

Μελέτη της Κατολίσθησης της Μαλακάσας της 18-02-1995 μέσω Μηχανισμών Αστοχίας Κινηματικής Αλυσίδας εκ Στερεών Σωμάτων

Study of the Malakasa Landslide of 18-2-1995 by using Combined Block Failure Mechanisms

ΓΕΩΡΓΟΠΟΥΛΟΣ, Ι. Ο., Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.
ΒΑΡΔΟΥΛΑΚΗΣ, Ι., Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Αρχικά γίνεται μία αδρή οριοθέτηση της πρόσφατης κατολίσθησης της Μαλακάσας, η οποία έγινε σε προδιατετημένη επιφάνεια, εντός του αργιλικού σχιστολίθου. Η κατολίσθηση προσομοιώνεται με ένα μηχανισμό τεσσάρων στερεών σωμάτων και ορίζεται ένας συντελεστής ασφαλείας, ο οποίος και χρησιμοποιείται για την βελτιστοποίηση του παραπάνω μηχανισμού. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων ευστάθειας του πρानού, σχετικά με τις παρεμβάσεις στη δομή του πρानού και στη θέση του υπογείου ορίζοντα. Σχολιάζονται τόσο η παραμένουσα γωνία εσωτερικής τριβής όσο και η πραγματική διαπερατότητα του εδαφικού υλικού. Τέλος δε, εξετάζεται η περίπτωση μιας νέας ευρύτερης πιθανής κατολίσθησης.

ABSTRACT: The Malakasa landslide is a reactivation slide in a clay schist, roughly delimited by its geological characteristics. The landslide is modeled as a four rigid-body failure mechanism, which is optimized by the use of a suitable factor of safety. The results of the analysis of the various phases of the landslide due to excavation and subsequent drainage are presented. Comments on the residual friction angle as well as on the true permeability of the soil are given. Finally the possibility of a more extended landslide is considered.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

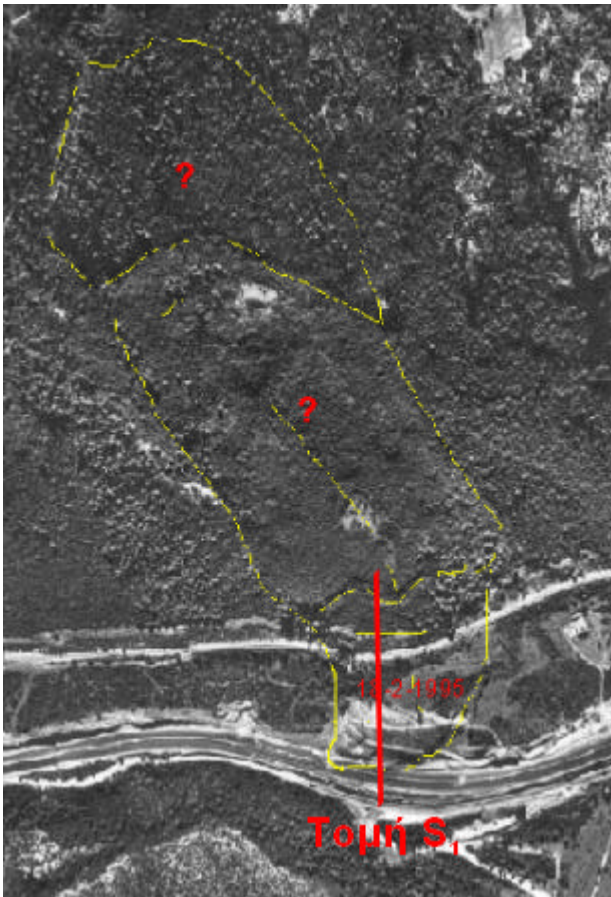
Κατά τις πρώτες πρωινές ώρες της 18-02-1995 εκδηλώθηκε στο 36ο χιλιόμετρο της Εθνικής Οδού Αθηνών – Λαμίας (Ε.Ο.) μαζική κατολίσθηση. Η κίνηση αυτή του πρानού απέκοψε τόσο την οδική όσο και τη σιδηροδρομική επικοινωνία της πρωτεύουσας με την Βόρειο Ελλάδα.

Η κατολίσθηση είχε κατά προσέγγιση διεύθυνση Βορρά – Νότου, με μέγιστο μήκος περίπου 300m, ενώ στη διεύθυνση Ανατολής – Δύσης το μέγιστο πλάτος της ήταν 240m. Το πλάτος της κατολίσθησης μίκραινει σημαντικά προς τον πόδα της. Το μέσο βάθος της κατολισθαίνουσας μάζας ήταν περίπου 25-30m. Η κατολίσθηση δεν μπορεί να χαρακτηριστεί ως διδιάστατη, αφού στον πόδα, στο σημείο όπου συναντούσε την Ε.Ο., στένευε σημαντικά. Επομένως, η διδιάστατη ανάλυση που ακολουθεί εισάγει κατ' ανάγκην σφάλμα στον αντίστροφο

προσδιορισμό των κρίσιμων γεωτεχνικών παραμέτρων.

2. ΓΕΩΛΟΓΙΑ

Η γεωλογία της περιοχής είναι εν γένει πολύπλοκη, λόγω της άτακτης στρωματογραφίας των πετρωμάτων. Οι αλληπάλληλες διαστρώσεις αργιλικών – φυλλιτικών σχιστολίθων με τους παλαιότερους γεωλογικά ασβεστολίθους της Πάρνηθας, δημιουργούν μία σύνθετη γεωλογική δομή. Σε γενικές γραμμές, μπορεί να ειπωθεί, ότι η κατολίσθηση πραγματοποιήθηκε μέσα στον αργιλικό σχιστόλιθο, σε μία προδιατετημένη ζώνη, όπως φαίνεται και από την πανοραμική φωτογραφία της κλιτύς, όπως αυτή πάρθηκε μετά την κατολίσθηση της 18-02-1995 (Καβουνίδης, Σ, Σωτηρόπουλος, Η, Βέττας, Π, Αυγερόπουλος, Π και Μαρίνος, Π., 1997), (Σχήμα 1).



Σχήμα 1. Γενική κάτοψη της κλιτύς στην Περιοχή της Μαλακάσας, όπου φαίνεται το ίχνος της πρόσφατης κατολίσθησης της 18-02-1995 στον πόδα μιας ευρύτερης διατεταραγμένης ζώνης.

Figure 1. General topography of the Malakasa region, where the trace of the recent landslide in 18-02-1995, in the footing of an extended disturbed zone is given.

3. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ

Στην περιοχή της Μαλακάσας, στα πλαίσια εξυγίανσης και αποκατάστασης της κλιτύς μετά την κατολίσθηση, εκτελέστηκαν συνολικά 31 ερευνητικές γεωτρήσεις, στις οποίες τοποθετήθηκαν αποκλισιόμετρα ή πιεζόμετρα. Τοποθετήθηκαν επίσης και σταθερά τοπογραφικά σημεία. Έτσι, αποτυπώθηκαν και μετρήθηκαν συνολικά 156 ρωγμές.

Οι παραπάνω έρευνες έδειξαν πως η επιφάνεια ολίσθησης πέρασε μέσα από τον αποσαθρωμένο αργιλικό σχιστόλιθο. Η παραμένουσα γωνία εσωτερικής τριβής, για μηδενική συνοχή, εκτιμήθηκε από 8° έως 19° , με πλέον πιθανές τιμές από 11° έως 15° (Καβουνίδης, Σ, Σωτηρόπουλος, Η, Βέττας, Π, Αυγερόπουλος, Π και Μαρίνος, Π., 1997).

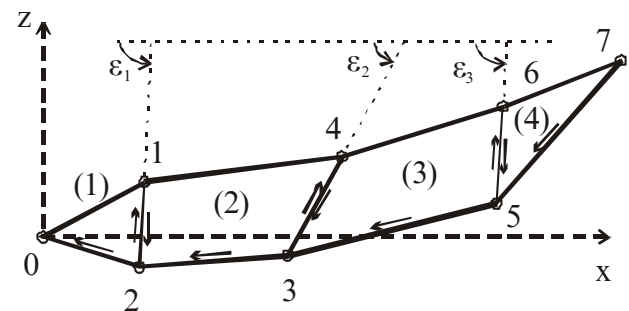
Ο υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας προσδιορίστηκε μέσω των γεωτρήσεων και των φρεάτων στην περιοχή από τις οποίες προκύπτει ότι οι πιέσεις ήταν εν γένει υδροστατικές. Από δε τις γεωτεχνικές μελέτες είναι φανερό ότι σημαντικό ρόλο στην κατολίσθηση έπαιξε η θέση του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα.

4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΕΣΣΑΡΩΝ ΣΤΕΡΕΩΝ ΣΩΜΑΤΩΝ

4.1 Γενικά

Το γεγονός ότι η κατολίσθηση της Μαλακάσας ήταν κατά το μάλλον ή ήττον κίνηση στερεών σωμάτων (*en bloc*) μας επιτρέπει, μέσω της αποτυπώσεως των ασυνεχειών, να ορίσουμε τέσσερα στερεά σώματα, τα οποία προσομοιάζουν ικανοποιητικά την κίνηση του πρσανούς.

Τα σώματα αυτά θεωρούνται τελείως άκαμπτα, ενώ η κίνησή τους ορίζεται μέσω της επιφάνειας ολίσθησης (0-2-3-5-7) και μέσω των ασυνεχειών (2-1, 3-4, 5-6) (Σχήμα 2).



Σχήμα 2. Μηχανισμός τεσσάρων στερεών σωμάτων.

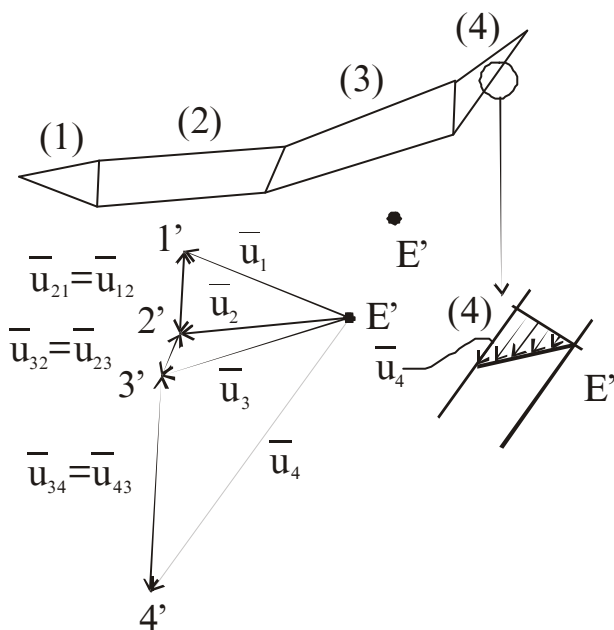
Figure 2. Four – rigid - body mechanism.

Ο υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας παρουσιάζεται στο μοντέλο αυτό ως μία παράλληλη μετάθεση της ελεύθερης επιφάνειας του μοντέλου των τεσσάρων στερεών σωμάτων, ενώ, όπως αναφέραμε πιο πάνω, το βάθος του υδροφόρου ορίζοντα προσδιορίζεται από τις επιτόπου μετρήσεις στις γεωτρήσεις και τα φρέατα.

4.2 Θεωρητικό υπόβαθρο μηχανισμού αστοχίας τεσσάρων στερεών σωμάτων

Με βάση τη Μέθοδο της Οριακής Ανάλυσης, μπορούμε να εφαρμόσουμε το Θεώρημα του Άνω Ορίου, σύμφωνα με το οποίο «ένα σώμα δεν αστοχεί αν δεν υπάρχει ούτε ένα κινηματικά αποδεκτό πεδίο ταχυτήτων, το οποίο να

δίνει πλεόνασμα κινητικής ενέργειας» (W. Chen, 1975). Κινηματικά αποδεκτό είναι ένα πεδίο ταχυτήτων, το οποίο ικανοποιεί τον νόμο πλαστικής ροής καθώς και τις κινηματικές συνοριακές συνθήκες του προβλήματος. Εν προκειμένω, ο μηχανισμός κατάρρευσης συνίσταται σε μία κινηματική αλυσίδα 4 στερεών σωμάτων, με ένα βαθμό ελευθερίας, χωρισμένων μεταξύ τους από επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης. Όπως φαίνεται από τον οδογράφο (Σχήμα 3), το πεδίο ταχυτήτων εμφανίζει λόγω του νόμου πλαστικής ροής γωνία ψ ως προς την επιφάνεια ολίσθησης, η οποία ταυτίζεται με την γωνία διαστολικότητας (dilatancy angle) του εδαφικού υλικού. Το Θεώρημα του Άνω Ορίου, εφαρμόζεται σε συνδυασμό με την παραδοχή του νόμου καθετότητας (normality flow rule), που θέτει την γωνία διαστολικότητας ψ ίση με την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ του εδάφους, η οποία λαμβάνεται ίση και στα τέσσερα στερεά σώματα του μοντέλου αυτού.



Σχήμα 3. Οδογράφος.
Figure 3. Hodograph.

4.3 Επίλυση μηχανισμού τεσσάρων στερεών σωμάτων

Στο κάθε στερεό σώμα του μηχανισμού ασκούνται, εν γένει, δυνάμεις τόσο από την επιφάνεια ολίσθησης όσο και από την επιφάνεια των ασυνεχειών. Οι δυνάμεις αυτές οφείλονται στην συνοχή του εδαφικού υλικού και στην εσωτερική γωνία τριβής αυτού.

Οι δυνάμεις που ασκούνται στα σώματα του μηχανισμού είναι το βάρος του σώματος, η "συρτική δύναμη" (seepage force) του ύδατος και οι αντιδράσεις από την επιφάνεια ολίσθησης και από την διεπιφάνεια μεταξύ δύο διαδοχικών σωμάτων, λόγω εσωτερικής τριβής. Δυνάμεις συνεκτικότητας δεν λαμβάνονται υπ' όψη, διότι, όπως αναφέραμε προηγουμένως, πρόκειται για επανεργοποιημένη κατολίσθηση.

4.4 Συντελεστής ασφαλείας

Με βάση το μοντέλο των τεσσάρων στερεών σωμάτων μπορούμε να ορίσουμε ένα συντελεστή ασφαλείας για κάθε μηχανισμό. Ο συντελεστής ασφαλείας αποτελεί μία ένδειξη της καταστάσεως ισορροπίας ή αστοχίας του μηχανισμού. Ειδικότερα, εκφράζει τον λόγο του έργου των δυνάμεων που ανθίστανται στην κίνηση της αλυσίδας προς το έργο των δυνάμεων που κινούν το μηχανισμό. Συντελεστής ασφαλείας, επομένως, μεγαλύτερος της μονάδας σημαίνει ότι κατά την θεωρούμενη δυνατή μετατόπιση υπάρχει έλλειμμα κινητικής ενέργειας, και ως εκ τούτου ο μηχανισμός είναι ασφαλής. Αντίθετα, συντελεστής μικρότερος της μονάδας δηλώνει πλεόνασμα κινητικής ενέργειας κατά την δυνατή μετακίνηση. Η οριακή ισορροπία του μηχανισμού αντιστοιχεί σε συντελεστή ασφαλείας ίσο με την μονάδα.

4.5 Βελτιστοποίηση μηχανισμού αστοχίας τεσσάρων στερεών σωμάτων

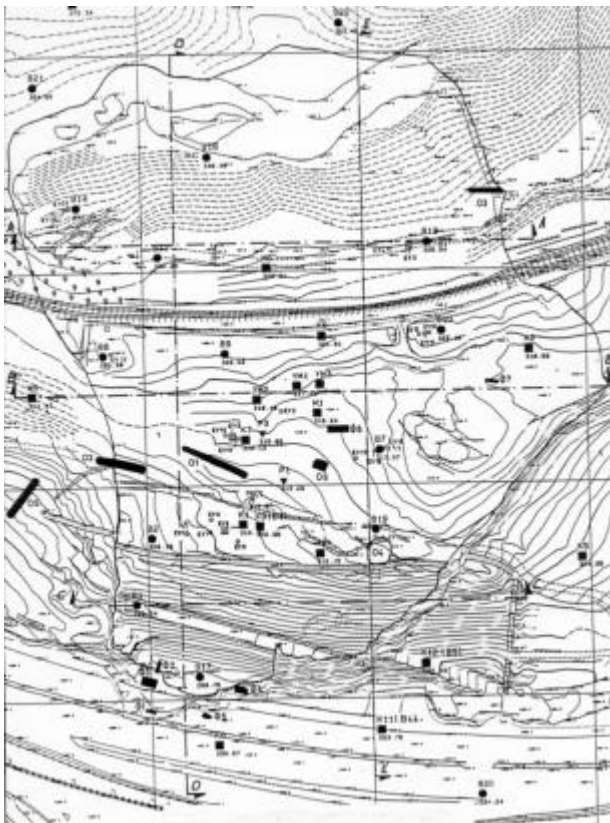
Προκειμένου να προσδιορίσουμε τον μηχανισμό εκείνο, ο οποίος δίνει τον μικρότερο συντελεστή ασφαλείας, δηλαδή τον κρισιμότερο μηχανισμό αστοχίας, θεωρούμε ως μεταβλητές ενός προβλήματος βελτιστοποίησης τις τιμές των γωνιών των ασυνεχειών του μηχανισμού των τεσσάρων στερεών σωμάτων. Με αυτόν τον τρόπο, μπορούμε να αναζητήσουμε εκείνες τις τιμές των παραμέτρων $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ για τις οποίες ο συντελεστής ασφαλείας του μηχανισμού ελαχιστοποιείται (Σχήμα 2). Συγχρόνως, τα γνωστά και σταθερά σημεία του προβλήματος είναι η επιφάνεια ολίσθησης (0-2-3-5-7) καθώς και τα βάθη της κατολισθαίνουσας μάζας στα σημεία 1, 4 και 6 (Σχήμα 2). Επίσης γνωστά είναι και τα βάθη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα για τα τέσσερα σώματα. Με άλλα λόγια, η ελαχιστοποίηση της συναρτήσεως στόχου οδηγεί στην

εύρεση του κρισιμότερου μηχανισμού αστοχίας του πρανούς.

Το αποτέλεσμα της βελτιστοποιήσεως είναι ένας μηχανισμός αστοχίας αποτελούμενος από τέσσερα στερεά σώματα, ο οποίος προσομοιώνει ένα φυσικό πρανές και ο οποίος ικανοποιεί τις κινηματικές συνθήκες του προβλήματος.

5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΕΩΣ

Με βάση την τομή D – D (Schoina, S. 1995) (Σχήμα 4, 5, 6 και 7) και προσομοιάζοντας το πρανές με την βοήθεια του μηχανισμού των τεσσάρων στερεών σωμάτων, για κάθε μία φάση του πρανούς, πριν από τις εκσκαφές στον πόδα για την διεύρυνση της Ε.Ο. μέχρι και μετά την κατολίσηση παίρνουμε τα ακόλουθα αποτελέσματα. Αυτά συγκεντρώνονται στον Πίνακα 1 και αποτελούν τις αναστροφές αναλύσεις, όπως προέκυψαν από το μοντέλο των τεσσάρων στερεών σωμάτων. Παρακάτω, επεξηγούνται οι αναστροφές αναλύσεις και τα αποτελέσματα του Πίνακα 1.

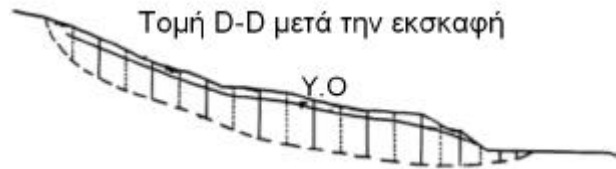


Σχήμα 4. Οριζοντιογραφία κατολίσησης και τομή D-D.

Figure 4. Topography of landslide and section D-D.



Σχήμα 5. Τομή D – D πριν την εκσκαφή.
Figure 5. Section D – D before excavation.



Σχήμα 6. Τομή D – D μετά την εκσκαφή.
Figure 6. Section D – D after excavation.



Σχήμα 7. Τομή D – D μετά την κατολίσηση.
Figure 7. Section D – D after landslide.

Πίνακας 1. Συντελεστές ασφαλείας για τις διάφορες φάσεις του πρανούς.

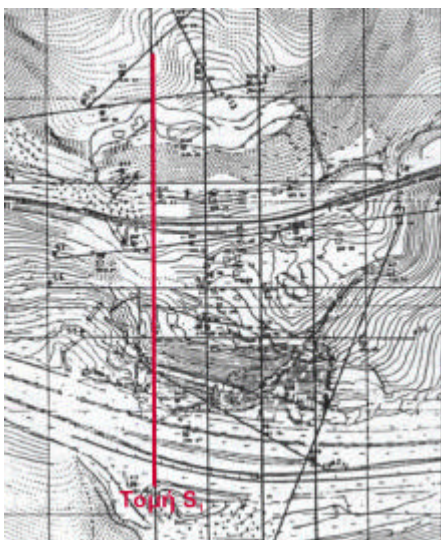
Table 1. Factor of safety for various conditions of slope.

Περίπτωση	Γωνία τριβής φ	Συντελ. Ασφ.
Πριν την εκσκαφή στον πόδα (χειμώνας 1992-3)	19.3 ⁰	1.00
Πριν την εκσκαφή στον πόδα (καλοκαίρι 1992)	19.3 ⁰	1.46
Μετά την εκσκαφή στον πόδα (καλοκαίρι 1994)	19.3 ⁰	1.19
Μετά την εκσκαφή στον πόδα (χειμώνας 1994-95)	19.3 ⁰	<1.00
Μετά την κατολίσηση (χειμώνας 1994-95)	17.7 ⁰	1.00

6. ΚΡΙΤΙΚΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΑΣ ΓΩΝΙΑΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ

6.1 Παραμένουσα γωνία εσωτερικής τριβής

Η παραμένουσα γωνία εσωτερικής τριβής είναι ίσως η σημαντικότερη παράμετρος η οποία καθορίζει και ελέγχει την ευστάθεια του πρανούς. Από ανάστροφες αναλύσεις που έγιναν (Παντελίδης, Π.Ι. και Καβουνίδης, Σ.Κ. 1997) έδειξαν ότι για την κύρια τομή S_1 (Σχήμα 8-9) η γωνία εσωτερικής τριβής του πρανούς μετά την κατολίσθηση, στην περίπτωση οριακής ισορροπίας, ήταν 15.65° . Η αντίστοιχη γωνία εσωτερικής τριβής που προκύπτει από την μελέτη (Schoina, S. 1995, Volume I) είναι 17.5° .



Σχήμα 8. Οριζοντιογραφία κατολίσθησης και τομή S_1 .
Figure 8. Topography of landslide and section S_1 .



Σχήμα 9. Τομή S_1 πρανούς κατολίσθησης Μαλακάσας.
Figure 9. Section S_1 of Malakasa landslide.

Το μοντέλο των τεσσάρων στερεών σωμάτων έδειξε ότι για το σενάριο πριν την εκσκαφή στον πόδα, όπου κατά τους χειμερινούς μήνες η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα ήταν υψηλά, η εσωτερική γωνία τριβής του υλικού θα πρέπει να ήταν τουλάχιστον 19.3° έτσι ώστε να έχουμε οριακή ισορροπία ($SF=1.00$). Ο συντελεστής ασφαλείας κατά τους θερινούς μήνες, πριν την εκσκαφή εκτιμάται για $\phi=19.3^\circ$ ίσος με 1.46. Ακολουθεί η εκσκαφή στον πόδα κατά τους καλοκαιρινούς μήνες και ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται σε 1.19, για την ίδια γωνία εσωτερικής τριβής. Η αύξηση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα κατά τους χειμερινούς μήνες οδήγησε το πρανές σε αστοχία ($SF<1.00$). Τέλος, η ισορροπία του πρανού μετά την κατολίσθηση οδηγεί στο συμπέρασμα ότι το πρανές θα πρέπει να έχει γωνία εσωτερικής τριβής ϕ ίση με 17.7° για να έχουμε τουλάχιστον οριακή ισορροπία.

Αυτό που θα θέλαμε να τονίσουμε σε αυτό το σημείο δεν είναι τόσο οι διαφορές μεταξύ των παραπάνω εκτιμώμενων τιμών μιας "μέσης" τιμής για την γωνία εσωτερικής τριβής, αλλά το γεγονός ότι η εκτιμώμενη τιμή για την παραμένουσα γωνία εσωτερικής τριβής είναι συστηματικά μεγαλύτερη της πραγματικής. Η διαπίστωση αυτή εξηγείται με την παρατήρηση ότι αναλύσεις, τόσο μέσω του παρόντος μοντέλου των τεσσάρων στερεών σωμάτων, όσο και με τη μέθοδο Janbu των λωρίδων είναι διδιάστατες (Schoina, S. 1995) ή "ψευδο"-τριδιάστατες (τ.ε. οιονεί διδιάστατες) (Παντελίδης, Π.Ι. και Καβουνίδης, Σ.Κ. 1997). Το γεγονός ότι η κατολίσθηση είχε ένα έντονο τριδιάστατο χαρακτήρα, ο οποίος δεν μπορεί να ληφθεί ρεαλιστικά μέσω των παραπάνω προσομοιωμάτων, μας αναγκάζει να υπερεκτιμούμε την τιμή της παραμένουσας γωνίας εσωτερικής τριβής. Έτσι, δεν εισάγονται ρεαλιστικά οι πλευρικοί κινηματικοί συνοριακοί περιορισμοί και οι αντίστοιχες αντιδράσεις. Συνεπώς, η γωνία εσωτερικής τριβής που προκύπτει είναι μία "μέση" ισοδύναμη γωνία παραμένουσας εσωτερικής τριβής, την οποία θα έφερε το υλικό αν η γεωμετρία της κατολίσθησης είχε έναν καθαρά διδιάστατο χαρακτήρα. Συνεπώς μία πιο λεπτομερειακή ανάλυση της κατολίσθησης απαιτείται, όπου οι πλευρικοί περιορισμοί θα εισαχθούν στο πρόβλημα μέσω ενός ρεαλιστικού τριδιάστατου μηχανισμού αστοχίας, που θα λαμβάνει υπόψη του τις πλευρικές αντιδράσεις επί των κατολισθαίνουσων μαζών.

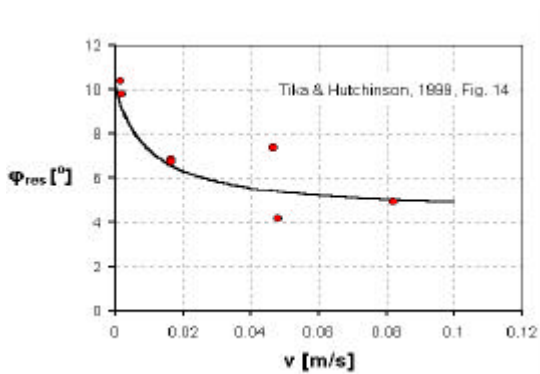
Ένα ακόμη σημείο το οποίο θα άξιζε ίσως να διευρευνηθεί λεπτομερικά είναι η συμπε-

ριφορά του εν λόγω αργιλικού υλικού κάτω από διάφορους ρυθμούς παραμορφώσεως. Πράγματι στην δημοσίευση των (Παντελίδη, Π.Ι. και Καβουνίδη, Σ.Κ. 1997) σημειώνουν ότι το συγκεκριμένο εδαφικό υλικό, δηλαδή ο αργιλικός σχιστόλιθος, με παραμένουσα στατική γωνία εσωτερικής τριβής 15.65° , θα αυξήσει περίπου κατά 10% την τιμή της αντοχής του κάτω από ταχεία φόρτιση (όπως είναι σε περίπτωση σεισμού).

Από τη σχετική βιβλιογραφία είναι γνωστό ότι σε πολλά αργιλικά εδάφη η αντοχή μεταβάλλεται αισθητά συναρτήσει του ρυθμού διατμητικής παραμορφώσεως (D. W. Taylor, 1948) και ότι η εξάρτηση αυτή συνήθως θα αποδοθεί με έναν λογαριθμικό νόμο του τύπου (Σχέση (1)) (Leinenkugel, 1976), που με τη σειρά του βασίζεται στην αρχική πρόταση του Prandtl (1928)

$$c_t = c_{ref} \left[1 + I \ln \left(\frac{\dot{\epsilon}_t}{\dot{\epsilon}_{ref}} \right) \right] \quad (1)$$

με $\dot{\epsilon}_{ref}$ και c_{ref} η τιμή του ρυθμού παραμόρφωσης και συνοχής που προκύπτουν εργαστηριακά, ενώ η παράμετρος $\dot{\epsilon}_t$ είναι ο επιβαλλόμενος ρυθμός παραμόρφωσης. Σημειώτέον ότι η εξάρτηση αυτή της αντοχής του αργιλικού υλικού από το ρυθμό παραμορφώσεως έχει οδηγήσει σε πληθώρα ιξωδοπλαστικών μοντέλων περιγραφής συμπεριφοράς αργίλων (πρβλ. Adachi and Oka, 1982) και σε αντίστοιχες εφαρμογές όσο αφορά την συμπεριφορά ερπυστικών κινήσεων φυσικών πρανών (Vuillet and Hutter, 1988, Vuillet, 1988). Θα πρέπει όμως να παρατηρήσουμε ότι η ιξωδοπλαστική αυτή συμπεριφορά



Σχήμα 10. Καμπύλη χαλάρωσης.
Figure 10. Strain-rate softening curve.
δεν οδηγεί πάντα σε κράτυνση του υλικού (strain-rate hardening) αλλά έχει επίσης

παρατηρηθεί ότι ορισμένα αργιλικά εδάφη εμφανίζουν χαλάρωση (strain-rate softening) για αυξανόμενο ρυθμό παραμορφώσεως πλαστικού υλικού (πρβ. Tika and Hutchison, 1999).

Συνεπώς, το ερώτημα, αν θα αυξηθεί ή θα μειωθεί η αντοχή του αργιλικού υλικού κάτω από συνθήκες δυναμικής φόρτισης ή σε συνθήκες επιταχυνόμενης κατολίσθησης είναι θέμα που χρήζει ιδιαίτερης ανάλυσης και ξεπερνά προφανώς τα όρια της παρούσης εργασίας (Vardoulakis, 2000).

6.2 Διαπερατότητα εδαφικού σχηματισμού

Ένα σημείο στο οποίο δίδεται ιδιαίτερη σημασία στη συγκεκριμένη κατολίσθηση και την μετέπειτα εξυγίανσή της είναι η διαπερατότητα του εδαφικού σχηματισμού, καθώς το βασικό μέτρο εξυγίανσης και αποκατάστασης του πρανούς βασίζεται στον καταβιβασμό του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα.

Στην κατολισθαίνουσα εδαφική μάζα αποδόθηκε τιμή της διαπερατότητας στη ζώνη της επιφάνειας ολίσθησης της τάξεως του $2 \times 10^{-5} \frac{cm}{sec}$ (Καβουνίδης, Σ, Σωτηρόπουλος, Η, Βέττας, Π, Αυγερόπουλος, Π και Μαρίνος, Π., 1997)

Αν τώρα θα επιχειρούσαμε να εκτιμήσουμε την διαπερατότητα του εδαφικού σχηματισμού από εργαστηριακές δοκιμές συμπίεσομέτρου (ΥΠΕΧΩΔΕ, 1995), τότε με βάση τη θεωρία στερεοποίησης καταλήγουμε ότι η διαπερατότητα είναι της τάξης μεγέθους $10^{-7} \frac{cm}{sec}$.

Από την άλλη μεριά, θεωρητικά, η σημειακή διαπερατότητα μπορεί να εκτιμηθεί από την σχέση Carman – Kozeny (Bear, 1972)

$$k = 0.2 \frac{n^3}{(1-n)^2} \left(\frac{D_{50}}{6} \right)^2 \quad (2)$$

Στη Σχέση (2), το k συμβολίζει τη φυσική διαπερατότητα κατά Muskat (Taylor, 1948), η οποία συνδέεται με την διαπερατότητα του υλικού σε σχέση με το ύδωρ με την σχέση

$$k_w = k \frac{\gamma_w}{\eta_w} \quad (3)$$

Στη Σχέση (3) $\eta_w = 10.02 \times 10^{-7} \text{ kPa} \cdot \text{sec}$ είναι το ιξώδες του ύδατος. Ετσι καταλήγουμε

ότι η σημειακή διαπερατότητα του εδαφικού σχηματισμού είναι της τάξης $6 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$, για διάμετρο κόκκου $D_{50} = 0.06\text{mm}$ (ΥΠΕΧΩΔΕ, 1995).

Παρατηρούμε τώρα ότι οι διάφορες τιμές για τη διαπερατότητα που προκύπτουν από εργαστηριακές ή θεωρητικές αναλύσεις εμφανίζουν διασπορά και δεν θα πρέπει να θεωρηθούν κατ' ανάγκη ότι εκφράζουν την πραγματική διαπερατότητα του σχηματισμού. Αυτό είναι επόμενο αφού όλες αυτές οι μέθοδοι έχουν σημειακό χαρακτήρα και σε καμία περίπτωση δεν εκφράζουν το σύνολο του σχηματισμού.

Επειδή τα έτη που ακολούθησαν μετά την κατολίσθηση ήταν ξηρά, η απόδοση των στραγγιστηρίων δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί επί του παρόντος για μία αντίστροφη ανάλυση και για τον ορθό προσδιορισμό της διαπερατότητας στη κλίμακα του έργου. Αυτό που ίσως να απαιτηθεί να γίνει μελλοντικά, μετά από μία εκτεταμένη υγρή περίοδο, είναι μία αντιπροσωπευτική συσχέτιση της βροχόπτωσης με την υδρολογική δίαιτα, έτσι ώστε να φανεί πραγματικά η διαπερατότητα του εδαφικού υλικού σε κλίμακα έργου και να εξαχθούν χρήσιμα πρακτικά συμπεράσματα.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας τα ανωτέρω, θα πρέπει να τονίσουμε ότι δυο κυρίως είναι οι παράγοντες που καθορίζουν την συμπεριφορά του έργου πριν και μετά τα μέτρα εξυγίανσης, τούτέστιν η αντοχή και διαπερατότητα πεδίου του συγκεκριμένου αργιλικού σχιστολίθου.

7.1 Αντοχή πεδίου

Στο σημείο αυτό παρατηρούμε ότι η ανάλυση της κατολίσθησης της Μαλακάσας της 18-02-1995 μέσω μηχανισμών αστοχίας "κινηματικής αλυσίδας" εκ τεσσάρων στερεών σωμάτων οδηγεί, σε μια συστηματική υπερεκτίμηση της "μέσης" παραμένουσας γωνίας εσωτερικής τριβής, χαρακτηριστικής των εδαφικών μαζών που κινήθηκαν. Η μέση αυτή τιμή αφορά τόσο την μείζονα επιφάνεια ολίσθησης όσο και τα ημικατακόρυφα ρήγματα. Για την καλύτερη εκ των άνω προσέγγιση αυτής της μέσης τιμής γωνίας τριβής πεδίου, θα χρειασθεί μια επέκταση της παρούσας κινηματικής μεθόδου σε τριδιάστατους μηχανισμούς.

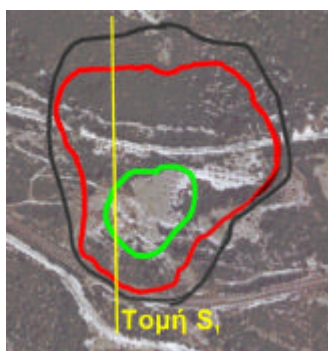
Στο σημείο αυτό, θα θέλαμε να αναφέρουμε ότι σε ορισμένες περιπτώσεις ως εναλλακτική

λύση μέτρων αποκατάστασης της ευστάθειας ενός φυσικού πρανούς σε αργιλικά εδάφη προτείνεται η χρήση πασσάλων καθ' όλο το μήκος και πλάτος της κατολίσθησης (Παπαδόπουλος & Αντωνόπουλος, 2001). Το μέτρο αυτό αποκατάστασης μπορεί να θεωρηθεί ως μια τεχνική, φιλική προς το περιβάλλον, προσαύξησης της αντοχής του εδαφικού υλικού στη κλίμακα του έργου. Η αποτελεσματικότητα μίας τέτοιας γεωτεχνικής παρέμβασης μπορεί επίσης εύκολα να αναλυθεί με τη χρήση της μεθόδου κινηματικής αλυσίδας (πρβλ. Schwarz, 1987)

7.2 Διαπερατότητα πεδίου

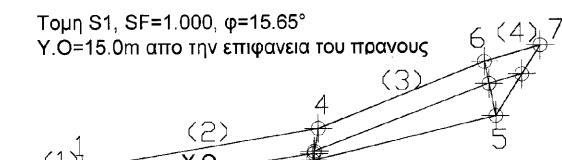
Στην περιοχή που μελετάμε, συνέβη μία παλαιά καθίζηση-κατολίσθηση (Καραγεωργίου, 1968), η οποία περιλαμβάνονταν στην κατολίσθηση της 18-02-1995. Έτσι, στις περιπτώσεις αυτές και κατά τα διάφορα στάδια του έργου (δηλαδή τόσο πριν όσο και μετά την εφαρμογή μέτρων εξυγίανσης) πρέπει να αναλύσουμε την περίπτωση μιας μελλοντικής κατολίσθησης. Κατά τους Παντελίδη, Π.Ι. και Καβουνίδη, Σ.Κ. (1997, πρβλ., Πίνακας 1: "Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αναλύσεων ευστάθειας, Τομή S₁") η μελέτη του σεναρίου αυτού αφορά σε μία πιθανή επέκταση της ρίζας της κατολίσθησης υψηλότερα από την θέση της τελευταίας κατολίσθησης (Σχήμα 1 και 11).

Αντιστοίχως, μέσω της παρούσης μεθόδου κινηματικής αλυσίδας, μπορούμε επίσης να μελετήσουμε ένα τέτοιο σενάριο μιας νέας πιθανής κατολίσθησης, ευρύτερης και βαθύτερης από εκείνη της 18-02-1995. Όπως φαίνεται από τον ανωτέρω Πίνακα 1, η μέθοδος κινηματικής αλυσίδας επιβεβαιώνει την σημαντικότητα των στραγγιστηρίων, διότι πράγματι με τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα σε υψηλά επίπεδα, το πρανές φθάνει και πάλι σε κατάσταση οριακής ισορροπίας. Για την οριστική όμως εκτίμηση της θέσης του υδροφόρου ορίζοντα και την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας απέναντι σε τέτοια σενάρια θα χρειασθεί να αναμένουμε την μετεπεξεργασία των αποτελεσμάτων και μετρήσεων που θα προκύψουν στο μέλλον από την λειτουργία του κατασκευασθέντος στραγγιστηρίου.



Σχήμα 11. Αεροφωτογραφία παλαιάς κατολίσθησης (1969), πρόσφατης (1995) και πιθανής νέας κατολίσθησης.

Figure 11. Aerophotography of old landslide (1969), of recent landslide (1995) and of a new possible landslide.



Σχήμα 12. Σενάριο κατολίσθησης επεκτεινόμενης ανάντη.

Figure 12. "Uphill" landslide scenario.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Βαρδουλάκης, Ι. (2000), "Μηχανική του Συνεχούς Μέσου ΙΙ - Θεωρία Πλαστικότητας", Διδακτικές Σημειώσεις ΔΠΣ Δομ. Σχεδ. Και Αναλ. Κατασκευών, Ε.Μ.Π.

Βαρδουλάκης, Ι. (1999), "Μηχανική του Συνεχούς Μέσου Ι - Βασικές Αρχές", Διδακτικές Σημειώσεις ΔΠΣ Δομ. Σχεδ., Ε.Μ.Π.

Καβουνίδης, Σ., Σωτηρόπουλος, Η., Βέππας, Π., Αυγερόπουλος, Π. και Μαρίνος, Π. (1997), "Η Κατολίσθηση της Μαλακάσας: Γενική Παρουσίαση", Πρακτικά Τρίτου Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής Μηχανικής, Τ.Ε.Ε., Πάτρα.

Καραγεωργίου, Ελ. (1969), "Γεωτεχνική αναγνώριση και προγραμματισμός ερευνητικών γεωτρήσεων δια την σταθεροποίηση του καθιζάνοντος εδάφους εις το 48+700 χιλ. Της σιδηρικής γραμμής Αθηνών-Θεσ/κης", Έκθεσις, ΙΓΜΕ.

Παντελίδης, Π. και Καβουνίδης, Σ. (1997) "Αναλύσεις Ευστάθειας Κατολίσθησης Μαλακάσας", Πρακτικά Τρίτου Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής Μηχανικής, Τ.Ε.Ε., Πάτρα.

Παπαδόπουλος, Χρ., Αντωνόπουλος, Δημ., Βαρδουλάκης, Ι., (2000) "Δράση Κατολίσθαιουσας Εδαφικής Μάζας Επί Κατασκευών", Αθήνα.

Παπαναστασίου, Π. και Βαρδουλάκης, Ι. (1988), "Κινηματική Μέθοδος σε Προβλήματα Ευστάθειας Εδάφους", Πρακτικά Πρώτου Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής Μηχανικής, Τ.Ε.Ε., Αθήνα.

ΥΠΕΧΩΔΕ, Γεν.Γραμ.Δημ.Έργων, (1995) "Διευρεύνηση και αντιμετώπιση του φαινομένου κατολίσθησης στην περιοχή της Μαλακάσας", Τεύχος: "Παρουσίαση και αξιολόγηση γεωτεχνικών μελετών".

Adachi, T. and Oka, F. (1982), "Constitutive equations for normally consolidated clays based on viscoplasticity", Soils and Foundations, 22, 57-70.

Bear, J. (1972), "Dynamics of fluids in porous media", Dover, Section 5.10.

Chandler, R. J. and Schoina, S., (1999), "Landslide at Malakasa, Greece: Investigation – Analysis – Remedial works", International Symposium on Slope Stability Engineering, Volume II, pp. 775-780, Japan.

Chen, W. (1975), "Limit Analysis and Soil Plasticity", Elsevier Scientific Publishing Company.

Leinenkugel, H.-J., (1976), "Deformations-und Festigkeitverhalten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung", Diss., Univ. Karlsruhe, Heft 66.

Marinos, P. G., Sotiropoulos, E., Yannatos, M. and Cavounidis, S. (1997), "Increasing the Stability of a failed slope by pumping", Malakasa Landslide, Athens, Greece, Engineering Geology and the Environment.

Prandtl L. (1928). "Ein Gedankenmodell zur kinetischen Theorie der festen Körper", ZAMM, pp.85-106.

Schoina, S. (1995) "Investigation of the Landslide at Malakasa", Greece, Volume I, II, MSc Diss., Imperial College.

Schwartz, W. (1987) "Verdübelung toniger Böden", Diss. Univ. of Karlsruhe, Heft.105.

Taylor, D. W. (1948), "Fundamentals of Soil Mechanics", Wiley, Section 6.11.

Vardoulakis, I. (2000), "Catastrophic landslides due to frictional heating of the failure plane", Mech. Coh. Frict. Mat., 5, 443-467.

Vuillet, L. (1988), "Viscous-type sliding laws for landslides", Can. Geotechn. J., 25, 467-447.

Vuillet L. and Hutter K. (1988), "Continuum models for natural slopes in slow movement", Geotechnique, 38, 199-217.