

Μορφές αστοχίας της επένδυσης αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις

Facing failure modes of soil nailing walls

ΚΑΡΑΜΠΑΤΑΚΗΣ Δ. Δρ Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ.
ΤΖΑΡΟΣ Χ. Πολιτικός Μηχανικός Π.Θ.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Στο παρόν άρθρο αναλύονται οι βασικές μορφές αστοχίας της επένδυσης (προσωρινής, μόνιμης) συστημάτων αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις. Οι αναλυτικές σχέσεις που προτείνονται για τους ελέγχους των επιμέρους μορφών αστοχίας αποσκοπούν στην ανάπτυξη συγκεκριμένης μεθοδολογίας, η οποία διασφαλίζει την ολοκληρωμένη αντιμετώπιση του καθοριστικού ελέγχου της αντοχής της επένδυσης των συγκεκριμένων τύπων αντιστηρίξεων.

ABSTRACT : In the present paper the basic failure modes of the facing (temporary, permanent) of soil nailing retaining structures are analyzed. The analytical relations that are proposed for the check of the failure modes have as a scope to develop a specific methodology, which ensure the total confrontation of the decisive check for the facing strength of the mentioned retaining structures' type.

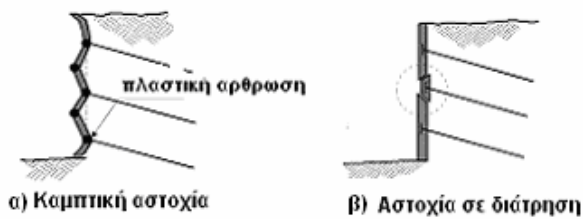
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η αντοχή της επένδυσης (προσωρινής, μόνιμης) του μετώπου διατάξεων αντιστηρίξεων με εδαφοηλώσεις αποτελεί στοιχείο καθοριστικής σημασίας καθώς διασφαλίζει σε σημαντικό βαθμό την αποτελεσματικότητα και κατ' επέκταση τη συνολική ευστάθεια της αντιστήριξης. Ειδικότερα, ως προσωρινή επένδυση (πάχους 75÷100mm) στο μέτωπο της εκσκαφής δύναται να τοποθετηθεί γαλβανισμένο χαλύβδινο πλέγμα υψηλής αντοχής, το οποίο καλύπτεται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Εναλλακτική λύση αποτελεί και 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 (πάχους 150÷300mm) συνήθως επιλέγεται το επί τόπου εγχυόμενο οπλισμένο σκυρόδεμα και σπανιότερα προκατασκευασμένα στοιχεία (panels). Η μόνιμη επένδυση παρέχει αυξημένη προστασία έναντι της διάβρωσης, συμβάλλει ουσιαστικά στην απαιτούμενη

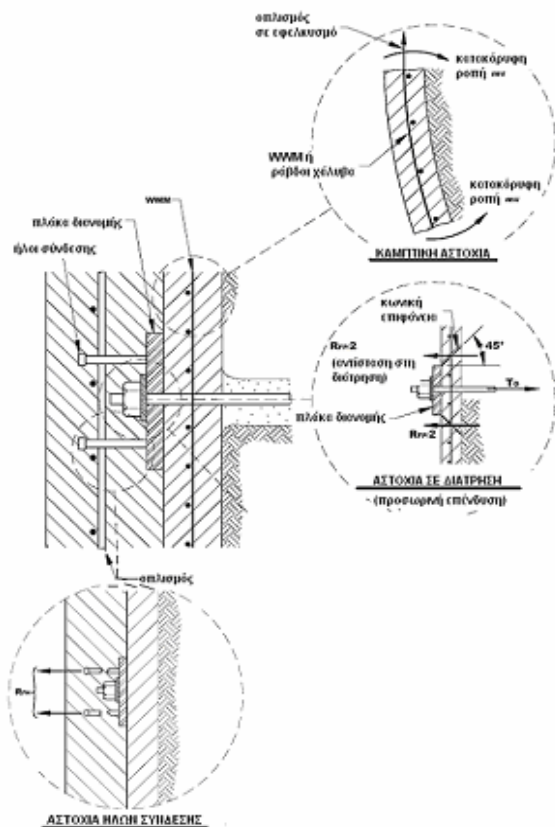
υποστήριξη του μετώπου και προσδίδει την αναγκαία αισθητική εμφάνιση στην κατασκευή.

2. ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Η πιο συνήθης μορφή αστοχίας της επένδυσης του μετώπου είναι η καμπτική αστοχία κατά το μήκος αυτής, λόγω μη επαρκούς αντοχής έναντι κάμψης που προκαλείται από τις ωθήσεις του εδάφους. Η συγκεκριμένη μορφή αστοχίας ενδείκνυται να μελετάται χωριστά για την προσωρινή και για τη μόνιμη επένδυση. Επίσης, θεωρώντας πως η επένδυση λειτουργεί ως πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος δύναται να εμφανίσει αστοχία από διάτρηση στις περιοχές περί των κεφαλών των ήλων, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 1. Σπανιότερα, παρουσιάζονται και επιμέρους αστοχίες σε μεμονωμένα τμήματα της επένδυσης όπως στην πλάκα ανακατανομής του φορτίου και στα περικόχλια σύσφιξης αυτής (εάν υφίστανται), όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 2. Οι ανωτέρω επιμέρους αστοχίες δεν επηρεάζουν τη συνολική ευστάθεια του έργου ενώ και η επιδιόρθωσή τους επιτυγχάνεται σε σχετικά σύντομο χρονικό διάστημα.



Σχήμα 1. Μορφές αστοχίας της επένδυσης
Figure 1. Facing failure modes.

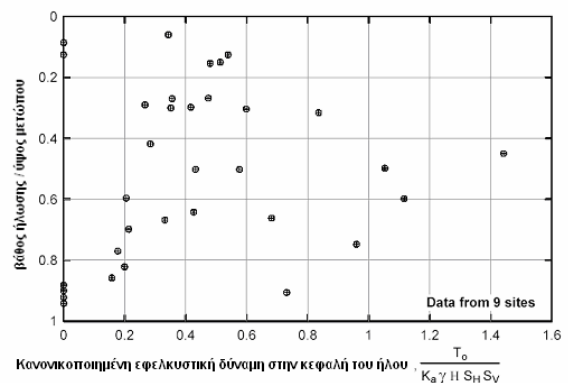


Σχήμα 2. Λεπτομέρεια σχήματος 1
Figure 2. Detail of figure 1.

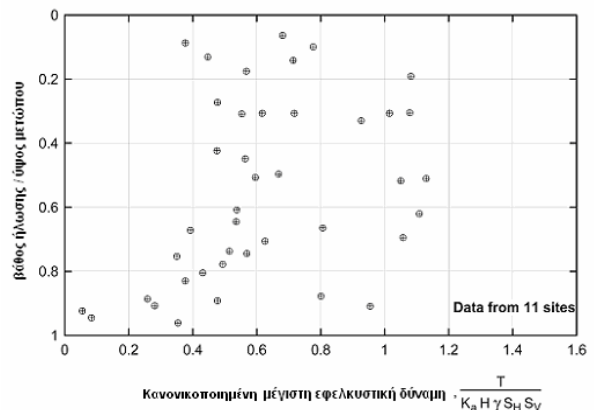
3. ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

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 Σχήμα 3 απεικονίζονται διάφορες κανονικοποιημένες τιμές της δύναμης T_0 έπειτα από μετρήσεις στην επένδυση υφιστάμενων 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 ανωτέρω τιμές με τις αντίστοιχες του Σχήματος 4 προκύπτει πως ο λόγος της κανονικοποιημένης εφελκυστικής δύναμης στην κεφαλή του ήλου προς τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη κατά το μήκος του, κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0.60 -1.00, δηλαδή η δύναμη T_0 είναι 40% κατ' ελάχιστο μικρότερη της μέγιστης δύναμης T_{max} . Επίσης, παρατηρείται πως στο ανωτέρω μισό της επένδυσης η τιμή της κανονικοποιημένης δύναμης T_0 μεταβάλλεται μεταξύ των τιμών 0.40 - 0.50 και εν συνεχεία μειώνεται διαδοχικά τείνοντας να μηδενιστεί στο δάπεδο της εκσκαφής. Γενικά λαμβάνοντας υπόψη την κανονικοποίηση και θεωρώντας ότι η δύναμη κατανέμεται σε ένα εμβαδό $S_H \cdot S_V = 1m^2$, προκύπτει ότι η εφελκυστική δύναμη στην κεφαλή του ήλου κυμαίνεται μεταξύ $T_0 = 0.6 \cdot \gamma \cdot H \cdot K_A$ και $T_0 = 0.7 \cdot \gamma \cdot H \cdot K_A$.



Σχήμα 3. Εφελκυστικές δυνάμεις επί της επένδυσης βάσει επί τόπου μετρήσεων, (Byrne et al., 1998)
Figure 3. Measured tensile forces in facing, (Byrne et al., 1998).



Σχήμα 4. Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις στους ήλους βάσει επί τόπου μετρήσεων, (Byrne et al., 1998)
Figure 4. Maximum measured tensile forces in nails, (Byrne et al., 1998).

Οι προαναφερθείσες παρατηρήσεις είναι σύμφωνες και με τα αποτελέσματα ερευνών που διεξήχθησαν σε ανάλογες πειραματικές κατασκευές. Πιο συγκεκριμένα, οι Gassler και Gudenus (1981) κατέγραψαν πως η ισοδύναμη ενεργητική ώθηση στην επένδυση ισούται με το 60÷70% της ώθησης που προκύπτει βάσει της θεωρίας Coulomb ενώ αντίστοιχες γαλλικές ερευνητικές μελέτες ανέδειξαν την επιρροή της απόστασης μεταξύ των ήλων (Clouterre, 1993).

Ειδικότερα, επισημαίνεται ότι 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 προτάσεις συνοψίζονται στην Εξίσωση 1:

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

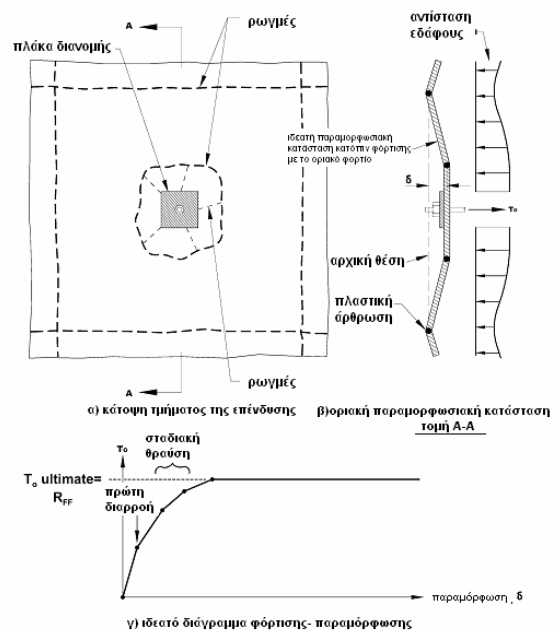
όπου T_o είναι η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού στην κεφαλή του ήλου, $T_{\max-s}$ η μέγιστη εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού και S_{\max} η μέγιστη απόσταση μεταξύ των ήλων ($\max S_H, S_V$).

4. ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

4.1 Εισαγωγή

Λόγω ομοιοτήτων στο μηχανισμό μεταφοράς φορτίου μεταξύ επενδεδυμένων μετώπων και πλάκων σκυροδέματος που στηρίζονται σε υποστυλώματα, για την ανάλυση της καμπτικής αστοχίας της επένδυσης ενός οπλισμένου με εδαφοηλώσεις συστήματος αντιστήριξης, είναι δυνατόν να εφαρμοσθούν αντίστοιχες αρχές και μέθοδοι που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση πλάκων. Έτσι, η επένδυση θεωρείται ως μία πλάκα σκυροδέματος η οποία φορτίζεται κάθετα στην επιφάνειά της από τις πλευρικές εδαφικές ωθήσεις, ενώ τα υποστυλώματα «αντικαθίστανται» από τις εφελκυστικές δυνάμεις των ήλων. Οι δυνάμεις αυτές προκαλούν τη δημιουργία καμπτικών ροπών στην επένδυση, οι οποίες κατανέμονται όπως και στις πλάκες, δηλαδή αρνητικές ροπές στις στηρίξεις (περί των ήλων) και θετικές ροπές στο μεσοδιάστημα (μεταξύ των ήλων). Όταν οι συγκε-

κριμένες ροπές είναι σημαντικές, τότε είναι δυνατή η καμπτική αστοχία της επένδυσης.



Σχήμα 5. Σταδιακή καμπτική αστοχία της επένδυσης

Figure 5. Progressive flexural failure in facing.

4.2 Αντοχή της επένδυσης σε κάμψη

Η επένδυση όπως και οι κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιάζονται με σκοπό την επίτευξη μίας όλκιμης συμπεριφοράς κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας. Ειδικότερα, όπως απεικονίζεται χαρακτηριστικά στο Σχήμα 5, με τη διαρροή του χάλυβα σχηματίζονται οι πρώτες ρωγμές και στις δύο επιφάνειες της εκ σκυροδέματος επένδυσης. Καθώς οι πλευρικές εδαφικές ωθήσεις αυξάνονται, οι ρωγμές διευρύνονται προκαλώντας τοπικές θραύσεις στην επένδυση καθώς και εκτροπή αυτής κατά μία απόσταση δ από την κατακόρυφη αρχική της θέση. Ο παραπάνω μηχανισμός παραμόρφωσης επιφέρει ως συνέπεια τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων καθ' ύψος της επένδυσης, οι οποίες οδηγούν στην πλήρη παραμόρφωσή της (αστοχία). Η δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων σε συγκεκριμένες θέσεις και κατ' επέκταση η τελική κατάσταση παραμόρφωσης εξαρτώνται από διάφορες παραμέτρους όπως είναι 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

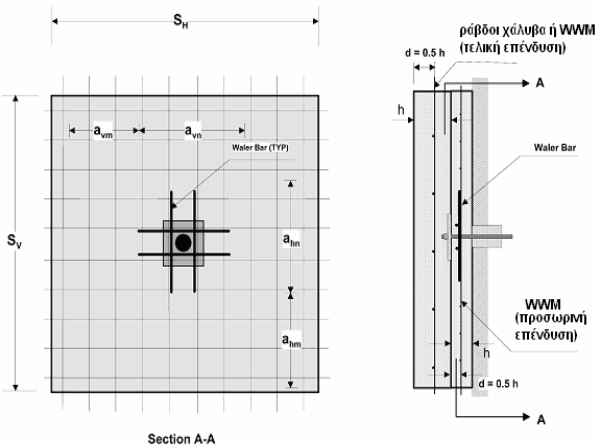
(μεταλλικό πλέγμα ή μεμονωμένες ράβδοι) καθώς και η αντοχή του σκυροδέματος.

Κατά την ανάλυση, θεωρείται ότι 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 τις Εξισώσεις 2 και 3:

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

$$R_{FF} [kN] = \frac{C_F}{265} \times (a_{hn} + a_{hm}) [mm^2 / m] \times \left(\frac{S_v h [m]}{S_h} \right) \times f_y [MPa] \quad (3)$$

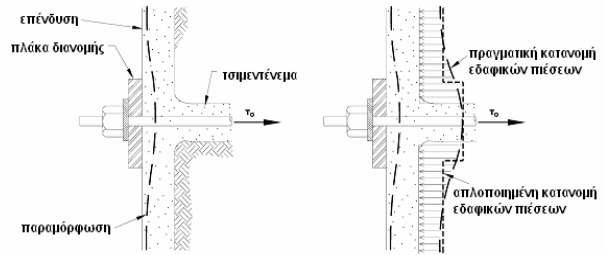
όπου C_F είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μη σταθερή κατανομή των εδαφικών ωθήσεων πίσω από την επένδυση, h το πάχος επένδυσης, a_{vn} , a_{vm} , a_{hn} , a_{hm} τα εμβαδά διατομών αναλόγως της θέσης και κατεύθυνσης στο πλέγμα από ράβδους χάλυβα (Σχήμα 6), S_H η οριζόντια απόσταση στον κάρνα των ήλων (Σχήμα 6), S_v η κατακόρυφη απόσταση στον κάρνα των ήλων και f_y η τάση διαρροής του χάλυβα.



Σχήμα 6. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά στην ανάλυση έναντι καμπτικής αστοχίας
Figure 6. Geometrical data used in flexural failure analysis.

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 Σχήμα 7 παρουσιάζεται η κατανομή

των ωθήσεων στη θέση ενός ήλου. Είναι προφανές ότι στην περιοχή μεταξύ των ήλων οι ωθήσεις είναι μικρότερες απ' ό τι περί 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 (Πίνακας 1).



Σχήμα 7. Κατανομή εδαφικών ωθήσεων πίσω από την επένδυση, (Byrne et al., 1998)

Figure 7. Soil pressure distribution behind the facing (Byrne et al., 1998).

Πίνακας 1. Τιμές συντελεστή C_F , (Byrne et al., 1998)

Table 1. Values for factor C_F , (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

Η επιρροή της δυσκαμψίας στην κατανομή των ωθήσεων σχετίζεται με το πάχος της επένδυσης. Μία επένδυση περιορισμένου πάχους χαρακτηρίζεται από 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 περιορισμένες. Αντίθετα, μία μεγαλύτερου πάχους επένδυση αυξάνει τη δυσκαμψία της, μειώνοντας παράλληλα τις προκαλούμενες παραμορφώσεις, με αποτέλεσμα η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων να είναι σχετικά σταθερή. Επίσης, όπως παρατηρείται από τον Πίνακα 1 τόσο για τις μόνιμες όσο και για τις προσωρινές επενδύσεις με πάχος μεγαλύτερο από 200mm ο συντελεστής C_F θεωρείται ίσος με τη μονάδα (σταθερή κατανομή ωθήσεων).

Τονίζεται ότι στις Εξισώσεις 2 και 3 θεωρήθηκε ότι η μέγιστη ροπή στην επένδυση ασκείται περί τον οριζόντιο άξονα, με συνέπεια ο σχεδιασμός της όπλισης (χαλύβδινο πλέγμα) της επένδυσης κατά τον κατακόρυφο άξονα να είναι πιο κρίσιμος από ότι ο αντίστοιχος σχεδιασμός κατά την οριζόντια διεύθυνση. Συνήθως, όμως, τα εμβαδά των διατομών του οπλισμού λαμβάνονται ίσα και κατά τις δύο διευθύνσεις, δηλαδή ισχύει $a_{vh} = a_{hn}$ 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 πως χρησιμοποιείται χάλυβας S500, οι Εξισώσεις 2 και 3 μεταπίπτουν στην Εξίσωση 4 :

$$R_{FF} = 1.9C_F h(a_{vh} + a_{vm}) \quad (4)$$

Η Εξίσωση 4 μπορεί να χρησιμοποιηθεί τόσο για την προσωρινή όσο και για τη μόνιμη επένδυση. Στην περίπτωση που υπολογίζεται η αντοχή έναντι κάμψης της μόνιμης επένδυσης (Σχήμα 6), το πάχος της προσωρινής επένδυσης συνήθως παραλείπεται (πιο συντηρητική τιμή της R_{FF}).

Τέλος, αναφέρεται πως ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας για τον έλεγχο έναντι καμπτικής αστοχίας της επένδυσης δίδεται από την Εξίσωση 5:

$$FS_{FF} = \frac{R_{FF}}{T_o} \quad (5)$$

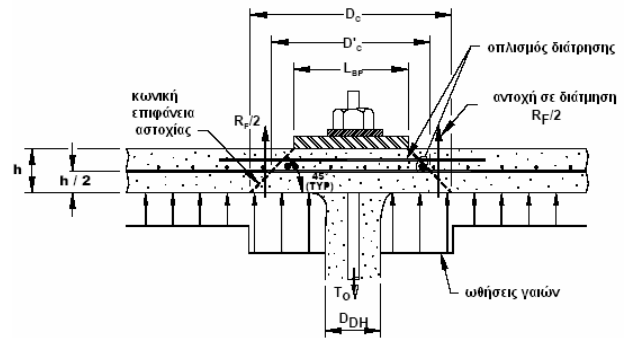
όπου T_o η εφελκυστική δύναμη στην κεφαλή του ήλου. Για στατική φόρτιση δύναται να ληφθεί ίσος με 1.35 για την προσωρινή επένδυση και με 1.50 για τη μόνιμη επένδυση.

5. ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΡΗΣΗ

Αστοχία της επένδυσης σε διάτρηση είναι πιθανό να εμφανιστεί στις περιοχές περί των κεφαλών των ήλων, λόγω της συγκέντρωσης σημαντικού φορτίου σε περιορισμένες επιφάνειες (πλάκα διανομής φορτίου).

Η «σημειακή» δράση της ήλωσης στην επένδυση προκαλεί στην περιοχή αυτή μία ταυτόχρονη μέγιστη καταπόνηση από κάμψη και τέμνουσα δύναμη. Ο έλεγχος σε διάτρηση έγκειται ουσιαστικά στον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας μίας διατομής σε τέμνουσα δύναμη.

Η οριακή κατάσταση αστοχίας εκδηλώνεται με το σχηματισμό έντονων ρωγμών περί της κεφαλής του ήλου και τη δημιουργία επιφανείας αστοχίας κωνικής μορφής. Οι γενέτειρες του κώνου είναι κεκλιμένες ως προς το επίπεδο της επένδυσης με κλίση περίπου 45° , όπως δίδεται στο Σχήμα 8.



Σχήμα 8. Μηχανισμός αστοχίας σε διάτρηση, (Byrne et al., 1998)

Figure 8. Punching shear failure mode, (Byrne et al., 1998).

Η αντοχή της επένδυσης σε διάτρηση δίδεται από την Εξίσωση 6:

$$R_{FP} = C_P \cdot V_F \quad (6)$$

όπου V_F είναι η δρώσα δύναμη διάτρησης (τέμνουσα δύναμη) και C_P ο συντελεστής διόρθωσης που λαμβάνει υπόψη την επιρροή των εδαφικών ωθήσεων στη δημιουργία του κώνου διάτρησης.

Η δρώσα δύναμη διάτρησης υπολογίζεται από την Εξίσωση 7:

$$V_F [KN] = 330 \sqrt{f_c [MPa]} \cdot \pi \cdot D_c' [m] \cdot h_c [m] \quad (7)$$

όπου f_c είναι η αντοχή του σκυροδέματος, D_c' η ενεργός διάμετρος της κωνικής επιφάνειας στο κέντρο της διατομής (Σχήμα 8) και h_c το ενεργό ύψος κωνικής επιφάνειας (Σχήμα 8).

Ουσιαστικά οι παράμετροι D_c' και h_c προσδιορίζουν την φορτιζόμενη επιφάνεια της επένδυσης που ενδέχεται να αστοχήσει από διάτρηση.

Ο συντελεστής C_P ισούται με 1.0 εάν δεν ληφθούν υπόψη οι εδαφικές ωθήσεις ενώ στην αντίθετη περίπτωση μπορεί να φτάσει έως και την τιμή 1.15.

Η ενεργός διάμετρος της κωνικής επιφάνειας δίδεται από την Εξίσωση 8 :

$$D_c' = L_{BP} + h \quad (8)$$

όπου L_{BP} είναι το μήκος της πλάκας διανομής (bearing plate) και $h=h_c$ το πάχος της επένδυσης.

Οι ως άνω εξισώσεις δύνανται να χρησιμοποιηθούν για επένδυση μόνιμου όσο και προσωρινού χαρακτήρα. Συνεπώς, στη γενική περίπτωση εάν ορισθεί ως FS_{FP} ο συντελεστής ασφαλείας έναντι διάτρησης της επένδυσης, ο έλεγχος σε διάτρηση ανάγεται στην ικανοποίηση του κριτηρίου :

$$R_{FP} \geq FS_{FP} \cdot T_o \quad (9)$$

Συνήθως ως ελάχιστη τιμή του FS_{FP} δύνανται να θεωρηθεί η τιμή $FS_{FP}=1.35$ για προσωρινή επένδυση και $FS_{FP}=1.50$ για επένδυση μόνιμου χαρακτήρα.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν άρθρο παρουσιάστηκαν και αναλύθηκαν οι βασικές μορφές αστοχίας της επένδυσης αντιστήριξεων με εδαφοηλώσεις. Συγκεκριμένα προτάθηκαν αναλυτικές σχέσεις οι οποίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εύρεση της εφελκυστικής δύναμης που ασκείται στην κεφαλή των ήλων και εν συνεχεία για την εκτέλεση των αναγκαίων ελέγχων επάρκειας της επένδυσης. Ειδικότερα, αναπτύχθηκε ολοκληρωμένη μεθοδολογία η οποία δύνανται να εφαρμοσθεί κατά τους ελέγχους έναντι κάμψης και διάτρησης, έτσι ώστε να επιτευχθεί η ασφαλής διαστασιολόγηση της επένδυσης των εν λόγω διατάξεων αντιστήριξης.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

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.

Carlos A. Lazarte, Elias V., Espinoza D. and Sabatini J., (2002). "Soil Nail Walls" Geo technical engineering circular No.7, Publication No. FHWA-0-IF-03-017, Federal Highway Administration Washington D.C.

CLOUTERRE (1993). "Recommendations CLOUTERRE 1991 – Soil Nailing Recommendations 1991", English Translation, Presses de l' Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, France.

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.