

# Κατασκευές Οπλισμένου Εδάφους – Ανάλυση Δύο Περιπτώσεων Αστοχίας Υπό Στατική και Σεισμική Φόρτιση

## Reinforced Soil Structures – Analyses of Two Case Histories of Failure Under Static and Seismic Loading

ΜΑΥΡΑΤΖΩΤΗΣ, Ν.Γ. Πολιτικός Μηχανικός, Μεταπτυχιακός Φοιτητής, Ε.Μ.Π.  
ΑΘΑΝΑΣΟΠΟΥΛΟΣ, Α.Γ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής, Πανεπιστήμιο Πατρών.

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ:** Παρουσιάζονται δύο περιπτώσεις αστοχίας κατασκευών οπλισμένου εδάφους με συνεκτικό επίχωμα και διεξάγονται αναλύσεις ευστάθειας με σκοπό τη διαπίστωση και τεκμηρίωση των αιτίων της αστοχίας. Η πρώτη περίπτωση αφορά τοίχο αντιστήριξης στις ΗΠΑ, ο οποίος αστόχησε υπό στατική φόρτιση. Αναλύσεις οριακής ισορροπίας υποδεικνύουν την ανεπαρκή συμπίκνωση του επιχώματος και την άνοδο του φρεάτιου ορίζοντα ως τα αίτια αστοχίας. Η δεύτερη περίπτωση αφορά την αστοχία οπλισμένου πρανούς στην Ταϊβάν κατά το σεισμό Chi-Chi (1999). Αναλύσεις οριακής ισορροπίας και πεπερασμένων στοιχείων υποδεικνύουν την υποδιαστασιο-λόγηση των οπλισμών και τη δράση υψηλών σεισμικών επιταχύνσεων ως τα αίτια της αστοχίας.

**ABSTRACT:** Two case histories of failure of reinforced soil structures with cohesive backfill material are presented, accompanied by stability analyses to identify the causes of failure. The first case pertains to a MSE wall in USA, which failed under conditions of static loading. The stability of the wall is analyzed with a limit equilibrium software and the cause of failure is found to be the insufficient compaction and the rise of water table behind the wall. The second case is related to a reinforced soil slope in Taiwan which failed in the Chi-Chi (1999) earthquake. The stability of the slope is analyzed with a limit equilibrium and a finite element software and both methods indicate the short length of reinforcement and the high intensity of ground motion as the causes of failure.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι εφαρμογές του οπλισμένου εδάφους (Ο/Ε) –κυρίως σε περιπτώσεις εδαφικής αντιστήριξης και ευστάθειας πρανών– αυξάνονται με εντυπωσιακό ρυθμό σε ολόκληρο τον κόσμο (Ling et al., 2003). Χρησιμοποιούνται τόσο επιμηκύνσιμοι όσο και μη–επιμηκύνσιμοι οπλισμοί ενώ τα στοιχεία πρόσοψης έχουν τη μορφή κυβόλιθων μικρών διαστάσεων, προκατασκευασμένων επίπεδων στοιχείων σκυροδέματος, ενιαίων κατά το ύψος του τοίχου τοιχωμάτων σκυροδέματος ή συρματοκιβωτίων (Jones 1996, 2005).

Ο σχεδιασμός των κατασκευών οπλισμένου εδάφους γίνεται συνήθως με χρήση της μεθόδου των εδαφικών ωθήσεων και της μεθόδου οριακής ισορροπίας για την περίπτωση τόσο στατικής φόρτισης όσο και ισοδύνα-

μης–στατικής (ψευδοστατικής) σεισμικής φόρτισης (Christopher et al., 2005). Στο ερευνητικό πεδίο χρησιμοποιούνται επίσης μέθοδοι αριθμητικής ανάλυσης, δοκιμές σε φυσικά ομοιώματα και εργαστηριακές δοκιμές σε “μοναδιαίο στοιχείο” οπλισμένου εδάφους (Bathrust et al., 2002). Ιδιαίτερη σημασία για την κατανόηση της συμπεριφοράς των κατασκευών αυτών δίνεται στη μελέτη και ανάλυση περιπτώσεων αστοχίας (Reith et al., 2003, Paxson et al., 2004, Scarborough, 2005).

Στην παρούσα εργασία εξετάζονται και αναλύονται δύο περιπτώσεις αστοχίας οπλισμένου εδάφους. Η πρώτη περίπτωση αφορά τοίχο οπλισμένου εδάφους ύψους 7m στις ΗΠΑ, ο οποίος αστόχησε υπό συνθήκες στατικής φόρτισης μερικούς μήνες μετά την κατασκευή του. Η ευστάθεια του τοίχου αναλύεται με λογισμικό οριακής ισορροπίας λαμβά-

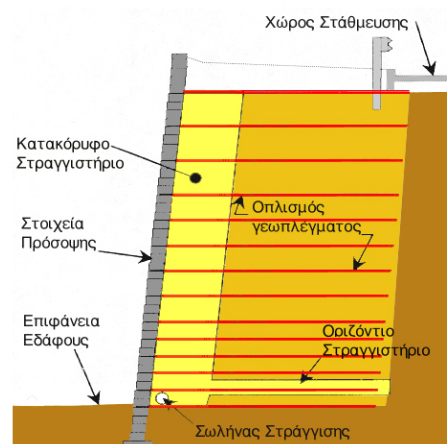
νοντας υπόψη τις παρατηρήσεις και τα ευρήματα που έγιναν γνωστά μετά την αστοχία. Η δεύτερη περίπτωση αφορά την αστοχία πρηνούς οπλισμένου εδάφους στην περιοχή του Πανεπιστημίου Chi-Nan, στην Taiwan, κατά το σεισμό Chi-Chi του 1999. Η ευστάθεια του πρηνούς αναλύεται με λογισμικό τόσο οριακής ισορροπίας όσο και πεπερασμένων στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες και τις ιδιαίτερα υψηλές σεισμικές επιταχύνσεις που έδρασαν στη συγκεκριμένη περιοχή (Μαυρατζώτης, 2004).

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων συγκρίνονται με την παρατηρηθείσα συμπεριφορά των εξεταζόμενων κατασκευών, επιχειρείται ερμηνεία των αστοχιών και σχολιάζεται η αξιοπιστία του χρησιμοποιηθέντος, εμπορικά διαθέσιμου, λογισμικού.

## 2. ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

### 2.1 Ιστορικό

Στην περιοχή Piedmont στην Πενσυλβάνια των ΗΠΑ κατασκευάστηκε τον Αύγουστο του 1997 ένας τοίχος οπλισμένου εδάφους μήκους 175m και ύψους κυμαινόμενου από 4m έως 8m (Reith et al., 2003, Paxson et al., 2004). Ως υλικό επίχωσης χρησιμοποιήθηκε το συναντώμενο στην περιοχή έδαφος (το οποίο σύμφωνα με τη Μελέτη του έργου χαρακτηρίζεται ως ιλυώδης άμμος) με προδιαγραφόμενα μετά τη συμπίκνωση χαρακτηριστικά:  $\gamma=18.8 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi=32^\circ$  και  $c=0$ . Ως οπλισμοί χρησιμοποιήθηκαν στρώσεις γεωπλέγματος (πολυεστέρας με επικάλυψη PVC) με εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού  $12.9 \text{ kN/m}$ . Η κατακόρυφη απόσταση των στρώσεων οπλισμού ήταν μεταβλητή καθ' ύψος του τοίχου:  $0.37\text{m}$  στα κατώτερα στρώματα,  $0.55\text{m}$  στα ενδιάμεσα και  $0.73\text{m}$  στο άνω μέρος του τοίχου. Το μήκος των οπλισμών κυμάνθηκε από  $4.30\text{m}$  έως  $4.90\text{m}$  έτσι ώστε ο λόγος μήκους οπλισμού προς ύψος τοίχου να έχει τιμή τουλάχιστον ίση με  $0.6$ . Ως στοιχεία πρόσοψης χρησιμοποιήθηκαν κυβόλιθοι διατομής  $0.20\text{m} \times 0.20\text{m}$  οι οποίοι λόγω του τρόπου της καθ' ύψος συναρμογής τους δημιουργούν κλίση της πρόσοψης του τοίχου προς το επίχωμα ίση με  $6^\circ$ . Για τη στράγγιση των νερών του επίχματος του τοίχου η Μελέτη προέβλεπε την κατασκευή κατακόρυφου στραγγιστήριου, πάχους  $1.20\text{m}$ , μεταξύ των στοιχείων πρόσο-



Σχήμα 1. Τυπική διατομή του τοίχου οπλισμένου εδάφους του Piedmont  
Figure 1. Typical section of the Piedmont reinforced soil wall.

ψης και του υλικού επίχωσης καθώς και οριζόντιο στραγγιστήριο στη βάση του τοίχου, Σχήμα 1. Για το σχεδιασμό του τοίχου έγινε δεκτή τιμή του συντελεστή αλληλεπίδρασης στη διεπιφάνεια οπλισμός-έδαφος  $C_i=0.9$ . Έγινε επίσης δεκτή η παρουσία επιφόρτισης στην επιφάνεια του επίχματος ίσης με  $12 \text{ kPa}$ .

Πέντε μήνες μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής του τοίχου σημειώθηκε αιφνίδια αστοχία ενός τμήματός του (ύψους  $7.0\text{m}$ ), όπως φαίνεται στη Φωτογραφία 1. Παρατηρήθηκε κατάρρευση των κυβολίθων της πρόσοψης και του χαλικώδους υλικού του στραγγιστηρίου ενώ το οπλισμένο επίχωμα παρέμεινε σχεδόν απαραμόρφωτο. Λίγες ημέ-



Φωτογραφία 1. Άποψη του τμήματος της πρώτης αστοχίας  
Photograph 1. First failure of the wall

ρες πριν από την αστοχία είχε σημειωθεί ισχυρή βροχοπτώση και είχε επίσης αναφερθεί ότι μεγάλη ποσότητα νερού είχε διαρρεύσει από το σύστημα πυρόσβεσης στο εσωτερικό της επίχωσης. Η εξέταση του αστοχήσαντος τμήματος του τοίχου έδειξε ότι είχε γίνει γενικά ορθή εφαρμογή της μελέτης του έργου. Το πάχος όμως του κατακόρυφου στραγγιστήριου, σε ορισμένα σημεία ήταν εξαιρετικά μειωμένο (0.30m) ενώ σε αρκετά σημεία το εδαφικό υλικό της επίχωσης είχε εισχωρήσει στο κοκκώδες υλικό του στραγγιστήριου. Διαπιστώθηκαν επίσης πολλές κατασκευαστικές ατέλειες στον διάτρητο σωλήνα συλλογής νερού στη βάση του τοίχου. Γεωτεχνική διερεύνηση του εδαφικού υλικού επίχωσης έδειξε ότι σε ορισμένες θέσεις το υλικό αυτό παρουσιάζει τα χαρακτηριστικά αμμόδους ιλύος με ποσοστό λεπτόκοκκων λίγο μεγαλύτερο του 50% (υλικό μη-προβλεπόμενο από τη Μελέτη). Διαπιστώθηκε επίσης ανεπαρκής συμπίκνωση του υλικού επίχωσης (τιμή ειδικού βάρους  $\gamma=15\text{kN/m}^3$ ).

Ακολούθησε επισκευή του αστοχήσαντος τμήματος, μετά όμως από τη παρέλευση δύο μηνών, περίπου, εμφανίσθηκαν σε άλλο τμήμα του τοίχου (ύψους 7m) σημεία παραμορφώσεων και ρηγματώσεων του υλικού της επίχωσης και του τοίχου. Πραγματοποιήθηκε δεύτερη γεωτεχνική διερεύνηση στο συγκεκριμένο τμήμα, τα αποτελέσματα της οποίας έδειξαν ότι τα ανώτερα 3m έως 4.5m της επίχωσης ευρίσκονταν σε πολύ χαλαρή κατάσταση λόγω ανεπαρκούς συμπίκνωσης. Εργαστηριακές δοκιμές έδειξαν ότι η γωνία εσωτερικής τριβής του υλικού επίχωσης παρουσίαζε διακύμανση από  $30.5^\circ$  έως  $33.7^\circ$  με μέση τιμή  $\phi=32^\circ$  (σε συμφωνία με τις προδιαγραφές της Μελέτης).

Η κατάσταση του τοίχου συνέχισε να επιδεινώνεται και πέντε μήνες μετά την επισκευή του σημείου της πρώτης αστοχίας, σημειώθηκε αστοχία του συγκεκριμένου τμήματος (Φωτογραφία 2). Παρατηρήθηκε, και στην περίπτωση αυτή, η κατάρρευση των στοιχείων πρόσοψης και του υλικού του στραγγιστήριου ενώ η μάζα του οπλισμένου εδάφους παρέμεινε στη θέση της με εμφανή όμως σημεία παραμόρφωσης. Η εκδήλωση της δεύτερης αυτής αστοχίας αποδόθηκε στην μη-ικανοποιητική συμπίκνωση του υλικού επίχωσης στη συγκεκριμένη θέση και στην ενδεχόμενη μείωση της τιμής του συντελεστή αλληλεπίδρασης μεταξύ γεωπλέγματος και κορεσμένου ιλυώδους εδάφους. Διαπιστώθηκε ότι η ανεπαρκής συμπίκνωση του επιχώματος



Φωτογραφία 2. Άποψη του τμήματος της δεύτερης αστοχίας.

Photograph 2. Second failure of the wall.

δεν οφείλετο σε κακή κατασκευή (κακοτεχνία) αλλά στην χρησιμοποίηση ανακριβών αποτελεσμάτων της εργαστηριακής δοκιμής συμπίκνωσης Proctor.

## 2.2 Αναλύσεις Ευστάθειας

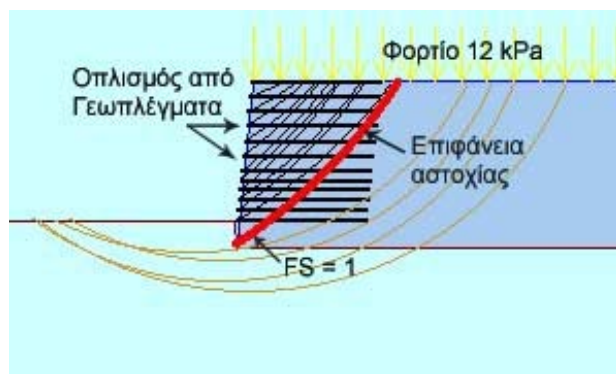
Οι αναλύσεις ευστάθειας του τοίχου αντιστήριξης πραγματοποιήθηκαν με το εμπορικά διαθέσιμο λογισμικό MSEW 2.0 (Leshchinsky, 2003). Ο συγκεκριμένος κώδικας χρησιμοποιεί τη μέθοδο τόσο των εδαφικών ωθήσεων όσο και της οριακής ισορροπίας και είναι ιδιαίτερα φιλικός στο χρήστη, επιτρέποντας τόσο το σχεδιασμό όσο και τον έλεγχο ευστάθειας τοίχων οπλισμένου εδάφους. Ως δεδομένα εισόδου χρησιμοποιήθηκαν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του εξεταζόμενου τοίχου και οι τιμές των εδαφικών παραμέτρων που προέκυψαν από τη γεωτεχνική έρευνα που ακολούθησε τις δύο διαδοχικές αστοχίες του έργου. Διεξήχθησαν επίσης παραμετρικές διερευνήσεις μεταβάλλοντας την τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής του εδαφικού επιχώματος καθώς και τη στάθμη του φρεάτιου ορίζοντα.

Αναλύσεις ευστάθειας διεξήχθησαν αρχικά χρησιμοποιώντας τις τιμές των ειδικών βαρών και της γωνίας εσωτερικής τριβής που προέκυψαν από τις μετρήσεις ( $\gamma=15\text{kN/m}^3$   $\phi=32^\circ$ ) καθώς και σχετικά χαμηλό συντελεστή αλληλεπίδρασης οπλισμού-εδάφους (0.7). Σε όλες τις αναλύσεις η αντοχή σύνδεσης οπλισμού-πρόσοψης θεωρήθηκε ίση με την εφελκυστική αντοχή του οπλισμού. Από τις αναλύσεις αυτές προκύπτει ότι η τιμή του συντελεστή ασφάλειας έναντι ολίσθησης κατά μήκος κυκλικής επιφάνειας είναι  $FS=1.17$ . Προκύπτει επίσης ότι αστοχεί ( $FS<1$ ) η

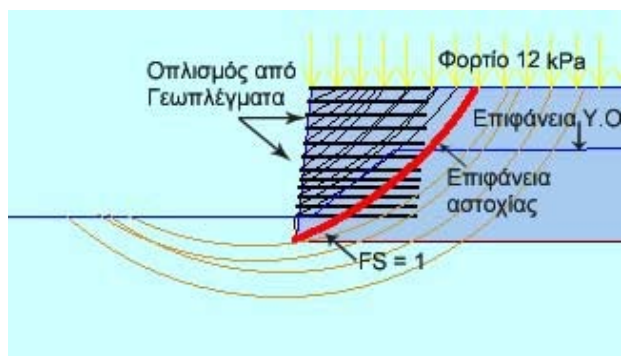
σύνδεση του πρώτου (από την κορυφή του τοίχου) οπλισμού με το αντίστοιχο στοιχείο πρόσοψης. Η σύνδεση του έβδομου οπλισμού προκύπτει επίσης ότι βρίσκεται πολύ κοντά στην κατάσταση αστοχίας. Τα ανωτέρω αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνεται να υποδεικνύουν μορφή αστοχίας παρόμοια με την παρατηρηθείσα συμπεριφορά (δηλαδή κατάρρευση των στοιχείων της πρόσοψης και ευσταθής κατάσταση της οπλισμένης μάζας εδάφους). Όπως είναι αναμενόμενο αναλύσεις με γωνία τριβής  $\varphi < 32^\circ$  και παρουσία φρεάτιου οριζοντα πίσω από τον τοίχο, οδηγούν σε κατάσταση αστοχίας που χαρακτηρίζεται από την αποσύνδεση περισσότερων στρώσεων οπλισμού και μικρότερο συντελεστή ασφάλειας ( $FS < 1.17$ ).

Στη συνέχεια διεξήχθησαν αντίστροφες αναλύσεις από τις οποίες προκύπτει ότι η κατάσταση οριακής αστοχίας ( $FS=1$ ) έναντι κυκλικής ολίσθησης εμφανίζεται για την τιμή  $\varphi=26^\circ$ . Η αντίστοιχη επιφάνεια ολίσθησης που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2 παρουσιάζει εν τούτοις διαφοροποίηση σε σχέση με την παρατηρηθείσα επιφάνεια ολίσθησης του δεύτερου τμήματος του τοίχου (η θέση της οποίας τεκμαίρεται από την εμφάνιση των ρηγματώσεων στην επιφάνεια του τοιχώματος). Τέλος, διεξήχθησαν και αντίστροφες αναλύσεις ευστάθειας εισάγοντας την παρουσία νερού στο επίχωμα του τοίχου. Στην περίπτωση αυτή προκύπτει αστοχία ( $FS=1$ ) για την τιμή  $\varphi=28^\circ$  ενώ η αντίστοιχη επιφάνεια αστοχίας που παρουσιάζεται στο Σχήμα 3 συμπίπτει σχεδόν με την παρατηρηθείσα κατά την αστοχία του δεύτερου τμήματος του τοίχου.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων υποδεικνύουν ότι ως κύριο αίτιο της πρώτης (και αιφνίδιας) αστοχίας μπορεί να θεωρηθεί η ανεπαρκής συμπύκνωση του επιχώματος του



Σχήμα 2. Κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας για  $\varphi=26^\circ$   
Figure 2. Critical failure surface for  $\varphi = 26^\circ$ .



Σχήμα 3. Κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας για  $\varphi = 28^\circ$  και ύπαρξη φρεάτιου οριζοντα.  
Figure 3. Critical failure surface for  $\varphi = 28^\circ$  and presence of water table.

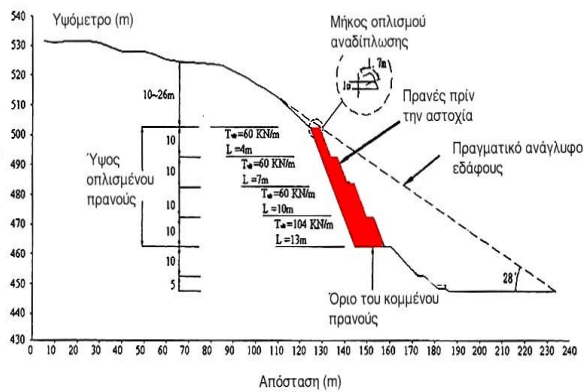
τοιχώου σε συνδυασμό με τη συσσώρευση νερού στο εσωτερικό του (λόγω κακής λειτουργίας του στραγγιστηρίου). Ως δευτερεύον αίτιο μπορεί επίσης να θεωρηθεί η μειωμένη αλληλεπίδραση οπλισμών-εδάφους.

Η προοδευτική αστοχία του δεύτερου τμήματος του τοίχου είναι δυνατόν να αποδοθεί κυρίως στην ανεπαρκή συμπύκνωση του εδαφικού υλικού του επιχώματος, στο υψηλό ποσοστό υγρασίας (και στην ενδεχόμενη ύπαρξη φρεάτιου οριζοντα) και στη μειωμένη αλληλεπίδραση οπλισμών-εδάφους.

### 3. ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

#### 3.1 Ιστορικό

Στην είσοδο του Πανεπιστημίου Chi-Nan, στην πόλη Pu-Li του κεντρικού τμήματος της Ταϊβάν, κατασκευάστηκε το 1995 ένα πρανές οπλισμένου εδάφους ύψους 40m και μήκους 180m, με κλίση  $60^\circ$  ως προς την οριζόντια διεύθυνση (Ling and Leshchinsky, 2003, Chou and Fan, 2003). Το πρανές περιελάμβανε τέσσερις αναβαθμούς ύψους 10m ο καθένας, με διαφορετικό μήκος οπλισμών: 13m, 10m 7m και 4m στον πρώτο (από τη βάση), δεύτερο, τρίτο και τέταρτο αναβαθμό, αντίστοιχα (Σχήμα 4). Ως οπλισμός χρησιμοποιήθηκε γεωπλέγμα εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού 100 kN/m στον πρώτο αναβαθμό και 60kN/m στους υπόλοιπους τρεις. Η κατακόρυφη απόσταση των στρώσεων οπλισμού σε όλο το ύψος του πρανούς ήταν 1.0m ενώ το μήκος αναδίπλωσης στην πρόσοψη του πρανούς ήταν ίσο με 0.70m. Ως υλικό επίχωσης χρησιμοποιήθηκε το εδαφικό υλικό της περιο-



Σχήμα 4. Διατομή του πρανούς οπλισμένου εδάφους στο χώρο του Πανεπιστημίου Chi-Nan. Figure 4. Cross-section of Chi-Nan reinforced soil slope.

χής που χαρακτηρίζεται ως Ιλυώδης Αργίλος.

Κατά το σεισμό Chi-Chi, που έπληξε το κεντρικό τμήμα της Ταϊβάν το Σεπτέμβριο του 1999 ( $M=7.3$ ), το εξεταζόμενο πρανές υπέστη αστοχία με αποτέλεσμα το υλικό του οπλισμένου εδάφους και ορισμένες κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος που εδράζονται σε αυτό να υποστούν μεγάλες μετακινήσεις (της τάξης των 10m) και να καταπέσουν στην κατάντη του πρανούς οδό (Φωτογραφία 3). Από τις καταγραφές επιταχυνσιογράφου ευρισκόμενου στην περιοχή του πρανούς είναι γνωστό ότι η τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης κατά την διεύθυνση της κλίσης του πρανούς (Ανατολή-Δύση) ήταν 0.59g, ενώ κατά την κατακόρυφη διεύθυνση 0.27g.

Αξίζει να αναφερθεί ότι το 1994, κατά τη διάρκεια της κατασκευής του πρανούς οπλισμένου εδάφους είχε σημειωθεί αστοχία, η οποία προκλήθηκε από τις εργασίες εκσκαφών



Φωτογραφία 3. Αστοχία του οπλισμένου πρανούς στο χώρο του Πανεπιστημίου Chi-Nan. Photograph 3. Failure of reinforced soil slope at the University Campus of Chi-Nan.

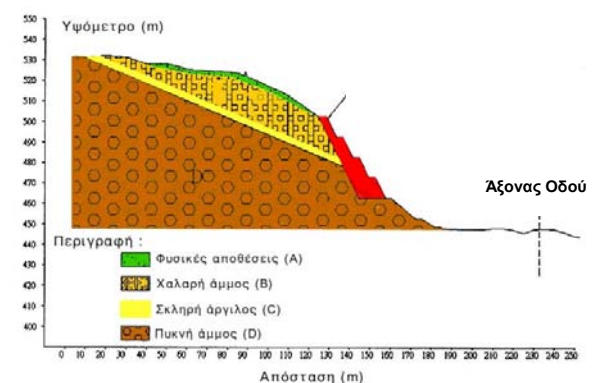
στην κορυφή του πρανούς για τις ανάγκες έργου οδοποιίας. Το πρανές επισκευάστηκε τότε, αποκαθιστώντας την αρχική γεωμετρία του και χρησιμοποιώντας το υλικό που είχε καταρρεύσει.

### 3.2 Γεωλογικά και Γεωτεχνικά Δεδομένα

Η στρωματογραφία στην ευρύτερη περιοχή του πρανούς περιλαμβάνει ένα επιφανειακό στρώμα αμμοχάλικων μεγάλου πάχους εδραζόμενο σε ψαμμιτικούς σχηματισμούς με σχιστολιθικές ενστρώσεις. Στη θέση του πρανούς η γεωτεχνική έρευνα αποκάλυψε την παρουσία μικρού πάχους στρώματος χαλαρής άμμου εδραζόμενου σε στρώση πυκνής άμμου μεγάλου πάχους. Στη διεπιφάνεια των δύο αμμοδών στρωμάτων παρεμβάλλεται στρώμα σκληρής αργίλου πάχους 2m έως 3m το οποίο παρουσιάζει κλίση  $30^\circ$  έως  $35^\circ$  ομόρροπη (Δυτική) προς την κλίση του πρανούς (Σχήμα 5). Στον Πίνακα 1 συνοψίζονται οι τιμές ορισμένων γεωτεχνικών χαρακτηριστικών των σχηματισμών της θέσης του πρανούς καθώς και του υλικού επίχωσης του οπλισμένου εδάφους (Ο/Ε).

### 3.3 Αναλύσεις Ευστάθειας

Οι αναλύσεις ευστάθειας διεξήχθησαν τόσο με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας όσο και με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Και στις δύο μεθόδους η οριζόντια σεισμική φόρτιση προσομοιώθηκε ως οριζόντια ισοδύναμη-στατική φόρτιση ενώ δεν ελήφθη υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης.



Σχήμα 5. Εδαφική στρωματογραφία στη θέση του πρανούς.

Figure 5. Soil stratigraphy at the slope site.

Πίνακας 1. Ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων  
Table 1. Properties of soil layers.

	Ξηρό Ειδικό Βάρος (kN/m <sup>3</sup> )	Κορεσμένο Ειδικό Βάρος (kN/m <sup>3</sup> )	Γωνία Τριβής ( <sup>ο</sup> )	Συνοχή (kPa)
O/E	16	20	30	48
(B)	17	20	39,4	40
(C)	18.8	20	30	48
(D)	19	21	39.4	70

#### α) Μέθοδος οριακής ισορροπίας

Χρησιμοποιήθηκε το εμπορικά διαθέσιμο λογισμικό ReSSA 2.0 (Leshchinsky, 2003). Προσομοιώθηκε η εδαφική στρωματογραφία που προέκυψε από τη γεωτεχνική έρευνα καθώς και η γεωμετρία και η διάταξη των στρώσεων οπλισμών του κατασκευασθέντος πρανούς. Κάτω από συνθήκες στατικής φόρτισης προκύπτουν οι ακόλουθες τιμές των συντελεστών ασφάλειας: Για περιστροφική αστοχία (κυκλική επιφάνεια ολίσθησης)  $FS=1.36$ , ενώ για μεταφορική αστοχία (πολυγωνική επιφάνεια αστοχίας)  $FS=1.24$ . Συμπεραίνεται επομένως ότι το πρανές ευρίσκεται σε κατάσταση ευσταθούς ισορροπίας πριν από την εκδήλωση της σεισμικής δράσης. Αξίζει να σημειωθεί ότι η εντοπιζόμενη κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης (τόσο η κυκλική όσο και η πολυγωνική) εκτείνονται από την κορυφή μέχρι τη βάση της οπλισμένης μάζας, παραμένοντας γενικά στο εσωτερικό της. Διαφοροποίηση παρατηρείται μόνον στην περιοχή των δύο ανώτερων αναβαθμών όπου η επιφάνεια ολίσθησης εισχωρεί σε μικρό βαθμό στο επιφανειακό εδαφικό υλικό της χαλαρής άμμου.

Για τη διεξαγωγή αναλύσεων κάτω από οριζόντια ισοδύναμη-στατική φόρτιση απαιτείται η εφαρμογή οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης ίσης με  $0.59g$ . Στον κώδικα ReSSA δεν είναι όμως δυνατή η επιβολή οριζόντιας φόρτισης μεγαλύτερης του  $0.5g$ . Για το λόγο αυτό διεξήχθησαν αναλύσεις με σταδιακά αυξανόμενη τιμή της οριζόντιας σεισμικής δράσης και συσχετίστηκε η εξάρτηση του συντελεστή ασφάλειας για περιστροφική και μεταφορική αστοχία από την τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης,  $a_h$ . Προεκτείνοντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτει ότι για οριζόντια εδαφική επιτάχυνση ίση με  $a_h=0.59g$  ο συντελεστής ασφάλειας έναντι μεταφορικής αστοχίας γίνεται ίσος με  $FS=0.57$ .

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η παρατήρηση ότι στην περίπτωση της ψευδοστατικής

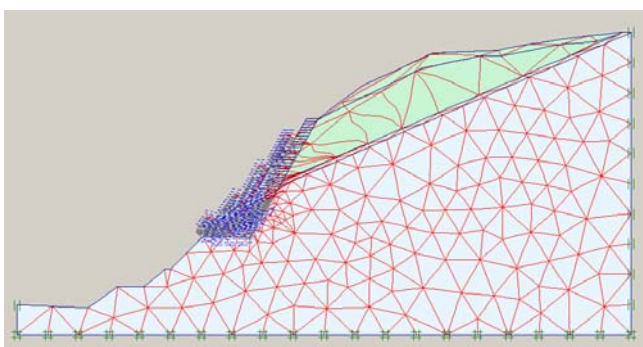
οριζόντιας σεισμικής φόρτισης η θέση της επιφάνειας αστοχίας (τόσο της κυκλικής όσο και της πολυγωνικής) διαφοροποιείται σε σχέση με την περίπτωση της στατικής φόρτισης: καταλήγει μεν στη βάση της οπλισμένης μάζας του πρανούς αλλά στους ανώτερους αναβαθμούς απομακρύνεται σε σημαντικό βαθμό από την οπλισμένη μάζα και εισχωρεί στο εσωτερικό του επιφανειακού στρώματος της χαλαρής άμμου. Οι αναλύσεις υποδεικνύουν περαιτέρω ότι η κρίσιμη τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης (δηλαδή η τιμή για την οποία προκύπτει  $FS=1$ ) είναι  $a_{hc}=0.14g$ . Για την περίπτωση εφαρμογής της κρίσιμης αυτής επιτάχυνσης, προκύπτει το ενδιαφέρον αποτέλεσμα ότι η αστοχία οφείλεται στο ανεπαρκές μήκος αναδίπλωσης του 10<sup>ου</sup> οπλισμού (και των γειτονικών του) και όχι σε ολίσθηση κατά μήκος της πολυγωνικής επιφάνειας αστοχίας. Το αποτέλεσμα της ανάλυσης αυτής βρίσκεται σε συμφωνία με την παρατηρηθείσα συμπεριφορά του οπλισμένου πρανούς, η οποία χαρακτηρίστηκε από την ολίσθηση των εδαφικών μαζών της πρόσοψης ενώ οι στρώσεις του οπλισμού παρέμειναν στη θέση τους με το αποκαλυφθέν τμήμα τους να επικρέμαται στη δημιουργηθείσα νέα πρόσοψη του πρανούς. Θα πρέπει να σημειωθεί επίσης ότι το μήκος των οπλισμών στην περιοχή της αστοχίας θεωρείται μικρό σε σχέση με αυτό που απαιτούν οι κανονισμοί (μήκος οπλισμών / ύψος πρανούς= $0.32$ , έναντι των συνιστώμενων τιμών  $0.6$  έως  $1.0$  των Κανονισμών). Δεν θα πρέπει επίσης να παραγνωρισθεί το γεγονός ότι η σεισμική επιτάχυνση που προκάλεσε την αστοχία του συγκεκριμένου πρανούς είναι κατά πολύ μεγαλύτερη της επιτάχυνσης σχεδιασμού ( $0.23g$ ) στην περιοχή του έργου.

#### β) Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων

Είναι γνωστό ότι η εφαρμογή της ψευδοστατικής μεθόδου σεισμικής ανάλυσης πρανών μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένα αποτελέσματα στην περίπτωση μεγάλων τιμών της σεισμικής επιτάχυνσης. Συνήθως οι Κανονισμοί συνιστούν να μην εφαρμόζεται η μέθοδος αυτή για σεισμικές επιταχύνσεις μεγαλύτερες του  $0.3g$  και υποδεικνύουν τη χρήση αριθμητικών μεθόδων δυναμικής ανάλυσης (π.χ. μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων) που χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερη ακρίβεια και λαμβάνουν υπόψη τις αναπτυσσόμενες εδαφικές παραμορφώσεις.

Στην παρούσα διερεύνηση χρησιμοποιήθηκε ο εμπορικά διαθέσιμος κώδικας πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS v8 (Plaxis, 2002) για την ανάλυση της ευστάθειας του πρανούς οπλισμένου εδάφους. Οι αναλύσεις διεξήχθησαν με την παραδοχή συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης, κάνοντας χρήση του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb. Χρησιμοποιήθηκε δίκτυο με 509 τριγωνικά δεκαπεντάκομβα στοιχεία και 4663 κόμβους και διερευνήθηκε η συμπεριφορά του πρανούς υπό συνθήκες τόσο στατικής όσο και ισοδύναμης-στατικής (ψευδοστατικής) σεισμικής φόρτισης. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων υποδεικνύουν ότι η τιμή του συντελεστή ασφάλειας υπό συνθήκες στατικής φόρτισης είναι  $FS=1.31$ . Η τιμή αυτή δεν διαφέρει ουσιωδώς από το αποτέλεσμα των αναλύσεων οριακής ισορροπίας της προηγούμενης ενότητας (1.24 έως 1.36). Επίσης, η προσδιοριζόμενη επιφάνεια αστοχίας βρίσκεται σε συμφωνία με την αντίστοιχη επιφάνεια που προκύπτει από τις αναλύσεις οριακής ισορροπίας.

Υπό συνθήκες σεισμικής φόρτισης τα αποτελέσματα των αναλύσεων υποδεικνύουν ότι η τιμή της κρίσιμης οριζόντιας επιτάχυνσης (τιμή για την οποία προκύπτει  $FS=1$ ) είναι  $a_{hc}=0.15g$ . Στο Σχήμα 6 παρουσιάζεται το παραμορφωμένο δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων μετά την επιβολή της κρίσιμης ψευδοστατικής σεισμικής φόρτισης. Παρατηρείται α) ότι οι παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στο επιφανειακό στρώμα της χαλαρής άμμου και β) ότι αστοχούν σε ολίσθηση οι οπλισμοί στην πρόσοψη των κατωτέρων αναβαθμών. Η συμπεριφορά αυτή βρίσκεται σε πλήρη συμφωνία με τα αποτελέσματα των αναλύσεων οριακής ισορροπίας.



Σχήμα 6. Παραμορφωμένο δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων του πρανούς για ψευδοστατική οριζόντια επιτάχυνση  $a_h \geq 0.15g$   
Figure 6. Deformed mesh of the slope for a pseudostatic horizontal acceleration  $a_h \geq 0.15g$ .

#### γ) Σύγκριση Αποτελεσμάτων

Στην ενότητα αυτή επιχειρείται μία συγκριτική αξιολόγηση των δύο προγραμμάτων (οριακής ισορροπίας–πεπερασμένων στοιχείων) που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση της ευστάθειας του πρανούς οπλισμένου εδάφους.

1. Κάτω από συνθήκες στατικής φόρτισης οι τιμές του συντελεστή ασφάλειας και η θέση της επιφάνειας ολίσθησης, που προκύπτουν με τις δύο μεθόδους ανάλυσης, δεν παρουσιάζουν σημαντική διαφοροποίηση.
2. Η τιμή της κρίσιμης οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης που υπολογίζεται με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων ταυτίζεται με την αντίστοιχη τιμή που προκύπτει από τη μέθοδο οριακής ισορροπίας.
3. Και οι δύο μέθοδοι ανάλυσης οδηγούν σε παραπλήσια μορφή αστοχίας του πρανούς, δηλαδή α) στην εξόλκευση των οπλισμών στην πρόσοψη των κατωτέρων αναβαθμών και β) στην ανάπτυξη παραμορφώσεων και μετακινήσεων κυρίως στο επιφανειακό στρώμα της χαλαρής άμμου.

#### 4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα έρευνα παρουσιάζονται στοιχεία για δύο χαρακτηριστικές περιπτώσεις αστοχίας κατασκευών οπλισμένου εδάφους και στη συνέχεια πραγματοποιούνται αναλύσεις ευστάθειας των συγκεκριμένων κατασκευών. Κοινό χαρακτηριστικό των δύο κατασκευών αποτελεί η χρησιμοποίηση συνεκτικού εδάφους ως υλικού επίχωσης της οπλισμένης μάζας εδάφους. Αντικείμενο της διερεύνησης αποτέλεσε η αξιοπιστία των εμπορικά διαθέσιμων πακέτων λογισμικού για τον εντοπισμό των αιτίων των δύο περιπτώσεων αστοχίας. Στην πρώτη περίπτωση διερευνήθηκε η συμπεριφορά τοίχου οπλισμένου εδάφους τμήματα του οποίου κατέρρευσαν υπό συνθήκες στατικής φόρτισης. Το λογισμικό MSEW (μέθοδος οριακής ισορροπίας) φάνηκε ότι αποτελεί ένα αξιόπιστο και εύχρηστο πρόγραμμα με τη βοήθεια του οποίου εντοπίστηκαν οι παράγοντες που οδήγησαν στην αστοχία (κυρίως η ανεπαρκής συμπίκνωση και η παρουσία νερού στο επίχωμα του τοίχου).

Στη δεύτερη περίπτωση διερευνήθηκε η αστοχία πρανούς οπλισμένου εδάφους υπό συνθήκες σεισμικής φόρτισης με χρήση τόσο της μεθόδου οριακής ισορροπίας όσο και των πεπερασμένων στοιχείων. Και οι δύο μέθοδοι

οδήγησαν σε παρόμοια αποτελέσματα που υποδεικνύουν ότι υπεύθυνη για την αστοχία ήταν η υποδιαστασιολόγηση των οπλισμών σε συνδυασμό με την πολύ μεγαλύτερη ένταση της καταγραφείσας σεισμικής δράσης σε σχέση με την τιμή σχεδιασμού της κατασκευής.

Από τη γενικότερη σύγκριση των χρησιμοποιηθέντων κωδίκων οριακής ισορροπίας και πεπερασμένων στοιχείων προκύπτει ότι οι πρώτοι χαρακτηρίζονται από χαμηλό κόστος μεγάλη φιλικότητα προς το χρήστη και τη δυνατότητα να χρησιμοποιούνται ως εργαλεία είτε ανάλυσης είτε σχεδιασμού. Στην περίπτωση υψηλών τιμών σεισμικών επιταχύνσεων, εν τούτοις, η χρήση των κωδίκων αυτών γίνεται προβληματική. Αντίθετα, η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων έχει υψηλότερο κόστος, απαιτεί μεγαλύτερη εμπειρία του χρήστη και αποτελεί κυρίως εργαλείο ανάλυσης. Ως αντιστάθμισμα όμως, η μέθοδος αυτή εκτός από τις τιμές των συντελεστών ασφάλειας παρέχει στοιχεία για την κατανομή και το μέγεθος των παραμορφώσεων και των τάσεων και διαθέτει μεγάλη ευελιξία στην προσομοίωση των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών της κατασκευής του οπλισμένου εδάφους.

Τέλος, διαπιστώνεται ότι το σύγχρονο εμπορικά διαθέσιμο λογισμικό για την ανάλυση και το σχεδιασμό κατασκευών οπλισμένου εδάφους χαρακτηρίζεται από αξιοπιστία και πρέπει να χρησιμοποιείται και να αξιοποιείται για τον ασφαλή και οικονομικό σχεδιασμό των κατασκευών οπλισμένου εδάφους.

#### 4. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Bathurst, R.J., Hatami, K. and Alfaro, M.C. (2002), "Geosynthetic-reinforced soil walls and slopes-seismic aspects", Chapter 14, *Geosynthetics and Their Applications*, (Eds. S.K.Shukla), Thomas Telford, Great Britain.

Chou, N.N.S. and Fan, C.-C. (2003), "Dynamic simulation of the reinforced slope failure at Chi-Nan University during the 1999 Chi-Chi earthquake", Chapter 23 in: *Reinforced Soil Engineering*, (H.I. Ling, D. Leshchinsky and F. Tatsuoka Eds.) Marcel Dekker, Inc., USA pp. 465-479

Christopher, B.R., Leshchinsky, D. and Stulgis, R. (2005), "Geosynthetic-reinforced soil walls and Slopes: US perspective", in: *International Perspectives on Soil Reinforcement Applications*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 141 (J.G. Zornberg, M. Gabr

and J.J. Bowders, Eds.)

Jones, C. JFP. (1996), "Earth Reinforcement and Soil Structures", Thomas Telford, 1996

Jones, C.JFP. (2005), "Geosynthetic-reinforced soil walls and slopes: European Perspectives", in: *International Perspectives on Soil Reinforcement Applications*, ASCE Geotechnical Special Publication No.141 (J.G. Zornberg, M. Gabr and J.J. Bowders, Eds)

Leshchinsky, D, (2003), "ReSSA-An interactive program for assessing the rotational and translational stability of slopes", ADAMA Engineering, Inc., Newark Delaware 19711, USA, (V. 2.0)

Leshchinsky, D. (2003), "MSEW-An interactive program for the design and analysis of mechanically stabilized earth walls", ADAMA Engineering, Inc., Newark Delaware 19711, USA, (V. 2.0)

Ling, H.I. and Leshchinsky, D. (2003), "Post-earthquake investigation of several geosynthetic reinforced soil retaining walls and slopes during Ji-Ji earthquake of Taiwan", Chapter 17 in: *Reinforced Soil Engineering*, (H.I. Ling, D. Leshchinsky and F. Tatsuoka Eds.) Marcel Dekker, Inc., USA pp. 297-316

Ling, H.I., Leshchinsky, D and Tatsuoka, F. (Eds), (2003), "Reinforced Soil Engineering, Advances in Research and Practice", Marcel Dekker, Inc. USA.

Paxson, G.S., Cadden, A., Wargo, R. and Gomez, J. (2004), "MSE Walls in distress: Repair them or Rebuild them?", *Proceedings: Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, New York, NY, 2004 (Paper No. 5.30)

Plaxis, Ver. 8 (2002), "Dynamics Manual" A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield

Reith, C.M., Paxson, G.S. and Cadden, A.W. (2003), "Failure of an 8-meter-high Segmental Block Wall in the Northeast United States", Chapter 7 in: *Reinforced Soil Engineering*, (H.I. Ling, D. Leshchinsky and F. Tatsuoka Eds.), Marcel Dekker, Inc., USA pp. 113-122

Scarborough, J.A. (2005), "A tale of two walls: Case history of failed MSE walls", in: *Slopes and Retaining Structures Under Seismic and Static Conditions*, ASCE Geotechnical Special Publication No.140 (M.A. Gabr, J.J. Bowders, D. Elton and J.G. Zornberg, Eds.)

Μαυρατζώτης, Γ.Ν. (2004), "Κατασκευές Οπλισμένου Εδάφους: Ανάλυση και Σχεδιασμός Υπό Στατική και Σεισμική Φορτιση-Λογισμικό Οριακής Ισορροπίας και Πεπερασμένων Στοιχείων", Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Ιούλιος 2004