdot 0.978 \cdot 1.08 \cdot 0.71 = 0.62$$

6. Για να ληφθεί υπόψη η επιπρόσθετη κατανεμημένη φόρτιση, αυξάνεται το ύψος το μετώπου κατά 1.10m οπότε το μήκος των ήλων θα είναι :

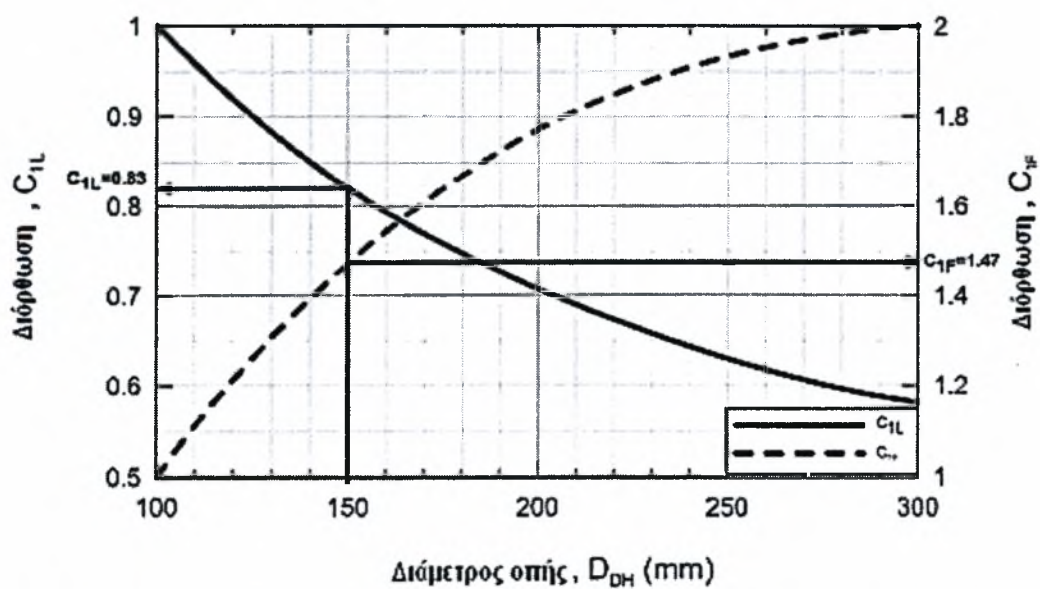
$$L = 0.62 \cdot 11.10 \approx 7.0\text{m}$$

7. Με δεδομένο ότι θα τοποθετηθούν 7 σειρές ήλων το συνολικό μήκος που απαιτείται (σε μία διατομή) είναι:

$$L_{\text{TOT U}} = 7L = 49.0\text{m}$$



Σχ. 4.7: Λόγος L / H και κανονικοποιημένη εφελκυστική δύναμη για $\alpha=\beta=0^\circ$ και $\varphi=33^\circ$.



Σχ. 4.8: Διόρθωση για τη διάμετρο της οπής.

Υπολογισμός μέγιστης εφελκυστικής δύναμης σχεδιασμού

1. Από το Σχ.4.7 προκύπτει η μη διορθωμένη μέγιστη κανονικοποιημένη δύναμη σχεδιασμού, η οποία είναι ίση με $t_{\max-s} = 0.195$.

2. Οι αντίστοιχοι διορθωτικοί συντελεστές είναι:

Διόρθωση για τη διάμετρο, $C_{1F} = 1.47$ (από το Σχ.4.9)

Διόρθωση για τη συνοχή, $C_{2F} = -4c^* + 1.09 = -4 * 0.028 + 1.09 = 0.978 \geq 0.85$

3. Η διορθωμένη κανονικοποιημένη εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού είναι ίση με:

$$t_{\max-s \text{ διορθ.}} = C_{1F} * C_{2F} * t_{\max-s} = 1.47 * 0.978 * 0.195 = 0.28$$

4. Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού ισούται με:

$$T_{\max-s} = \gamma * H * S_H * S_V * t_{\max-s \text{ διορθ.}} = 18 * 11.10 * 1.5 * 1.5 * 0.28 = 126 \text{ kN}$$

5. Η αντοχή του ήλου σε θραύση υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$R_T = F_{ST} * T_{\max-s} = 1.8 * 126 = 227 \text{ kN}$$

6. Συνεπώς η απαιτούμενη διατομή των ήλων είναι ίση με:

$$A_t = R_T / f_y = 227 / 0,500 = 454 \text{ mm}^2,$$

η οποία αντιστοιχεί σε μία ράβδο $\Phi 25$ ($=490.8 \text{ mm}^2$)

Αποτελέσματα της προδιαστασιολόγησης

Συνοπτικά και κατόπιν της προμελέτης που πραγματοποιήθηκε βάσει των νομογραφημάτων προέκυψαν τα εξής:

1. Για την ομοιόμορφη κατανομή ήλων, $L = 7.0 \text{ m}$
2. Μέγιστη εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού, $T_{\max-s} = 126 \text{ kN}$
3. Απαιτούμενη διατομή ήλων, $A_t = 454 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ χαλύβδινες ράβδοι $\Phi 25$.

Στάδιο 3°: Τελικός Σχεδιασμός

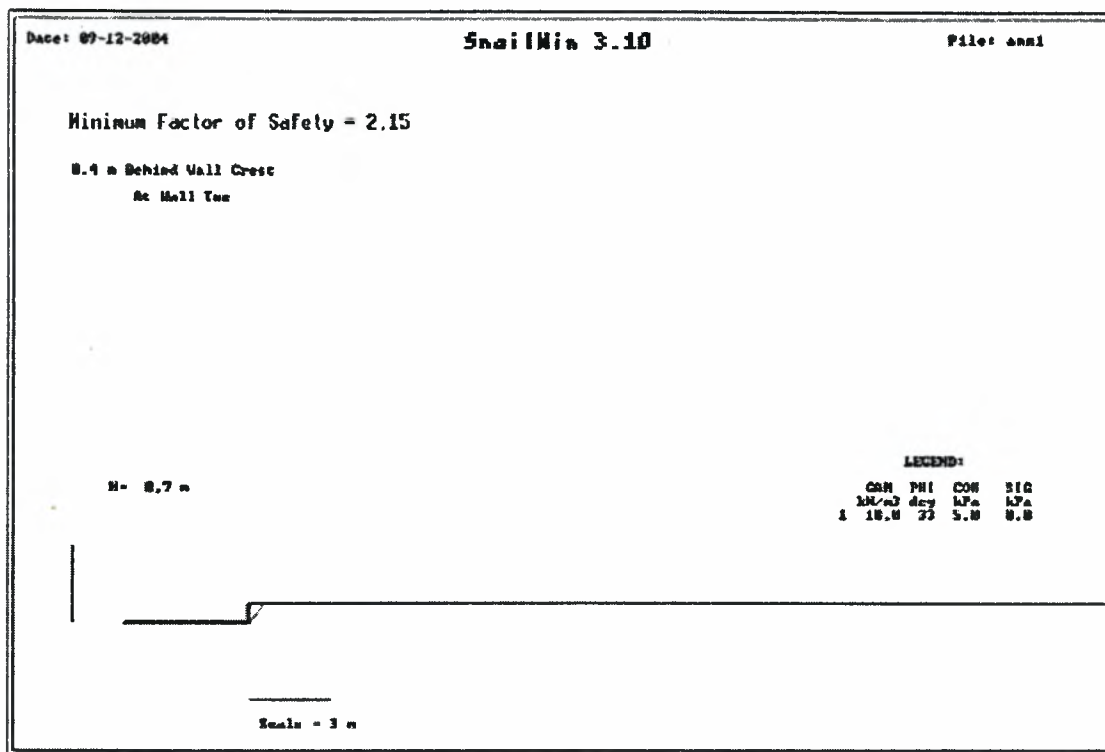
A. Εξωτερικές μορφές αστοχίας.

1. Έλεγχος σε συνολική ευστάθεια.

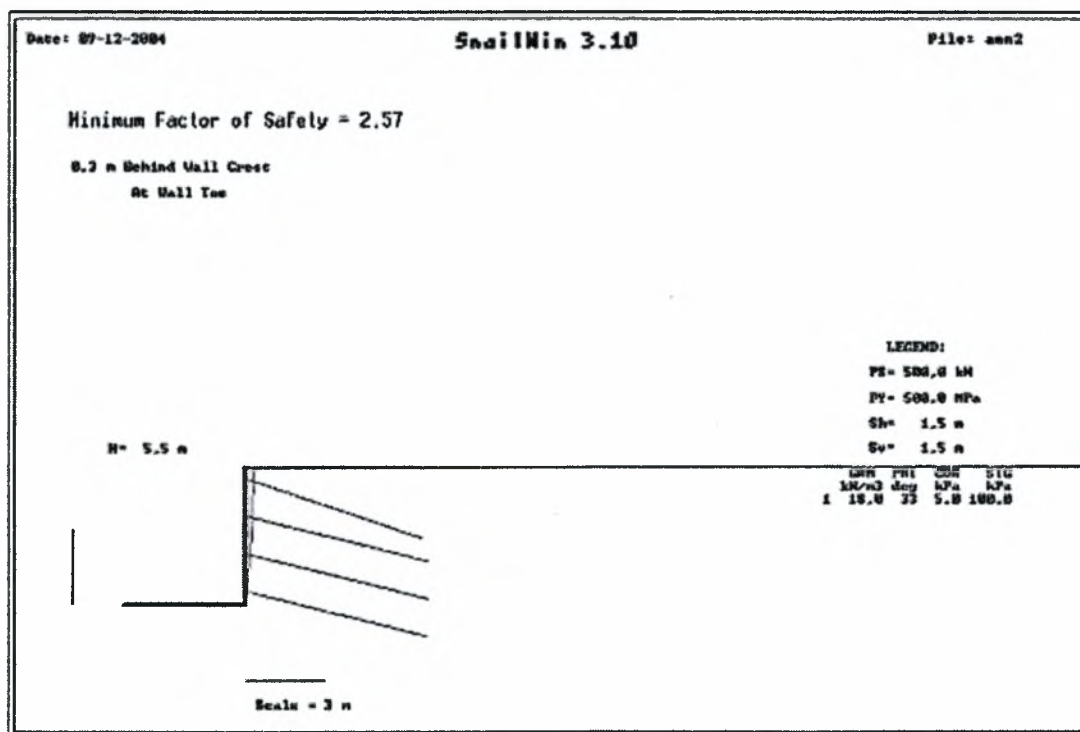
Η αξιολόγηση της κατασκευής έναντι της συνολικής της ευστάθειας πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος SNAIL. Κατά την ανάλυση εξετάστηκαν οι εξής περιπτώσεις:

- i. Η ευστάθεια του προσωρινά ανυποστήρικτου μετώπου κατά την πρώτη φάση της εκσκαφής,
- ii. Η ευστάθεια του μετώπου μετά την ολοκλήρωση της εγκατάσταση των ήλων στο ήμισυ του ύψους του μετώπου εκσκαφής ($H=5.5m$),
- iii. Η ευστάθεια στην κατάσταση λειτουργίας της κατασκευής σε συνθήκες στατικής φόρτισης και
- iv. Η ευστάθεια στην κατάσταση λειτουργίας της κατασκευής σε συνθήκες σεισμικής δράσης.

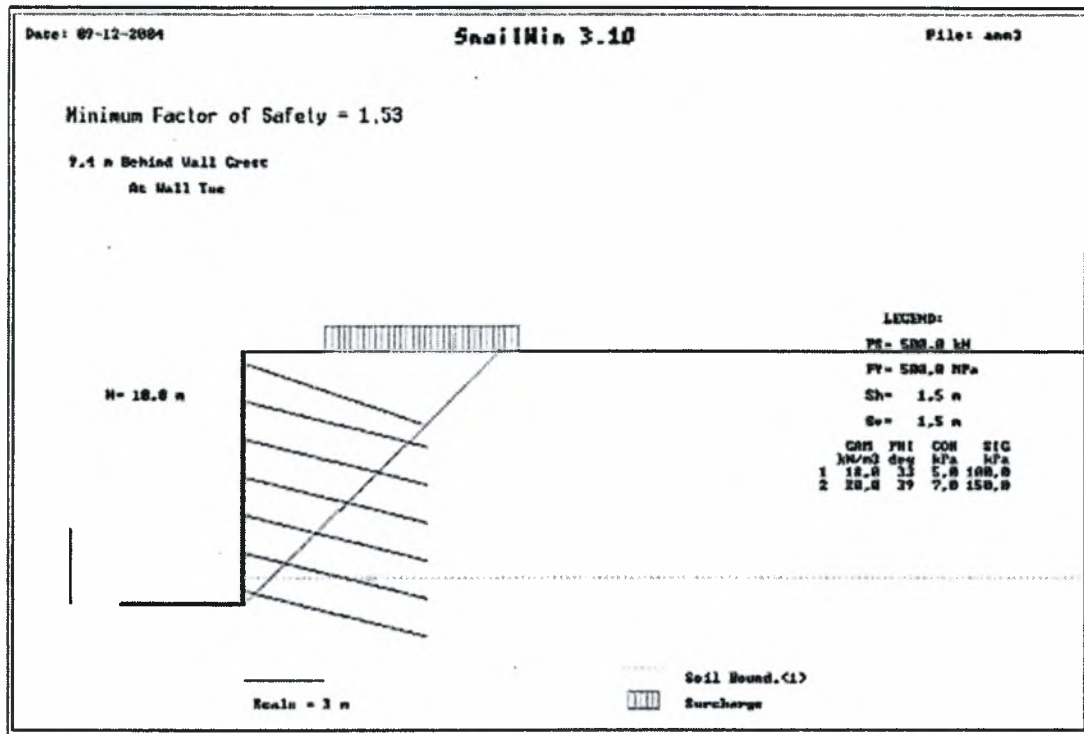
Ως αρχικό μήκος και αρχική διάμετρος των ήλων επελέγησαν οι τιμές που υπολογίστηκαν στο στάδιο της προμελέτης, δηλαδή $L = 7m$ και $D = 25mm$. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί πως τόσο στην ανάλυση υπό στατική φόρτιση όσο και σε αυτήν υπό σεισμική δράση, θεωρήθηκαν οι ίδιες τιμές των χαρακτηριστικών παραμέτρων της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Αυτό συνεπάγεται ότι η διατμητική αντοχή του εδάφους δεν μειώνεται κατά τη διάρκεια του σεισμού με αποτέλεσμα ο κίνδυνος ρευστοποιήσεως του εδάφους να θεωρείται αμελητέος. Τα κυρίως αποτελέσματα της ανάλυσης, δηλαδή η πλέον κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας για κάθε περίπτωση ξεχωριστά καθώς και ο συντελεστής ασφαλείας που αντιστοιχεί σε αυτή, απεικονίζονται στα Σχ.4.9, 4.10, 4.11 και 4.12 ενώ σε πιο λεπτομερή και πλήρη μορφή περιέχονται στο Παράρτημα Δ. Είναι προφανές πως και στις τέσσερις περιπτώσεις ο συντελεστής ασφαλείας της πλέον δυσμενούς επιφάνειας αστοχίας είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο ελάχιστο του Πιν. 4.2.



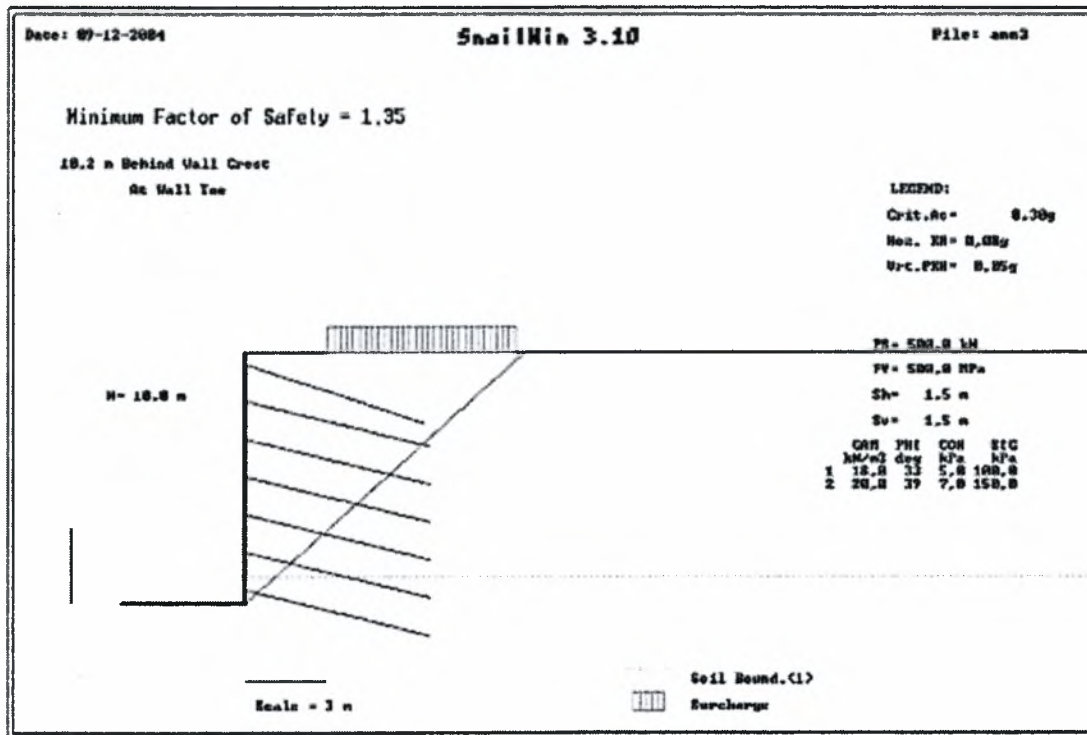
Σχ. 4.9: Η πλέον κρίσιμη επιφάνειας αστοχίας και ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας κατά το πρώτο στάδιο εκσκαφής, πριν την εγκατάσταση των ήλων.



Σχ. 4.10: Η πλέον κρίσιμη επιφάνειας αστοχίας και ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας μετά την εγκατάσταση των ήλων στο μισό του ύψους του μετώπου.



Σχ. 4.11: Η πλέον κρίσιμη επιφάνειας αστοχίας και ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας για την κατάσταση λειτουργίας υπό στατική φόρτιση.



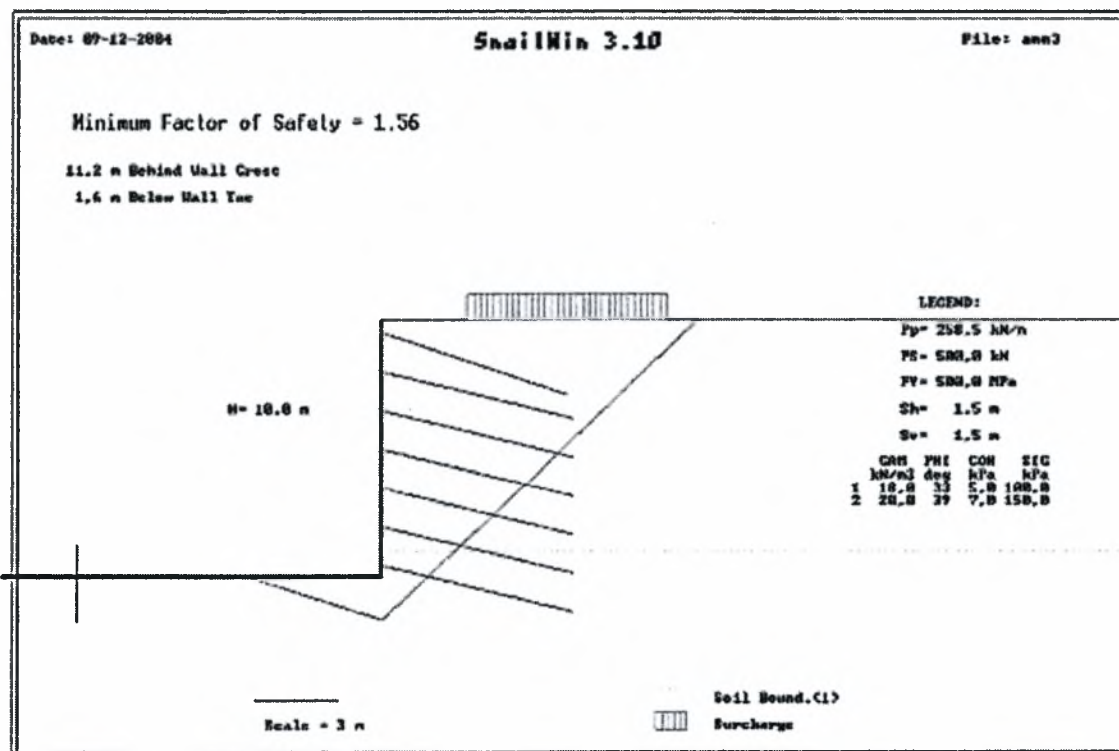
Σχ. 4.12: Η πλέον κρίσιμη επιφάνειας αστοχίας και ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας για την κατάσταση λειτουργίας υπό σεισμική φόρτιση.

2. Έλεγχος σε ολίσθηση.

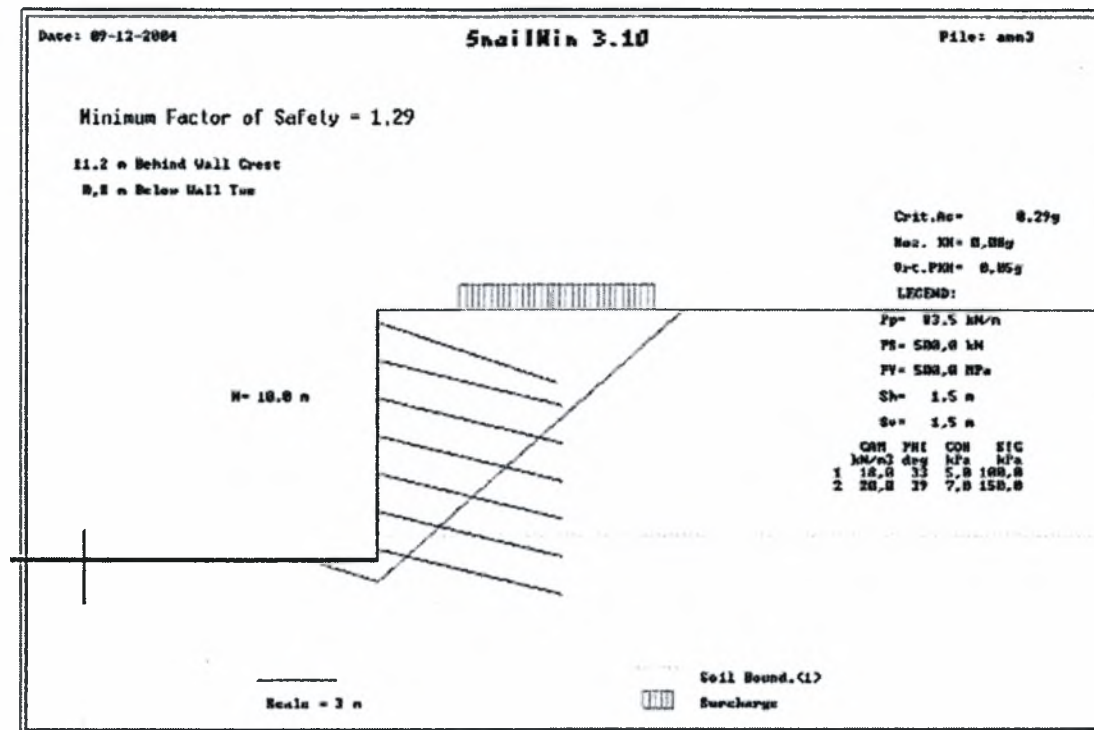
Στην συγκεκριμένη περίπτωση ο έλεγχος σε ολίσθηση της βάσης δεν εξετάζεται διότι μπορεί να θεωρηθεί πως η ύπαρξη της πυκνής άμμου στη βάση της κατασκευής καθώς και το επαρκές μήκος των ήλων των δύο τελευταίων σειρών (αποτέλεσμα της επιλογής ομοιόμορφης κατανομής, αντίθετα μία ανομοιόμορφη κατανομή θα επέβαλλε ως αρχικό μήκος των τελευταίων σειρών $L=0.5H=5m$), παρέχουν επαρκή αντίσταση έναντι της αναπτυσσόμενης ενεργητικής ώθησης.

3. Έλεγχος σε φέρουσα ικανότητα.

Ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης του έργου διενεργήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος SNAIL. Συγκεκριμένα, εξετάστηκαν βαθιές επιφάνειες αστοχίας που καταλήγουν κάτω από το πόδα του μετώπου τόσο υπό στατική όσο και σε σεισμική φόρτιση. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης Σχ.4.13, 4.14 προκύπτει ότι δεν υφίσταται πρόβλημα φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης της κατασκευής.



Σχ. 4.13: Η πλέον κρίσιμη επιφάνειας αστοχίας και ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας για την κατάσταση λειτουργίας υπό στατική φόρτιση.



Σχ. 4.14: Η πλέον κρίσιμη επιφάνειας αστοχίας και ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας στον έλεγχο φέρουσας ικανότητας υπό σεισμική φόρτιση.

Β. Σεισμική επιρροή.

Η επιρροή της σεισμικής δράσης στους ελέγχους των εξωτερικών μορφών αστοχίας εξετάστηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Η/Υ SNAIL, παράλληλα με τη διενέργεια των ελέγχων υπό στατική φόρτιση στο στάδιο 2.Α.

Γ. Εσωτερικές μορφές αστοχίας.

1. Έλεγχος αντοχής σε εξόλκευση.

Ο έλεγχος έναντι αστοχίας σε εξόλκευση πραγματοποιήθηκε εμμέσως με το πρόγραμμα Η/Υ SNAIL μέσω της διαδικασίας ανάλυσης της συνολικής ευστάθειας της διάταξης των εδαφοηλώσεων.

2. Έλεγχος αντοχής σε θραύση.

Για τον έλεγχο της αντοχής της ράβδου σε θραύση απαιτείται η εύρεση της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης σχεδιασμού σύμφωνα με τη σχέση :

$$\frac{T_{\max-s}}{T_{\max}} = \frac{T_{\text{avg-s}}}{T_{\text{avg}}}$$

Τα αποτελέσματα εύρεσης της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης σχεδιασμού παρουσιάζονται στον πίνακα 4.3, (οι δυνάμεις των ήλων αναφέρονται στην περίπτωση της συνολικής ευστάθειας υπό στατική φόρτιση, η οποία αποτελεί και την πλέον δυσμενή). Προφανώς, προκύπτει ότι:

$$T_{\max-s} = 150 \text{ kN}$$

Συνεπώς, η απαιτούμενη διατομή της χαλύβδινης ράβδου της ήλωσης ώστε να μην συμβεί αστοχία λόγω θραύσης είναι:

$$A_t \geq T_{\max-s} FS_T / f_y$$

$$\Rightarrow A_t = 150 * (1.8 / 0.500) = 540 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{ράβδοι } \Phi 28 (= 616 \text{ mm}^2)$$

Ήλοι	Σύμβολο	Δύναμη ήλου σε kN
1	T_1	0
2	T_2	18.40
3	T_3	45.88
4	T_4	73.35
5	T_5	100.82
6	T_6	165.25
7	T_7	233.67
Μέγιστη Εφελκυστική Δύναμη	T_{\max}	233.67
Μέση Εφελκυστική Δύναμη	T_{avg}	91.05
Μέση Εφελκυστική Δύναμη ($FS_G = 1$)	$T_{\text{avg-s}}$	57.95
	$T_{\text{avg-s}} / T_{\text{avg}}$	0.64
Μέγιστη Εφελκυστική Δύναμη Σχεδιασμού	$T_{\max-s} = T_{\max} * (T_{\text{avg-s}} / T_{\text{avg}})$	150

Πιν. 4.3: Υπολογισμός μέγιστης εφελκυστικής δύναμης σχεδιασμού.

Δ. Σχεδιασμός Επένδυσης.

1. Η εφελκυστική δύναμη στην κεφαλή του ήλου T_o δίδεται ως ακολούθως:

$$T_o = T_{\max-s} [0.6 + 0.2 (S_{\max} - 1)]$$

$$\Rightarrow T_o = 150 * [0.6 + 0.2 (1.5 - 1)]$$

$$\Rightarrow T_o = 105 \text{ kN}$$

2. Για την αντοχή της επένδυσης σε κάμψη R_{FF} , θα πρέπει να ισχύει:

$$R_{FF} \geq FS_{FF} T_o$$

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι καμπτικής αστοχίας σε συνθήκες στατικής φόρτισης είναι $FS_{FF} = 1.5$, συνεπώς η αντοχή R_{FF} πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με:

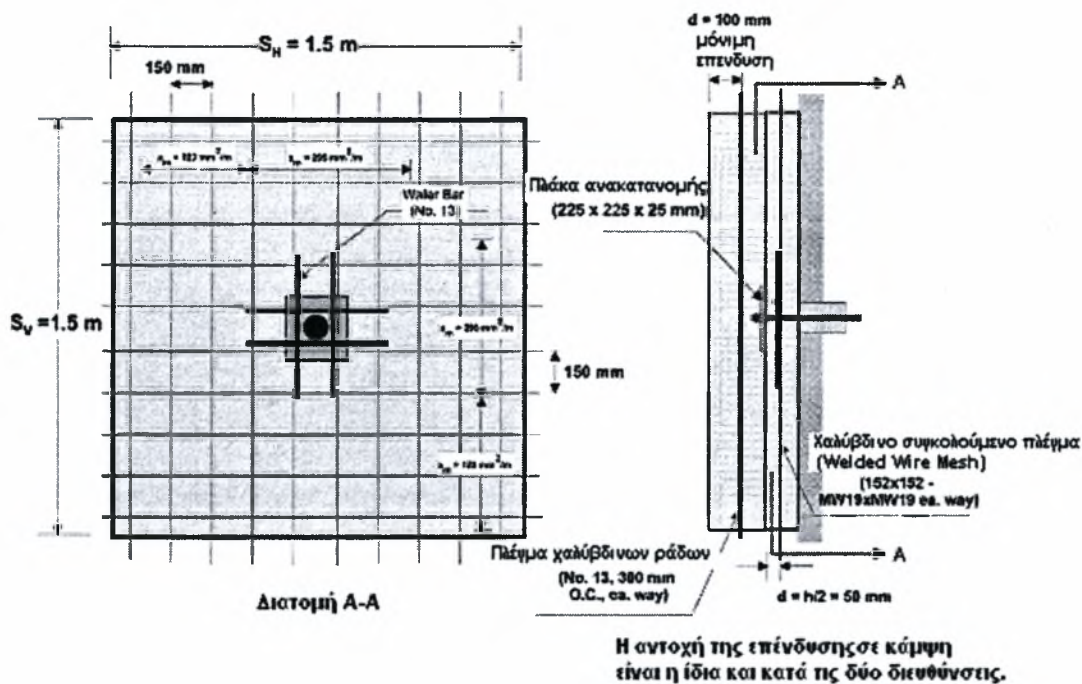
$$R_{FF} = 1.5 * 105 = 157.50 \text{ kN}$$

Σε συνθήκες σεισμικής δράσης είναι $FS_{FF} = 1.1$ και κατ' επέκταση $R_{FF} = 115.50 \text{ kN} < 157.50 \text{ kN}$.

3. Τα υλικά της επένδυσης καθώς και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αυτής συνοψίζονται στον Πιν.4.4 και στο Σχ.4.15.

Στοιχείο	Περιγραφή	Προσωρινή Επένδυση	Μόνιμη Επένδυση
Γενικά	Πάχος	100mm	200mm
	Σκυρόδεμα	Εκτοξευόμενο	Επί τόπου εγχυόμενο
	Αντοχή Σκυροδέματος	21MPa	28MPa
Οπλισμός	Είδος	Χαλύβδινο συγκολλούμενο πλέγμα	Πλέγμα ράβδων
	Κατηγορία χάλυβα	S500	S500
Πλάκα διανομής	Χάλυβας	250MPa	
	Διαστάσεις	Μήκος $L_p=225\text{mm}$ Πάχος $t_p = 25\text{mm}$	

Πιν. 4.4: Βασικά χαρακτηριστικά της επένδυσης.



Σχ. 4.15: Διάταξη του οπλισμού της επένδυσης

Προσωρινή επένδυση

Η καμπτική αντοχή της επένδυσης κατά τις δύο διευθύνσεις δίνεται από τις σχέσεις:

$$R_{FF} = C_F / 265 * (a_{vn} + a_{vm}) * (S_H * h / S_V) * f_y$$

και $R_{FF} = C_F / 265 * (a_{hn} + a_{hm}) * (S_V * h / S_H) * f_y$

Προφανώς, καθώς θεωρείται ότι $S_H = S_V = S$, $a_{vn} = a_{hn} = a_n$ και $a_{vm} = a_{hm} = a_m$, η αντοχή θα είναι ίδια και κατά τις δύο διευθύνσεις και θα δίνεται από τη σχέση:

$$R_{FF} = C_F / 265 * (a_n + a_m) * h * f_y$$

όπου

- $C_F = 2$ (από τον Πιν.3.2, για προσωρινή επένδυση)
- $S = 1.50m$
- $h = 0.10m$ (πάχος επένδυσης)
- $f_y = 500MPa$
- για χαλύβδινο συγκολλημένο πλέγμα διαστάσεων 152 x 152 MW 19 x MW19 από διαθέσιμους πίνακες προκύπτει $a_m = 123mm^2/m$.
- για τις δύο ανά διεύθυνση ράβδους (water bars) των 13mm, στην κεφαλή του ήλου ισχύει μέσω αντίστοιχου πίνακα, $A_S = 2 * 129 = 258mm^2$ ανά διεύθυνση.
- η τιμή του a_n προκύπτει από τη σχέση:

$$a_n = a_m + A_S / S = 123 + (258 / 1.5) = 295 mm^2/m.$$

Συνεπώς η καμπτική αντοχή R_{FF} της προσωρινής επένδυσης προκύπτει:

$$R_{FF} = 2 / 265 * (123 + 295) * 0.1 * 500 = 158 \text{ kN}$$

Ο συντελεστής ασφαλείας (για την προσωρινή επένδυση) είναι $FS_{FF} = 1.35$ οπότε η δύναμη σχεδιασμού στην επένδυση είναι $FS_{FF} * T_o = 1.35 * 105 = 141.75 \text{ kN} < 158 \text{ kN}$, άρα δεν απαιτείται επανασχεδιασμός της προσωρινής επένδυσης.

Μόνιμη επένδυση

Η αντοχή της μόνιμης επένδυσης δίνεται από τη σχέση:

$$R_{FF} = C_F / 265 * (a_n + a_m) * h * f_y$$

όπου

- $C_F = 1$ (από τον Πιν.3.2, για μόνιμη επένδυση)
- $h = 0.20\text{m}$ (πάχος επένδυσης)
- $f_y = 500\text{MPa}$
- Χρησιμοποιώντας πλέγμα από ράβδους⁶ No.16 ανά 300mm θα ισχύει (από αντίστοιχους πίνακες), $a_n = a_m = 663\text{mm}^2/\text{m}$.

οπότε η αντοχή R_{FF} θα ισούται με:

$$R_{FF} = 1 / 265 * (663 + 663) * 0.2 * 500 = 500 \text{ kN} > 157.50 \text{ kN (για } FS_{FF} = 1.5)$$

Προφανώς δεν απαιτείται επανασχεδιασμός της μόνιμης επένδυσης.

Στάδιο 4^ο: Εκτίμηση των μετακινήσεων.

Οι αναμενόμενες μετακινήσεις της διάταξης των εδαφοηλώσεων μπορούν να εκτιμηθούν χρησιμοποιώντας την εξίσωση 3.38 καθώς θεωρείται ότι ισχύουν τα ακόλουθα :

- $L / H = 0.7$
- Συνήθη επιβαλλόμενη εξωτερική φόρτιση
- Συντελεστής ασφαλείας σε συνολική ευστάθεια $FS_G = 1.5$

⁶ Σημειώνεται ότι η μελέτη και η εγκατάσταση των ράβδων οπλισμού πρέπει να καλύπτει τις προδιαγραφές που θέτει ο ΕΚΩΣ 2000, για το ελάχιστο και μέγιστο ποσοστό οπλισμού, την ελάχιστη επικάλυψη των ράβδων από σκυρόδεμα, τα μήκη και τους τρόπους αγκύρωσης κ.ο.κ

Συνεπώς, για την υπό μελέτη διάταξη εδαφοηλώσεων, η μέγιστη οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση αναμένονται να εμφανιστούν στην κορυφή της επένδυσης και εκτιμώνται ίσες με:

$$\delta h = \delta v = H / 500 = 10 / 500 = 0.02\text{m} = 2\text{cm}$$

Οι μετακινήσεις της κατασκευής αναμένεται να προκαλέσουν μετακινήσεις και σε μία ζώνη κοντά σε αυτήν, με μήκος περίπου ίσο με:

$$D_{DEF} = C H (1 - \tan\alpha) = 0.8 * 10 (1 - \tan 0) = 8.00\text{m}$$

όπου $C = 0.8$ για αμμώδη έδαφος (Πιν.3.3) και $\alpha = 0^\circ$. Τονίζεται πως για τον αμεσότερο έλεγχο των μετακινήσεων που αναμένεται να σημειωθούν τόσο κατά την κατασκευή όσο και κατά τη λειτουργία της διάταξης των εδαφοηλώσεων, κρίνεται σκόπιμη η ενόργανη παρακολούθησή τους καθώς και η συνεχής αξιολόγηση των μετρήσεων. Με τον τρόπο αυτό είναι δυνατόν να διαπιστωθούν έγκαιρα σημαντικές μετακινήσεις που πιθανόν να εμφανισθούν τοπικά κατά μήκος του έργου και εν συνεχεία να ληφθούν τα απαραίτητα μέτρα βελτίωσης των συνθηκών ευστάθειας.

Στάδιο 4^ο: Θεώρηση υπόλοιπων παραμέτρων.

A. Αποστράγγιση.

Το σύστημα αποστράγγισης πρέπει να περιλαμβάνει αποστραγγιστικές μεμβράνες, αγωγούς (τάφρους) και στόμια εκβολής, όπως αναλυτικά περιγράφεται στην ενότητα 2.6. Επίσης κατά τη διάρκεια κατασκευής του έργου κρίνεται αναγκαίο να δημιουργηθεί κατάλληλο δίκτυο επιφανειακής αποστράγγισης, με σκοπό την απομάκρυνση των επιφανειακών υδάτων από το μέτωπο της εκσκαφής.

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.

Βασικό αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός των εδαφοηλώσεων. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται αναλυτικά τα γενικά χαρακτηριστικά των εδαφοηλώσεων, το πεδίο εφαρμογής τους καθώς και τα επιμέρους βασικά στάδια της διαδικασίας κατασκευής τους. Επίσης, αναλύεται διεξοδικά η συμπεριφορά τους τόσο υπό στατική όσο και υπό σεισμική φόρτιση και τέλος προτείνεται συγκεκριμένη μεθοδολογία για τον ολοκληρωμένο σχεδιασμό τους. Συνολικά, η εργασία αποτελείται από πέντε επιμέρους κεφάλαια και τέσσερα παραρτήματα, στα οποία παρέχονται χρήσιμα στοιχεία σχετικά με θέματα που αναπτύχθηκαν στα κύρια κεφάλαια.

Στο πρώτο κεφάλαιο της εργασίας γίνεται αναφορά στα βασικά στοιχεία των εδαφοηλώσεων καθώς και στους τομείς εφαρμογής της συγκεκριμένης μεθόδου ενίσχυσης. Ενδεικτικά, αναφέρεται πως ως εδαφοήλωση χαρακτηρίζεται η πάκτωση (με παράλληλη προσθήκη τσιμεντενέματος) χαλύβδινων ράβδων καθ' όλο το μήκος τους μέσα στο έδαφος, με σκοπό την ενίσχυση των συνθηκών ευστάθειας. Κύριο χαρακτηριστικό της μεθόδου αποτελεί η παθητική δράση των ήλων, δηλαδή η ενεργοποίησή τους κατόπιν ανάπτυξης μετακινήσεων στο περιβάλλον έδαφος. Οι ήλοι, αναλόγως της γωνίας τοποθέτησής τους παραλαμβάνουν εφελκυστικές δυνάμεις, καμπτικές ροπές και δυνάμεις διάτμησης. Στο πεδίο εφαρμογής της μεθόδου συγκαταλέγονται αντιστηρίξεις εκσκαφών σε αστικές περιοχές, σταθεροποιήσεις ορυγμάτων σε έργα οδοποιίας, σταθεροποιήσεις κατολισθαίνοντων πρανών και ενίσχυση υφισταμένων κατασκευών.

Ενδεικτικά, ως σημαντικά πλεονεκτήματα των εδαφοηλώσεων αναφέρονται τα ακόλουθα:

- Ολοκλήρωση της εγκατάστασης των ήλων σε σύντομο χρονικό διάστημα και με ικανοποιητικό κόστος.
- Απαιτήση εξοπλισμού μικρών διατάσεων (δυνατότητα εγκατάστασης σε περιορισμένο χώρο, σε απόκρημνες περιοχές, κ.λπ.).
- Δυνατότητα άμεσης επένδυσης - αντιδιαβρωτικής προστασίας του μετώπου εκσκαφής.
- Ικανοποιητική συμπεριφορά έναντι εμφάνισης πιθανών τοπικών μετακινήσεων τόσο υπό στατική όσο και υπό σεισμική δράση.

Αντιθέτως η κατασκευή μίας διάταξης εδαφοηλώσεων δεν ενδείκνυται στις περιπτώσεις στις οποίες:

- Απαιτείται ελαχιστοποίηση των μετακινήσεων.

- Το προς ενίσχυση έδαφος χαρακτηρίζεται από πολύ μικρή διατμητική αντοχή.
- Συναντάται υψηλός υδροφόρος ορίζοντας.
- Υφίστανται περιορισμοί σε σχέση με το μήκος και τη γωνία τοποθέτησης των ήλων (π.χ. ύπαρξη υφιστάμενων κατασκευών).

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαδικασία κατασκευής των εδαφοηλώσεων, μέσω λεπτομερούς αναφοράς για καθένα από τα επιμέρους στάδια. Εν προκειμένω παρέχονται αναλυτικά πληροφορίες σχετικά με τον απαιτούμενο εξοπλισμό και τα απαραίτητα προς χρήση υλικά, επισημαίνονται βασικές κατασκευαστικές λεπτομέρειες ενώ τονίζονται και συγκεκριμένα λάθη, τα οποία θα πρέπει να αποφεύγονται. Συνοπτικά, αναφέρεται πως η κατασκευαστική διαδικασία περιλαμβάνει αρχικά την εκσκαφή ύψους 1-2m, κατόπιν τη διάτρηση των απαιτούμενων οπών, εν συνεχεία την εγκατάσταση των ήλων και τέλος την κατασκευή της προσωρινής επένδυσης. Μετά το πέρας των παραπάνω εργασιών σε όλο το ύψος του μετώπου κατασκευάζεται η μόνιμη επένδυση, εφόσον βέβαια προβλέπεται η ύπαρξή της. Τονίζεται, πως ιδιαίτερη μέριμνα πρέπει να δοθεί και στον τομέα της αποστράγγισης των επιφανειακών υδάτων καθώς και της προστασίας από τον παγετό. Η επιμελής εφαρμογή των κατασκευαστικών διατάξεων που προτείνονται στη μελέτη καθώς και η ποιότητα των χρησιμοποιούμενων υλικών (χάλυβας ήλων, τσιμεντένεμα, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κ.λπ.), καθορίζουν σημαντικά το βαθμό αποτελεσματικότητας της κατασκευής.

Στο επόμενο κεφάλαιο αναλύονται οι βασικές αρχές επίλυσης ενός συστήματος εδαφοηλώσεων χρησιμοποιώντας τη θεωρία των επιτρεπόμενων τάσεων (Allowable Stress Design). Ενδεικτικά, αναφέρεται πως αρχικά εκτιμάται το απαιτούμενο μήκος των ήλων καθώς και η απαιτούμενη διαμέτρος αυτών. Ο υπολογισμός των παραπάνω παραμέτρων επιτυγχάνεται μέσω του ελέγχου των εξωτερικών και εσωτερικών μορφών αστοχίας. Πιο συγκεκριμένα, ο έλεγχος των εξωτερικών μορφών αστοχίας περιλαμβάνει τους ελέγχους έναντι συνολικής ευστάθειας της κατασκευής, ολίσθησης της βάσης και φέρουσας ικανότητας, οι οποίοι διενεργούνται για τον πλέον δυσμενή συνδυασμό δράσεων. Επιτυγχάνεται με μεθόδους οριακής ισορροπίας (limit equilibrium analysis) και αποσκοπεί στον υπολογισμό ενός ελάχιστου επιτρεπόμενου συντελεστή ασφαλείας. Στην περίπτωση όπου δεν εξασφαλίζονται οι αναγκαίοι συντελεστές ασφαλείας, προτείνεται η εφαρμογή των ακόλουθων μέτρων:

- Μείωση της κλίσης της επιφάνειας του μετώπου εφόσον αυτό είναι δυνατό.
- Αύξηση του μήκους των ήλων.
- Μείωση της απόστασης μεταξύ των ήλων.

- Αύξηση της διαμέτρου της οπής.
- Λήψη μέτρων βελτίωσης των συνθηκών του υπεδάφους (για τον έλεγχο σε φέρουσα ικανότητα).

Αντίστοιχα, ο έλεγχος των εσωτερικών μορφών αστοχίας περιλαμβάνει τους ελέγχους έναντι εξόλκευσης της ήλωσης και θραύσης της χαλύβδινης ράβδου. Η ήλωση δύναται να αστοχήσει σε εξόλκευση είτε λόγω ανεπαρκούς συνάφειας μεταξύ εδάφους και ήλωσης, είτε λόγω μικρότερου μήκους ήλου από το απαιτούμενο. Προφανώς, ο ρόλος της τάσης συνάφειας είναι καθοριστικής σημασίας καθώς μέσω αυτής, ο ήλος παραλαμβάνει την αναπτυσσόμενη ένταση (από τις προκαλούμενες μετακινήσεις) υπό τη μορφή εφελκυστικής αξονικής δύναμης. Η ανάπτυξη ικανής τάσεως συνάφειας, που θα οδηγήσει στην επιθυμητή λειτουργία του ήλου, εξαρτάται από αρκετούς παράγοντες όπως οι εδαφικές συνθήκες, το είδος της ράβδου, η μέθοδος διάτρησης των οπών, ο τύπος και ο τρόπος εισπίεσης του ενέματος, το μέγεθος της ενεματωμένης ζώνης κ.λπ. Στην περίπτωση όπου ο έλεγχος έναντι αστοχίας σε εξόλκευση δεν οδηγεί στον επιθυμητό συντελεστή ασφαλείας, επιβάλλεται να τροποποιηθούν κατάλληλα ορισμένες από τις παραπάνω παραμέτρους, είτε να αυξηθεί το μήκος των ήλων ή εναλλακτικώς να μειωθούν οι αποστάσεις μεταξύ των ήλων (με συνέπεια τη μείωση των τάσεων που ασκούνται σε κάθε ήλο). Μέσω του ελέγχου έναντι θραύσης της ράβδου προσδιορίζεται η απαιτούμενη διάμετρος των ράβδων. Σε περίπτωση όπου δεν εξασφαλίζεται ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας, θα πρέπει να αυξηθεί η διάμετρος της ράβδου.

Στη συνέχεια, ακολουθεί ο σχεδιασμός της επένδυσης (προσωρινής ή/και μόνιμης), ο οποίος βασίζεται κυρίως στον έλεγχο καμπτικής αστοχίας αυτής. Πιο συγκεκριμένα, αφού επιλεγεί το πάχος της επένδυσης, ο απαιτούμενος οπλισμός και η ποιότητα των υλικών, υπολογίζεται η καμπτική της αντοχή, η οποία θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη δύναμη στην κεφαλή του ήλου επί τον αντίστοιχο συντελεστή ασφαλείας. Μη ικανοποίηση του παραπάνω κριτηρίου συνεπάγεται αύξηση του πάχους της επένδυσης.

Βασικό μειονέκτημα της μεθόδου που αναπτύσσεται στην παρούσα εργασία καθώς και παρόμοιων μεθόδων, οι οποίες βασίζονται στη θεωρία της οριακής ισορροπίας και εφαρμόζονται για το σχεδιασμό εδαφοηλώσεων, αποτελεί το γεγονός πως δεν παρέχουν τη δυνατότητα αξιόπιστης εκτίμησης των αναπτυσσόμενων μετακινήσεων. Για την αντιμετώπιση του συγκεκριμένου προβλήματος εφαρμόζονται κυρίως εμπειρικές σχέσεις, οι οποίες παρέχονται στη βιβλιογραφία και προέκυψαν από την αξιολόγηση αποτελεσμάτων ενόργανης παρακολούθησης των μετακινήσεων

ανάλογων κατασκευών. Εναλλακτικά και για την πιο αξιόπιστη εκτίμηση των αναμενόμενων μετακινήσεων, αναφέρεται πως είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν και προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων – διαφορών. Τονίζεται, πως τα κριτήρια των ανεκτών μετακινήσεων, επιλέγονται συναρτήσει των γενικότερων απαιτήσεων της κατασκευής αλλά και της επιρροής της σε τυχόν γειτονικές κατασκευές. Ειδικότερα, σημειώνεται ότι οι μετακινήσεις μπορούν να μειωθούν με τους εξής τρόπους:

- Κατασκευή επένδυσης με ηπιότερη κλίση.
- Χρήση μεγαλύτερου μήκους ήλων στις ανώτερες στρώσεις.
- Τοποθέτηση προεντεταμένων αγκυρίων (παράλληλα με τις εδαφοηλώσεις).
- Εγκατάσταση δικτύου οργανομετρήσεων με σκοπό την έγκαιρη λήψη των απαιτούμενων μέτρων.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά η προτεινόμενη μεθοδολογία για το σχεδιασμό εδαφοηλώσεων. Η συνολική διαδικασία σχεδιασμού αποτελείται από πέντε βασικά στάδια, το καθένα από τα οποία διαχωρίζεται σε επιμέρους βήματα. Ουσιαστικά, σε κάθε στάδιο εκτελούνται οι αντίστοιχοι εδαφοτεχνικοί έλεγχοι που αναλύονται στο τρίο κεφάλαιο, δίνοντας ιδιαίτερη βαρύτητα σε κρίσιμα στοιχεία του σχεδιασμού όπως ο κάρναβος τοποθέτησης των ήλων, η κατανομή τους καθ' ύψος σε σχέση με το μήκος τους, η επιλογή των τιμών των εδαφικών ιδιοτήτων καθώς και των συντελεστών ασφαλείας, η επιλογή των υλικών κ.λπ. Για την πληρέστερη κατανόηση της προτεινόμενης μεθοδολογίας, στο τέλος του κεφαλαίου παρουσιάζεται αναλυτικά η επίλυση συγκεκριμένου παράδειγματος, το οποίο αφορά αντιστήριξη κατακόρυφου μετώπου εκσκαφής ενισχυμένης με εδαφοηλώσεις.

Τέλος, στα παραρτήματα της παρούσας εργασίας παρατίθενται χρήσιμα στοιχεία που αναφέρονται σε επιμέρους θέματα, τα οποία παρουσιάστηκαν στα βασικά κεφάλαια της εργασίας. Ειδικότερα, στο παράρτημα Α παρουσιάζεται ο υπολογισμός του μήκους των ήλων και της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης μέσω κατάλληλων νομογραφημάτων, στο παράρτημα Β παρουσιάζεται η λειτουργία σύνθετων κατασκευών, στις οποίες χρησιμοποιούνται ταυτόχρονα εδαφοηλώσεις και προεντεταμένα αγκύρια, στο παράρτημα Γ παρέχονται βασικές πληροφορίες σχετικά με το πρόγραμμα Η/Υ που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, ενώ τέλος στο παράρτημα Δ δίνονται ορισμένα αναλυτικά αποτελέσματα που προέκυψαν από την επίλυση της εφαρμογής του 4^{ου} κεφαλαίου.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

A.1. Υπολογισμός του μήκους των ήλων και της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης βάσει νομογραφημάτων.

Το παρόν παράρτημα παρέχει μία σειρά από νομογραφήματα, τα οποία οδηγούν σε ενδεικτικές αρχικές τιμές των βασικών παραμέτρων για τον τελικό σχεδιασμό του συστήματος αντιστήριξης και ειδικότερα του μήκους των ήλων και της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης που εμφανίζεται σε κάποια από τις στρώσεις αυτών (μέσω της οποίας εκτιμάται και η διάμετρος του ήλου που απαιτείται για να παραληφθεί αυτή η δύναμη).

Κατά τη δημιουργία αυτών των νομογραφημάτων έχουν ληφθεί υπόψη οι παρακάτω παραδοχές¹:

- Ομοιογενές εδαφικό υλικό.
- Απουσία εξωτερικής φόρτισης καθώς και σεισμικής δράσης.
- Το σύνολο των ήλων διακρίνεται για το ίδιο μήκος και την ίδια γωνία κλίσης καθώς και μεταξύ τους για την ίδια απόσταση.
- Η επιφάνεια του υπόγειου οριζοντα βρίσκεται χαμηλότερα από το κατώτατο σημείο της κατασκευής.

Τα νομογραφήματα σχηματίστηκαν για διαφορετικές τιμές (Πιν.Α1) της κλίσης του μετώπου, της κλίσης της επιφάνειας της αντιστηριζόμενης εδαφομάζας, της γωνίας τριβής (σε συνθήκες στράγγισης) και της κανονικοποιημένης τάσης συνάφειας, μ , η οποία ορίζεται ως εξής:

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{F S_p \gamma S_H S_V}$$

όπου q_u είναι η οριακή τάση συνάφειας, D_{DH} η ενεργός διάμετρος της οπής, F_{SP} ο συντελεστής ασφαλείας έναντι εξόλκευσης του ήλου, γ το ειδικό βάρος του εδάφους και S_H , S_V η οριζόντια και κατακόρυφη αντίστοιχα απόσταση μεταξύ των ήλων.

¹ Στην περίπτωση που κάποια από τις παραδοχές δεν ισχύει, δύναται να εκτιμηθεί το μήκος των ήλων με τη βοήθεια μεθόδων παρεμβολής (interpolation). Εναλλακτικά, όπως έχει ήδη αναφερθεί στην παράγραφο 4.2, για τις περιπτώσεις μη ευνοϊκών συνθηκών, μπορεί να ληφθεί εξ' αρχής L (μήκος ήλου) = 0.7 έως 1 H (ύψος αντιστηριζόμενου μετώπου).

Παράμετρος	Μονάδες	Τιμές
Γωνία κλίσης μετώπου εκσκαφής	(^ο)	0, 10
Γωνία κλίσης της επιφάνειας του πρανούς	(^ο)	0,10, 20, 30
Ενεργός γωνία διατμητικής αντοχής	(^ο)	27, 31, 35, 39
Οριακή τάση συνάφειας	KPa	52, 104, 172, 276, 689

Πιν. Α.1. Διάφορες τιμές παραμέτρων² που ελήφθησαν υπόψη για το σχηματισμό των νομογραφημάτων.

Δύο σειρές νομογραφημάτων έχουν αναπτυχθεί για την πλέον κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας³, η οποία προέκυψε βάσει συγκεκριμένης γεωμετρίας και συγκεκριμένων ιδιοτήτων των υλικών. Η πρώτη σειρά (Σχ. Α.1α - Α.6α) παρέχει το απαιτούμενο (κανονικοποιημένο ως προς το ύψος Η της εκσκαφής) μήκος των ήλων L, που εξασφαλίζει συντελεστή ασφαλείας σε συνολική ευστάθεια $FS_G=1.35$ ενώ η δεύτερη σειρά (Σχ. Α.1β - Α.6β) υπολογίζει συναρτήσει της κανονικοποιημένης τάσης συνάφειας, μ , την κανονικοποιημένη μέγιστη εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού t_{max-s} , η οποία ισούται με :

$$t_{max-s} = T_{max-s} / S_H S_V$$

Κατόπιν εκτίμησης της T_{max-s} και δεδομένου του ορίου διαρροής του επιλεγόμενου χάλυβα υπολογίζεται η απαιτούμενη διάμετρος των ήλων.

Βασικές επισημάνσεις για τη σωστή χρήση των νομογραφημάτων.

- Τα μήκη των ήλων που παρέχονται μέσω των παρακάτω νομογραφημάτων, υπολογίσθηκαν με την υπόθεση ότι δεν λαμβάνει χώρα αστοχία του ήλου (π.χ. θραύση ήλου) ή/και αστοχία της επένδυσης. Αντιθέτως, έμμεσα υιοθετείται αστοχία σε εξόλκευση (από την εξίσωση που παρέχει την κανονικοποιημένη τάση συνάφειας, μ).
- Οι τιμές της t_{max-s} υπολογίσθηκαν μέσω του προγράμματος SNAIL για $FS_G=1.00$, μιας και σε αυτή την περίπτωση επιτυγχάνεται η πλήρης

² Για τιμές παραμέτρων μεταξύ των τιμών που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση σύμφωνα με τον πίνακα Α.1, η εκτίμηση του μήκους των ήλων καθώς και της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης γίνεται με μεθόδους παρεμβολής.

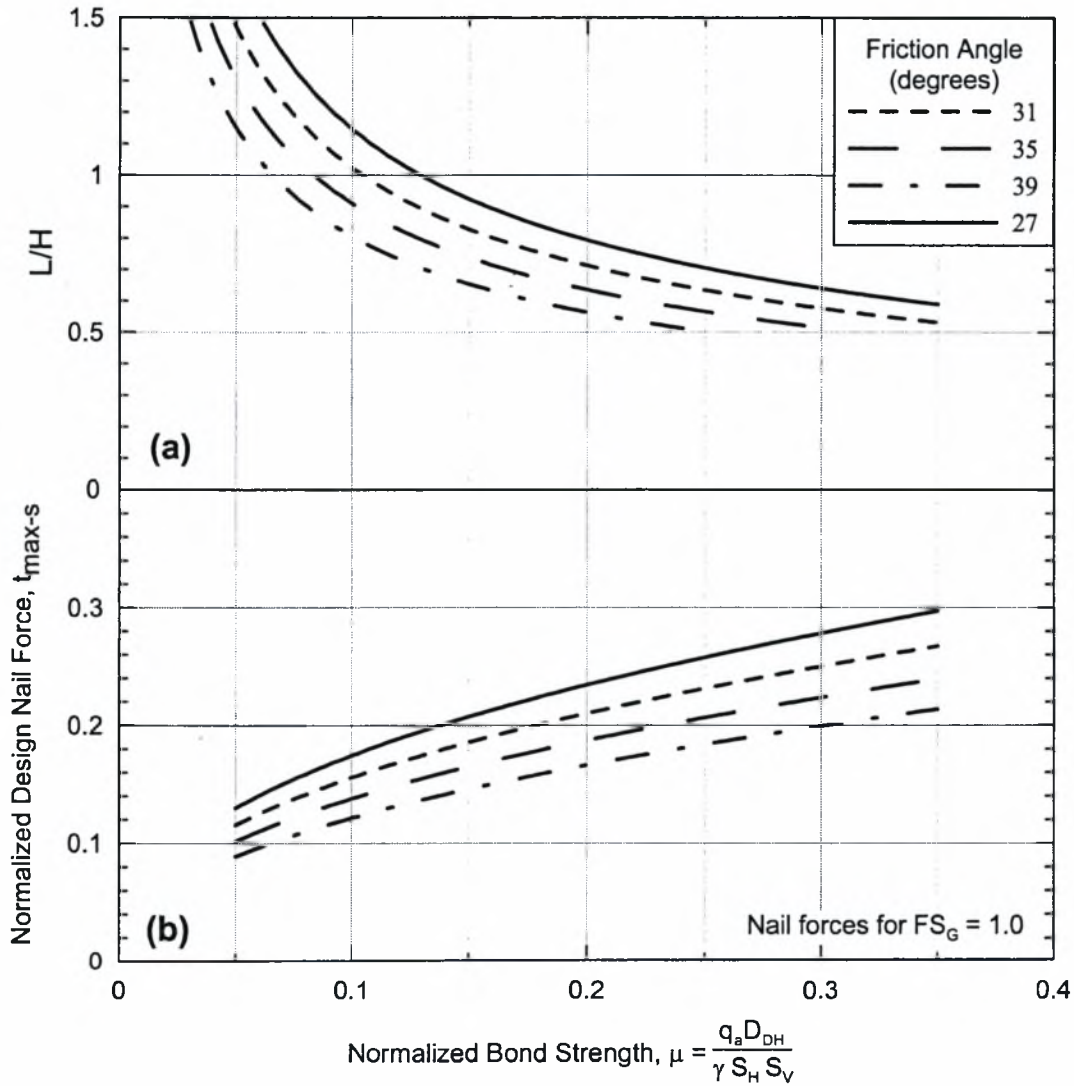
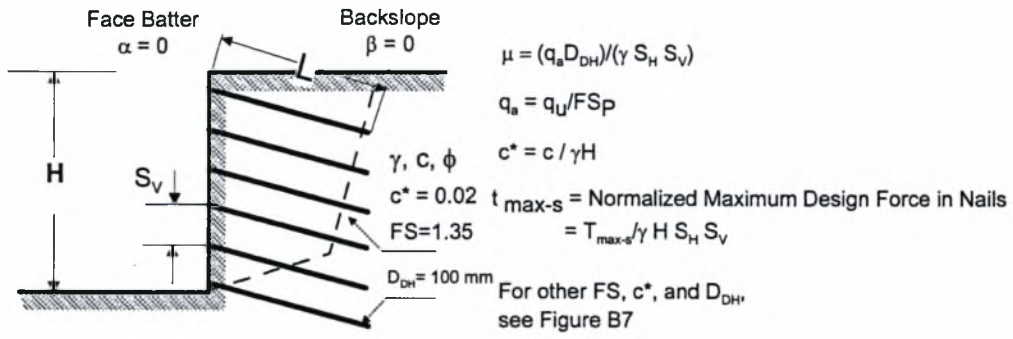
³ Θεωρείται ότι το πρανές θα αστοχήσει ολισθαίνοντας σε δύο επίπεδες επιφάνειες διαφορετικής κλίσης.

κινητοποίηση της διατμητικής αντοχής του εδάφους και κατ' επέκταση η πλήρης κινητοποίηση της εφελκυστικής αντοχής του ήλου (βλ. 3.4.4).

- Εκτός των παραμέτρων του πίνακα Α.1, οι άλλες παράμετροι σχεδιασμού κατά τη δημιουργία των νομογραφημάτων παρέμειναν σταθερές. Ειδικότερα τα παρακάτω νομογραφήματα υπολογίσθηκαν για τις εξής τιμές :

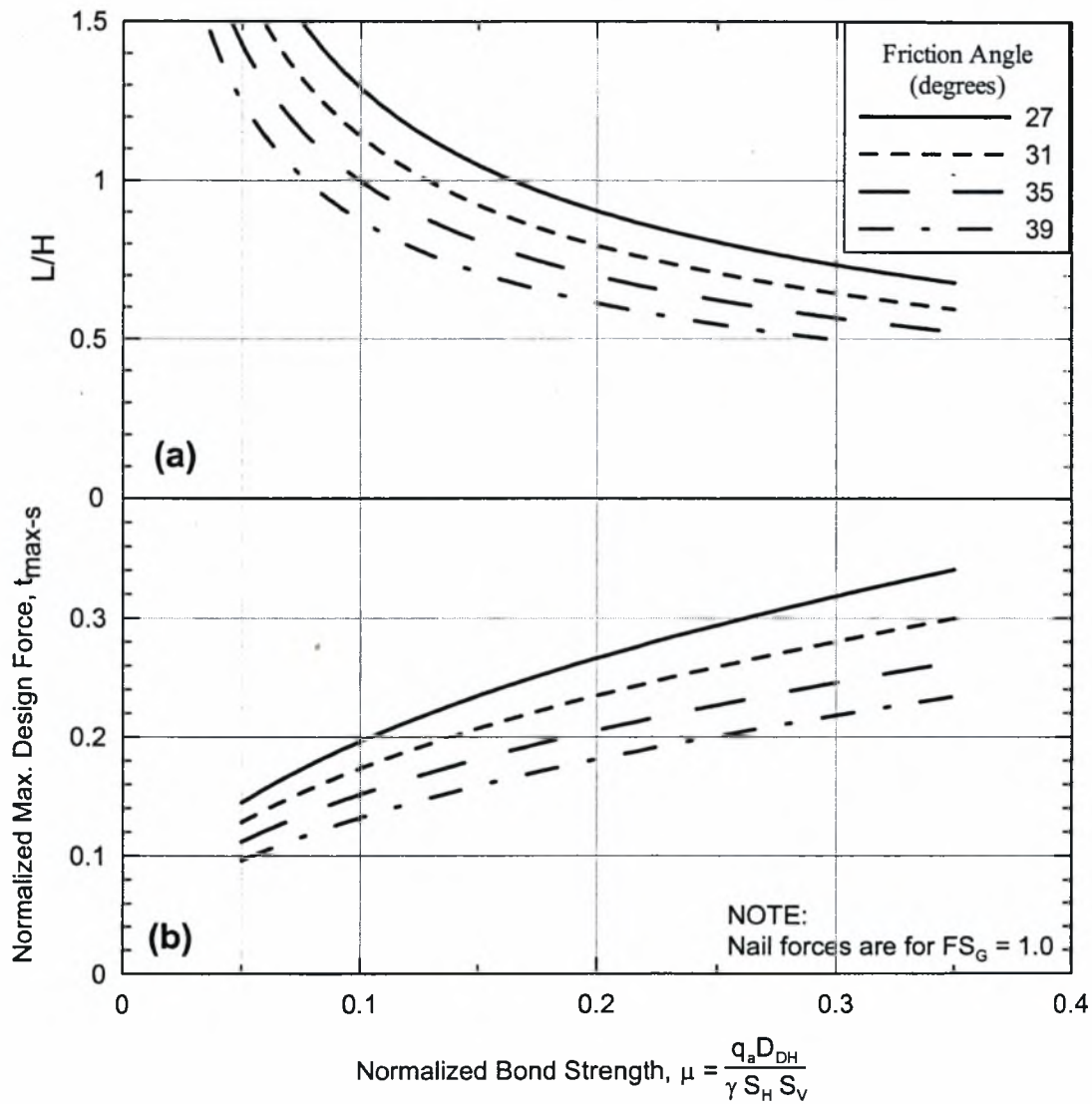
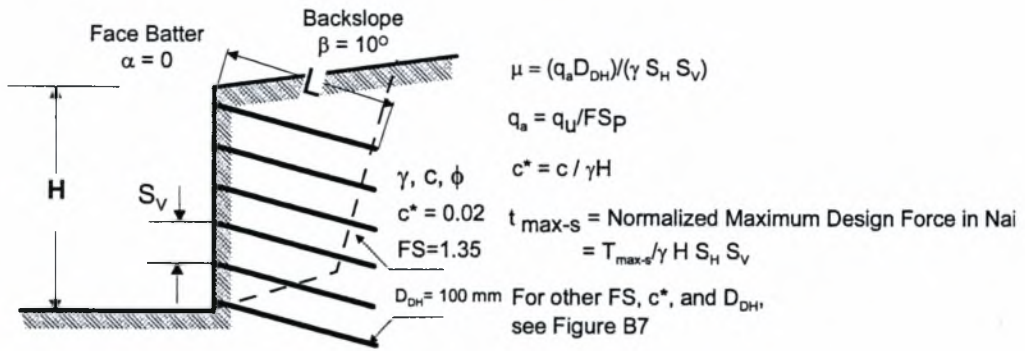
Γωνία κλίσης ήλων, i	15°
Οριζόντια απόσταση μεταξύ των ήλων, S_H	1.5 m
Κάθετη απόσταση μεταξύ των ήλων, S_V	1.5 m
Ειδικό βάρος εδάφους, γ	18.9 kN/m ³
Διάμετρος οπής, D_{DH}	100 mm
Συνοχή, c	5 kPa
Ύψος μετώπου, H	12 m
Συνολικός συντελεστής ευστάθειας, FS_G	1.35
Συντελεστής ασφαλείας σε εξόλκευση, F_{SP}	1.00

- Υπολογισμοί με διάφορες τιμές πέρα από τις ανωτέρω απέδειξε πως το μήκος των ήλων καθώς και η μέγιστη εφελκυστική δύναμη επηρεάζονται αισθητά από τις μεταβολές τις συνοχής c , της διαμέτρου D_{DH} και του συνολικού συντελεστή ευστάθειας FS_G και ελάχιστα από τη μεταβολή του ύψους του μετώπου. Συνεπώς, όταν οι συνθήκες του προβλήματος διαφέρουν από αυτές που υιοθετούν τα νομογραφήματα, απαιτείται η διόρθωση των λαμβανομένων τιμών μέσω της μεθόδου (με διορθωτικούς συντελεστές) που περιγράφεται στη παράγραφο Α.2.

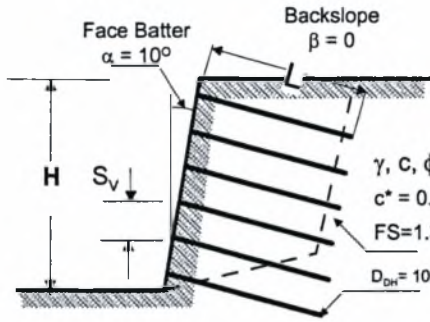


Σχ. Α.1., $\alpha=0^\circ - \beta=0^\circ$

* $c^* = c / \gamma H$



Σχ. Α.2., $\alpha=0^\circ - \beta=10^\circ$



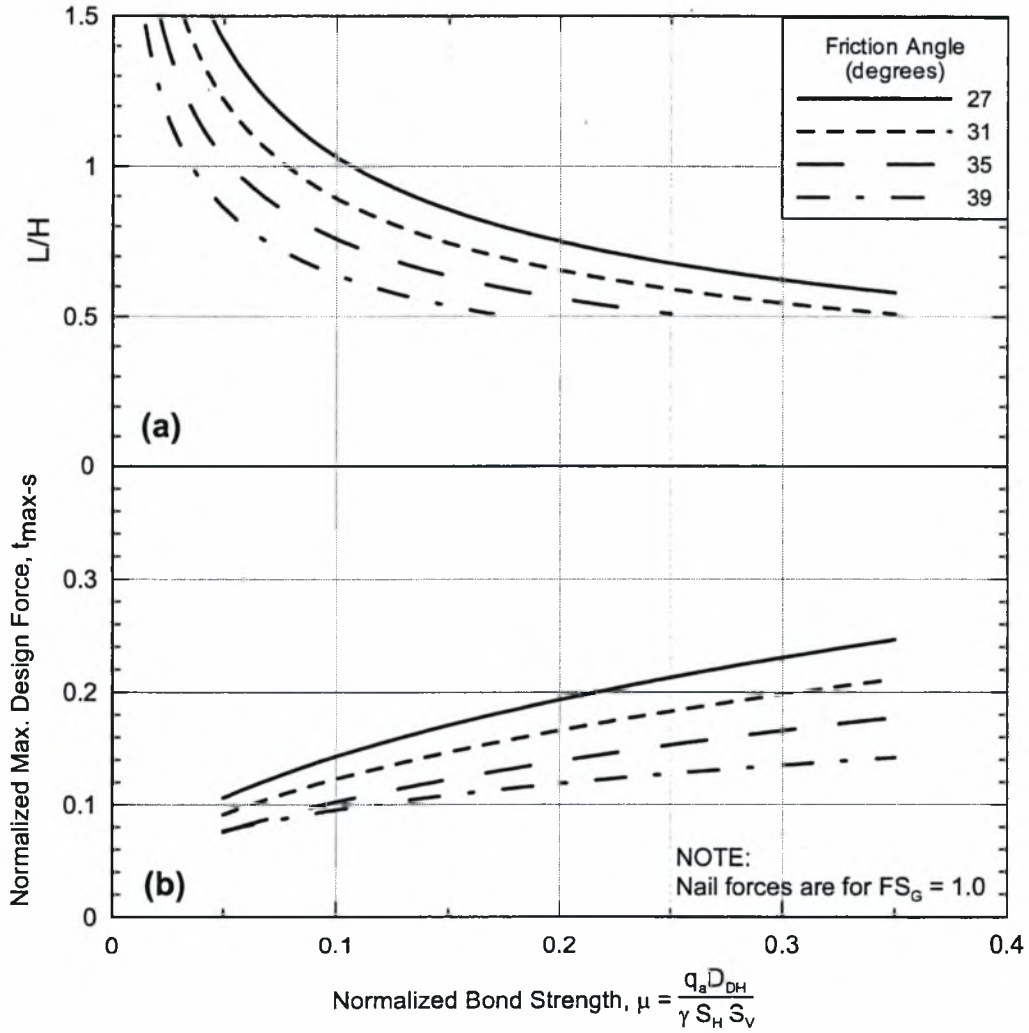
$$\mu = (q_a D_{DH}) / (\gamma S_H S_V)$$

$$q_a = q_U / FS_P$$

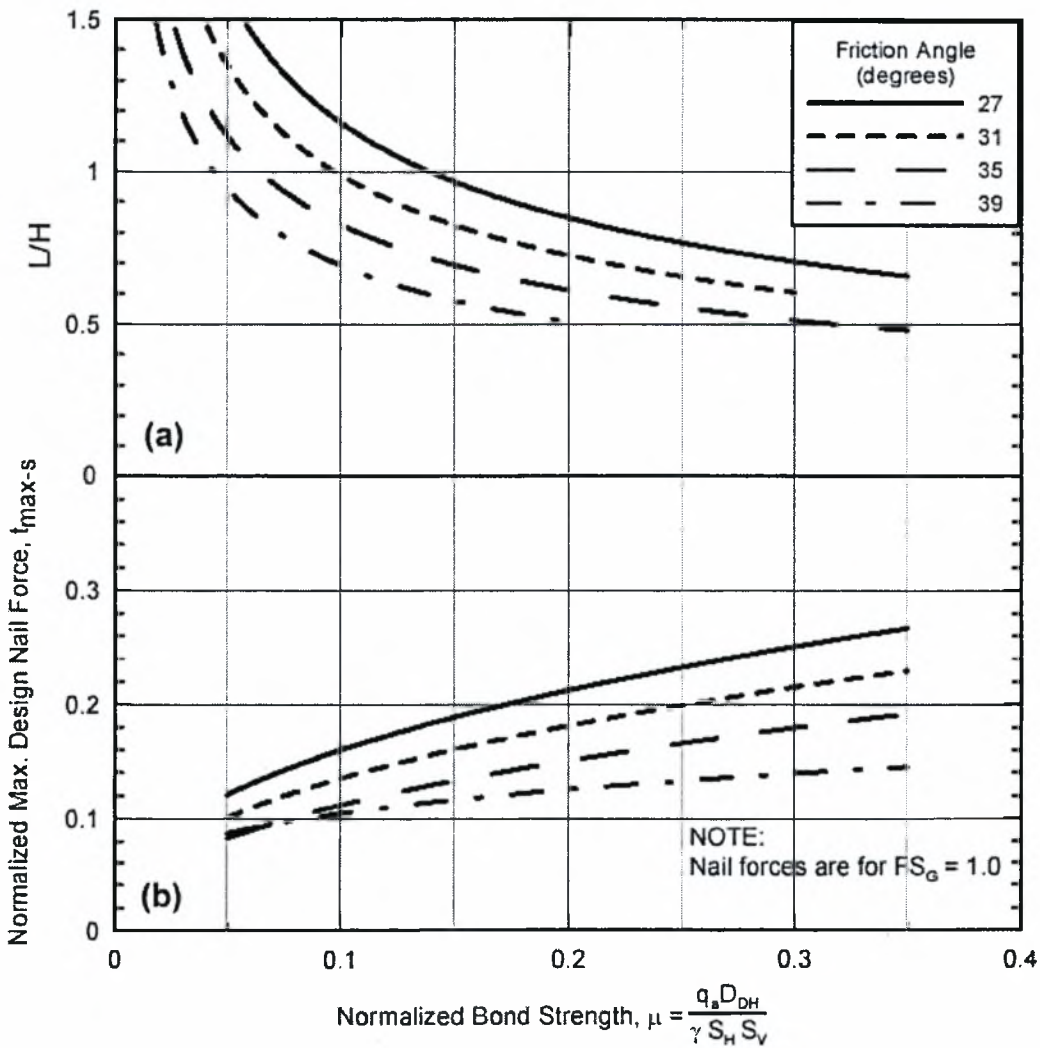
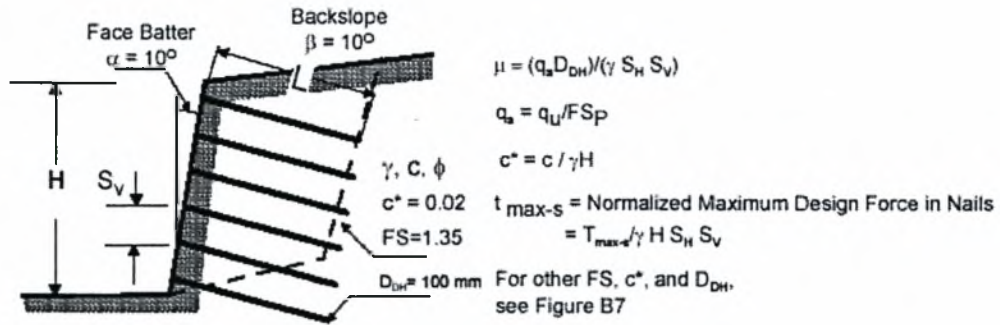
$$c^* = c / \gamma H$$

$$t_{max-s} = \text{Normalized Maximum Design Force in Nails} \\ = T_{max-s} / \gamma H S_H S_V$$

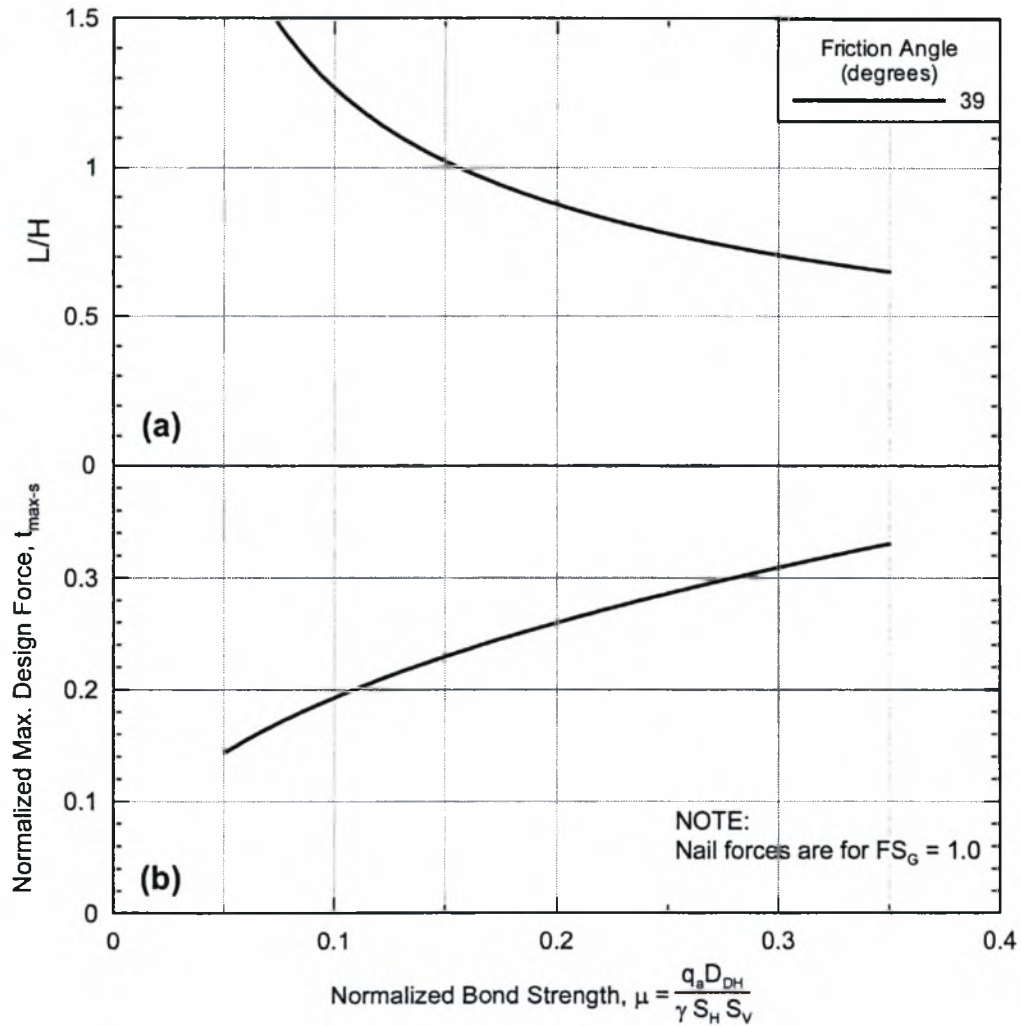
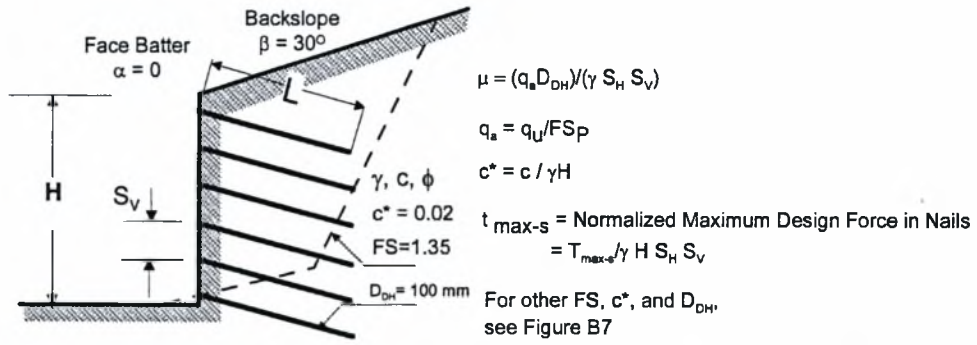
For other FS, c^* , and D_{DH} , see Figure B7



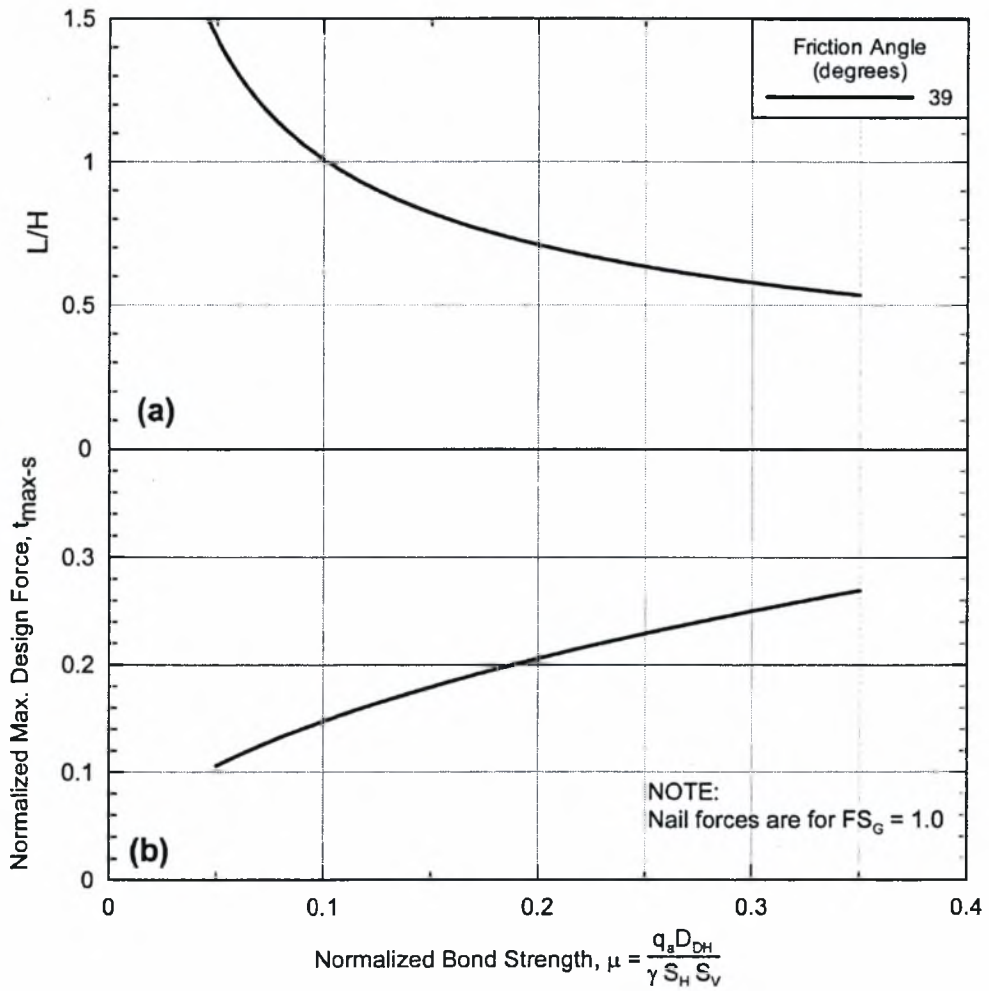
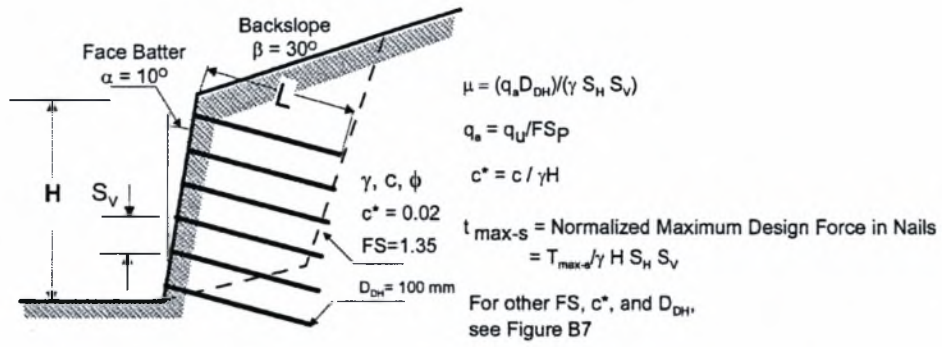
$\Sigma\chi$. A.3. , $\alpha=10^\circ - \beta=0^\circ$



Σχ. Α.4., $\alpha=10^\circ - \beta=10^\circ$



Σχ. Α.5. , $\alpha=0^\circ - \beta=30^\circ$



Σχ. Α.6. , $\alpha=10^\circ - \beta=30^\circ$

Α.2. Διόρθωση των λαμβανομένων από τα νομογραφήματα τιμών.

- **Διόρθωση του μήκους του ήλου.**

L / H (διορθωμένο) = $C_{1L} * C_{2L} * C_{3L} * L / H$ (από τα νομογραφήματα)
όπου :

C_{1L} είναι η διόρθωση για τη διάμετρο της οπής σύμφωνα με το νομογράφημα (α),

C_{2L} είναι η διόρθωση για τη συνοχή σύμφωνα με το τύπο (β) και

C_{3L} είναι η διόρθωση για το συντελεστή ευστάθειας σύμφωνα με το τύπο (γ).

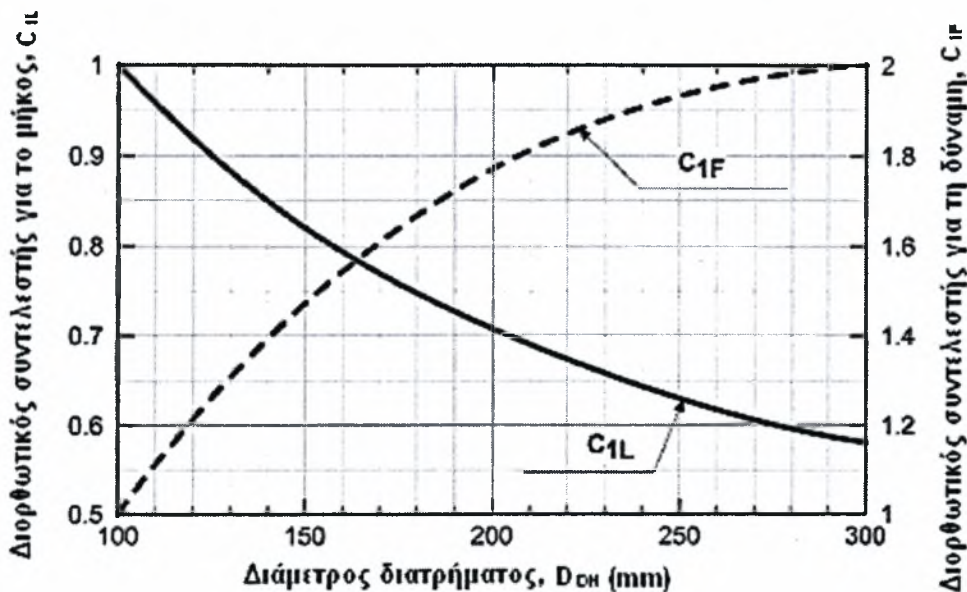
- **Διόρθωση της μέγιστης κανονικοποιημένης εφελκυστικής δύναμης του ήλου.**

$t_{\max-s}$ (διορθωμένο) = $C_{1F} * C_{2F} * t_{\max-s}$ (από τα νομογραφήματα)
όπου :

C_{1F} είναι η διόρθωση για τη διάμετρο της οπής σύμφωνα με το νομογράφημα (α),

C_{2F} είναι η διόρθωση για τη συνοχή σύμφωνα με το τύπο (β).

α) διόρθωση για τη διάμετρο της οπής



β) διόρθωση για τη συνοχή ($c^* = c/\gamma H$)

$$C_{2L} = -4c^* + 1.09 \geq 0.85$$

$$C_{2F} = -4c^* + 1.09 \geq 0.85$$

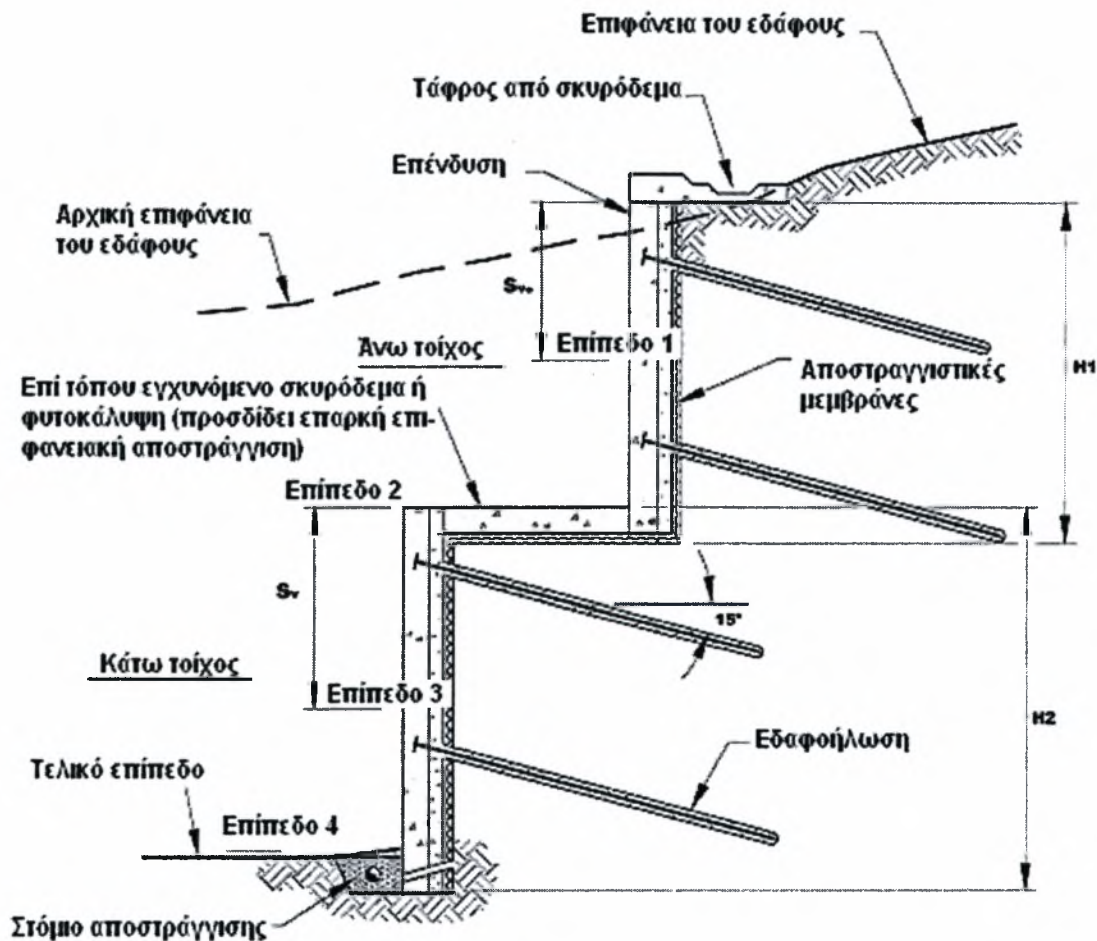
γ) διόρθωση για το συνολικό συντελεστή ευστάθειας

$$C_{3L} = 0.52 * FS_G + 0.30 \geq 1.00$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Β.1. Κατασκευή αντιστήριξης ενισχυμένης με εδαφοηλώσεις σε πρανή με αναβαθμούς.

Σε πολλές περιπτώσεις (π.χ. σταθεροποίηση ενός ορύγματος ιδιαίτερα μεγάλου ύψους), μπορεί να καταστεί πιθανή η κατασκευή της ενισχυμένης με εδαφοηλώσεις αντιστήριξης σε βαθμίδες, δηλαδή σε διαφορετικά κατακόρυφα επίπεδα που ενώνονται με οριζόντιους αναβαθμούς (Σχ.Β.1). Στην περίπτωση που το πλάτος των αναβαθμών είναι μικρό σε σχέση με το ύψος των ξεχωριστών μετώπων αντιστήριξης,



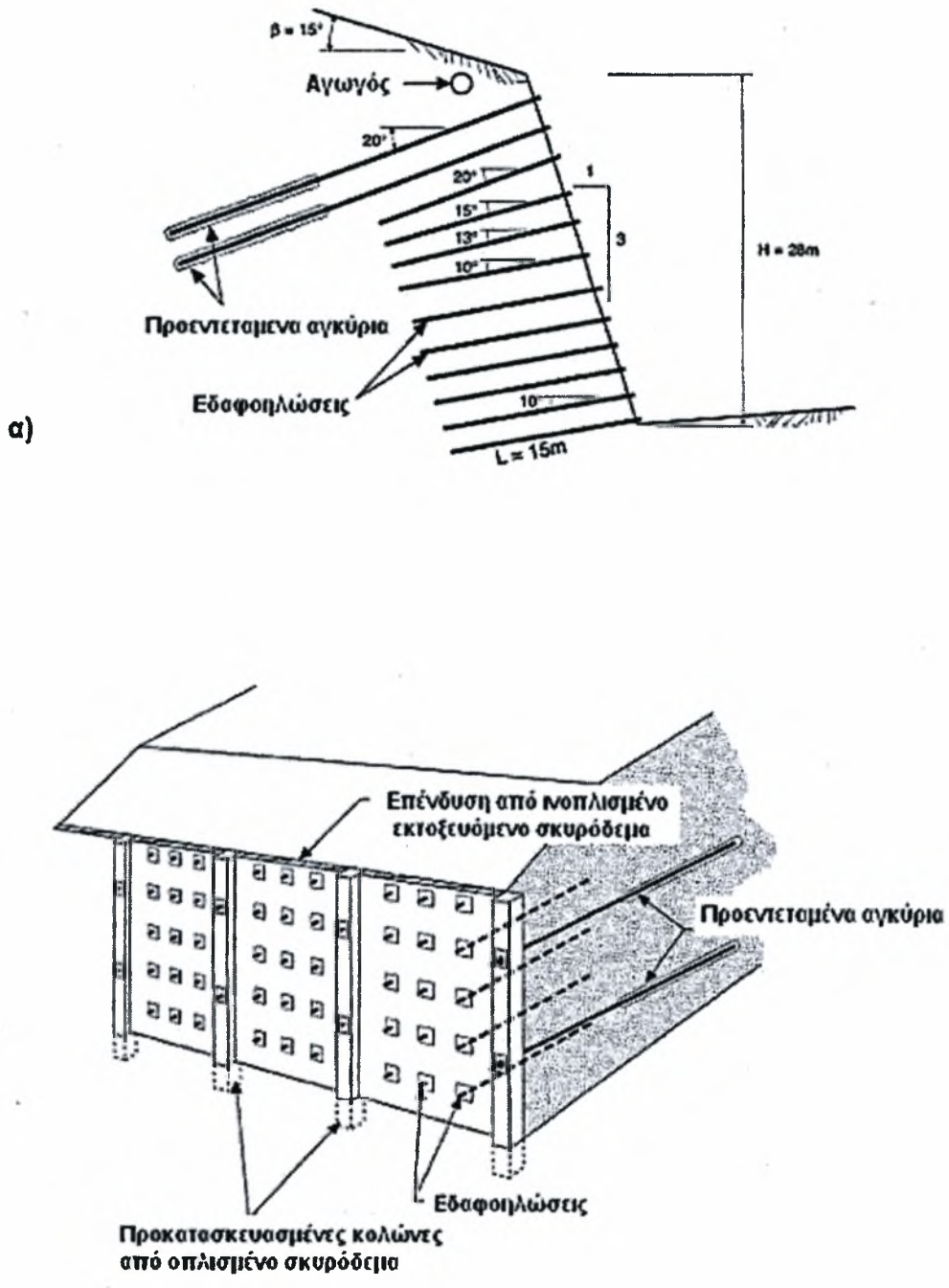
Σχ.Β.1 : Κατασκευή αντιστήριξης ενισχυμένης με εδαφοηλώσεις σε βαθμίδες, (Byrne et al. , 1998).

ολόκληρη η κατασκευή λειτουργεί σαν μία ισοδύναμη ενιαία αντιστήριξη με κάποια γωνία κλίσης ως προς την κατακόρυφο. Όταν το πλάτος του οριζόντιου αναβαθμού είναι μεγαλύτερο από το ύψος του κατωτέρου τμήματος (H_2), κάθε ξεχωριστό τμήμα αντιστήριξης δρα ανεξάρτητα, συνεπώς θα πρέπει να αναλύεται και να σχεδιάζεται ξεχωριστά. Τέλος, εάν το πλάτος του οριζόντιου αναβαθμού είναι μικρότερο από το ύψος του κατωτέρου τμήματος, τότε αυτό θα πρέπει να σχεδιάζεται θεωρώντας τα ανωτέρω τμήματα ως επιπρόσθετη κατανεμημένη φόρτιση.

B.2. Κατασκευές αντιστήριξης ενισχυμένες με εδαφοηλώσεις και προεντεταμένα αγκύρια.

Στις περιπτώσεις όπου απαιτείται πρόσθετη ενίσχυση για τη συνολική ευστάθεια ενός πρανούς που έχει ενισχυθεί με εδαφοηλώσεις ή οι προδιαγραφές της κατασκευής απαιτούν ιδιαίτερα περιορισμένες μετακινήσεις της επένδυσης, δύναται να χρησιμοποιηθούν παράλληλα με τις εδαφοηλώσεις και προεντεταμένα αγκύρια. Η κατασκευή των αγκυρίων μπορεί να γίνει είτε συγχρόνως με την κατασκευή των ηλώσεων καθώς η εκσκαφή προχωρά από πάνω προς τα κάτω (Σχ.Β.2,α) είτε κατά μήκος ξεχωριστών προκατασκευασμένων κατακόρυφων στηριγμάτων ανά κάποιο διάστημα κατά μήκος του μετώπου εκσκαφής (Σχ.Β.2,β).

Η μεθοδολογία σχεδιασμού μίας τέτοιας σύνθετα ενισχυμένης αντιστήριξης εξαρτάται από τη διαμόρφωση του συστήματος υποστήριξης (κάνναβος τοποθέτησης των ενισχύσεων) και από τη "συνεργασία" μεταξύ ήλων και αγκυρίων. Ειδικότερα, για το σύστημα υποστήριξης του Σχ.Β.2α (όπου οι εδαφοηλώσεις συνεισφέρουν περισσότερο στην ευστάθεια έναντι "ρηχών" επιφανειών ολίσθησης σε σχέση με τα αγκύρια), προτείνεται ως μεθοδολογία σχεδιασμού, η ανάλυση της κατασκευής ως να ήταν ενισχυμένη μόνο με εδαφοηλώσεις, αλλά παράλληλα περιορίζοντας τις επιφάνειες ολίσθησης προς έλεγχο μόνον σε επιφάνειες που ξεκινούν από μία οριζόντια απόσταση περίπου ίση με $s=1.5L$, όπου L το προτεινόμενο μήκος των ήλων. Με αυτό τον τρόπο η ενισχυμένη με εδαφοηλώσεις ζώνη θεωρείται ως ένα ενιαίο άκαμπτο σώμα. Έτσι, το μήκος των προεντεταμένων αγκυρίων που πρόκειται να συνεισφέρουν στην ευστάθεια έναντι βαθειών επιφανειών ολίσθησης, ελέγχεται ουσιαστικά από τις απαιτήσεις ευστάθειας του ενιαίου ενισχυμένου άκαμπτου σώματος.



Σχ.Β.2 : Σύνθετες κατασκευές αντιστήριξης με σύγχρονη χρήση εδαφοηλώσεων και προεντεταμένων αγκυρίων, (Byrne et al. , 1998).

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

Γ.1. Το πρόγραμμα SNAIL.

Διάφορα προγράμματα Η/Υ έχουν αναπτυχθεί τα τελευταία χρόνια για την ανάλυση και το σχεδιασμό αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις, παρόλο που πολλά προγράμματα ανάλυσης ευστάθειας πρηνών παρέχουν τη δυνατότητα έμμεσου υπολογισμού αυτών. Τα προγράμματα αυτά εξελίχθηκαν με βάση τις συνήθεις εφαρμογές των εδαφοηλώσεων με κύριο στόχο τον άμεσο υπολογισμό του απαιτούμενου μήκους των ήλων, της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης και του συνολικού συντελεστή ασφαλείας. Σήμερα, ένα από τα πιο χρησιμοποιούμενα προγράμματα για το σχεδιασμό των εδαφοηλώσεων (κυρίως στις Ηνωμένες Πολιτείες) είναι το SNAIL, το οποίο χρησιμοποιήθηκε και στην παρούσα εργασία.

Το πρόγραμμα SNAIL δημιουργήθηκε από το τμήμα μεταφορών της Καλιφόρνια (California Department of Transportation) το 1991. Στη συγκεκριμένη εργασία χρησιμοποιήθηκε η πλέον πρόσφατη έκδοση του προγράμματος, SnailWin 3.10. Το πρόγραμμα βασίζεται στην ανάλυση οριακής ισορροπίας, θεωρώντας συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης και ικανοποιώντας ισορροπία κατακόρυφων και οριζόντιων δυνάμεων, αντί για ισορροπία ροπών. Η διατμητική αντοχή του εδάφους ορίζεται με βάση το κριτήριο Mohr-Coulomb ενώ θεωρεί ως πιθανές επιφάνειες αστοχίας δύο ή τρεις επίπεδες διαφορετικής κλίσης. Στην περίπτωση των δύο επίπεδων επιφανειών αστοχίας, η επιφάνεια αστοχίας ξεκινά από τον πόδα του πρηνούς ενώ σε αυτή των τριών, η επιφάνεια αστοχίας ξεκινά από σημείο μακριά από τον πόδα, με αποτέλεσμα οι αντιστεκόμενες στην κίνηση δυνάμεις της δημιουργηθείσας σφήνας κάτωθεν του τοίχου, να υπολογίζονται θεωρώντας συνθήκες παθητικής κατάστασης (κατά Rankine). Το πρόγραμμα μπορεί να εξετάσει έως και 560 πιθανές επιφάνειες αστοχίας σημειώνοντας κάθε φορά τις 10 πλέον κρίσιμες.

Ως προς την εισαγωγή των δεδομένων ο χρήστης μπορεί να ορίσει έως 7 διαφορετικά προφίλ εδάφους, εξωτερική ομοιόμορφα κατανεμημένη φόρτιση, πιεζομετρική ή φρεάτια γραμμή, φόρτιση στην επένδυση, κεκλιμένες επιφάνειες μπροστά και πίσω από το μέτωπο και τέλος να προσθέσει αριθμό προεντεταμένων αγκυριών. Ο πλήρης καθορισμός των ηλώσεων γίνεται με τον καθορισμό της θέσης τους, της διαμέτρου, της γωνίας τοποθέτησης, της οριζόντιας και κατακόρυφης

απόστασης και της εφελκυστικής τους αντοχής ενώ για τις εδαφικές στρώσεις απαιτείται το ειδικό τους βάρος, η οριακή τους διατμητική αντοχή (μέσω της συνοχής και της γωνίας τριβής) και η τάση συνάφειας. Η ψευδοστατική σεισμική ανάλυση γίνεται αφού οριστούν οι σεισμικοί συντελεστές k_h , k_v .

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ

Δ. Αποτελέσματα της ανάλυσης των εξωτερικών μορφών αστοχίας από το πρόγραμμα SNAIL.

Δ.1. Συνολικής Ευστάθειας – Πρώτη Στάδιο Εκσκαφής (Προσωρινή κατάσταση)

```

*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 09-12-2004 Time: 04:16:50 *
*****

```

Project Identification - First Excavation Lift

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height = 0,70 m
Wall Batter          = 0,0 degree
                    Angle   Length
                    (Deg)  (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 0,0    15,0
Second Slope from 1st slope. = 0,0    0,0
Third Slope from 2nd slope.  = 0,0    0,0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0,0    0,0
Fifth Slope from 4th slope.  = 0,0    0,0
Sixth Slope from 5th slope.  = 0,0    0,0
Seventh Slope Angle.        = 0,0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil	Unit	Friction Angle	Cohesion Intercept	Bond* Stress	Coordinates of Boundary			
	Weight				XS1	YS1	XS2	YS2

Layer (m)	(kN/m ³)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	18,00	33,0	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0,00 to 2,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels	=	0
Horizontal Spacing	=	0,00 m
Diameter of Reinforcement Element	=	0,0 mm
Yield Stress of Reinforcement	=	0,0 MPa
Diameter of Grouted Hole	=	0,0 mm
Punching Shear	=	0,0 kN

----- (For ALL Levels) -----

Reinforcement Lengths	=	0,0 m
Reinforcement Inclination	=	0,0 degrees
Vertical Spacing to First Level	=	0,00 m
Vertical Spacing to Remaining Levels	=	0,00 m

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
Toe	2,648	0,2	64,5	0,5	89,9	0,3

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 2	2,146	0,4	54,5	0,7	89,9	0,1

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 3	2,162	0,6	49,4	0,9	89,9	0,0
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4	2,343	0,8	41,2	1,1	89,9	0,0
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5	2,550	1,0	35,0	1,2	89,9	0,0
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6	2,788	1,2	30,3	1,4	89,9	0,0
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7	3,225	1,4	26,6	1,6	89,9	0,0
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8	3,524	1,6	23,6	1,7	89,9	0,0
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9	3,801	1,8	21,3	1,9	89,9	0,0
NODE10	4,328	2,0	19,3	2,1	89,9	0,0

Δ.2. Συνολικής Ευστάθειας – Εκσκαφή στο ήμισυ του μετώπου (Προσωρινή κατάσταση)

```

*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 09-12-2004 Time: 04:35:46 *
*****

```

Project Identification - Half Excavation Depth

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height = 5,50 m
Wall Batter          = 0,0 degree
                    Angle Length
                    (Deg) (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 0,0 15,0
Second Slope from 1st slope. = 0,0 0,0
Third Slope from 2nd slope.  = 0,0 0,0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0,0 0,0
Fifth Slope from 4th slope.  = 0,0 0,0
Sixth Slope from 5th slope.  = 0,0 0,0
Seventh Slope Angle.        = 0,0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Factored Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil YS2 Layer (m)	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of Boundary		
	Weight (kN/m ³)	Angle (Degree)	Intercept (kPa)	Stress (kPa)	XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)
1 0,0	18,00	33,0	5,0	100,0	0,0	0,0	0,0

* Bond Stress also depends on BSF Factor in Option #5 when enabled.

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0,00 to 3,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels	= 4
Horizontal Spacing	= 1,50 m
Yield Stress of Reinforcement	= 500,0 MPa
Diameter of Grouted Hole	= 150,0 mm
Punching Shear	= 500,0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	7,0	20,0	0,50	25,0	0,50
2	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
3	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
4	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	2,573	0,3	85,3	3,3	89,2	2,2

Reinf. Stress at Level 1 = 321,097 MPa (Pullout controls...)

2 = 322,496 MPa (Pullout controls...)
 3 = 328,042 MPa (Pullout controls...)
 4 = 334,010 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 2

2,846	0,6	82,2	4,4	89,9	1,1
-------	-----	------	-----	------	-----

Reinf. Stress at Level

1 = 305,297 MPa (Pullout controls...)
2 = 313,118 MPa (Pullout controls...)
3 = 322,924 MPa (Pullout controls...)
4 = 332,730 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 3

3,097	0,9	78,4	4,5	89,9	1,1
-------	-----	------	-----	------	-----

Reinf. Stress at Level

1 = 289,988 MPa (Pullout controls...)
2 = 302,272 MPa (Pullout controls...)
3 = 316,726 MPa (Pullout controls...)
4 = 331,181 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 4

3,381	1,2	74,7	4,6	89,9	1,1
-------	-----	------	-----	------	-----

Reinf. Stress at Level

1 = 274,679 MPa (Pullout controls...)
2 = 291,795 MPa (Pullout controls...)
3 = 310,740 MPa (Pullout controls...)
4 = 329,684 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 5

3,542	1,5	70,0	1,8	76,8	4,0
-------	-----	------	-----	------	-----

Reinf. Stress at Level

1 = 270,889 MPa (Pullout controls...)
2 = 287,717 MPa (Pullout controls...)
3 = 304,114 MPa (Pullout controls...)
4 = 327,766 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)


```

*****
*
*           For Factor of Safety = 1.0
*
*           Maximum Average Reinforcement Working Force:
*
*           23,624 kN/level
*
*****

```

Δ.3. Συνολικής Ευστάθειας – Στατική Φόρτιση (Κατάσταση Λειτουργίας)

```

*****
*   CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION   *
*   ENGINEERING SERVICE CENTER                 *
*   DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS      *
*   Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*   Date: 09-12-2004           Time: 04:31:43  *
*****

```

Project Identification - Global Stability-Static Loads

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height = 10,00 m
Wall Batter          = 0,0 degree
                    Angle   Length
                    (Deg)  (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 0,0    15,0
Second Slope from 1st slope. = 0,0    0,0
Third Slope from 2nd slope.  = 0,0    0,0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0,0    0,0
Fifth Slope from 4th slope.  = 0,0    0,0
Sixth Slope from 5th slope.  = 0,0    0,0
Seventh Slope Angle.        = 0,0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

```

Begin Surcharge - Distance from toe = 3,00 m
End Surcharge - Distance from toe   = 10,30 m
Loading Intensity - Begin           = 20,0 kPa/m
Loading Intensity - End              = 20,0 kPa/m

```

----- OPTION #1 -----

Factored Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil YS2 Layer (m)	Unit Weight (kN/m3)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary		
					XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)
1 0,0	18,00	33,0	5,0	100,0	0,0	0,0	0,0
2 1,0	20,00	39,0	7,0	150,0	0,0	1,0	15,0

Bond Stress also depends on BSF Factor in Option #5 when enabled.

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 3,00 to 11,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 7
Horizontal Spacing = 1,50 m
Yield Stress of Reinforcement = 500,0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 150,0 mm
Punching Shear = 500,0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	7,0	20,0	0,50	25,0	0,50
2	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
3	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
4	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
5	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
6	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
7	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50

Toe	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
		1,972	3,8	58,7	5,9	81,4

Reinf. Stress at Level 1 = 155,748 MPa (Pullout controls...)
 2 = 169,071 MPa (Pullout controls...)
 3 = 179,957 MPa (Pullout controls...)
 4 = 206,095 MPa (Pullout controls...)
 5 = 245,066 MPa (Pullout controls...)
 6 = 359,308 MPa (Pullout controls...)
 7 = 484,513 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 2

1,834	4,6	57,2	5,9	74,6	5,2
-------	-----	------	-----	------	-----

Reinf. Stress at Level 1 = 128,884 MPa (Pullout controls...)
 2 = 148,693 MPa (Pullout controls...)
 3 = 167,850 MPa (Pullout controls...)
 4 = 199,535 MPa (Pullout controls...)
 5 = 240,474 MPa (Pullout controls...)
 6 = 356,684 MPa (Pullout controls...)
 7 = 483,529 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 3

1,731	5,4	51,0	5,1	70,2	6,4
-------	-----	------	-----	------	-----

Reinf. Stress at Level 1 = 100,250 MPa (Pullout controls...)
 2 = 123,895 MPa (Pullout controls...)
 3 = 148,369 MPa (Pullout controls...)
 4 = 172,842 MPa (Pullout controls...)
 5 = 220,243 MPa (Pullout controls...)
 6 = 345,123 MPa (Pullout controls...)
 7 = 479,194 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 4

1,653	6,2	52,2	5,1	62,7	6,8
-------	-----	------	-----	------	-----

Reinf. Stress at Level 1 = 80,536 MPa (Pullout controls...)
 2 = 110,473 MPa (Pullout controls...)
 3 = 144,302 MPa (Pullout controls...)
 4 = 178,131 MPa (Pullout controls...)
 5 = 224,384 MPa (Pullout controls...)
 6 = 347,490 MPa (Pullout controls...)
 7 = 480,081 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
-----------------------	------------------------------	---------------------------------	--------------------------------	---------------------------------	--------------------------------

SAFETY FACTOR	BEHIND WALL TOE (m)	PLANE		PLANE		
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)	
NODE 5						
1,595	7,0	48,8	5,3	59,7	6,9	
Reinf. Stress at Level						
	1 =	53,346 MPa	(Pullout controls...)			
	2 =	85,307 MPa	(Pullout controls...)			
	3 =	122,910 MPa	(Pullout controls...)			
	4 =	160,514 MPa	(Pullout controls...)			
	5 =	212,718 MPa	(Pullout controls...)			
	6 =	340,823 MPa	(Pullout controls...)			
	7 =	477,581 MPa	(Pullout controls...)			
MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE		
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)	
NODE 6						
1,559	7,8	48,7	10,6	68,7	2,1	
Reinf. Stress at Level						
	1 =	13,258 MPa	(Pullout controls...)			
	2 =	53,562 MPa	(Pullout controls...)			
	3 =	106,519 MPa	(Pullout controls...)			
	4 =	159,476 MPa	(Pullout controls...)			
	5 =	212,433 MPa	(Pullout controls...)			
	6 =	340,660 MPa	(Pullout controls...)			
	7 =	477,520 MPa	(Pullout controls...)			
MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE		
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)	
NODE 7						
1,536	8,6	44,1	7,2	55,5	6,1	
Reinf. Stress at Level						
	1 =	0,000 MPa				
	2 =	32,893 MPa	(Pullout controls...)			
	3 =	76,194 MPa	(Pullout controls...)			
	4 =	135,128 MPa	(Pullout controls...)			
	5 =	195,389 MPa	(Pullout controls...)			
	6 =	330,921 MPa	(Pullout controls...)			
	7 =	473,868 MPa	(Pullout controls...)			
MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE		
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)	
NODE 8						
1,531	9,4	46,8	13,7	89,9	0,0	
Reinf. Stress at Level						
	1 =	0,000 MPa				
	2 =	37,492 MPa	(Pullout controls...)			
	3 =	93,462 MPa	(Pullout controls...)			
	4 =	149,432 MPa	(Pullout controls...)			
	5 =	205,402 MPa	(Pullout controls...)			
	6 =	336,643 MPa	(Pullout controls...)			

7 = 476,013 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE		
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)	
NODE 9	1,534	10,2	44,4	14,3	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level

1 = 0,000 MPa
2 = 17,541 MPa (Pullout controls...)
3 = 77,252 MPa (Pullout controls...)
4 = 136,962 MPa (Pullout controls...)
5 = 196,673 MPa (Pullout controls...)
6 = 331,655 MPa (Pullout controls...)
7 = 474,143 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE		
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)	
NODE10	1,559	11,0	42,3	14,9	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level

1 = 0,000 MPa
2 = 0,000 MPa
3 = 61,577 MPa (Pullout controls...)
4 = 124,905 MPa (Pullout controls...)
5 = 188,234 MPa (Pullout controls...)
6 = 326,832 MPa (Pullout controls...)
7 = 472,334 MPa (Pullout controls...)

```

*****
*                                     For Factor of Safety = 1.0
*
*                                     Maximum Average Reinforcement Working Force:
*
*                                     57,946 kN/level
*
*****

```

Δ.4. Συνολικής Ευστάθειας – Σεισμική Φόρτιση (Κατάσταση Λειτουργίας)

```

*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 09-12-2004 Time: 04:39:28 *
*****

```

Project Identification - Global Stability-Earthquake Loads

----- WALL GEOMETRY -----

Vertical Wall Height = 10,00 m
 Wall Batter = 0,0 degree
 Angle Length
 (Deg) (Meter)
 First Slope from Wallcrest. = 0,0 15,0
 Second Slope from 1st slope. = 0,0 0,0
 Third Slope from 2nd slope. = 0,0 0,0
 Fourth Slope from 3rd slope. = 0,0 0,0
 Fifth Slope from 4th slope. = 0,0 0,0
 Sixth Slope from 5th slope. = 0,0 0,0
 Seventh Slope Angle. = 0,0

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

Begin Surcharge - Distance from toe = 3,00 m
 End Surcharge - Distance from toe = 10,00 m
 Loading Intensity - Begin = 20,0 kPa/m
 Loading Intensity - End = 20,0 kPa/m

----- OPTION #1 -----

Factored Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of Boundary		
YS2	Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2
Layer	(kN/m3)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
1	18,00	33,0	5,0	100,0	0,0	0,0	0,0
0,0							
2	20,00	39,0	7,0	150,0	0,0	1,0	15,0
1,0							

* Bond Stress also depends on BSF Factor in Option #5 when enabled.

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

Horizontal Earthquake Coefficient = 0,08 (a/g)
 Vertical Earthquake Coefficient = 0,60

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 3,00 to 11,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 7
 Horizontal Spacing = 1,50 m
 Yield Stress of Reinforcement = 500,0 MPa
 Diameter of Grouted Hole = 150,0 mm
 Punching Shear = 500,0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor	
1	7,0	20,0	0,50	25,0	0,50	
2	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	
3	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	
4	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	
5	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	
6	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	
7	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	1,892	3,8	58,7	5,9	81,4	5,1
Reinf. Stress at Level	1 = 155,748 MPa (Pullout controls...)					
	2 = 169,071 MPa (Pullout controls...)					
	3 = 179,957 MPa (Pullout controls...)					
	4 = 206,095 MPa (Pullout controls...)					
	5 = 245,066 MPa (Pullout controls...)					
	6 = 359,308 MPa (Pullout controls...)					
	7 = 484,513 MPa (Pullout controls...)					
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2	1,742	4,6	51,2	5,1	77,0	6,2
Reinf. Stress at Level	1 = 124,600 MPa (Pullout controls...)					
	2 = 142,212 MPa (Pullout controls...)					
	3 = 158,361 MPa (Pullout controls...)					
	4 = 174,510 MPa (Pullout controls...)					

5 = 220,830 MPa (Pullout controls...)
 6 = 345,459 MPa (Pullout controls...)
 7 = 479,320 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 3

1,616	5,4	51,0	5,1	70,2	6,4
-------	-----	------	-----	------	-----

Reinf. Stress at Level

1 = 100,250 MPa (Pullout controls...)
 2 = 123,895 MPa (Pullout controls...)
 3 = 148,369 MPa (Pullout controls...)
 4 = 172,842 MPa (Pullout controls...)
 5 = 220,243 MPa (Pullout controls...)
 6 = 345,123 MPa (Pullout controls...)
 7 = 479,194 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 4

1,527	6,2	49,0	6,6	69,6	5,3
-------	-----	------	-----	------	-----

Reinf. Stress at Level

1 = 65,435 MPa (Pullout controls...)
 2 = 89,449 MPa (Pullout controls...)
 3 = 114,664 MPa (Pullout controls...)
 4 = 161,026 MPa (Pullout controls...)
 5 = 213,518 MPa (Pullout controls...)
 6 = 341,281 MPa (Pullout controls...)
 7 = 477,752 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 5

1,461	7,0	48,8	5,3	59,7	6,9
-------	-----	------	-----	------	-----

Reinf. Stress at Level

1 = 53,346 MPa (Pullout controls...)
 2 = 85,307 MPa (Pullout controls...)
 3 = 122,910 MPa (Pullout controls...)
 4 = 160,514 MPa (Pullout controls...)
 5 = 212,718 MPa (Pullout controls...)
 6 = 340,823 MPa (Pullout controls...)
 7 = 477,581 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 6

1,404 7,8 48,7 10,6 68,7 2,1

Reinf. Stress at Level 1 = 13,258 MPa (Pullout controls...)
 2 = 53,562 MPa (Pullout controls...)
 3 = 106,519 MPa (Pullout controls...)
 4 = 159,476 MPa (Pullout controls...)
 5 = 212,433 MPa (Pullout controls...)
 6 = 340,660 MPa (Pullout controls...)
 7 = 477,520 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 7

1,366 8,6 44,1 7,2 55,5 6,1

Reinf. Stress at Level 1 = 0,000 MPa
 2 = 32,893 MPa (Pullout controls...)
 3 = 76,194 MPa (Pullout controls...)
 4 = 135,128 MPa (Pullout controls...)
 5 = 195,389 MPa (Pullout controls...)
 6 = 330,921 MPa (Pullout controls...)
 7 = 473,868 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 8

1,355 9,4 42,4 8,9 54,8 4,9

Reinf. Stress at Level 1 = 0,000 MPa
 2 = 2,038 MPa (Pullout controls...)
 3 = 62,220 MPa (Pullout controls...)
 4 = 125,400 MPa (Pullout controls...)
 5 = 188,580 MPa (Pullout controls...)
 6 = 327,030 MPa (Pullout controls...)
 7 = 472,408 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 9

1,355 10,2 44,4 14,3 89,9 0,0

Reinf. Stress at Level 1 = 0,000 MPa
 2 = 17,541 MPa (Pullout controls...)
 3 = 77,252 MPa (Pullout controls...)
 4 = 136,962 MPa (Pullout controls...)
 5 = 196,673 MPa (Pullout controls...)
 6 = 331,655 MPa (Pullout controls...)
 7 = 474,143 MPa (Pullout controls...)

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

FACTOR	WALL TOE (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE10					
1,366	11,0	42,3	14,9	89,9	0,0
Reinf. Stress at Level	1 =	0,000 MPa			
	2 =	0,000 MPa			
	3 =	61,577 MPa (Pullout controls...)			
	4 =	124,905 MPa (Pullout controls...)			
	5 =	188,234 MPa (Pullout controls...)			
	6 =	326,832 MPa (Pullout controls...)			
	7 =	472,334 MPa (Pullout controls...)			

```

*****
*
*           For Factor of Safety = 1.0
*
*           Maximum Average Reinforcement Working Force:
*
*           65,982 kN/level
*
*****

```

Δ.5. Φέρουσας Ικανότητας – Στατική Φόρτιση (Κατάσταση Λειτουργίας)

```

*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 09-12-2004 Time: 06:06:00 *
*****

```

Project Identification - Bearing Capacity-Static Loads

----- WALL GEOMETRY -----

Vertical Wall Height	=	10,00 m
Wall Batter	=	0,0 degree
		Angle Length
		(Deg) (Meter)
First Slope from Wallcrest.	=	0,0 15,0
Second Slope from 1st slope.	=	0,0 0,0
Third Slope from 2nd slope.	=	0,0 0,0
Fourth Slope from 3rd slope.	=	0,0 0,0
Fifth Slope from 4th slope.	=	0,0 0,0
Sixth Slope from 5th slope.	=	0,0 0,0
Seventh Slope Angle.	=	0,0

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

First Slope Angle below Toe. = 0,0 degrees
 First Slope Distance from Toe. = 20,00 m
 Second Slope Angle. = 0,0 degrees
 Second Slope Distance from Toe. = 0,00 m
 Vertical Depth of Search. = 4,00 m
 Number of Searches below wall Toe. = 5

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

Begin Surcharge - Distance from toe = 3,00 m
 End Surcharge - Distance from toe = 10,30 m
 Loading Intensity - Begin = 20,0 kPa/m
 Loading Intensity - End = 20,0 kPa/m

----- OPTION #1 -----

Factored Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil YS2 Layer (m)	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of Boundary		
	Weight (kN/m ³)	Angle (Degree)	Intercept (kPa)	Stress (kPa)	XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)
1 0,0	18,00	33,0	5,0	100,0	0,0	0,0	0,0
2 1,0	20,00	39,0	7,0	150,0	0,0	1,0	15,0

* Bond Stress also depends on BSF Factor in Option #5 when enabled.

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 11,00 to 13,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 7
 Horizontal Spacing = 1,50 m
 Yield Stress of Reinforcement = 500,0 MPa
 Diameter of Grouted Hole = 150,0 mm
 Punching Shear = 500,0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor	
1	7,0	20,0	0,50	25,0	0,50	
2	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	
3	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	
4	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	
5	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	
6	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	
7	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50	

DEPTH BELOW WALL TOE (m)	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
Toe	1,646	11,2	41,8	15,0	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level

1 =	0,000 MPa
2 =	0,000 MPa
3 =	57,740 MPa (Pullout controls...)
4 =	121,953 MPa (Pullout controls...)
5 =	186,167 MPa (Pullout controls...)
6 =	325,652 MPa (Pullout controls...)
7 =	471,892 MPa (Pullout controls...)

DEPTH BELOW WALL TOE (m)	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
0,80	1,522	11,2	44,0	15,6	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level

1 =	0,000 MPa
2 =	0,000 MPa
3 =	41,607 MPa (Pullout controls...)
4 =	102,099 MPa (Pullout controls...)
5 =	162,590 MPa (Pullout controls...)
6 =	298,352 MPa (Pullout controls...)
7 =	425,360 MPa (Pullout controls...)

DEPTH BELOW WALL TOE (m)	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
1,60	1,555	11,2	46,0	16,1	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level

1 =	0,000 MPa
2 =	0,000 MPa
3 =	27,243 MPa (Pullout controls...)
4 =	84,420 MPa (Pullout controls...)
5 =	141,597 MPa (Pullout controls...)
6 =	274,045 MPa (Pullout controls...)
7 =	383,927 MPa (Pullout controls...)

DEPTH BELOW	MINIMUM SAFETY	DISTANCE BEHIND	LOWER FAILURE PLANE	UPPER FAILURE PLANE
----------------	-------------------	--------------------	------------------------	------------------------

WALL TOE (m)	FACTOR	WALL TOE (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
2,40	1,670	11,2	47,9	16,7	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level

1 =	0,000 MPa
2 =	0,000 MPa
3 =	14,371 MPa (Pullout controls...)
4 =	68,578 MPa (Pullout controls...)
5 =	122,785 MPa (Pullout controls...)
6 =	252,263 MPa (Pullout controls...)
7 =	346,798 MPa (Pullout controls...)

DEPTH BELOW WALL TOE (m)	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
3,20	1,826	11,4	49,2	17,4	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level

1 =	0,000 MPa
2 =	0,000 MPa
3 =	0,000 MPa
4 =	50,215 MPa (Pullout controls...)
5 =	102,492 MPa (Pullout controls...)
6 =	230,041 MPa (Pullout controls...)
7 =	310,571 MPa (Pullout controls...)

DEPTH BELOW WALL TOE (m)	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
4,00	1,993	13,0	47,1	19,1	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level

1 =	0,000 MPa
2 =	0,000 MPa
3 =	0,000 MPa
4 =	3,448 MPa (Pullout controls...)
5 =	58,874 MPa (Pullout controls...)
6 =	171,448 MPa (Pullout controls...)
7 =	254,586 MPa (Pullout controls...)

* For Factor of Safety = 1.0

* Maximum Average Reinforcement Working Force:

* 25,194 kN/level

*

Δ.6. Φέρουσας Ικανότητας –Σεισμική Φόρτιση (Κατάσταση Λειτουργίας)

```
*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 09-12-2004 Time: 05:31:18 *
*****
```

Project Identification - Bearing Capacity-Seismic Loads

----- WALL GEOMETRY -----

```
Vertical Wall Height = 10,00 m
Wall Batter          = 0,0 degree
                    Angle Length
                    (Deg) (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 0,0 15,0
Second Slope from 1st slope. = 0,0 0,0
Third Slope from 2nd slope. = 0,0 0,0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0,0 0,0
Fifth Slope from 4th slope. = 0,0 0,0
Sixth Slope from 5th slope. = 0,0 0,0
Seventh Slope Angle. = 0,0
```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

```
First Slope Angle below Toe. = 0,0 degrees
First Slope Distance from Toe. = 20,00 m
Second Slope Angle. = 0,0 degrees
Second Slope Distance from Toe. = 0,00 m
Vertical Depth of Search. = 4,00 m
Number of Searches below wall Toe. = 5
```

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

```
Begin Surcharge - Distance from toe = 3,00 m
End Surcharge - Distance from toe = 10,30 m
Loading Intensity - Begin = 20,0 kPa/m
Loading Intensity - End = 20,0 kPa/m
```

----- OPTION #1 -----

Factored Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of Boundary		
YS2	Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2
Layer	(kN/m ³)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
(m)							

1 0,0	18,00	33,0	5,0	100,0	0,0	0,0	0,0
2 1,0	20,00	39,0	7,0	150,0	0,0	1,0	15,0

* Bond Stress also depends on BSF Factor in Option #5 when enabled.

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

Horizontal Earthquake Coefficient = 0,08 (a/g)
Vertical Earthquake Coefficient = 0,60

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 11,00 to 13,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 7
Horizontal Spacing = 1,50 m
Yield Stress of Reinforcement = 500,0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 150,0 mm
Punching Shear = 500,0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	7,0	20,0	0,50	25,0	0,50
2	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
3	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
4	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
5	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
6	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50
7	7,0	15,0	1,50	25,0	0,50

DEPTH BELOW WALL TOE (m)	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	1,367	11,2	41,8	15,0	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level 1 = 0,000 MPa
2 = 0,000 MPa
3 = 57,740 MPa (Pullout controls...)

4 = 121,953 MPa (Pullout controls...)
 5 = 186,167 MPa (Pullout controls...)
 6 = 325,652 MPa (Pullout controls...)
 7 = 471,892 MPa (Pullout controls...)

DEPTH BELOW WALL TOE (m)	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
0,80	1,292	11,2	44,0	15,6	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level 1 = 0,000 MPa
 2 = 0,000 MPa
 3 = 41,607 MPa (Pullout controls...)
 4 = 102,099 MPa (Pullout controls...)
 5 = 162,590 MPa (Pullout controls...)
 6 = 298,352 MPa (Pullout controls...)
 7 = 425,360 MPa (Pullout controls...)

DEPTH BELOW WALL TOE (m)	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
1,60	1,336	11,2	46,0	16,1	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level 1 = 0,000 MPa
 2 = 0,000 MPa
 3 = 27,243 MPa (Pullout controls...)
 4 = 84,420 MPa (Pullout controls...)
 5 = 141,597 MPa (Pullout controls...)
 6 = 274,045 MPa (Pullout controls...)
 7 = 383,927 MPa (Pullout controls...)

DEPTH BELOW WALL TOE (m)	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
2,40	1,443	11,8	46,4	17,1	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level 1 = 0,000 MPa
 2 = 0,000 MPa
 3 = 0,641 MPa (Pullout controls...)
 4 = 57,162 MPa (Pullout controls...)
 5 = 113,683 MPa (Pullout controls...)
 6 = 245,475 MPa (Pullout controls...)
 7 = 340,088 MPa (Pullout controls...)

DEPTH BELOW WALL TOE (m)	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
3,20	1,582	12,8	45,9	18,4	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level 1 = 0,000 MPa
 2 = 0,000 MPa
 3 = 0,000 MPa
 4 = 22,357 MPa (Pullout controls...)

5 = 79,731 MPa (Pullout controls...)
 6 = 205,656 MPa (Pullout controls...)
 7 = 291,716 MPa (Pullout controls...)

DEPTH BELOW WALL TOE (m)	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
4,00	1,729	13,0	47,1	19,1	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level

1 =	0,000 MPa
2 =	0,000 MPa
3 =	0,000 MPa
4 =	3,448 MPa (Pullout controls...)
5 =	58,874 MPa (Pullout controls...)
6 =	171,448 MPa (Pullout controls...)
7 =	254,586 MPa (Pullout controls...)

```

*****
*
*           For Factor of Safety = 1.0
*
*           Maximum Average Reinforcement Working Force:
*
*           55,712 kN/level
*
*****

```

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ:

- [1] Byrne R.J., Cotton D., Porterfield J., Wolschlag C., Ueblacker G. (1998). "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls", Report FHWA-SA-96-69R Federal Highway Administration, Washington D.C.
- [2] Carlos A. Lazarte, Elias V., Espinoza D. and Sabatini J., (2002). " Soil Nail Walls" Geotechnical engineering circular No.7, Publication No. FHWA-0-IF-03-017, Federal Highway Administration Washington D.C..
- [3] Caquot A.I. and Kerisel J. (1948). "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations". Librairie du Bureau des Longitudes, de L' ecole Polytechnique, Gauthier-villars, Paris, France.
- [4] CLOUTERRE (1993). " Recommandations CLOUTERRE 1991 – Soil Nailing Recommendations 1991", English Translation, Presses de l' Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, France.
- [5] Elias V. and Juran I. (1991). " Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations" , Publication FHWA-RD-89-198, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- [6] Gassler G. and Gudehus G., (1981). " Soil Nailing – Some Aspects of a New Technique", In Proceedings of the 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3., Session 12, Stockholm, Sweden.
- [7] Juran I. and Elias V., (1991). "Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures", in Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition.
- [8] Juran I., Baudrand G., Farrag K. and Elias V., (1990). " Kinematical limit analysis of nailed structures", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 116, No1.
- [9] Karabatakis D. A. and Hatzigogos T. N., (2002). "Analysis of creep behavior using interface elements", Computer and Geotechnics, Vol. 29, pp. 257-277.
- [10] Kramer S.L., (1996). " Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- [11] Plummele C., Schlosser F., Oclage P and Knochenmus G, (1990). "French National Research Project on Soil Nailing: CLOUTERRE", Geotechnical Special Publication No.25, American Society of Civil Engineers.
- [12] Porterfield J., Cotton D.M., and Byrne R.J. (1994). " Soil Nailing Field Inspectors Manual, Project Demonstration 103 ", Publication No. FHWA-SA-93-068, Federal Highway Administration, Washington D.C.

- [13] Sabatini P.J. et al, (1999). "Ground Anchors and Anchored Systems" Geotechnical Engineering Circular No.4, Publication FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- [14] Terzaghi K., Peck R. and Mesri G., (1996). "Soil mechanics in Engineering Practice", 3rd Edition, J. Wiley & Sons, Inc.
- [15] Σ. Δ. Κωστόπουλος. " Γεωτεχνικές Κατασκευές, Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού και Κατασκευής", Τόμος Ι, Εκδόσεις ΙΩΝ, 2003.
- [16] Σ. Δ. Κωστόπουλος. " Σημειώσεις Εδαφομηχανικής ΙΙΙ, Γεωτρήσεις και Επί Τόπου Δοκιμές", Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Βόλος 2000.
- [17] U.S. Department of the Navy (1982). " Foundations and Earth Structures", NAVFAC DM-7.2, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, Virginia.
- [18] Allen D.E., "Allowable Stress Design Method", Canadian Building Digest, Institute for Research of Construction, National Research Council Canada.
- [19] CALTRANS Division of Materials and Foundations. Manual of Instructions For SNAIL.
- [20] Ebeling R.M. and Morrison E.E., (1992). "The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures", Technical Report ITL-92-11, U.S. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- [20] Π. Ντάκουλας. "Σημειώσεις από το μάθημα της Εδαφοδυναμικής"
- [21] Α. Κωμοδρόμος. " Υπολογιστική Γεωτεχνική Μηχανική", Εκδόσεις ΖΗΤΗ, 2001.
- [22] Α. Κωμοδρόμος. " Σημειώσεις από το μάθημα Σήραγγες και Υπόγεια Έργα"
- [23] Briaud J.L. and Lim Y., (1997). "Soil Nailed Wall under Piled Bridge Abutment : Simulation and Guidelines", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers.
- [24] Γ. Πενέλης, Κ. Στυλιανίδης, Α. Κάππος, Χ. Ιγνατάκης. " Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα", Θεσσαλονίκη 1995.
- [25] ΕΑΚ 2000. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός.



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000074133