



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΔΠΜΣ: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ**

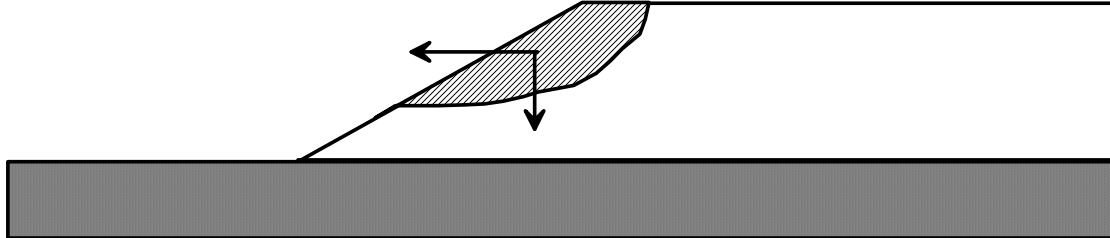
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΘΕΜΑ:

**ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΣΤΟΛΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΕΔΑΦΩΝ ΣΤΗ
ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ
ΠΡΑΝΩΝ**

ΠΕΡΔΙΚΗ Ι. ΣΤΑΥΡΟΥΛΑ

**ΕΠΙΒ/ΝΤΕΣ :Γ. ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ
Κ. ΑΝΔΡΙΑΝΟΠΟΥΛΟΣ, Δρ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧ/ΚΟΣ**



DIPLOMA THESIS

SUBJECT:

**EFFECT OF SOIL DILATANCY ON STATIC AND SEISMIC
SLOPE STABILITY ANALYSIS**

PERDIKI STAVROYLA

**SUPERVISORS: G. BOUCKOVALAS, PROFESSOR N.T.U.A.
K. ANDRIANOPOYLOS, Dr. CIVIL ENGINEER**

ATHENS 2011

Περίληψη

Στην παρούσα Διπλωματική Εργασία παρουσιάζεται η συγκριτική μελέτη που έγινε με σκοπό τη διαπίστωση της επίδρασης της γωνίας διαστολικότητας στην ευστάθεια μονοκλινούς πρηνούς υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης.

Για τις ανάγκες αυτής της εργασίας έγινε αρχικά μια σύντομη βιβλιογραφική αναδρομή στις υπάρχουσες μεθοδολογίες υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας SF, του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή $k_{h,cr}$ και κατ' επέκταση των μετατοπίσεων μιας πλαγιάς (π.χ. ΕΑΚ 2002, Makdisi & Seed 1978, Παπαδημητρίου & Μπουκοβάλα 2006, Newmark 1965), καθώς και σε προτάσεις εισαγωγής της γωνίας διαστολικότητας στους υπολογισμούς (π.χ. Drescher & Detournay, 1993).

Στη συνέχεια, η εργασία επικεντρώθηκε στην εκτίμηση των δύο παραπάνω συντελεστών, σε πρώτη φάση χωρίς τη συμμετοχή της γωνίας διαστολικότητας στους υπολογισμούς και, σε δεύτερη φάση, με τη συμμετοχή της τελευταίας μέσω της σχέσης που πρότειναν οι Drescher & Detournay (1993). Για το σκοπό αυτό εκτελέστηκαν διδιάστατες αναλύσεις με τις ευρέως χρησιμοποιούμενες σήμερα μεθόδους οριακής ισορροπίας και με αριθμητικές μεθόδους πεπερασμένων διαφορών για ένα μονοκλινές πρηνές ύψους 20m και κλίσης 30°.

Η σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με αυτά από τις μεθόδους οριακής ισορροπίας οδήγησε σε δύο βασικά συμπεράσματα:

- Η γωνία διαστολικότητας δεν πρέπει να αγνοείται στους υπολογισμούς για να αποφεύγεται ο επισφαλής σχεδιασμός.
- Για πρακτικά προβλήματα, δεν είναι απαραίτητη η διεξαγωγή αριθμητικών αναλύσεων καθώς τα αποτελέσματά τους βρίσκονται σε ικανοποιητική συμφωνία με αυτά των μεθόδων οριακής ισορροπίας, εφόσον βέβαια ληφθεί υπ' όψιν στα τελευταία η γωνία διαστολικότητας.

Οι αναλύσεις σε αυτή την εργασία είναι αποσυζευγμένες. Αρχικά υπολογίζεται ο κρίσιμος σεισμικός συντελεστής βάσει αριθμητικών αναλύσεων και αναλύσεων οριακής ισορροπίας. Εν συνεχεία υπολογίστηκε η μέγιστη αναπτυσσόμενη επιτάχυνση και ταχύτητα στο επίχωμα μέσω δυναμικής ανάλυσης με το προσομοίωμα Ramberg-Osgood και τέλος υπολογίστηκε η αναμενόμενη μέγιστη μετατόπιση της εδαφικής μάζας.

Για μελλοντική έρευνα προτείνεται η διεξαγωγή συζευγμένων πλέον αναλύσεων με χρήση πιο πολύπλοκων καταστατικών προσομοιωμάτων (strain- hardening, strain- softening) που υπολογίζουν απ' ευθείας τη μέγιστη μετατόπιση του εδάφους λαμβάνοντας εξ' αρχής υπ' όψιν τα παραπάνω δεδομένα συμπεριφοράς του.

Abstract

This Diploma Thesis presents the results of a number of analyses done in order to obtain an idea of how big the effect of soil dilatancy is in the slope stability analysis under static and seismic conditions.

For this purpose, a brief literature review was performed for depicting existing methodologies of estimation of the factor of safety SF, the critical seismic coefficient $k_{h,cr}$ and the expected deformations of the slope (EAK 2002, Makdisi & Seed 1978, Papadimitriou & Bouckovalas 2006, Newmark 1965) and also present previous efforts of introducing soil dilatancy in slope stability analyses (Drescher & Detournay, 1993).

After the above brief review the research focused on the estimation of the factor of safety and critical seismic coefficient without participation of the dilation angle in the first place and with it at the second phase of calculations (reduced friction angle- Drescher & Detournay, 1993). Analyses were conducted using two dimensional limit equilibrium and finite difference methods for a 20m high, 30° slope landfill.

The comparison of the numerical results with the estimates of the limit equilibrium methods led to two basic conclusions:

- The dilatancy angle should not be neglected in slope stability analysis as it may lead in unsafe design.
- The results of limit equilibrium methods including dilatancy are very close to the ones of numerical analyses, thus safe to use for practical problems.

In the above research the analyses conducted were decoupled. Firstly, the critical acceleration is calculated through numerical and limit equilibrium analyses. Secondly the maximum acceleration and velocity of the soil mass are estimated using dynamic numerical analysis and the Ramberg-Osgood constitutive model and thirdly the maximum deformation is calculated using the results of the above decoupled procedure. For further research this thesis proposes the conduction of coupled analyses using more sophisticated constitutive models such us strain-hardening or strain-softening closer to reality, in order to obtain a more thorough evaluation of the anticipated deformations of slopes.

Ευχαριστίες

Φτάνοντας στο τέλος αυτής της διπλωματικής εργασίας, τις θερμότερες ευχαριστίες μου θα ήθελα να εκφράσω στον Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Ανδριανόπουλο Κωνσταντίνο για την ανεκτίμητη βοήθειά και καθοδήγησή του κατά την εκπόνηση της εργασίας.

Ιδιαίτερα ευχαριστώ τον καθηγητή μας κ. Μπουκοβάλα Γεώργιο που με εμπιστεύτηκε και μου έδωσε την ευκαιρία να ασχοληθώ με αυτό ακριβώς που ήθελα κερδίζοντας επιπλέον γνώσεις επάνω στην επιστήμη του Πολιτικού Μηχανικού αλλά και κυρίως κερδίζοντας εμπειρία ζωής με την ολοκλήρωση μιας κοπιαστικής δουλειάς για την οποία είμαι υπερήφανη.

Τέλος το μεγαλύτερο και πιο ειλικρινές ευχαριστώ οφείλω στους γονείς μου, για τους στόχους που έχω πετύχει μέχρι τώρα και για αυτούς που μου δίνουν την ευκαιρία να θέτω καθημερινά.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Περίληψη.....	3
Ευχαριστίες.....	5
Πίνακας περιεχομένων.....	6
1. Εισαγωγή.....	7
2. Θεωρητικό υπόβαθρο.....	11
3. Ευστάθεια πρανών με απλοποιητικές μεθόδους.....	43
4. Ευστάθεια πρανών με αριθμητικές μεθόδους.....	69
5. Σύγκριση αποτελεσμάτων μεθόδου οριακής ισοροπίας και μεθόδου πεπερασμένων διαφορών.....	89
6. Εκτίμηση σεισμικού συντελεστή k_h.....	113
7. Εκτίμηση εδαφικών μετακινήσεων λόγω σεισμικής αστοχίας πρανούς.....	127
8. Συμπεράσματα – Προτάσεις.....	145
9. Βιβλιογραφία.....	147

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

Οι κατολισθήσεις και γενικότερα η αστοχία των πρανών (φυσικών ή τεχνητών) είναι ένα συνηθισμένο φαινόμενο και αποτελεί αναπόσπαστο κομμάτι της εξέλιξης της γεωλογικής ιστορίας κάθε περιοχής. Μέσα στο πέρασμα του χρόνου τα πρανά περνούν από διάφορες καταστάσεις ισορροπίας που κυμαίνονται από ευσταθείς έως οριακά ευσταθείς και ασταθείς. Σε ένα σεισμικό επεισόδιο ο κραδασμός του εδάφους είναι ικανός να προκαλέσει αστοχίες σε πρανά που ήταν μετρίως ή οριακά ευσταθή πριν το σεισμό. Οι συνέπειες της αστοχίας μπορεί να είναι μηδαμινές έως καταστροφικές ανάλογα με τη γεωμετρία της πλαγιάς και τις ιδιότητες των υλικών της.

Αυτό που ενδιαφέρει λοιπόν είναι η συμπεριφορά των εδαφικών επικωμάτων υπό σεισμική διέγερση. Αποτελεί ένα πολύπλοκο πρόβλημα της Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής, καθώς περιλαμβάνει φαινόμενα όπως η ενίσχυση ή απομείωση της σεισμικής κίνησης, η ανάπτυξη αδρανειακών δυνάμεων στη μάζα του επικώματος, οι αλλαγές στη διατμητική δυσκαμψία και αντοχή των υλικών κατασκευής του κ.α.. Η σεισμική ευστάθεια των εδαφικών επικωμάτων μπορεί να εκτιμηθεί με τις παρακάτω μεθόδους, οι οποίες αναφέρονται κατά σειρά αυξανόμενης πολυπλοκότητας και ακρίβειας των αποτελεσμάτων τους:

- (α) Ψευδοστατική ανάλυση οριακής ισορροπίας
- (β) Αποσυζευγμένη εκτίμηση μετατοπίσεων πρανών
- (γ) Συζευγμένη αριθμητική ανάλυση ολικών ή ενεργών τάσεων

Για την εκτίμηση της ευστάθειας ενός πρανούς υπό στατικές και δυναμικές συνθήκες φόρτισης σε μία αποσυζευγμένη ανάλυση, αρχικά υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας για στατική φόρτιση καθώς και ο κρίσιμος σεισμικός συντελεστής και στη συνέχεια με δυναμική ανάλυση εκτιμάται η μέγιστη τιμή της αναπτυσσόμενης επιτάχυνσης και ταχύτητας για μία πιθανώς ολισθαίνουσα μάζα. Τέλος με βάση τα παραπάνω δεδομένα υπολογίζεται η μέγιστη αναμενόμενη μετατόπιση της εδαφικής μάζας καθώς τελικά σε ένα σεισμό αυτή είναι που καθορίζει το επίπεδο ζημιάς και καθιστά την γεωκατασκευή λειτουργική ή μη λειτουργική.

Στις απλοποιητικές μεθόδους οριακής ισορροπίας η γωνία διαστολικότητας δεν αποτελεί δεδομένο απαραίτητο στους υπολογισμούς. Στις χρησιμοποιούμενες μεθόδους οριακής ανάλυσης γίνεται η βασική παραδοχή για τα εδαφικά υλικά ότι υπακούουν σε συσχετισμένο νόμο ροής ότι δηλαδή $\phi = \psi$ (εξίσωση της τιμής της γωνίας διαστολικότητας με την τιμή της γωνίας τριβής). Όσον αφορά λοιπόν στη γωνία

διαστολικότητας καμία από τις δύο παραπάνω μεθόδους δεν ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα.

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της επίδρασης της παραδοχής αυτής στα αποτελέσματα του συντελεστή ασφαλείας και του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή και άρα και στα αποτελέσματα της μετατόπιση που ενδιαφέρουν εν τέλει. Δίνεται απίσης βάση στην επίδραση της μεταβολής της γωνίας διαστολικότητας στη γεωμετρία των επιφανειών αστοχίας. Οι αναλύσεις γίνονται με τις ευρέως χρησιμοποιούμενες μεθόδους οριακής ισορροπίας αλλά και με την αριθμητική μέθοδο πεπερασμένων διαφορών αρχικά χωρίς να λαμβάνεται η γωνία διαστολικότητας υπ' όψιν στους υπολογισμούς και τελικά με μία τροποποιημένη γωνία τριβής η οποία απομειώνεται με βάση τη σχέση των Drescher & Detournay (1993), ώστε στην τιμή της να ενσωματωθεί και η γωνία διαστολικότητας. Έτσι,

- στο **Κεφάλαιο 2** γίνεται κριτική επισκόπηση της διεθνούς βιβλιογραφίας για απλοποιητικές-αναλυτικές μεθόδους εκτίμησης του συντελεστή ασφαλείας και του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή καθώς και για μεθόδους υπολογισμού μετατοπίσεων,
- στο **Κεφάλαιο 3** υπολογίζονται για στατική και ψευδοστατική ανάλυση ο συντελεστής ασφαλείας και κρίσιμος σεισμικός συντελεστής αντίστοιχα, με βάση συνήθεις μεθόδους οριακής ισορροπίας των λωρίδων για κανονική και για τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής,
- στο **Κεφάλαιο 4** υπολογίζονται για στατική και ψευδοστατική ανάλυση ο συντελεστής ασφαλείας και κρίσιμος σεισμικός συντελεστής αντίστοιχα, με βάση την αριθμητική μέθοδο πεπερασμένων διαφορών,
- στο **Κεφάλαιο 5** γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο ποηγούμενων μεθόδων όσο αφορά στο συντελεστή ασφαλείας και στον κρίσιμο σεισμικό συντελεστή για ίδιες αλλά και διαφορετικές επιφάνειες αστοχίας,
- στο **Κεφάλαιο 6** υπολογίζονται με βάση τη δυναμική ανάλυση η μέγιστη αναπτυσσόμενη επιτάχυνση και ταχύτητα της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας,
- στο **Κεφάλαιο 7** γίνεται η εκτίμηση των μέγιστων αναμενόμενων μετατοπίσεων της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας,
- στο **Κεφάλαιο 8** συνοψίζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την παρούσα εργασία, καθώς και προτάσεις για μελλοντική έρευνα,

- στο **Κεφάλαιο 9** δίνεται η βιβλιογραφία της διπλωματικής εργασίας.

Κεφάλαιο 2

Θεωρητικό υπόβαθρο

2.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται αναδρομή στη δημοσιευμένη βιβλιογραφία για θέματα που αφορούν στη σεισμική απόκριση εδαφικών πρυνών. Στην παράγραφο 2.2 γίνεται η παρουσίαση και περιγραφή της ευρέως χρησιμοποιούμενης ψευδοστατικής μεθόδου για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας υπό σεισμικές συνθήκες φόρτισης, επισημαίνοντας και τις αδυναμίες της μεθόδου. Στην επόμενη παράγραφο 2.3 παρουσιάζονται οι υπάρχουσες μεθοδολογίες για την εκτίμηση του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή προκειμένου αυτός να χρησιμοποιηθεί στην εκτίμηση των μετακινήσεων της πλαγιάς σε ένα σεισμικό επεισόδιο. Στην παράγραφο 2.4 περιγράφεται λεπτομερώς η μέθοδος ολισθαίνοντος στερεού (Newmark, 1965) για τον υπολογισμό των μετακινήσεων της πλαγιάς. Τέλος στην παράγραφο 2.5 γίνεται η αξιολόγηση των εκτιμήσεων της ψευδοστατικής θεώρησης και της μεθοδολογίας Newmark με βάση πειράματα σεισμικής τράπεζας και πραγματικά δεδομένα.

2.2 Ψευδοστατικός σχεδιασμός

Ευρέως χρησιμοποιούμενη μέχρι και σήμερα μέθοδος ανάλυσης της σεισμικής ευστάθειας πρυνών είναι η ψευδοστατική μέθοδος οριακής ισορροπίας. Πρόκειται για μία απλή σχετικά μεθοδολογία η οποία οδηγεί στον υπολογισμό ενός συντελεστή ασφαλείας FS_d έναντι σεισμικής «αστοχίας» του πρυνού για μία συγκεκριμένη επιφάνεια αστοχίας. Σύμφωνα με αυτή την απλουστευτική προσέγγιση, μια τιμή συντελεστή ασφαλείας $FS_d < 1.0$ υποδηλώνει «αστοχία» του πρυνού, και μια τιμή $FS_d > 1.0$ υποδηλώνει σεισμικός ασφαλείς συνθήκες. Με πρώτες εφαρμογές της μεθόδου από το 1920, η σεισμική ευστάθεια των γεωκατασκευών αναλύεται με τη θεώρηση ότι τα σεισμικά φορτία επιβάλλονται ως σταθερής τιμής και κατεύθυνσης οριζόντιες ή/και κατακόρυφες επιταχύνσεις.

Στην πιο απλή μορφή της, η μέθοδος θεωρεί ότι το εδαφικό υλικό που βρίσκεται πάνω από την πιθανή επιφάνεια ολίσθησης είναι εντελώς άκαμπο και συμπεριφέρεται σαν ένα στερεό, ενώ διάτμηση μπορεί να συμβεί μόνο πάνω σε αυτήν την επιφάνεια. Η διατιθέμενη διατμητική αντοχή ενεργοποιείται με τον ίδιο ρυθμό σε όλα τα σημεία της επιφάνειας ολίσθησης και σαν αποτέλεσμα ο FS_d είναι σταθερός και ενιαίος για όλη την πιθανώς ολισθαίνουσα μάζα. Η επιβάρυνση της πλαγιάς λόγω του σεισμού αναπαριστάται με ψευδοστατικές επιταχύνσεις που παράγουν αδρανειακές δυνάμεις F_h και F_v που ασκούνται στο

κέντρο βάρους της «ολισθαίνουσας» μάζας (Σχήμα 2.1), και δίνονται από τις Σχέσεις (2.1) και (2.2):

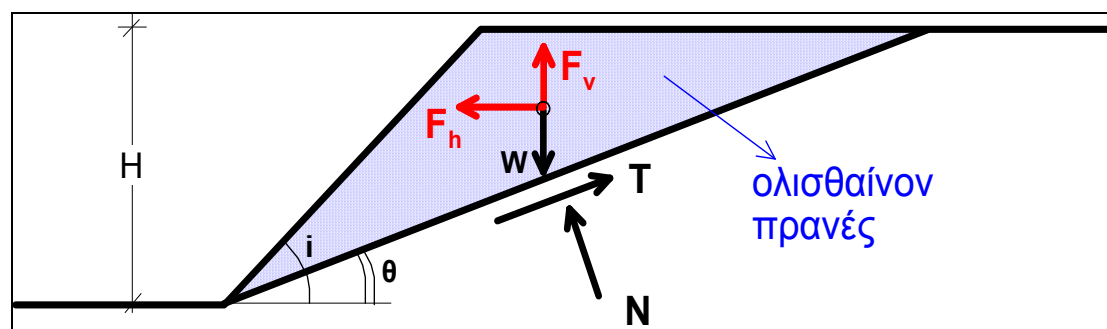
$$F_h = \frac{\alpha_h W}{g} = k_h W \quad (2.1)$$

$$F_v = \frac{\alpha_v W}{g} = k_v W \quad (2.2)$$

όπου, α_h και α_v είναι η οριζόντια και κατακόρυφη ψευδοστατική επιτάχυνση, k_h και k_v είναι οι αδιάστατοι σεισμικοί συντελεστές στις δύο διευθύνσεις και W είναι το βάρος της «ολισθαίνουσας» μάζας του πρανούς, ύψους H και κλίσης θ . Τα μεγέθη αυτών των ψευδοστατικών επιταχύνσεων α_h και α_v πρέπει να ανταποκρίνονται στο μέγεθος του αναμενόμενου σεισμού και αποτελούν μία δύσκολη εκτίμηση. Για την απλή περίπτωση του πρανούς του σχήματος 2.1, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι σεισμού προκύπτει από την ισορροπία των δρώντων στη μάζα δυνάμεων σε διεύθυνση παράλληλη και κάθετη στο επίπεδο αστοχίας και δίνεται από τη Σχέση (2.)3:

$$FS_d = \frac{F_{αντιστ}}{F_{ολισθ}} = \frac{cL + [(W - F_v)\cos\theta - F_h\sin\theta]\tan\phi}{(W - F_v)\sin\theta + F_h\cos\theta} \quad (2.3)$$

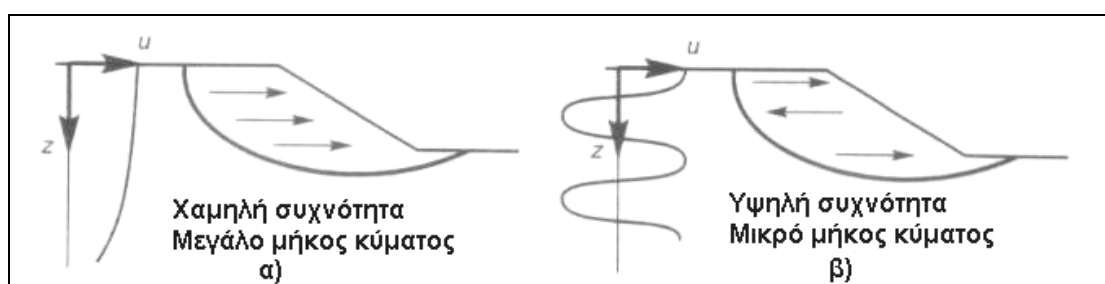
όπου c και ϕ είναι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους και L ($=H/\sin\theta$) είναι το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης. Από την ανωτέρω σχέση προκύπτει, ότι η οριζόντια ψευδοστατική δύναμη F_h επηρεάζει έντονα το συντελεστή ασφαλείας έναντι σεισμού FS_d , καθώς αυξάνει τη δύναμη ολίσθησης $F_{ολισθ}$ και ταυτόχρονα μειώνει τη δύναμη αντίστασης $F_{αντιστ}$. Αντιθέτως, η κατακόρυφη ψευδοστατική δύναμη F_v έχει γενικώς μικρότερη επίδραση στο FS_d , καθώς μειώνει (ή αυξάνει, ανάλογα με τη θεωρηθείσα φορά της) τόσο τη δύναμη αντίστασης $F_{αντιστ}$ όσο και τη δύναμη ολίσθησης $F_{ολισθ}$. Για τον λόγο αυτό, αλλά και εκ του γεγονότος ότι η κατακόρυφη και η οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής κίνησης έχουν τυχαία διαφορά φάσης, πολλές φορές η επίδραση της κατακόρυφης επιτάχυνσης του σεισμού αγνοείται στην ψευδοστατική ανάλυση.



Σχήμα 2.1: Δυνάμεις που ασκούνται σε «ολισθαίνον» πρανές κατά τη διάρκεια του σεισμού, σύμφωνα με την ψευδοστατική θεώρηση

Η ψευδοστατική προσέγγιση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας έναντι ολίσθησης για μία επίπεδη, κυκλική ή μη κυκλική επιφάνεια ολίσθησης. Όλα πρακτικά τα προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή που εκτελούν στατικές αναλύσεις ευστάθειας πρηνών παρέχουν τη δυνατότητα μιας τέτοιας ψευδοστατικής ανάλυσης που είναι σχετικά απλή και γρήγορη στην εφαρμογή της. Ταυτόχρονα λόγω της ομοιότητας που παρουσιάζει με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας στη στατική ανάλυση ευστάθειας πρηνούς γίνεται εύκολα κατανοητή από τον μηχανικό.

Παρ' όλη όμως την ευκολία στην εφαρμογή της η ψευδοστατική μέθοδος έχει και κάποιους βασικούς περιορισμούς. Μία σταθερής κατεύθυνσης και τιμής, ψευδοστατική επιτάχυνση δεν είναι δυνατό να περιγράψει τα πολύπλοκα δυναμικά φαινόμενα που συνθέτουν το σεισμικό κραδασμό καθώς η πολύπλοκη επίδραση της ταλάντωσης του επικώματος (Σχήμα 2.2) αποδίδεται με μια ενιαία τιμή της ψευδοστατικής δύναμης F_h που ισχύει για ολόκληρη την μάζα του ολισθαίνοντος πρηνούς. Επιπλέον η εμπειρία έχει δείξει πως η ψευδοστατική ανάλυση δεν βγάζει ασφαλή συμπεράσματα για εδάφη που αναπτύσσουν μεγάλες πιέσεις πόρων ή παρουσιάζουν απομείωση της αντοχής τους σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15% κατά τη σεισμική δόνηση, καθώς δε λαμβάνει άμεσα υπόψη φαινόμενα απομείωσης διατμητικής αντοχής κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης (π.χ. λόγω ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων σε μη συνεκτικά εδάφη ή μείωση αντοχών των υλικών λόγω μεγάλων παραμορφώσεων) γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία πρηνών ακόμη και για τιμές $FS_d > 1$ (π.χ Seed et al 1969, Seed et al 1975, Marcuson et al 1979). Τέτοια φαινόμενα μπορούν να ληφθούν υπόψη έμμεσα, με τη χρήση κατάλληλα τροποποιημένων (απομειωμένων) παραμέτρων διατμητικής αντοχής κατά την ψευδο-στατική ανάλυση (π.χ. προτάσεις ΕΑΚ 2002 και EC-8).



Σχήμα 2.2: Η μεταβολή της επιτάχυνσης καθ' ύψος του φράγματος για διαφορετικές αναλογίες του μήκους κύματος της διέγερσης ως προς το ύψος της ολισθαίνουσας επιφάνειας (Kramer ,1996)

Περαιτέρω, θα πρέπει να επισημανθεί ότι καθώς η πραγματική ταλάντωση της μάζας του πρηνούς αλλάζει διεύθυνση κατά τη διάρκεια της διέγερσης, η απλουστευτική θεώρηση «αστοχίας» για $FS_d < 1.0$ κρίνεται ως υπερ-συντηρητική (π.χ Newmark 1965) σε περιπτώσεις που υπάρχει λειτουργική ανοχή στις επιτρεπόμενες μόνιμες μετατοπίσεις του

πρανούς. Στην πράξη, η κατάσταση κατά την οποία ισχύει $FS_d < 1.0$ πραγματοποιείται μόνο για ένα πολύ μικρό διάστημα της συνολικής διάρκειας της διέγερσης. Συνεπώς, η «αστοχία» του πρανούς που υπονοείται υπερ-απλουστευτικά από την εκτίμηση ενός $FS_d < 1.0$ δε λαμβάνει χώρα, καθώς για την υπόλοιπη διάρκεια της διέγερσης ισχύει $FS_d > 1.0$. Έτσι, αυτό που προκύπτει στην πράξη είναι κάποιες πεπερασμένες μετατοπίσεις του πρανούς του φράγματος, οι οποίες μπορεί να είναι αποδεκτές (μικρού μεγέθους ή/και εύκολα επισκευάσιμες).

Η πρώτη εφαρμογή της ψευδοστατικής μεθόδου για τη σεισμική απόκριση πρανούς αποδίδεται στον Terzaghi το 1950. Από τα πρώτα στάδια ανάπτυξής της ο ίδιος ερευνητής είχε δηλώσει πως τα αποτελέσματα από την εφαρμογή της μεθόδου χαρακτηρίζονται τουλάχιστον ανακριβή και πως ενδέχεται να υπάρξει αστοχία ακόμα κι αν ο συντελεστής ασφαλείας προκύπτει μεγαλύτερος της μονάδας.

Από τα παραπάνω καταλαβαίνει κανείς ότι η ακρίβεια των αποτελεσμάτων της μεθόδου καθορίζεται από την ακρίβεια με την οποία οι ψευδοστατικές αδρανειακές δυνάμεις αντιπροσωπεύουν τις πολύπλοκες αδρανειακές δυνάμεις που πραγματικά αναπτύσσονται στο πρανές κατά τη διάρκεια του σεισμού, από την ακρίβεια δηλαδή στην εκτίμηση του σεισμικού συντελεστή k_h , γι' αυτό και η μέθοδος όπως περιγράφηκε παραπάνω πρέπει να χρησιμοποιείται μόνο για προκαταρκτικούς υπολογισμούς.

Η ψευδοστατική θεώρηση ανήκει σε ένα σύνολο αναλύσεων που στηρίζονται στην αδρανειακού τύπου αστάθεια κατά την οποία οι δυναμικά επιβαλλόμενες τάσεις μαζί με τις ήδη υπάρχουσες στατικές προκαλούν την υπέρβαση της διατιθέμενης αντοχής του εδάφους και οδηγούν σε αστοχία. Άλλου τύπου αστάθεια είναι αυτή λόγω απομείωσης των αντοχών του υλικού.

Μέσα από μια διαδικασία ανάπτυξης πιέσεων πόρων και αποδόμησης της εδαφικής μάζας οι επιβαλλόμενες από το σεισμό τάσεις μπορούν να μειώσουν τη διατμητική αντοχή του εδάφους. Αστάθεια λόγω αυτής της απομείωσης μπορεί να συμβεί όταν η απομειωμένη διατμητική αντοχή πέσει σε τιμές μικρότερες από τις απαιτούμενες για ευστάθεια λόγω στατικών και πρόσθετων δυναμικών φορτίων. Η αστάθεια αυτού του τύπου συνδέεται συνήθως με φαινόμενα ρευστοποίησης και διακρίνεται σε δύο κατηγορίες: *αστοχία με ροή υλικού* (flow failure) και *αστοχία λόγω παραμόρφωσης του υλικού* (deformation failure). Η πρώτη συμβαίνει όταν η διατιθέμενη διατμητική αντοχή πέσει κάτω από την απαιτούμενη για τη στατική ισορροπία του πρανούς και γι' αυτό αυτού του είδους η αστοχία προκαλείται από στατικά φορτία και μπορούν να προκαλέσουν πολύ μεγάλες παραμορφώσεις που εξελίσσονται πολύ γρήγορα και χωρίς προειδοποίηση. Η δεύτερη συμβαίνει όταν η διατιθέμενη διατμητική αντοχή μειωθεί τόσο ώστε να ξεπεραστεί προσωρινά από τα πρόσθετα σεισμικά φορτία. Όμοια με τις αστοχίες που προκαλούνται από

αδρανειακές δυνάμεις μέσα στη μάζα του πρανούς αυτού του είδους η αστοχία λαμβάνει χώρα σαν ένα σύνολο από μικρές παραμορφώσεις που σταματούν με το πέρας της σεισμικής δόνησης. Η διαδικασία ανάλυσης για την κάθε κατηγορία διαφέρει.

2.3 Εκτίμηση σεισμικού συντελεστή k_h

Τα αποτελέσματα της ψευδοστατικής ανάλυσης κυρίως εξαρτώνται από την τιμή του σεισμικού συντελεστή $k_{h,v}$. Η εκτίμησή του είναι και το πιο δύσκολο κομμάτι της όλης ανάλυσης καθώς αυτός καθορίζει την ψευδοστατική δύναμη που αναπτύσσεται πάνω στην ολισθαίνουσα μάζα και άρα η τιμή του πρέπει να συνδέεται με το μέγεθος της αδρανειακής δύναμης που επιβάλλεται στο πρανός. Επειδή τις περισσότερες φορές η κατακόρυφη συνιστώσα επηρεάζει ελάχιστα μόνο τα αποτελέσματα αγνοείται και άρα η επιτυχία της μεθόδου εξαρτάται από την επιλογή του οριζοντίου σεισμικού συντελεστή k_h . Σε κάθε περίπτωση ο σεισμικός συντελεστής k_h θα πρέπει να αντικατοπτρίζει την ταλάντωση της ολισθαίνουσας μάζας για το σεισμό σχεδιασμού.

Δεδομένου ότι η ολισθαίνουσα μάζα δεν είναι άκαμπτη, τα διάφορα σημεία της δεν ταλαντώνονται εν φάσει (π.χ. σε υψηλά φράγματα) και η ταλάντωσή τους δεν είναι του ίδιου εύρους (μεγαλώνει το εύρος πλησιάζοντας στην επιφάνεια) όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2. Συνεπώς σε πρώτη προσέγγιση ως αντιπροσωπευτική τιμή του k_h θα πρέπει να επιλέγεται τιμή που αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή της συνισταμένης ταλάντωσης της ολισθαίνουσας μάζας. Όμως μια τέτοια τιμή παρατηρείται μόνο στιγμιαία και επομένως ο σχεδιασμός χωμάτων φραγμάτων με χρήση ψευδοστατικών αναλύσεων είναι σαφώς συντηρητικός όταν ικανοποιείται ταυτόχρονα η απαίτηση για συντελεστή ασφαλείας μεγαλύτερο ή ίσο του 1. Έτσι από τα πρώτα στάδια εφαρμογής της ψευδοστατικής μεθόδου προτάθηκε η χρήση της «ενεργού» τιμής του σεισμικού συντελεστή σε συνδυασμό με την ως άνω απαίτηση για συντελεστή ασφαλείας μεγαλύτερο ή ίσο του 1. Σύμφωνα με τον ορισμό της, η «ενεργός» τιμή θα πρέπει να αποτυπώνει αν η χρονοϊστορία έχει λίγους ή πολλούς σημαντικούς κύκλους, όντας τόσο μικρότερη από τη μέγιστη τιμή, όσο λιγότερους σημαντικούς κύκλους έχει η χρονοϊστορία. Στην πράξη όμως, το πόσο μικρότερη θα πρέπει να λαμβάνεται η ενεργός σε σχέση με τη μέγιστη τιμή εξακολουθεί να αποτελεί θέμα παραδοχής του μηχανικού.

Από αναδρομή στη διεθνή βιβλιογραφία προκύπτει ότι η τιμή του k_h συνδέεται γενικά με τη σεισμικότητα της περιοχής του επικώματος, και πιο ειδικά αποτελεί ποσοστό κάποιων *χαρακτηριστικής* τιμής της σεισμικής επιτάχυνσης. Ένα παράδειγμα *χαρακτηριστικής* τιμής αποτελεί η μέγιστη τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους (ελεύθερο πεδίο), PGA. Έχουν όμως προταθεί και διάφορες άλλες τιμές της επιτάχυνσης οι οποίες λαμβάνουν επίσης υπόψη την ταλάντωση του φράγματος (π.χ. τη μέγιστη τιμή της στην κορυφή του επικώματος, $a_{max,crest}$). Οι πλέον διαδεδομένες σήμερα απόψεις για την τιμή του

σεισμικού συντελεστή παρουσιάζονται συνοπτικά και αναλύονται στις παραγράφους που ακολουθούν.

Συσχέτιση του σεισμικού συντελεστή με τη σεισμικότητα της περιοχής

Η πρώτη αναφορά στη σχετική βιβλιογραφία αποδίδεται στον Terzaghi (1950), ο οποίος υπέδειξε τιμές ενεργού σεισμικού συντελεστή $k_{hE} = 0.1, 0.2$ και 0.5 για «σημαντικούς», «βίαιους» και «καταστροφικούς» σεισμούς. Στην πράξη όμως, και μέχρι το μέσο της δεκαετίας του '70, ο ορισμός των τιμών k_{hE} γινόταν επί τη βάση της συσσωρευμένης εμπειρίας που είχε αποκτηθεί από την απόκριση πρηνών σε πραγματικούς σεισμούς (π.χ. κριτήρια σχεδιασμού φραγμάτων όπως ορίστηκαν από την Ιαπωνική Επιτροπή Μεγάλων Φραγμάτων (JCOLD) το 1960) και συνήθως με χρήση τιμών που κυμαίνονταν από 0.10 έως 0.15 , με την τιμή να αυξάνει ως συνάρτηση του μεγέθους του σεισμού M ή και της σημαντικότητας του επιχώματος. Χάριν συντηρητισμού, τέτοιες τιμές του ενεργού συντελεστή k_{hE} συνδέονταν με απαίτηση για ψευδο-στατικό συντελεστή ασφαλείας $FS_d > 1.15$. Αν ο σεισμικός συντελεστής k_{hE} έφθανε το 0.20 , τότε ο επιτρεπόμενος ψευδο-στατικός συντελεστής ασφαλείας θα έπρεπε να ικανοποιεί την οριακή σχέση $FS_d > 1.0$. Ένα παράδειγμα συσχέτισης του συντελεστή k_{hE} με τη σεισμικότητα της περιοχής αποτελούν παλαιοί Κανονισμοί-οδηγίες του US Corps of Engineers, που διαχωρίζουν τις Η.Π.Α. σε πέντε ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, και προτείνουν ελάχιστους συντελεστές k_{hE} ίσους με $0, 0.05, 0.10, 0.15$ και 0.20 αντίστοιχα. Η ίδια λογική εφαρμόζεται και στα Ινδικά πρότυπα με τέσσερις ζώνες και με συντελεστές $0.10, 0.16, 0.24, 0.36$ αντίστοιχα.

Συσχέτιση του σεισμικού συντελεστή με την εδαφική επιτάχυνση στο ελεύθερο πεδίο (PGA)

Σύμφωνα με την αναφορά της USCOLD (1985), η τότε ισχύουσα πρακτική στις ΗΠΑ ήταν η χρήση συντελεστών $k_{hE} = 0.25 \div 1.00$ (PGA/g), με τις μεγάλες τιμές να λαμβάνουν εμμέσως υπόψη την ελαστική ενίσχυση της δόνησης εντός του σώματος του φράγματος/επιχώματος. Αντίστοιχα, τα Βρετανικά Standards (Charles et al 1991) υποδεικνύουν τη θεώρηση $k_{hE}=0.67$ (PGA/g), θεωρώντας την PGA ως τη μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης του ίδιου του φράγματος/επιχώματος.

Αντίστοιχη συλλογιστική εκτίμησης του k_{hE} ως συνάρτηση της PGA προτείνει και ο Ευρωκώδικας 8 (EC-8, Part 5). Συγκεκριμένα, προτείνει τη χρήση της τιμής $k_{hE} = 0.5$ (EGA/g), με την τιμή της EGA (ενεργός επιτάχυνση ελεύθερου πεδίου) να λαμβάνει υπόψη και τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Στο Πληροφοριακό Παράρτημα Α του EC-8, Part 5, προτείνεται επίσης και κάποια διαφοροποίηση της τιμής του k_{hE} που λαμβάνει υπόψη την ενίσχυση της κίνησης πλησίον της στέψης σχετικά υψηλών ($H > 30m$) τοπογραφικών ανωμαλιών (εδώ επιχωμάτων) με ελάχιστη κλίση πρηνών $> 15^\circ$.

Σύμφωνα λοιπόν με τον EC-8: η τιμή του k_{hE} μειώνεται γραμμικά με το μέγιστο βάθος της επιφάνειας ολίσθησης, από μια κορυφαία τιμή $k_{hE}=0.5S_T(EGA/g)$ στη σέψη, στη τιμή $k_{hE}=0.5(EGA/g)$ για επιφάνεια ολίσθησης που διέρχεται από τη βάση του επικώματος. Έχουμε δηλαδή μια προσπάθεια να ληφθεί υπόψη το γεγονός, το οποίο θα επισημανθεί και παρακάτω, ότι η τιμή του σεισμικού συντελεστή επηρεάζεται άμεσα από το βάθος της επιφάνειας αστοχίας. Ο συντελεστής S_T μπορεί να φθάνει το 1.4 αν τα πρηνή του φράγματος έχουν κλίση $> 30^\circ$, ενώ η τιμή του φθάνει το 1.2 αν τα πρηνή έχουν κλίση $< 30^\circ$.

Συσχέτιση του σεισμικού συντελεστή με την επιτάχυνση στην κορυφή του επικώματος

Είναι σαφές ότι η συσχέτιση της τιμής του k_{hE} με την εδαφική επιτάχυνση στο ελεύθερο πεδίο (PGA ή EGA) αποτελεί ακριβέστερη προσέγγιση από την χρήση *αυθαίρετων* τιμών που συνδέονται με τη σεισμικότητα της περιοχής. Παρόλα αυτά, η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης στο ελεύθερο πεδίο δεν λαμβάνει υπόψη την ταλάντωση του ιδίου του επικώματος, η οποία έχει σαν αποτέλεσμα την ανομοιόμορφη κατανομή των επιταχύνσεων καθ' ύψος του επικώματος, λόγω των γνωστών φαινομένων εδαφικής ενίσχυσης αλλά και της διαφοράς φάσης στην ταλάντωση των διάφορων σταθμών του επικώματος (βλ. Σχ.2.2). Για το σκοπό αυτό αρκετοί ερευνητές θεώρησαν σκόπιμο να συνδέσουν την τιμή του k_{hE} με την επιτάχυνση στην κορυφή του επικώματος.

Συγκεκριμένα ο Marcusson (1981) πρότεινε οι ψευδο-στατικές αναλύσεις φραγμάτων/επικωμάτων να γίνονται με σεισμικό συντελεστή $k_{hE} = 0.33 \div 0.50 (a_{max,crest}/g)$. Ανάλογη συλλογιστική σχεδιασμού έχει υιοθετηθεί και από τον ΕΑΚ (2002), ο οποίος ενώ για φυσικά πρηνή προτείνει μια σχέση $k_{hE} = 0.5 (EGA/g)$ και για υψηλά επικώματα με ύψος $H > 15m$ προτείνει ειδική μελέτη (οπότε γίνεται η παραδοχή ότι το φαινόμενο αρχίζει να γίνεται αρκετά πολύπλοκο για να αντιπροσωπευτεί από μια τόσο απλή σχέση), για πρηνή επικωμάτων με ύψος $H \leq 15m$ θεωρεί ότι η τιμή του k_h θα πρέπει να αντιστοιχεί στη μέση τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης στο σώμα του επικώματος, η οποία πρακτικώς εκτιμάται ως:

$$k_{hE} = 0.5 (a_{crest} + a_{base}) / g \quad (2.4)$$

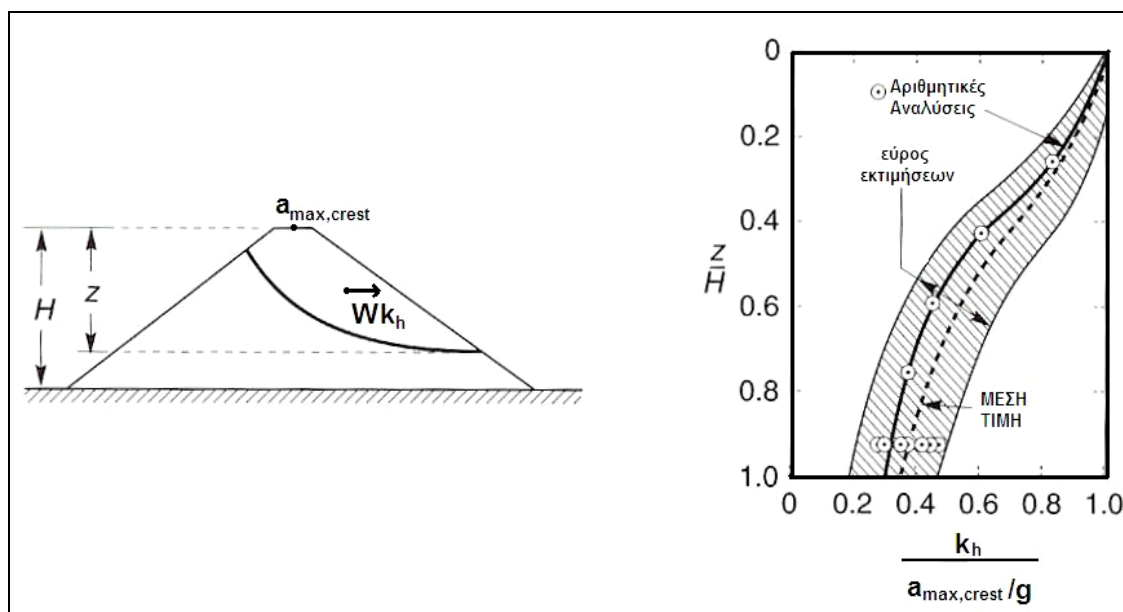
όπου $a_{base} = 0.5 EGA$, είναι η ενεργή επιτάχυνση στη βάση του επικώματος, που συνδέεται με την ενεργή επιτάχυνση στο ελεύθερο πεδίο, EGA.

Λαμβάνοντας επιπλέον υπόψη ότι, για επικώματα αυτού του ύψους, $a_{crest} = 1.25 EGA (= 0.5 \times 2.5 EGA)$ κατά μέγιστο, η ανωτέρω σχέση για τον σεισμικό συντελεστή φθάνει οριακά στην τιμή $k_{hE} = 0.875 (EGA/g)$, ή ισοδύναμα $k_{hE} = 0.70 (a_{crest}/g)$.

Προχωρώντας ένα βήμα πιο πέρα, οι Makdisi & Seed (1978) αναφερόμενοι σε μια μεθοδολογία εκτίμησης σεισμικών μετακινήσεων πρανών συνέδεσαν την τιμή του k_h , όχι μόνο με την τιμή του $a_{\max,crest}$, αλλά και με το βάθος z (από τη στέψη) μέχρι το οποίο φθάνει η επιφάνεια ολίσθησης των πρανών ενός φράγματος ύψους H . Οι προτεινόμενες σχέσεις παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.3, για επικώματα μέσου ύψους με $25m < H < 50m$. Συμπεραίνεται ότι, όσο βαθύτερη είναι η επιφάνεια ολίσθησης, τόσο μικρότερη είναι η τιμή του k_h σε σχέση με την τιμή της $a_{\max,crest}/g$.

Η τάση αυτή επιβεβαιώνεται και από αναλυτικούς υπολογισμούς άλλων ερευνητών (Seed and Martin 1966, Dakoulas and Gazetas 1986), για απλοποιημένες γεωμετρίες επικωμάτων και εδαφικές συνθήκες, οι οποίοι παρατήρησαν ότι ενώ οι διατμητικές τάσεις τ αυξάνουν με το βάθος κατά την ταλάντωση ενός επικώματος, οι αντιστοιχούσες τιμές του k_h μειώνονται όσο βαθθίνει η εξεταζόμενη επιφάνεια ολίσθησης. Ο λόγος που συμβαίνει αυτό είναι ότι η «ολισθαίνουσα» μάζα (W/g) αυξάνει πολύ περισσότερο με το βάθος της εξεταζόμενης επιφάνειας ολίσθησης σε σχέση με την διατμητική τάση τ , και συνεπώς η τιμή του k_h , που είναι ανάλογη του λόγου (τ/W), μικραίνει (Whitman and Dobry 1995).

Κάνοντας την εύλογη παραδοχή ότι $k_{hE}/k_h = a_{crest}/a_{\max,crest}$, οι προτάσεις των Makdisi & Seed (1978) γίνονται άμεσα συγκρίσιμες με άλλες μεθοδολογίες. Για το σκοπό αυτό θα πρέπει όμως να εκτιμηθεί πρώτα η επιτάχυνση στην κορυφή του επικώματος (a_{crest} ή $a_{\max,crest}$).



Σχήμα 2.3: Συσχέτιση k_h με την μέγιστη επιτάχυνση στη στέψη του φράγματος $a_{\max,crest}$ και το αδιάστατο μέγιστο βάθος της επιφάνειας ολίσθησης z/H (Makdisi & Seed 1978).

Τέλος, επισημαίνεται ότι αντίστοιχη ποιοτικά (αλλά πολύ μικρότερη ποσοτικά) διαφοροποίηση στην τιμή του k_{hE} για ρηχές και βαθιές επιφάνειες ολίσθησης προτείνει και ο Ευρω-κώδικας 8 (EC-8, Part 5,

Informative Annex A), προκειμένου να ληφθεί υπόψη η τοπογραφική ενίσχυση του σεισμικού κραδασμού. Συγκεκριμένα, για διδιάστατες τοπογραφικές ανωμαλίες με ύψος $H > 30\text{m}$ και κλίση πρανών μεγαλύτερη από 15° προτείνει την προσαύξηση του k_{HE} κατά 20 - 40% τουλάχιστον για ρηχές επιφάνειες ολίσθησης, σε σχέση πάντα με την τιμή που προβλέπεται για βαθιές επιφάνειες ολίσθησης στις οποίες δεν αναμένεται τοπογραφική ενίσχυση της κίνησης, και η τιμή της οποίας εκτιμάται ως συνάρτηση της EGA στο ελεύθερο πεδίο.

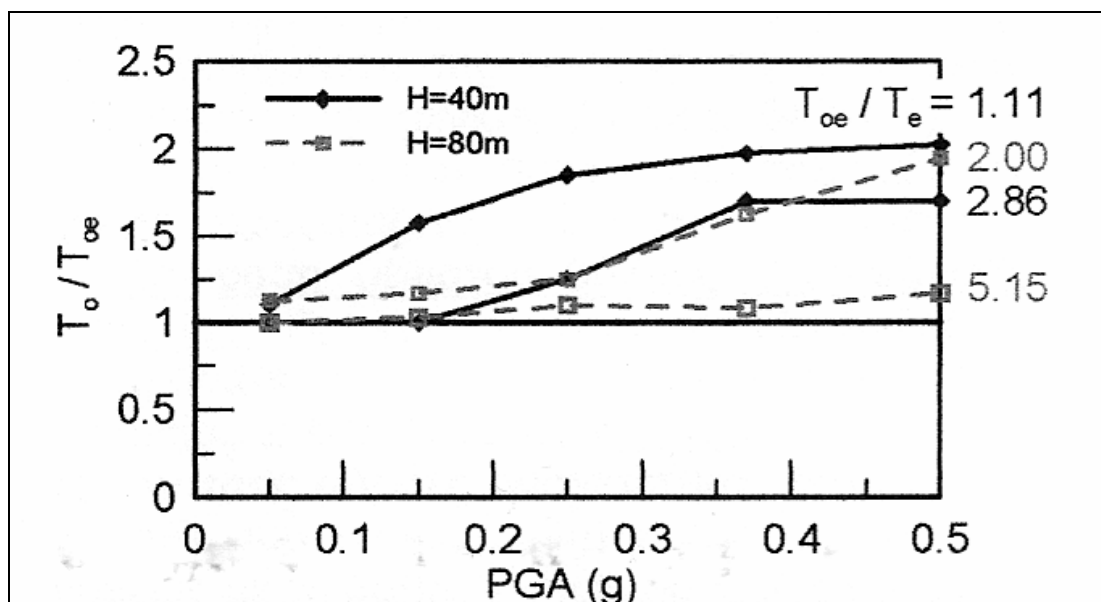
Από τα παραπάνω φαίνεται πως, παρά την ευρεία χρήση της ψευδοστατικής μεθόδου οριακής ισορροπίας πρανών από το 1970, επί του παρόντος δεν υπάρχει κάποια ευρέως αποδεκτή μεθοδολογία εκτίμησης των σεισμικών συντελεστών για το σχεδιασμό χωμάτινων φραγμάτων. Σήμερα με τη βοήθεια των ηλεκτρονικών υπολογιστών το πρόβλημα αυτό επιλύεται με την εκτέλεση αριθμητικών αναλύσεων με προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών, στην περίπτωση μόνο που ο προϋπολογισμός ή η φύση του έργου το επιτρέπουν. Αλλιώς, ο κάθε μελετητής χρησιμοποιεί διαφορετική διαδικασία εκτίμησης των σεισμικών συντελεστών βασιζόμενος στην εμπειρία του και στη βιβλιογραφία.

Οι Andrianopoulos et al. (2009) διερεύνησαν παραμετρικά τη σεισμική απόκριση χωμάτινων φραγμάτων μέσω αποτελεσμάτων αριθμητικών αναλύσεων με σκοπό την καταγραφή της ευαισθησίας της σεισμικής απόκρισης χωμάτινων φραγμάτων και υψηλών επικωμάτων σε παράγοντες όπως η ένταση και το συχνотικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης, οι συνθήκες θεμελίωσης, η ύπαρξη σταθεροποιητικών βαθμίδων, η ύπαρξη πληρωμένου ταμιευτήρα και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της δυνητικής επιφάνειας ολίσθησης. Η μελέτη επικεντρώθηκε στην επίδραση των παραγόντων αυτών σε τρία θεμελιώδη μεγέθη της σεισμικής απόκρισης τέτοιων γεωκατασκευών: τη μη γραμμική πρώτη ιδιοπερίοδο T_0 , στη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στη στέψη $a_{\max, \text{crest}}$ και στη μέγιστη τιμή του σεισμικού συντελεστή στην τυχούσα ολισθαίνουσα μάζα.

Οι διατομές που εξετάστηκαν ήταν τέσσερις: μία διατομή ύψους 20m με πλάτος βάσης 80m (προσομοίωση υψηλού επικώματος), μία διατομή ύψους 40m με πλάτος βάσης 210m (προσομοίωση χαμηλού ύψους χωμάτινου φράγματος), μία διατομή ύψους 80m με πλάτος βάσης 415m (προσομοίωση μέσου ύψους χωμάτινου φράγματος) και μία διατομή ύψους 120m με πλάτος βάσης 615m (προσομοίωση υψηλού χωμάτινου φράγματος) με κλίσεις των σωμάτων στήριξης 1:2 έως 1:2.5 ώστε να εξασφαλίζονται οι στατικές συνθήκες ισορροπίας.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων έδειξαν ότι πολύ σημαντική είναι η επίδραση της έντασης και της δεσπόζουσας περιόδου της διέγερσης στην αύξηση της ιδιοπεριόδου του φράγματος σε σχέση με την ελαστική τιμή της (Σχήμα 2.4). Επίσης σημαντική είναι η επίδραση της δυστημής του εδάφους θεμελίωσης, της μη γραμμικής ιδιοπεριόδου του φράγματος

και της δεσπόζουσας περιόδου της διέγερσης στην ενίσχυση της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης έως τη στέψη του φράγματος (Σχήμα 2.5) και τέλος ότι σημαντική είναι και η επίδραση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της επιφάνειας αστοχίας (Σχήμα 2.6) στη μέγιστη τιμή του σεισμικού k_h προς χρήση σε ψευδοστατικές αναλύσεις ευστάθειας πρανών.

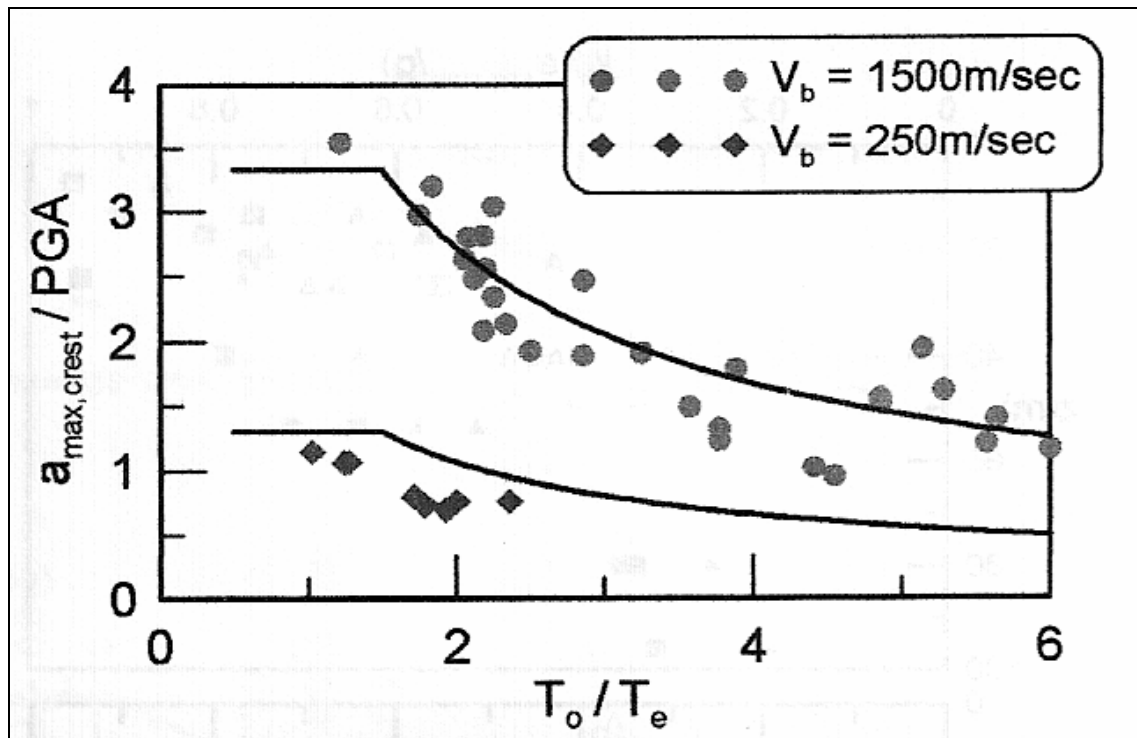


Σχήμα 2.4: Μεταβολή μη γραμμικής ιδιοπεριόδου T_o του φράγματος ως συνάρτησης της PGA και των περιόδων T_{oe} (ελαστική τιμή ιδιοπεριόδου ταλάντωσης του φράγματος) και T_e (δεσπόζουσα περίοδος διέγερσης)-Andrianopoulos et al. 2009.

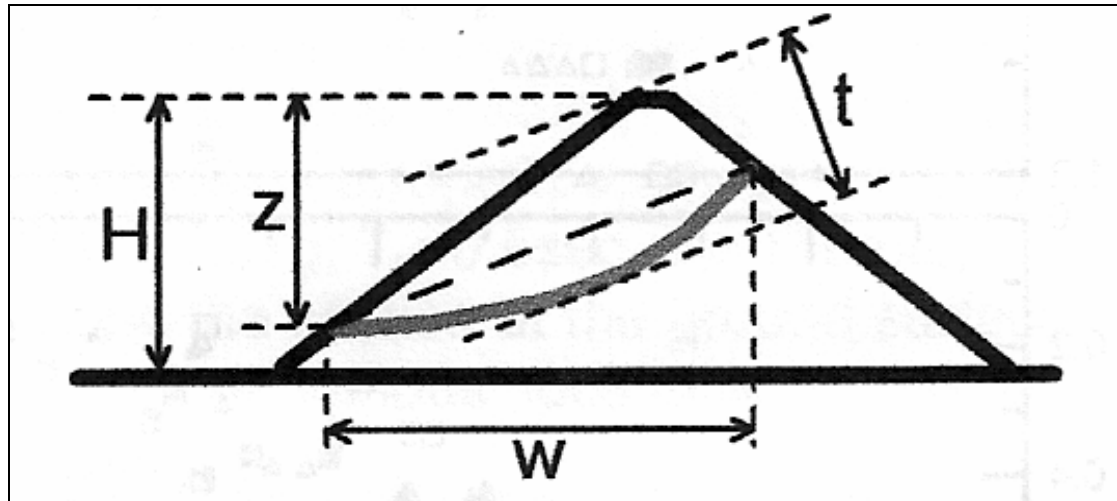
Στο Σχήμα 2.7 φαίνονται τα αποτελέσματα των συσχετίσεων του λόγου $k_h/(a_{max,crest}/g)$ με εναλλακτικές εκφράσεις του μέγιστου βάθους επιφανειών ολίσθησης z με καλύτερη συσχέτιση τη Σχέση (2.5):

$$\lambda_d = V_s T_{ave} = (2.6H/T_o) / ((T_o + T_e)/2) \quad (2.5)$$

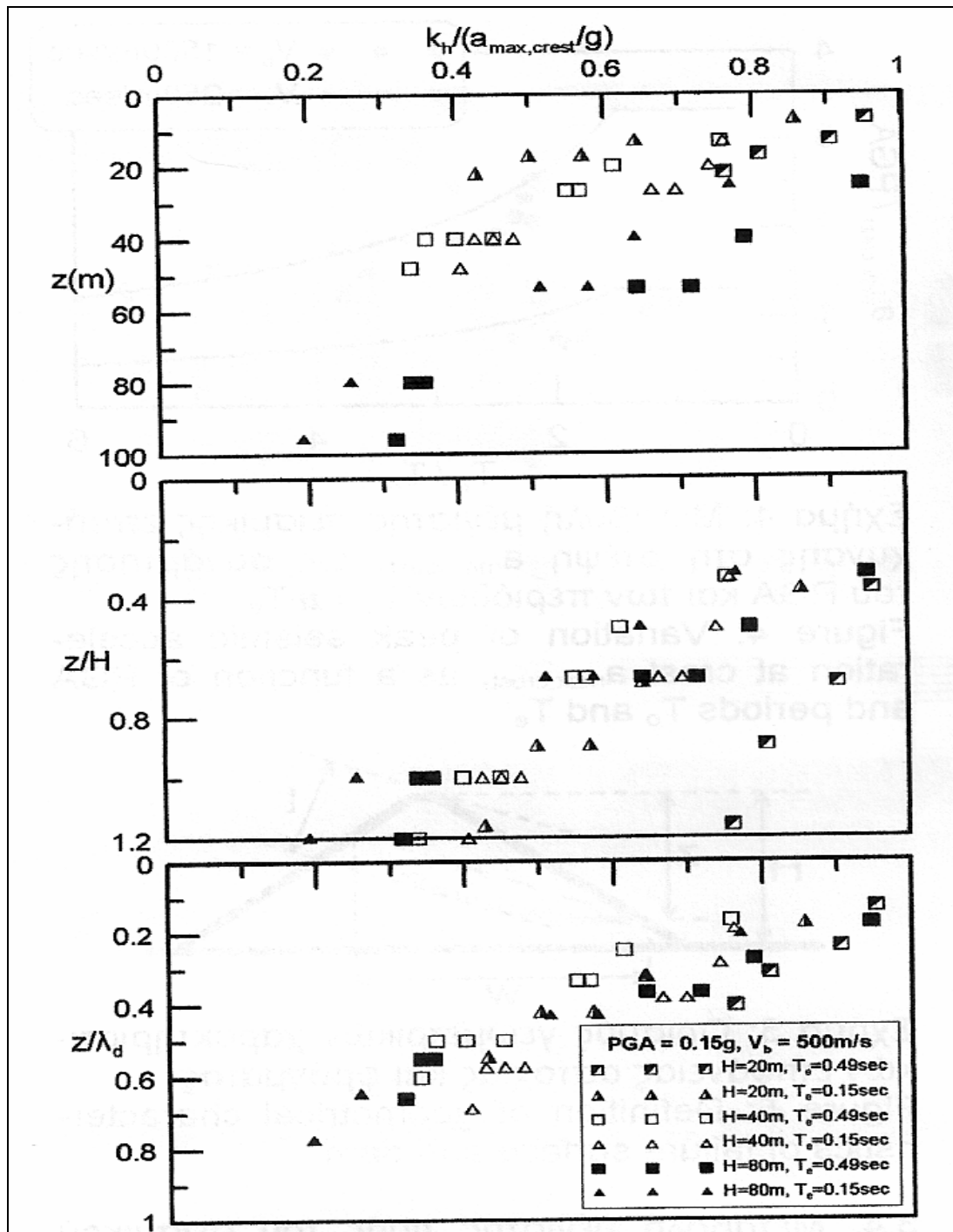
όπου λ_d είναι το μέσο μήκος των διατμητικών κυμάτων στο φράγμα και T_o και T_e όπως ορίστηκαν προηγουμένως.



Σχήμα 2.5: Μεταβολή μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης στη σέψη $a_{\max,crest}$ ως συνάρτηση της PGA και των περιόδων T_{oe} και T_e (Andrianopoulos et al. 2009).



Σχήμα 2.6: Ορισμός γεωμετρικών χαρακτηριστικών επιφάνειας αστοχίας και φράγματος (Andrianopoulos et al. 2009).

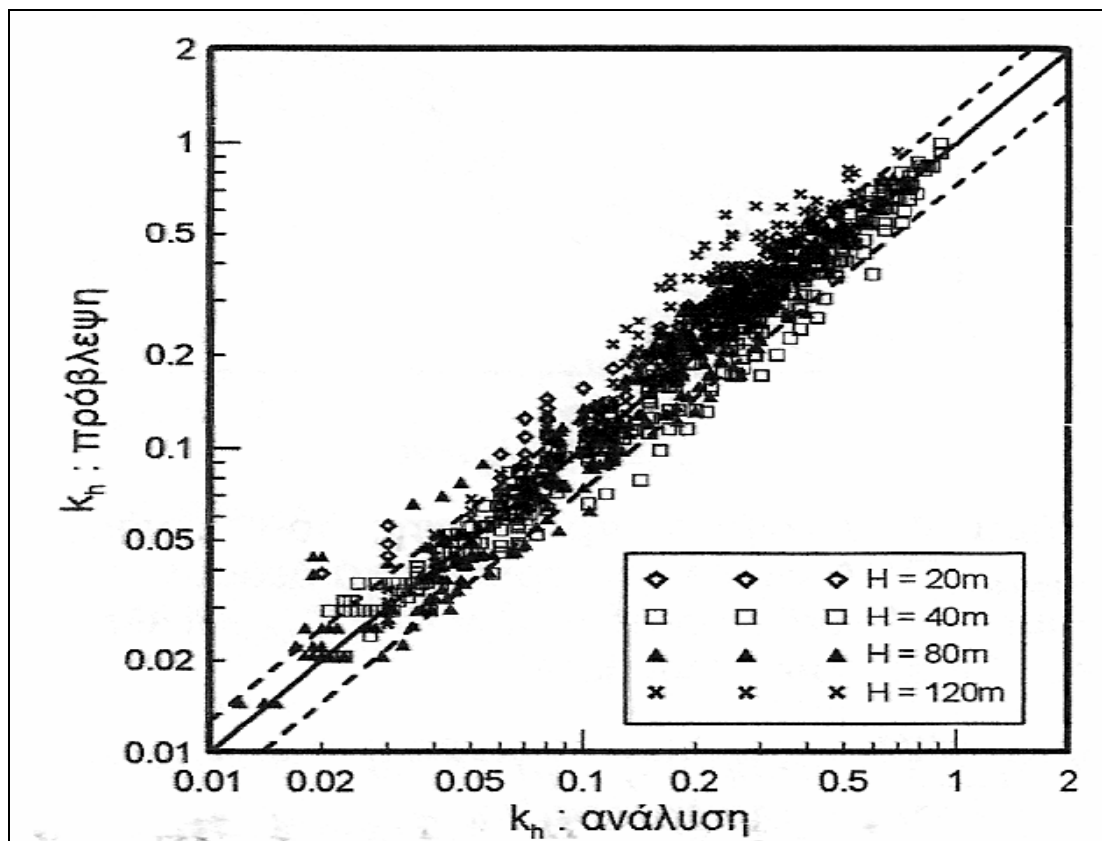


Σχήμα 2.7: Συσχετίσεις του λόγου $k_h/(a_{max,crest}/g)$ με εναλλακτικές εκφράσεις του μέγιστου βάθους επιφανειών ολίσθησης z (Andrianopoulos et al. 2009).

Με βάση την παραπάνω έρευνα οι Papadimitriou et al. (2009) επεξεργάστηκαν στατιστικά τα παραπάνω αριθμητικά αποτελέσματα και ανέπτυξαν μια νέα μεθοδολογία εκτίμησης σεισμικών συντελεστών για την ψευδοστατική ανάλυση ευστάθειας πρανών κωμάτινων φραγμάτων. Αρχικά εκτιμάται η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση στο ελεύθερο πεδίο PGA και η δεσπόζουσα περίοδος της σεισμικής διέγερσης. Έπειτα εκτιμάται η μη γραμμική (πρώτη) ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του φράγματος T_0 και στην επόμενη φάση εκτιμάται η μέγιστη επιτάχυνση

στη στέψη του φράγματος $a_{\max,crest}$. Συναρτήσει της $a_{\max,crest}$ εκτιμάται ο σεισμικός συντελεστής k_h που στο τελευταίο βήμα της μεθοδολογίας μειώνεται στην ενεργό τιμή του ως συνάρτηση της επιτρεπόμενης μετατόπισης που μπορεί να έχει το φράγμα.

Η παραπάνω μεθοδολογία είναι πλήρης, σχετικά απλή και οδηγεί σε βέλτιστη ακρίβεια εκτίμησης του σεισμικού συντελεστή k_h με τυπική απόκλιση του σχετικού λάθους μόλις $\pm 27\%$ σε σχέση με λεπτομερείς μη γραμμικές αριθμητικές αναλύσεις σεισμικής απόκρισης ευστάθειας φραγμάτων (Σχήμα 2.8). Θεωρείται αξιόπιστη προς χρήση σε προμελέτες που αφορούν: α) υψηλά επιχώματα ή φράγματα ύψους 20 έως 120m, τριγωνικής ή τραπεζοειδούς διατομής, με ή χωρίς ογκώδεις βαθμίδες, με ή χωρίς πληρωμένο ταμιευτήρα, που θεμελιώνονται σε έδαφος με ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων $V_b \geq 250\text{m/s}$, β) σεισμικές διεγέρσεις με δεσπόζουσα περίοδο $T_e = 0.14 - 0.5\text{s}$ και μέγιστη επιτάχυνση PGA έως $0.5g$ και γ) διδιάστατες γεωμετρίες φραγμάτων καθώς στηρίζεται σε αναλύσεις επίπεδης παραμόρφωσης.



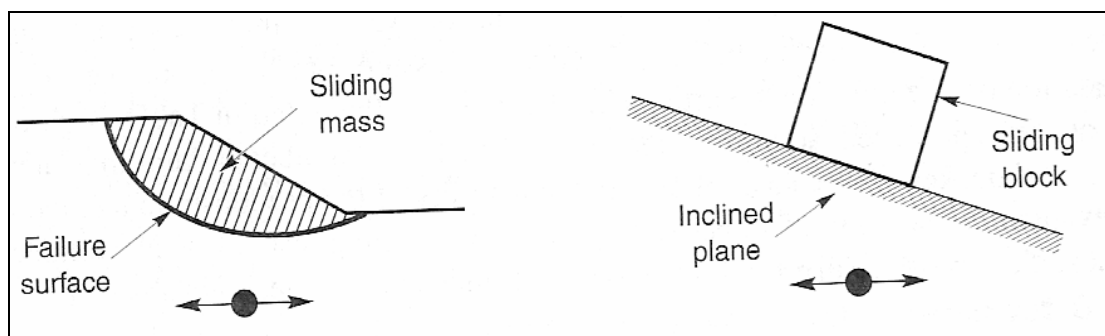
Σχήμα 2.8: Ακρίβεια πρόβλεψης του λόγου k_h για όλα τα αριθμητικά δεδομένα (Papadimitriou e al, 2009).

2.4 Εκτίμηση μετακινήσεων

Στην κατηγορία των αναλύσεων ευστάθειας πρηνούς λόγω ανάπτυξης αδρανειακών δυνάμεων υπάγεται η ψευδοστατική μέθοδος ανάλυσης. Αυτή όπως όλες οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας παράγει έναν συντελεστή ασφαλείας έναντι της ευστάθειας του πρηνούς αλλά δεν παρέχει καμία πληροφορία για τις αναμενόμενες μετακινήσεις. Εφόσον η λειτουργικότητα ενός πρηνούς μετά το σεισμό ελέγχεται από τις μετατοπίσεις που έχει υποστεί, αναλύσεις που προβλέπουν τις μετακινήσεις αυτές αποτελούν μια πιο χρήσιμη προσέγγιση της ευστάθειας του πρηνούς υπό σεισμική φόρτιση.

Όπως η σεισμική επιτάχυνση έτσι και ο ψευδοστατικός συντελεστής ασφαλείας θα είναι συνάρτηση του χρόνου. Αν οι αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται σε μία πιθανώς ολισθαίνουσα μάζα αυξηθούν αρκετά ώστε οι συνολικές δρώσες δυνάμεις στην πλαγιά (στατικές και δυναμικές) υπερβούν τις δυνάμεις αντίστασης, ο συντελεστής ασφαλείας θα πέσει κάτω από τη μονάδα.

Ο Newmark (1965) θεώρησε τη συμπεριφορά ενός πρηνούς κάτω από αυτές τις συνθήκες. Όταν ο συντελεστής ασφαλείας του πρηνούς είναι κάτω από 1 τότε η πιθανώς ολισθαίνουσα μάζα δε βρίσκεται σε ισορροπία και επομένως θα επιταχυνθεί από την πλεονάζουσα δρώσα δύναμη. Μηχανικό ανάλογο αυτής της κατάστασης αποτελεί ένα στερεό σώμα που επικάθεται πάνω σε ένα κεκλιμένο επίπεδο (Σχήμα 2.9). Ο Newmark χρησιμοποιώντας αυτή την αναλογία ανέπτυξε μία μέθοδο για την πρόβλεψη των μόνιμων μετατοπίσεων ενός πρηνούς που υπόκειται σε οποιαδήποτε κίνηση του εδάφους.



Σχήμα 2.9: Αναλογία μεταξύ της πιθανώς ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας (αριστερά) και του στερεού σώματος πάνω σε κεκλιμένη επίπεδη επιφάνεια (δεξιά).

Βασικότερη παράμετρος στη μέθοδο Newmark είναι η κρίσιμη επιτάχυνση αστοχίας a_y που ορίζεται ως η ελάχιστη απαιτούμενη ψευδοστατική επιτάχυνση που δίνει μοναδιαίο συντελεστή ασφαλείας για την ψευδοστατική ανάλυση ευστάθειας πρηνούς υπό σεισμική φόρτιση. Με βάση αυτή ορίζεται και ο κρίσιμος σεισμικός συντελεστής k_y . Άρα όταν το στερεό σώμα πάνω στο κεκλιμένο επίπεδο υποβληθεί σε κάποιο παλμό με επιτάχυνση που υπερβαίνει την κρίσιμη για το συγκεκριμένο σύστημα επιτάχυνση, τότε αυτό θα κινηθεί σχετικά ως προς τη βάση.

Η σχετική μετατόπιση του στερεού ως προς τη βάση του καθορίζεται εξίσου από δύο παράγοντες: το ποσοστό υπέρβασης της κρίσιμης επιτάχυνσης του συστήματος καθώς και το χρόνο υπέρβασης της τελευταίας. Αυτό σημαίνει πως ο υπολογισμός της σχετικής μετατόπισης πρέπει να βασίζεται στην ένταση (πλάτος) και το συχνотικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης. Όπως γίνεται αντιληπτό οι μετατοπίσεις για ένα πρανές με μικρή κρίσιμη επιτάχυνση θα είναι μεγαλύτερες από αυτές για ένα πρανές με μεγαλύτερη κρίσιμη επιτάχυνση για το ίδιο σεισμικό επεισόδιο. Μετά από μεγάλο αριθμό αναλύσεων ο Newmark κατέληξε σε ένα άνω όριο για τις μόνιμες μετατοπίσεις λόγω σεισμού που δίνονται από την παρακάτω Σχέση (2.6):

$$\delta_{max} = \frac{V_{max}^2 a_{max}}{2a_y a_y} \quad (2.6)$$

όπου V_{max} είναι η μέγιστη ταχύτητα με την οποία κινείται η βάση, η μέγιστη δηλαδή ταχύτητα της σεισμικής διέγερσης, a_{max} είναι η μέγιστη επιτάχυνση της σεισμικής διέγερσης και a_y είναι η κρίσιμη επιτάχυνση του συστήματος.

Η Σχέση (2.6) που προκύπτει από απλές εξισώσεις κινηματικής δείχνει την εξάρτηση της μετατόπισης από τα χαρακτηριστικά της δόνησης (V_{max} , a_{max}) και τα χαρακτηριστικά του συστήματος ολισθαίνουσας μάζας-επιφάνειας ολίσθησης (a_y). Η ακρίβεια των αποτελεσμάτων της ανάλυσης καθορίζεται από την ακρίβεια των χαρακτηριστικών της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης. Βασική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι η ολισθαίνουσα μάζα είναι άκαμπτη και κινείται με την ίδια επιτάχυνση που κινείται και η βάση δηλαδή η επιφάνεια ολίσθησης. Παρ' όλ' αυτά τα πραγματικά πρανή είναι εύκαμπτα και παραμορφώνονται κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η δυναμική τους απόκριση εξαρτάται από τη γεωμετρία και τη δυσκαμψία τους καθώς και το πλάτος και συχνотικό περιεχόμενο της κίνησης των κατώτερων στρωμάτων της εδαφικής μάζας.

Για περιπτώσεις πρανών αποτελούμενων από πολύ δυσκαμπτα υλικά ή για πρανή που υπόκεινται σε χαμηλής συχνότητας διεγέρσεις (μεγάλα μήκη κύματος), οι παραμορφώσεις σε όλα τα επίπεδα της ολισθαίνουσας μάζας θα βρίσκονται εν φάσει (Σχ.2.2) και τότε η παραδοχή του άκαμπτου στερεού θα είναι αρκετά ικανοποιητική. Στην περίπτωση όμως μαλακών εδαφών ή πρανών που υπόκεινται σε υψηλότερης συχνότητας διεγέρσεις (μικρά μήκη κύματος) η ταλάντωση των σημείων της ολισθαίνουσας μάζας δεν είναι σε φάση. Εφόσον συμβαίνει αυτό οι αδρανειακές δυνάμεις σε διαφορετικά σημεία της ολισθαίνουσας μάζας μπορεί να δρουν σε αντίθετες κατευθύνσεις με αποτέλεσμα η συνολική αδρανειακή δύναμη να είναι σημαντικά μικρότερη αυτής που υποθέτει η θεωρία του άκαμπτου στερεού η οποία οδηγεί σε υπερσυντηρητικό σχεδιασμό.

Η επίδραση της δυναμικής απόκρισης ενός πρανούς στις εσωτερικά αναπτυσσόμενες αδρανειακές δυνάμεις που δρουν στην ολισθαίνουσα

μάζα μπορούν να υπολογιστούν μέσω δυναμικών αναλύσεων τάσης – παραμόρφωσης (Chopra 1966). Χρησιμοποιώντας ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων για τη δυναμική ανάλυση, οι οριζόντιες συνιστώσες των δυναμικών τάσεων που αναπτύσσονται στην επιφάνεια ολίσθησης ολοκληρώνονται πάνω στην επιφάνεια αυτή για να παραχθεί η συνισταμένη δρώσα δύναμη στην επιφάνεια ολίσθησης, ως συναρτήση του χρόνου. Η συνισταμένη αυτή δύναμη έπειτα κατανέμεται στην ολισθαίνουσα μάζα πάνω από την επιφάνεια αστοχίας και έτσι προκύπτει η μέση επιτάχυνση της ολισθαίνουσας μάζας. Η διαδικασία αυτή αρχικά αναπτύχθηκε για φράγματα αλλά η βασική ιδέα μπορεί να εφαρμοστεί και σε οποιοδήποτε τύπο πρανούς. Η μέση χρονοϊστορία της ολισθαίνουσας μάζας που μπορεί να διαφέρει από αυτή της βάσης αποτελεί την πιο ρεαλιστική επιβαλλόμενη φόρτιση για μία ανάλυση ολισθαίνοντος στερεού.

Ένας επιπλέον βασικός περιορισμός της θεωρίας ολισθαίνοντος στερεού είναι ο εξής: η διατμητική αντοχή κάποιων εδαφών εξαρτάται από το ρυθμό φόρτισης. Εφόσον οι επιβαλλόμενες από το σεισμό τάσεις επιβάλλονται με διαφορετικό ρυθμό κατά τη διάρκεια του σεισμού η διατιθέμενη διατμητική αντοχή δεν είναι σταθερή. Η εισαγωγή αυτού του παράγοντα σε μία ανάλυση ολισθαίνοντος στερεού είναι πολύπλοκη λόγω των διαφορών κλίμακας ανάμεσα στους ρυθμούς επιβολής φόρτισης στη φύση στις εργαστηριακές δοκιμές για τη μέτρηση της αντοχής. Οι Lemos και Coelho (1991) και Tika – Vasilikos et al (1993), πρότειναν διαδικασίες για ενσωμάτωση αντοχών εξαρτώμενων από το ρυθμό φόρτισης σε αριθμητικές αναλύσεις ολισθαίνοντος στερεού.

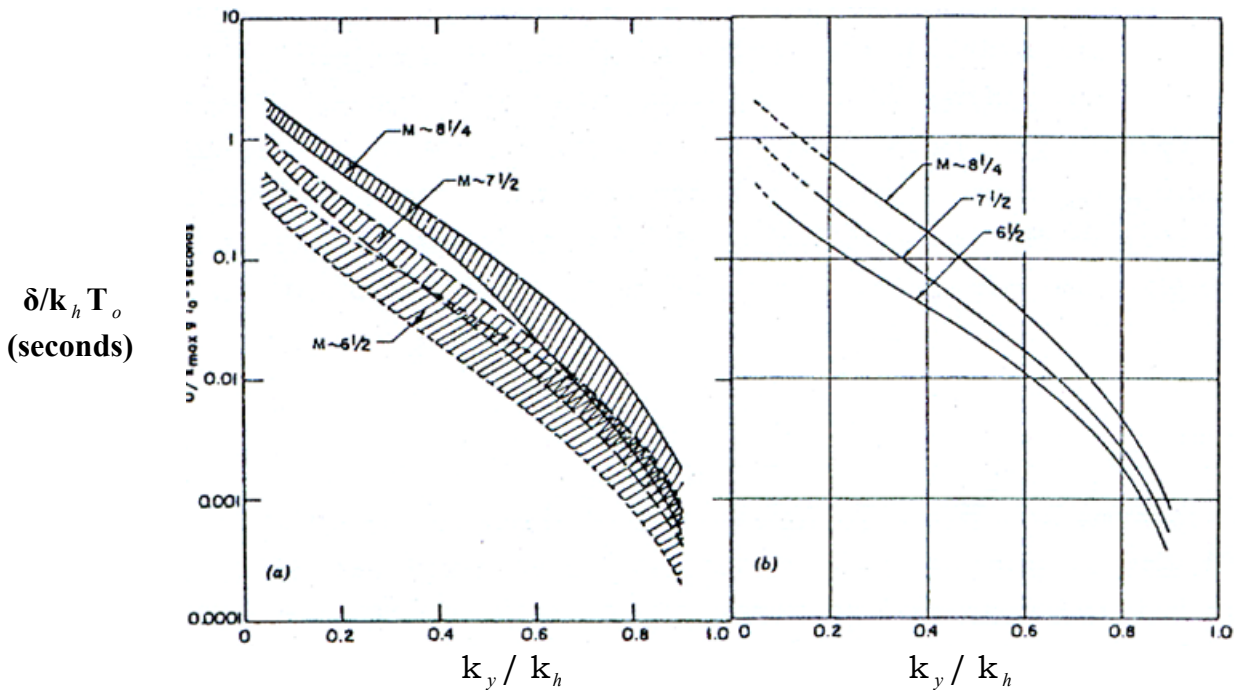
Ακόμη ένα σημείο στο οποίο κωλάνει η θεώρηση άκαμπτου ολισθαίνοντος στερεού είναι ότι στη φύση σπανίως το έδαφος συμπεριφέρεται σαν απολύτως πλαστικό υλικό. Αντίθετα τα υλικά παρουσιάζουν κράτυνση ή χαλάρωση αφού υπερβούν τη μέγιστη τιμή αντοχής τους. Άρα η κρίσιμη επιτάχυνση ενός πρανούς εξαρτάται από το διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης του υλικού και την εκάστοτε μετατόπισή της (κλάδος κράτυνσης - η κρίσιμη επιτάχυνση αυξάνεται, κλάδος χαλάρωσης - η κρίσιμη επιτάχυνση μειώνεται). Επομένως η μετατόπιση ενός κρατυνόμενου μοντέλου θα είναι μικρότερη από την προβλεπόμενη από τη θεωρία ολισθαίνοντος στερεού ενώ η μετατόπιση ενός χαλαρούμενου μοντέλου θα είναι μεγαλύτερη.

Τέλος κατά τη διάρκεια της ολίσθησης του πρανούς η γεωμετρία της συνεχώς αλλάζει καθώς με την ολίσθηση τείνει να γίνει πιο επίπεδη με αποτέλεσμα οι δυνάμεις ολίσθησης συνεχώς να μειώνονται και η τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης να αυξάνεται φαινόμενο που επίσης δε λαμβάνει υπόψη της η θεωρία Newmark. Η επίδραση όμως της γεωμετρίας στην κρίσιμη επιτάχυνση δεν γίνεται αισθητή παραμόνο για περιπτώσεις πολύ μεγάλων παραμορφώσεων.

Οι Makdisi και Seed (1978) συνδυάζοντας την πρόταση του Newmark (μέθοδος άκαμπτου στερεού) με την πρόταση των Makdisi και Martin

(1966) για την εκτίμηση της δυναμικής απόκρισης φραγμάτων καταλήγουν σε μια μεθοδολογία για τον προκαταρκτικό υπολογισμό μετατοπίσεων φράγματος υπό σεισμική διέγερση. Η μεθοδολογία αυτή υποθέτει ότι η αστοχία παρουσιάζεται σε μια σαφώς προσδιορισμένη επιφάνεια αστοχίας και ότι τα υλικά συμπεριφέρονται ως ελαστικά-απολύτως πλαστικά. Έχει ισχύ για φράγματα ύψους 30-60m που αποτελούνται από συμπυκνωμένα συνεκτικά ή και πολύ πυκνά μη συνεκτικά εδάφη (λιθόρριπτα). Για τον υπολογισμό της μετατόπισης η μεθοδολογία υποθέτει γνωστή την ιδιοπερίοδο του φράγματος, την οριακή επιτάχυνση k_y η οποία και θεωρείται ότι παραμένει σταθερή καθ' όλη τη φόρτιση, και τη μέγιστη επιτάχυνση στη σιέψη $a_{max,crest}$.

Έτσι με βάση το Σχήμα 2.3, για μια δεδομένη επιφάνεια αστοχίας, δηλ. για επιφάνεια με γνωστό λόγο z/H (όπου z το βάθος της επιφάνειας αστοχίας και H το ύψος του φράγματος) υπολογίζεται η μέγιστη επιτάχυνση της πιθανώς ολισθαίνουσας μάζας k_h . Στη συνέχεια με βάση το Σχήμα 2.10 υπολογίζεται η προκληθείσα μετατόπιση. Να σημειωθεί ότι η μεθοδολογία λαμβάνει υπόψη της και το μέγεθος του σεισμού καθώς στο Σχήμα 2.10 υπάρχουν διαφορετικές καμπύλες για διάφορα μεγέθη σεισμών.



Σχήμα 2.10: Υπολογισμός μετατόπισης u , ως συνάρτηση του λόγου k_y/k_h , του μεγέθους του σεισμού M και της ιδιοπερίοδου T_0 του φράγματος

Ο Sarma (1988) χρησιμοποίησε το μοντέλο του Newmark και λαμβάνοντας υπόψη του την επίδραση της μεταβαλλόμενης πίεσης πόρων κατέληξε στη σχέση:

$$\log \left[\frac{1}{C} \frac{4\delta}{k_m g T_e^2} \right] = 1.07 - 3.83 \frac{k_y}{k_h} \quad (2.7)$$

όπου $C = \cos(\varphi - \beta) / \cos \varphi$ και φ η μέση γωνία τριβής επιφάνειας ολίσθησης, β η κλίση του πρηνούς, T_e η δεσπόζουσα περίοδος εδαφικής κίνησης, k_y η οριακή επιτάχυνση (όπως ορίστηκε προηγουμένως), k_h η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση και δ η τελική μετατόπιση όταν το στερεό ολισθαίνει μόνο προς τα κάτω.

Οι Ambrasseys και Menu (1971) πρότειναν μια σχέση που συνέδεε τη μετατόπιση δ (σε cm) με το λόγο $\frac{k_y}{k_h}$, όπου k_y η οριακή επιτάχυνση και k_h η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Η αρχική σχέση που πρότειναν είχε τη μορφή:

$$\log(\delta) = 2.3 - 3.3 \frac{k_y}{k_h} \quad \text{για } 0.1 \leq \frac{k_y}{k_h} \leq 0.8 \quad (2.8)$$

Αργότερα οι Ambrasseys και Menu μετασχημάτισαν την ανωτέρω σχέση με βάση μεγαλύτερο όγκο δεδομένων (50 χρονοϊστορίες οριζόντιας κίνησης 25 καταγραφών σε επικεντρικές αποστάσεις $r = 1 - 45$ km, 11 σεισμών μεγέθους $M_s = 6.4 - 7.7$) και πήρε τη μορφή:

$$\log(\delta) = 0.9 + \log[(1 - k_y/k_h)^{2.53} (k_y/k_h)^{-1.09}] + 0.30t$$

$$\text{για } 0.1 \leq k_y/k_h \leq 0.9 \quad (2.9)$$

με $t = 0$ για πιθανότητα υπέρβασης 50%

Να σημειωθεί ότι δόθηκε και μια σχέση για τον υπολογισμό μετατόπισης δ' σε περίπτωση οριζόντιου επιπέδου και για κίνηση σε δυο οριζόντιες κατευθύνσεις:

$$\delta' = 1.31 + \log[(1 - k_y/k_h)^{2.96}] + 0.36t, \quad \text{για } 0.1 \leq k_y/k_h \leq 0.9 \quad (2.10)$$

Πέραν αυτών των σχέσεων, η ίδια εργασία οδήγησε στο συμπέρασμα ότι η δεσπόζουσα περίοδος και σε μικρότερο ποσοστό η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση και η επικεντρική απόσταση έχουν κάποια επίδραση στη μετατόπιση μειώνοντας τη διασπορά των αποτελεσμάτων.

Λαμβάνοντας υπόψη τις ανωτέρω παρατηρήσεις, οι Ambrasseys και Sburton (1994) ποσοτικοποίησαν αυτή την επίδραση του μεγέθους του σεισμού M_s και της επικεντρικής απόστασης και κατέληξαν στη σχέση (2.10) για τον υπολογισμό της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης a_{max} :

$$\log(k_h) = -1.58 + 0.260M_s - 0.00346r - 0.625 \log(r) + 0.26p \quad (2.11)$$

και εν συνεχεία, στον υπολογισμό της μετατόπισης δ σύμφωνα με τη σχέση (2.12):

$$\log(\delta/k_h)=1.10+\log[(1-q)^{2.57}q^{-1.02}]+0.58 \quad (2.12)$$

όπου $r=(d^2+h^2)^{0.5}$ η υποκεντρική απόσταση, h το εστιακό βάθος, d η επικεντρική απόσταση, $q=\frac{k_c}{k_h}$ ο λόγος σεισμικών επιταχύνσεων και k_c, k_h όπως έχουν οριστεί παραπάνω.

Με βάση τους Yegian et al. (1991) η μετατόπιση πρηνούς φράγματος υπό σεισμική διέγερση μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$\log(\delta)=g(k_y/k_h)+S\sigma_{\log D_n}+\log(N_{eq}a_{max}T^2) \quad (2.13)$$

όπου δ η μετατόπιση (σε m), k_y η οριακή επιτάχυνση, k_h η επιτάχυνση της βάσης, T η περίοδος της εδαφικής κίνησης και

όπου $S\sigma^{\log D_n}$ η κανονικά κατανομημένη μεταβλητή με μηδενική μέση τιμή και τυπική απόκλιση 1 με το D_n να είναι η αδιαστατοποιημένη μετατόπιση:

$$D_n = \frac{D_r}{k_a N_{eq} T^2}, \text{ όπου } N_{eq} = \text{ο αριθμός κύκλων κίνησης της βάσης και}$$

$$g\left(\frac{k_y}{k_h}\right)=0.22-10.12\left(\frac{k_y}{k_h}\right)+16.38\left(\frac{k_y}{k_h}\right)^2-11.48\left(\frac{k_y}{k_h}\right)^3 \quad (2.14)$$

Πιο πρόσφατα, οι Singh et al (2006) με βάση 122 περιστατικά σε φράγματα και αναχώματα κατά τη διάρκεια σεισμών προτείνουν 2 σχέσεις για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων στα πρηνή αυτών. Η πρώτη δίνει μια μέση μετατόπιση ενώ η δεύτερη αποτελεί ένα άνω όριο με πιθανότητα μη υπέρβασης 80%.

Σχέση μέσης τιμής:

$$\log(\delta)=-1.407-2.773\log(k_y/k_h)-0.667[\log(k_y/k_h)]^2 \quad (2.15)$$

Σχέση άνω ορίου:

$$\log(\delta)=-0.694-2.684\log(k_y/k_h)-0.652[\log(k_y/k_h)]^2 \quad (2.16)$$

όπου δ, k_h, k_y όπως έχουν οριστεί προηγούμενα.

Για τις σχέσεις αυτές τα δεδομένα με λόγο $k_y/k_h \geq 1$ αγνοήθηκαν ενώ για $k_y/k_h < 0.01$ θεωρήθηκε ότι $k_y/k_h = 0.01$. Παρατηρήθηκε ωστόσο

έλλειψη ευαισθησίας των σχέσεων υπολογισμού της μετατόπισης ως προς την παράλειψη των στοιχείων k_y / k_h αν αυτά που παραλείπονταν ήταν μεταξύ 0.001 και 0.01.

Επίσης βρέθηκε ότι αύξηση του λόγου T_o / T_e (όπου T_o ιδιοπερίοδος του φράγματος γνωστή είτε από καταγραφές είτε υπολογιζόμενη από τη σχέση Gazetas and Dakoulas_(1991) και T_e δεσπόζουσα περίοδος) συνεπάγεται μείωση της μετατόπισης. Ακόμη για μεγέθη σεισμού $M_w > 6,5$ παρατηρήθηκε σημαντική επίδραση του M_w (αύξηση του M_w συνεπάγεται αύξηση του D_{avg}). Τέλος, βρέθηκε ότι η απόσταση Δ από το επίκεντρο δεν είχε επίδραση στις τιμές της μετατόπισης δ . Ωστόσο στις τελικές σχέσεις ενσωματώθηκε μόνο η επίδραση του λόγου k_y / k_h ενώ η επίδραση των T_o / T_e και M_w αφήθηκε για περαιτέρω διερεύνηση.

Η πιο πρόσφατη αναφορά στη βιβλιογραφία για τον υπολογισμό μετατοπίσεων είναι των Bray & Travarasou (2007) και χρησιμοποιεί ως μοντέλο ένα μη γραμμικό παραμορφώσιμο ολισθαίνον στερεό (Rathje & Bray 2000), κάτι το οποίο αντιπροσωπεύει καλύτερα την πραγματικότητα από το μοντέλο του άκαμπτου στερεού του Newmark (1978). Χρησιμοποιώντας μια βάση δεδομένων με επιταχυνσιογραφήματα από 41 σεισμούς και το πιο πάνω μοντέλο οι ερευνητές χρησιμοποιούν την παρακάτω μέθοδο για τον υπολογισμό μετατοπίσεων σε πρηνή φραγμάτων υπό σεισμική διέγερση. Σε πρώτη φάση υπολογίζεται η πιθανότητα εμφάνισης «μηδενικής» μετατόπισης, δηλαδή μετατόπισης $D < 1\text{cm}$ από τον τύπο:

$$P(D=0) = 1 - \Phi(-1.76 - 3.22 \ln(k_y) - 0.484 T_s \ln(k_y) + 3.52 \ln(S_a(1.5T_s))) \quad (2.17)$$

όπου $P(D=0)$ η πιθανότητα εμφάνισης μηδενικής μετατόπισης, k_y η οριακή επιτάχυνση, T_s η αρχική ιδιοπερίοδος της ολισθαίνουσας μάζας (για Newmark $T_s = 0$), $S_a(1.5T_s)$ η φασματική επιτάχυνση της εδαφικής κίνησης σε περίοδο $1.5T$ και Φ η τυπική αθροιστική κατανομή.

Η χρήση του $S_a(1.5T_s)$ έναντι του $S_a(T_s)$ αποτυπώνει τη μείωση της συνολικής μέσης δυσκαμψίας και σύμφωνα με τους Travarasou και Bray (2003) μειώνει σημαντικά τη διασπορά των αποτελεσμάτων σε συνάρτηση με τη μετατόπιση (αντίθετα με τη χρήση του T_s).

Με την παρακάτω σχέση μπορεί να υπολογιστεί η μετατόπιση που αντιστοιχεί σε μια συγκεκριμένη πιθανότητα υπέρβασης:

$$P(D > \delta / D > 0) = 1 - P(D \leq \delta / D > 0) = 1 - \Phi[(\ln \delta - \ln \delta') / \sigma] \quad (2.18)$$

όπου $P(D > \delta / D > 0)$ η πιθανότητα η μετατόπιση να ξεπεράσει την τιμή δ δεδομένου ότι είναι μη μηδενική, σ η τυπική απόκλιση του σφάλματος,

που εδώ έχει την τιμή 0,66 και δ' υπολογίζεται με μια από τις δυο παρακάτω σχέσεις:

$$\ln(\delta') = -1.10 - 2.83 \ln(k_y) - 0.333(\ln(k_y))^2 + 0.566 \ln(k_y) \ln(S_a(1.5T_s)) + 3.04 \ln(S_a(1.5T_s)) - 0.244(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 + 1.50T_s + 0.278(M-7) \pm \varepsilon \quad (2.19)$$

$$\ln(\delta') = -0.22 - 2.83 \ln(k_y) - 0.333(\ln(k_y))^2 + 0.566 \ln(k_y) \ln(S_a(1.5T_s)) + 3.04 \ln(S_a(1.5T_s)) - 0.244(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 + 0.278(M-7) \pm \varepsilon \quad (2.20)$$

όπου τα μεγέθη k_y , T_s , $S_a(1.5T_s)$ είναι αυτά που ορίστηκαν προηγουμένως, M το μέγεθος του σεισμού και ε η κανονικά κατανομημένη μεταβλητή με μηδενική μέση τιμή και τυπική απόκλιση 0.66.

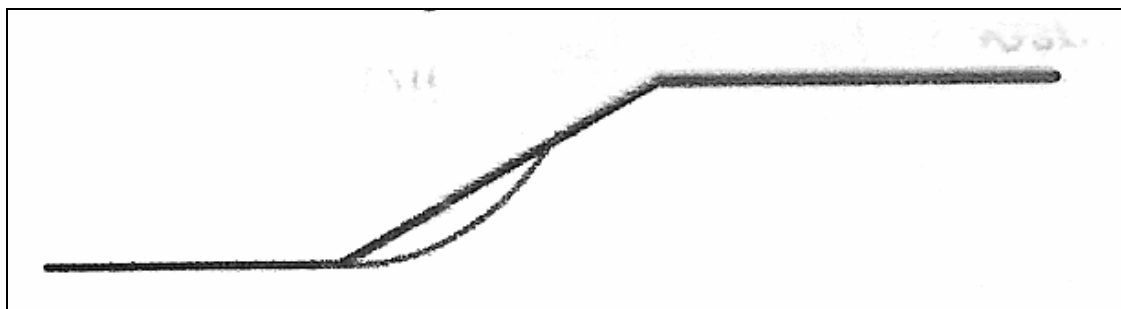
Είναι προφανές ότι η σχέση (2.19) διαφέρει από τη σχέση (2.18) ως προς το ότι περιλαμβάνει και ως μεταβλητή το μέγεθος του σεισμού. Η σχέση (2.19) προτιμάται έναντι της (2.18) γιατί παρουσιάζει μικρότερη διασπορά αποτελεσμάτων. Εναλλακτικά για τον υπολογισμό της μετατόπισης μιας επιφάνειας ολίσθησης πρανούς ενός φράγματος που $P(D=0)=0$ μπορεί να χρησιμοποιηθεί απευθείας η σχέση (2.19), που δίνει μια μέση τιμή, πολλαπλασιάζοντας το αποτέλεσμα με έναν κατάλληλο συντελεστή ανάλογα με την πιθανότητα υπέρβασης που μας ενδιαφέρει. Ο κατάλληλος αυτός συντελεστής προκύπτει με γραμμική παρεμβολή αν λάβει κανείς υπόψη του ότι για πιθανότητα μη υπέρβασης 16% ο συντελεστής είναι 0.5 και για πιθανότητα μη υπέρβασης 84% ο συντελεστής είναι 2. Τέλος, είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι η μέθοδος αναπτύχθηκε για $0.02 \leq k_y \leq 0.4$, $0 \leq T \leq 2$ sec και $0.002 \leq S_a(1.5T_s) \leq 2.7g$.

2.5 Αξιολόγηση ψευδοστατικής μεθόδου για τον υπολογισμό μετατοπίσεων

Στην έρευνα τους οι Meei-Ling Lin & Kuo-Lung Wang (2006), εκτέλεσαν μια μεγάλης κλίμακας δοκιμή σεισμικής τράπεζας για να μελετηθεί η συμπεριφορά πλαγιάς υπό σεισμική δόνηση. Το μοντέλο της πλαγιάς τοποθετήθηκε μέσα σε ένα κουτί που είχε μήκος 4.4m, πλάτος 1.3m και ύψος 1.2m. Το δείγμα ήταν μεσσαίου μεγέθους ομοιόμορφη άμμος με ποσοστό υγρασίας 8% και φαινόμενο βάρος $16.6kN/m^3$. Οι διαστάσεις του δείγματος ήταν 0.5m σε ύψος και 1.3m σε πλάτος με κλίση πλαγιάς 30°.

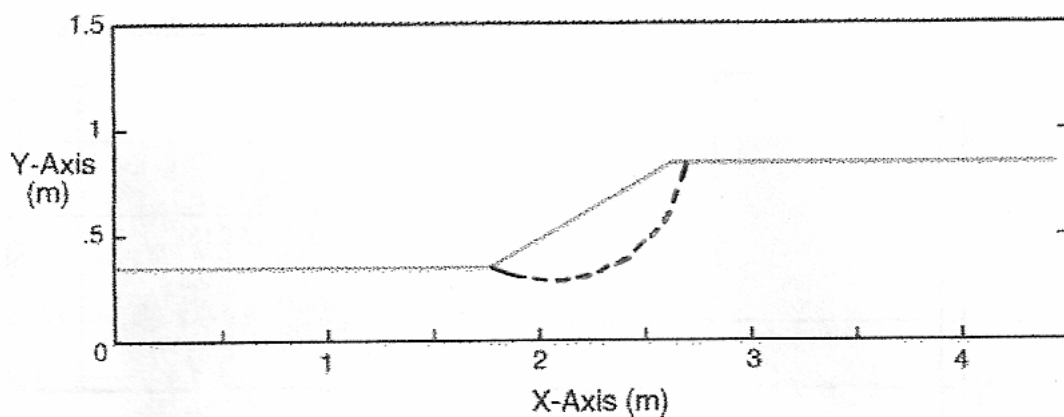
Το δείγμα μαζί με τις συνοριακές συνθήκες αναλύθηκαν πριν το πείραμα χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών αριθμητικής ανάλυσης Flac ώστε να «σηθεί» καλύτερα το πείραμα όσον αφορά στις συνοριακές συνθήκες που επιβάλλει το κουτί και στην τοποθέτηση του δείγματος μέσα σε αυτό. Η επιφάνεια αστοχίας που προέκυψε από την

αριθμητική ανάλυση με το Flac φαίνεται στο Σχήμα 2.11. Για την αντιμετώπιση των προβλημάτων κλίμακας του πειράματος χρησιμοποιήθηκε ο νόμος ομοιότητας του Iai (1989) που κάνει τις εξής παραδοχές: (α) ο εδαφικός σκελετός θεωρείται συνεχές μέσο, (β) η παραμόρφωση θεωρείται αρκετά μικρή ώστε οι εξισώσεις ισορροπίας παραμένουν σταθερές πριν και μετά την παραμόρφωση και (γ) η μετακίνηση του εδαφικού σκελετού είναι μικρή.



Σχήμα 2.11: Επιφάνεια αστοχίας με βάση το πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών Flac.

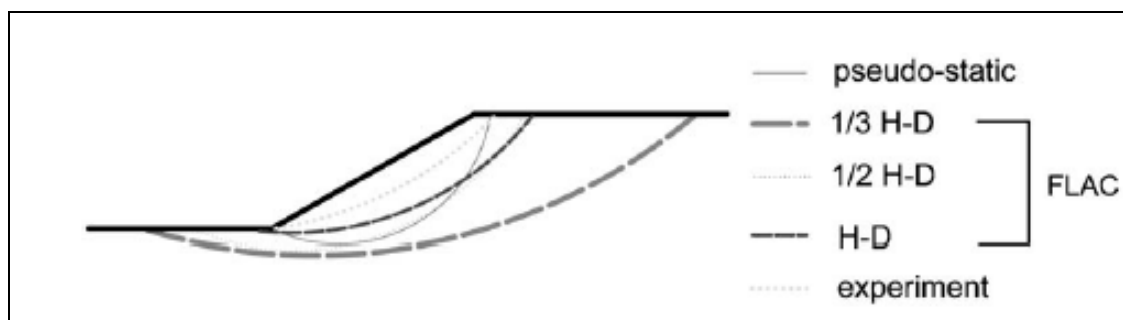
Η ψευδοστατική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε για τον προσδιορισμό του οριακού φορτίου για το οποίο η προτότυπη πλαγιά αρχίζει να αστοχεί με την επιφάνεια αστοχίας που φαίνεται στο Σχήμα 2.12. Με βάση την ανάλυση αυτή αποφασίστηκαν και τα στάδια της φόρτισης καθώς και η μέγιστη τιμή του επιβαλλόμενου φορτίου.



Σχήμα 2.12: Επιφάνεια αστοχίας με βάση την ψευδοστατική ανάλυση

Με βάση τα αποτελέσματα του πειράματος παρατηρήθηκε ενίσχυση της επιτάχυνσης από τη βάση προς την στέψη του μοντέλου και για επιβληθείσα επιτάχυνση έως 0.4g η απόκριση του πρηνούς παρέμεινε γραμμική. Μεγάλος συντελεστής ενίσχυσης παρατηρήθηκε για πλάτος φόρτισης 0.5g όπου το μοντέλο είχε μη γραμμική συμπεριφορά. Η αρχή της δημιουργίας της επιφάνειας ολίσθησης για επιτάχυνση μεταξύ 0.5g και 0.6g βρίσκεται σε συμφωνία με τα αποτελέσματα της ψευδοστατικής

ανάλυσης που προηγήθηκε δίνοντας κρίσιμο σεισμικό συντελεστή $k_{hy}=0.532$. Όσον όμως αφορά στη μορφή της επιφάνειας αστοχίας η ψευδοστατική ανάλυση του μοντέλου έδωσε πολύ διαφορετικά αποτελέσματα προσδιορίζοντας την ως πολύ βαθιά με σημείο εκκίνησης τη στέψη και τερματισμού στον πόδα της πλαγιάς. Πιθανά αίτια αυτής της αδυναμίας πρόβλεψης της επιφάνειας ολίσθησης μπορεί να είναι προβλήματα κλίμακας καθώς και η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους. Στο Σχήμα 2.13 φαίνονται οι επιφάνειες αστοχίας που προέβλεψαν οι μέθοδοι και που δημιουργήθηκαν τελικά.



Σχήμα 2.13: Επιφάνειες αστοχίας από αναλύσεις και πείραμα.

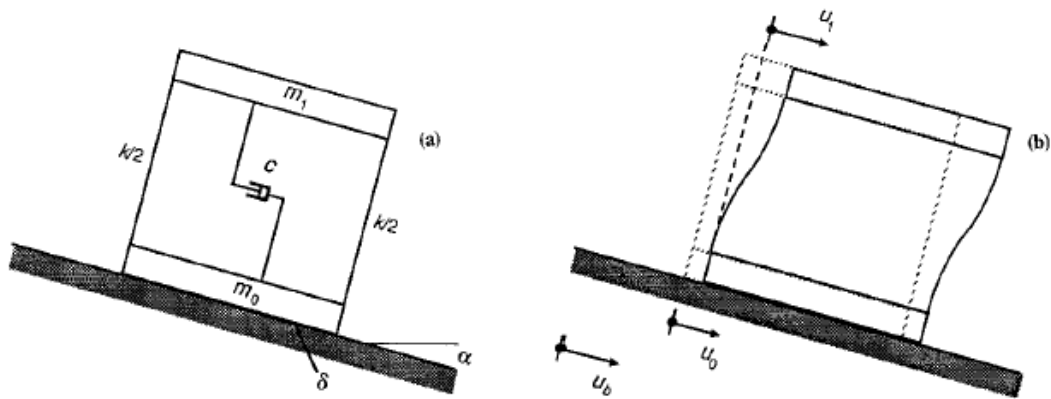
Όσον αφορά στην ψευδοστατική ανάλυση ευστάθειας πρηνούς οι ερευνητές κατέληξαν στο ότι μπορεί να προβλέψει την κρίσιμη επιτάχυνση για την έναρξη της δημιουργίας της επιφάνειας ολίσθησης αλλά όχι τη μορφή της και ότι η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους καθώς και η υποβάθμιση του μέτρου διάτμησης του εδάφους, παίζουν μεγάλο ρόλο στην ευστάθεια του πρηνούς υπό σεισμική φόρτιση, παράγοντας που δε λαμβάνεται υπόψη από την απλουστευτική ψευδοστατική θεώρηση.

Οι Kramer et al. (1997) παρουσιάζουν την τροποποιημένη μέθοδο Newmark η οποία λαμβάνει υπ' όψιν και τη δυναμική απόκριση της μάζας αλλά και την επίδραση των μόνιμων μετατοπίσεων στην απόκριση αυτή δύο παράγοντες που δε συμπεριλαμβάνουν η αρχική μέθοδος Newmark και οι αποσυζευγμένες αναλύσεις αντίστοιχα.

Το απλό μοντέλο του ολισθαίνοντος στερεού σώματος του Newmark (Σχήμα 2.14) αντικαθίσταται από δύο ή παραπάνω στερεά που συνδέονται μεταξύ τους με ελατήρια και αποσβεστήρες (Σχήμα 2.15). Οι σταθερές των ελατηρίων αυτών, οι μάζες των στερεών και οι σταθερές των αποσβεστήρων είναι έτσι επιλεγμένες ώστε να προσομοιάζουν κατά το δυνατό τα δυναμικά χαρακτηριστικά της πιθανώς ολισθαίνουσας μάζας.



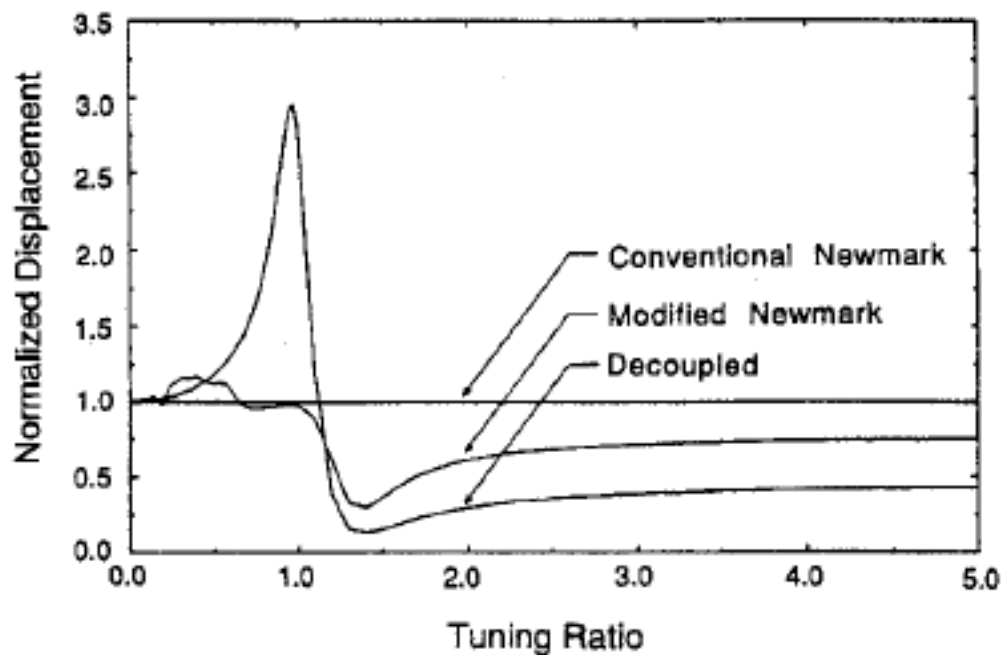
Σχήμα 2.14: Σχηματική απεικόνιση της απλοποιημένης μεθόδου Newmark.



Σχήμα 2.15: Σχηματική απεικόνιση της τροποποιημένης μεθόδου Newmark (αριστερά) και θεωρία πάνω στην οποία βασίζεται για περιγραφή των μετακινήσεων (δεξιά).

Οι πλαγιές στις οποίες αναπτύχθηκε η νέα αυτή μεθοδολογία είναι πλαγιές μεγάλου μεγέθους (με ύψος της τάξης των 350m), αποτελούνται από μαλακά, χαμηλής αντοχής, εύκαμπτα (μεγάλες ιδιοπερίοδοι) υλικά και περιέχουν και ζωνώδεις, επίπεδους σχηματισμούς από υλικά χαμηλής διαπερατότητας όπως συμπυκνωμένες άργιλοι ή γεωμεμβράνες που αποτελούν ασθενείς ζώνες μέσα στη μάζα της πλαγιάς (προκαθορισμένη επιφάνεια αστοχίας). Κατά κύριο λόγο οι ολισθήσεις σε τέτοιου είδους πρηνή λαμβάνουν χώρα στις περιοχές γύρω από αυτά τα επίπεδα αδυναμίας.

Η τροποποιημένη μέθοδος Newmark συγκρίθηκε με τις δύο προαναφερθείσες μεθόδους, τη συμβατική Newmark και την αποσυζευγμένη ανάλυση (Σχήμα 2.16).



Σχήμα 2.16: Διάγραμμα μετατόπισης, κανονικοποιημένης ως προς την προβλεπόμενη από την τροποποιημένη μέθοδο Newmark, συναρτήσει του λόγου T_s/T_e , όπου T_s η ιδιοπερίοδος της γεωκατασκευής και T_e η δεσπόζουσα περίοδος της διέγερσης (απόσβεση $\xi=0.1$), .

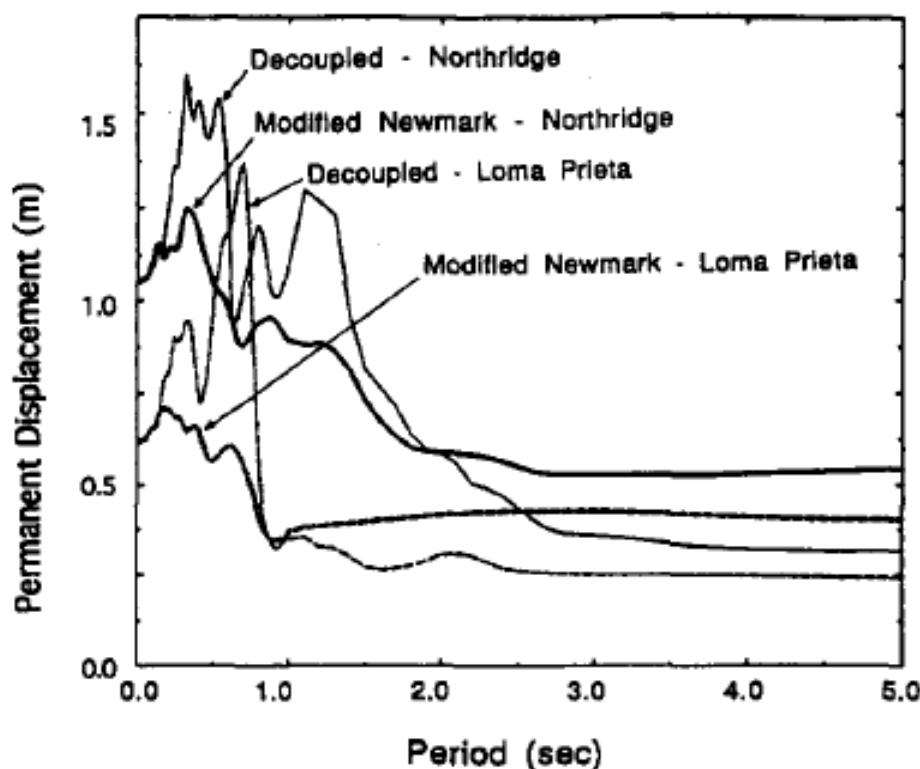
Για μια πιο σφαιρική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της αποσυζευγμένης ανάλυσης οι ερευνητές βασίστηκαν σε προηγούμενες μελέτες οι οποίες έδειξαν πως η αποσυζευγμένη ανάλυση ενώ λαμβάνει υπόψη τη δυναμική απόκριση της πλαγιάς δε συνυπολογίζει την επίδραση των μόνιμων μετατοπίσεων σε αυτή με αποτέλεσμα για δύσκαμπτες πλαγιάς να δίνει ικανοποιητικά έως υπερσυντηρητικά αποτελέσματα μετατοπίσεων ενώ για εύκαμπτες πλαγιάς να υποεκτιμά τις μετακινήσεις.

Οι Lin & Witman (1983) θεώρησαν τα χωμάτινα φράγματα σαν στοιβες/στήλες αποτελούμενες από διακριτά κομμάτια συνδεδεμένα μεταξύ τους με ελατήρια και αποσβεστήρες και από μία επιφάνεια ολίσθησης οριζόντια κάπου μέσα στη στήλη. Υπέβαλλαν τη στήλη σε σεισμική διέγερση και κατέληξαν στο ότι η αποσυζευγμένη ανάλυση υπερεκτιμά τις μετατοπίσεις του φράγματος. Οι μέγιστες τιμές βρέθηκαν στο συντονισμό αλλά ακόμα και αυτές συγκρινόμενες με τις ανακρίβειες της θεωρίας του ολισθαίνοντος στερεού μπορούν να θεωρηθούν αμελητέες.

Οι Gazetas & Uddin (1994) για υποθετικές αλλά και πραγματικές περιπτώσεις λιθόριπτων φραγμάτων συνέκριναν 2-D αναλύσεις με Π.Σ. για απόλυτα πλαστική συμπεριφορά πάνω σε προδιαγεγραμμένη επιφάνεια ολίσθησης με αποτελέσματα που προέκυψαν από αποσυζευγμένες αναλύσεις (στις τελευταίες η επιτάχυνση που εισήχθηκε

στην ανάλυση ήταν ο μέσος όρος που προέκυψε από 2-D αναλύσεις με Π.Σ. για απόλυτα πλαστική συμπεριφορά χωρίς όμως στο μοντέλο να συμπεριλαμβάνονται επιφάνειες ολίσθησης). Κατέληξαν στο ότι η αποσυζευγμένη ανάλυση δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα με εξαίρεση όμως μικρού εύρους σεισμικές διεγέρσεις (π.χ. για περιόδους 0.2sec έως 0.25sec) σε συντονισμό όπου η τελευταία υπερεκτίμησε τις μετατοπίσεις. Τα συντηρητικά αυτά αποτελέσματα της αποσυζευγμένης προσέγγισης που επεξηγήθηκε στα δύο παραπάνω πειράματα όμως δεν έχει αποδειχθεί/δοκιμαστεί σε μαλακών εδαφών πλαγιές.

Προβάλλοντας τα αποτελέσματα της τροποποιημένης Newmark και της αποσυζευγμένης ανάλυσης στο ίδιο διάγραμμα για τα σεισμικά επεισόδια των σεισμών Loma Prieta και Northridge (Σχήμα 2.17) φαίνεται ότι σε μικρές ιδιοπεριόδους (δύσκαμπτα εδάφη) η επίδραση της δυσκαμψίας του εδάφους δεν είναι μεγάλη, με την αποσυζευγμένη ανάλυση να υπεκτιμά τις μετατοπίσεις σε σχέση με την τροποποιημένη Newmark, κάτι που συνάδει με τα αποτελέσματα των ερευνών των Lin-Witman και Gazetas-Uddin . Για μεγαλύτερες τιμές ιδιοπεριόδων η συμβατική μέθοδος Newmark υπεκτιμά τις μετατοπίσεις ενώ η αποσυζευγμένη ανάλυση τις υποεκτιμά σε σχέση με την τροποποιημένη Newmark.



Σχήμα 2.17: Φάσμα απόκρισης για δύο διεγέρσεις με βάση την τροποποιημένη Newmark και την αποσυζευγμένη ανάλυση (απόσβεση $\xi=0.1$).

Οι Wartman et al. (2005) πραγματοποίησαν πειράματα σε σεισμική τράπεζα (1g) με σκοπό να διερευνηθούν οι μηχανισμοί δημιουργίας και

εξέλιξης των μετατοπίσεων σε μια πλαγιά υπό σεισμική φόρτιση και να αξιολογηθεί η ακρίβεια της μεθόδου του ολισθαίνοντος στερεού που αναπτύχθηκε από τον Newmark.

Η έρευνα αναφέρεται σε συνεκτικά εδάφη που υπόκεινται σε μετατοπίσεις χαμηλών έως μέτριων ταχυτήτων. Πραγματοποιήθηκε σε σεισμική τράπεζα πλάτους 960mm και μήκους 1219mm με ένα βαθμό ελευθερίας. Τα δείγματα κατασκευάστηκαν και δοκιμάστηκαν σε ένα άκαμπο δοχείο στερεομένο στη σεισμική τράπεζα. Τα δείγματα διαστάσεων 158.2cm σε μήκος και 94cm σε πλάτος τοποθετήθηκαν σε ένα κουτί Plexiglas. Η δυναμική απόκριση των δειγμάτων μετρήθηκε με επιταχυσιογράφους που τοποθετήθηκαν δοχεία από αλουμίνιο για να λειτουργήσουν σε κορεσμένο έδαφος με συχνότητα ανάκλασης περίπου 1kHz, ενώ οι μετακινήσεις καταγράφηκαν από γραμμικής κίνησης ποτενσιόμετρα εύρους 5.1 ή 10.2cm.

Τα πειράματα έγιναν σε τέσσερα δείγματα πρανών αποτελούμενα από αργιλικά υλικά σε δύο ζώνες: μία ανώτερη πιο μαλακή άργιλο που επικάθεται πάνω σε μία πιο δύσκαμπτη με τις ίδιες κατά τα άλλα ιδιότητες με την πρώτη. Τα τρία πρώτα δείγματα κατασκευάστηκαν προκειμένου να μελετηθούν μικρού, μεσαίου και μεγάλου μεγέθους μετακινήσεις ενώ το τέταρτο για να αξιολογηθεί η ακρίβεια της θεωρία ολισθαίνοντος στερεού. Για το σκοπό αυτό στο τελευταίο δοκίμιο προστέθηκε μία χαμηλής γωνίας τριβής γεωσυνθετική επιφάνεια ως επιφάνεια αδυναμίας. Τα εδαφικά υλικά που χρησιμοποιήθηκαν ήταν μίγμα από καολινίτη-μπετονίτη ενώ για τη μοντελοποίηση της επιφάνειας αστοχίας στο τέταρτο δοκίμιο χρησιμοποιήθηκε γεωμεμβράνη πολυαιθυλενίου.

Η θεωρία Newmark συγκρίθηκε όχι μόνο με τα πειραματικά αποτελέσματα αλλά και με τις προβλεπόμενες μετατοπίσεις που υπολογίστηκαν με το πρόγραμμα YSLIP_PM. Το πρόγραμμα αυτό παρέχει τη δυνατότητα εισαγωγής 10 τιμών κρίσιμης επιτάχυνσης ώστε να προσομοιώνεται καλύτερα η μείωση της αντοχής και άρα της κρίσιμης επιτάχυνσης στα μαλακά αργιλικά εδάφη (strain-softening constitutive model).

Οι επιφάνειες αστοχίας σε κάθε πείραμα ήταν παραπάνω από μία και ως επί το πλείστον συγκεντρωμένες σε μία συγκεκριμένη περιοχή. Γενικά η μέθοδος αποδείχθηκε μέτρια ικανοποιητική και όχι συντηρητική με μία μέση απόκλιση των προβλεπόμενων από τα μετρηθέντα μεγέθη των μετατοπίσεων περίπου στο 75% (Σχήμα 2.18).

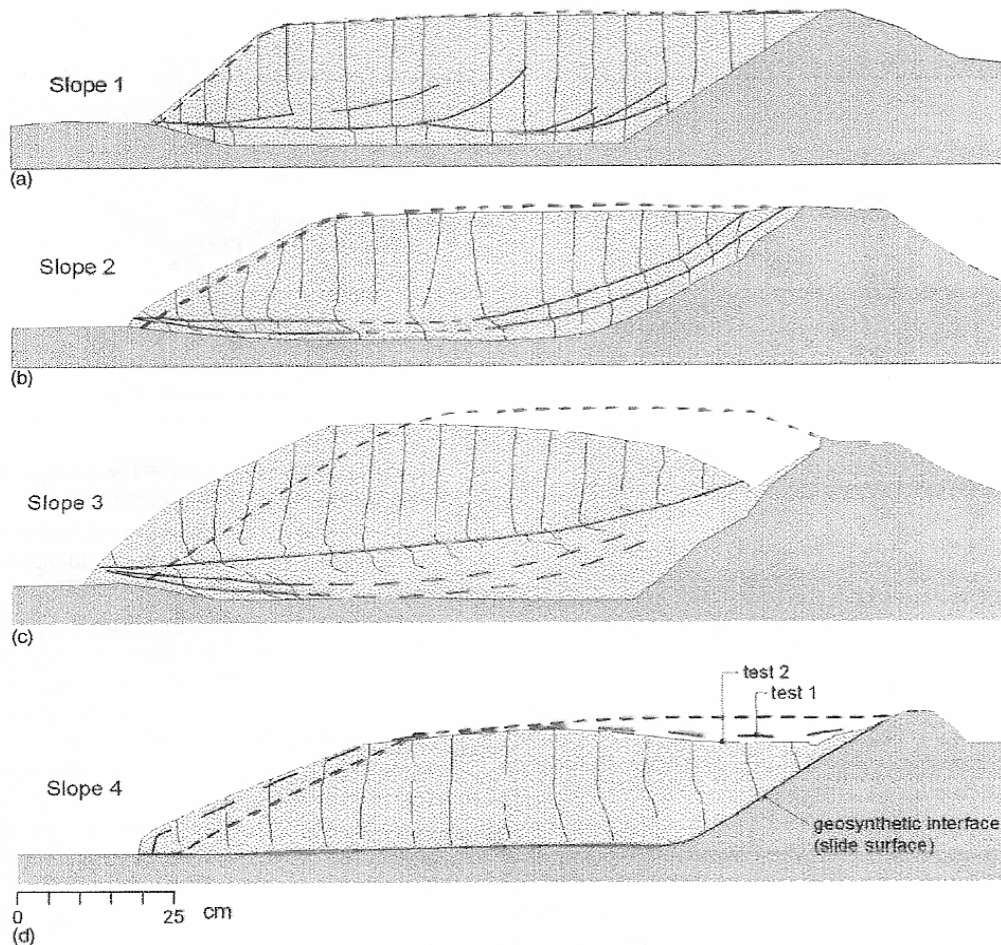
Τα αποτελέσματα των δοκιμών φαίνονται στο Σχήμα 2.19 (D1, D2, D3 είναι τα ποτενσιόμετρα, P είναι η θεωρητικά υπολογισμένη μετακίνηση με βάση την μέγιστη αντοχή, R είναι η θεωρητικά υπολογισμένη μετακίνηση με βάση την παραμένουσα αντοχή, P-R είναι η θεωρητικά υπολογισμένη μετακίνηση για μεταβαλλόμενη τιμή της αντοχής ανάμεσα στη μέγιστη και παραμένουσα τιμή της και $K_y(P)$, $K_y(R)$, $K_y(P-R)$ είναι η

κρίσιμη επιτάχυνση για μέγιστη, παραμένουσα και μεταβαλλόμενη ανάμεσα στις δύο τιμή της αντοχής) όπου φαίνονται οι χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης που επιβλήθηκαν σε κάθε περίπτωση μαζί με τις προβλεπόμενες και μετρηθείσες μετακινήσεις. Σε αντίθεση με την θεωρία ολισθαίνοντος στερεού του Newmark ότι η αστοχία συμβαίνει σε μία και μόνο επιφάνεια ολίσθησης, στα πειράματα οι επιφάνειες αστοχίας ήταν δύο ή περισσότερες. Παρ' όλ' αυτά ήταν συγκεντρωμένες σε μία συγκεκριμένη περιοχή, όμοιες και με τον ίδιο προσανατολισμό. Γι' αυτό και η υπόθεση της μίας μόνο επιφάνειας αστοχίας σε πρώτη προσέγγιση είναι σωστή.

Σε αντίθεση με την θεωρία ολισθαίνοντος στερεού του Newmark ότι η μετατόπιση είναι ίδια για όλη τη μάζα, στα πειράματα οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις παρατηρήθηκαν στον πόδα και κατά μήκος της πλαγιάς του πρανούς. Αυτό οφείλεται σε δύο παράγοντες: α.στη μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους με την εξέλιξη της παραμόρφωσης (strain-softening behaviour), που είναι πιο έντονη στα πλέον καταπονούμενα τμήματα της πλαγιάς όπως είναι ο πόδας και β. στην ανομοιομορφία κατανομής των μετατοπίσεων μέσα στην ολισθαίνουσα μάζα που τείνει να τις συγκεντρώνει κοντά στο μέτωπο της πλαγιάς. Αυτό είναι σε συμφωνία με τα προηγούμενα καθώς η πλαγιά δεν είναι άκαμπτη και τα εδαφικά στοιχεία δεν ταλαντώνονται σε φάση παρουσιάζοντας έτσι διαφορετικές και συνήθως μικρότερες μετατοπίσεις από τις προβλεπόμενες από τη θεωρία Newmark.

Στα υψηλά επίπεδα φόρτισης ή για διάρκεια διέγερσης ικανή να δημιουργήσει μεγάλες αδρανειακές δυνάμεις, η επιφάνεια ολίσθησης δεν ήταν διακριτή (distributed deviatoric strains). Το γεγονός αυτό δηλώνει πως είναι πολύ δύσκολο να προβλέψει κανείς την επιφάνεια αστοχίας αφού όπως αποδείχθηκε δεν είναι μοναδική και μπορεί να μην υπάρχει καν στις περιπτώσεις που η μάζα είναι πιο εύκαμπτη και αστοχεί κυκλικά μεταβάλλοντας συνεχώς την γεωμετρία της.

Παρά τις περιοριστικές της παραδοχές η θεωρία ολισθαίνοντος στερεού του Newmark έδωσε μετρίως ακριβή και κάπως επισφαλή (unconservative) αποτελέσματα. Τα τελευταία ποικίλουν από 27% έως 225% των μετρηθέντων μέγιστων μετατοπίσεων με μέσο όρο το 75%. Οι μετρηθείσες παραμορφώσεις παρέμειναν μέσα στα όρια των προβλεπόμενων με χρήση των μέγιστων και παραμενουσών τιμών της αντοχής, ωστόσο το εύρος αυτό είναι υπερβολικά μεγάλο. Η θεωρία ολισθαίνοντος στερεού του Newmark αποδείχθηκε καλύτερα εφαρμόσιμη σε μεγάλου μεγέθους παραμορφώσεις όπου η αντοχή εξαρτάται από τις παραμένουσες τιμές που είναι πιο σταθερές και δεν μεταβάλλονται άρδην με την μετατόπιση. Άρα η θεωρία ολισθαίνοντος στερεού είναι ικανή να προβλέψει τα όρια μέσα στα οποία θα κινηθούν οι μετακινήσεις και αυτό όμως επειδή τα όρια αυτά έχουν πολύ μεγάλο εύρος.

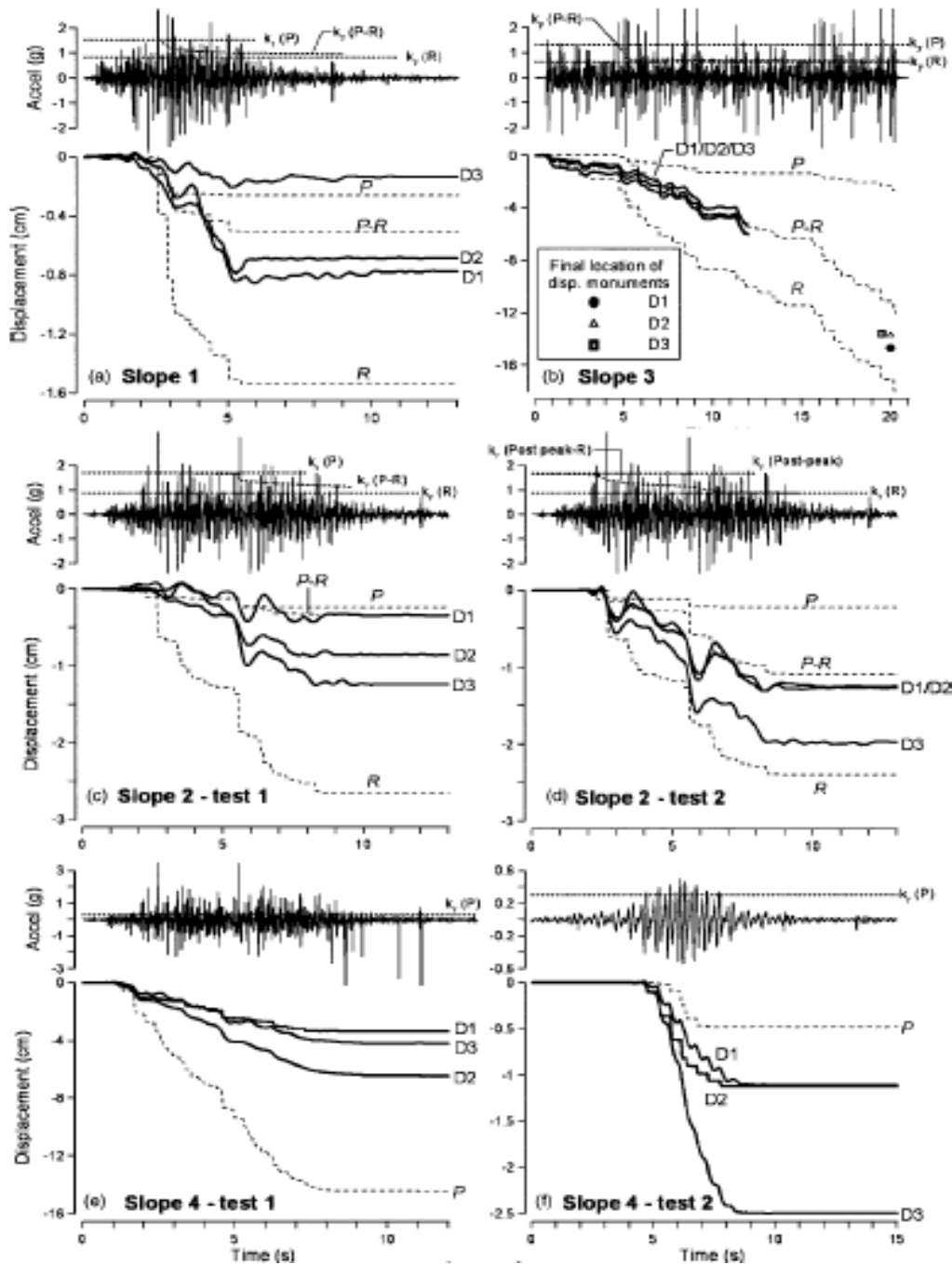


Σχήμα 2.18: Πλάγιες όψεις της πλαγιάς πριν (διακεκομμένη γραμμή) και μετά τη δοκιμή (συνεχής γραμμή).

Θεαματικά μεγαλύτερη ακρίβεια αποτελεσμάτων είχε η ανάλυση στην οποία λήφθηκε υπ' όψιν η συνεχώς μειούμενη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης (κατά τη μετάβαση από μέγιστες σε παραμένουσες τιμές διατμητικής αντοχής) με το πρόγραμμα YSLIP_PM. Η θεωρία ολισθαίνοντος στερεού του Newmark δε λαμβάνει υπ' όψιν της τη σημαντική επιρροή του λόγου $T_{ratio}=T_{soil}/T_{exc}$ (όπου T_{soil} η ιδιοπερίοδος της πλαγιάς και T_{exc} η δεσπόζουσα περίοδος της σεισμικής διέγερσης) καθώς δεν μπορεί να προσομοιώσει τις μετατοπίσεις που προκύπτουν από τη δυναμική απόκριση της πλαγιάς. Ο λόγος αυτός παίζει ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στο συντονισμό όπου μεγιστοποιούνται οι μετακινήσεις της ολισθαίνουσας μάζας. Άρα αν η θεωρία τον αγνοεί είναι σαν να αγνοεί την επίδραση του συντονισμού στις μετακινήσεις δίνοντας μη ρεαλιστικά αποτελέσματα.

Η κρίσιμη επιτάχυνση εξαρτάται από την διατμητική αντοχή του εδάφους η οποία, με βάση πειράματα που έγιναν στο πλαίσιο αυτής της έρευνας και με βάση πειράματα που πραγματοποιήθηκαν για εμπλουτισμό αυτής έρευνας από τους Kim et al (2005), εξαρτάται από το ρυθμό διάτμησης γεγονός που δε λαμβάνεται υπ' όψιν στη θεωρία

ολισθαίνοντος στερεού του Newmark. Αυτό έχει να κάνει με το γεγονός ότι η διατμητική αντοχή πολλών εδαφών και κατά συνέπεια η κρίσιμη επιτάχυνση είναι μέγεθος που εξαρτάται από το ρυθμό φόρτισης και αυξάνεται όσο αυξάνεται η ταχύτητα φόρτισης. Αυτό σημαίνει πως η κρίσιμη επιτάχυνση δεν είναι σταθερή κατά τη διάρκεια του σεισμού όπως υποθέτει η θεωρία ολισθαίνοντος στερεού αλλά εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης. Η ψευδοστατική ανάλυση προβλέπει μόνο μία επιφάνεια αστοχίας που στην πραγματικότητα είναι μία από τις πολλές πάνω στις οποίες λαβάνει χώρα η ολίσθηση όπως προέκυψε από τα πειράματα. Επιπλέον για μεγάλες παραμορφώσεις καθώς αλλάζει η γεωμετρία του προβλήματος η αρχική επιφάνεια ολίσθησης μπορεί να δώσει τη θέση της σε μία άλλη που γίνεται πιο κρίσιμη με την εξέλιξη του φαινομένου.



Σχήμα 2.19: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης μαζί με προβλεπόμενες και μετρηθείσες μετακινήσεις για το κάθε δοκίμιο. Επιταχύνσεις με φορά σταθεροποιητική για το πρηνές θεωρούνται θετικές ενώ αρνητικές οι αντίθετης φοράς.

Κεφάλαιο 3

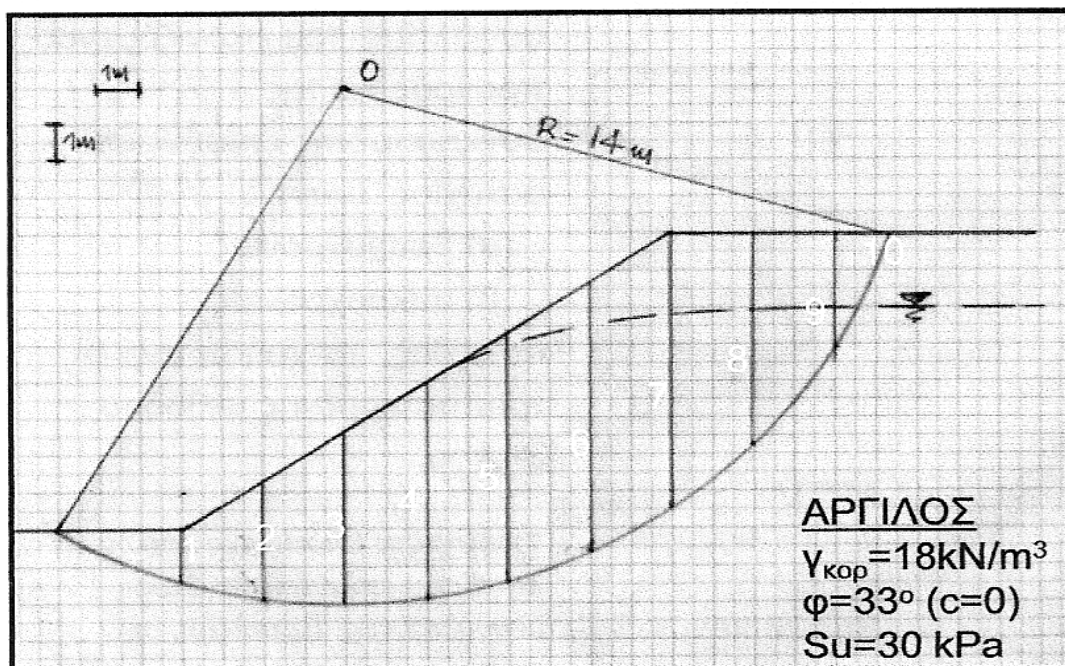
Ευστάθεια πρανών με απλοποιητικές μεθόδους

3.1 Γενικά

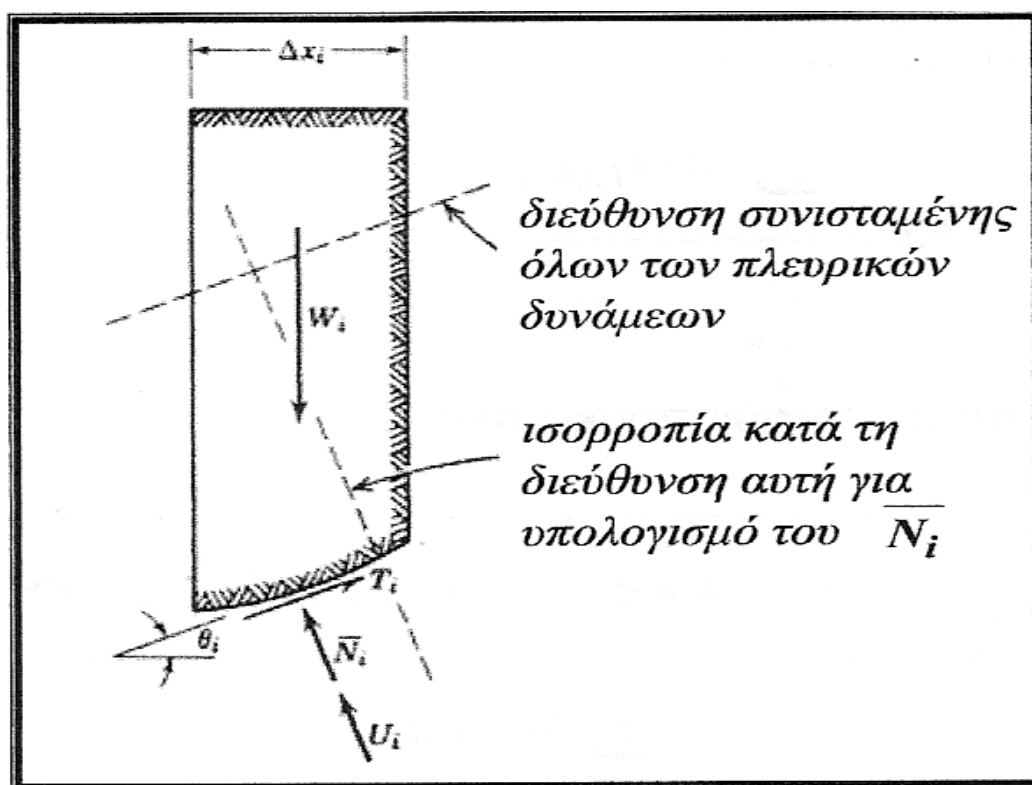
Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η εκτίμηση ευστάθειας πρανούς υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης με συνήθεις απλοποιητικές μεθοδολογίες. Ως απλοποιητικές μεθοδολογίες ορίζονται αυτές που βασίζονται είτε στη μέθοδο της οριακής ισορροπίας (limit equilibrium) είτε στη μέθοδο της οριακής ανάλυσης (limit analysis). Συγκεκριμένα, στο κεφάλαιο 3.2 παρουσιάζονται εν συντομία οι βασικές αρχές των μεθόδων οριακής ισορροπίας. Στη συνέχεια στο κεφάλαιο 3.3 παρουσιάζονται οι βασικές αρχές των μεθόδων οριακής ανάλυσης. Στο κεφάλαιο 3.4 γίνεται εφαρμογή της μεθόδου οριακής ισορροπίας σε μονοκλινές πρανές ύψους 20m και εξάγονται συμπεράσματα σε σχέση με την εκτίμηση του οριακού συντελεστή ασφαλείας και του κρίσιμου συντελεστή επιτάχυνσης για την εφαρμογή της ψευδο-στατικής μεθόδου. Τέλος, στο κεφάλαιο 3.5 γίνεται διερεύνηση της επίδρασης παραδοχών της μεθοδολογίας στα αποτελέσματα.

3.2. Μέθοδος οριακής ισορροπίας

Πλέον συνήθεις μέθοδοι που χρησιμοποιούνται στον έλεγχο ευστάθειας πρανών βασίζονται σε ανάλυση της οριακής ισορροπίας. Κριτήριο για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας αποτελεί η ικανοποίηση των συνθηκών ισορροπίας κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας. Η επίλυση γίνεται με τη μέθοδο των λωρίδων, όπου προ-επιλέγεται μια επιφάνεια αστοχίας και το ολισθαίνον πρίσμα χωρίζεται σε κατακόρυφες λεπτές λωρίδες (Σχήμα 3.1). Οι τάσεις που ασκούνται στη βάση κάθε λωρίδας υπολογίζονται από τις εξισώσεις ισορροπίας δυνάμεων και ροπών για την κάθε λωρίδα ξεχωριστά. Βασικές άγνωστοι είναι οι δυνάμεις που ασκούνται στις κατακόρυφες παριές της κάθε λωρίδας καθώς και τα σημεία εφαρμογής της συνισταμένης τους. Οι άγνωστοι αυτές καθιστούν το πρόβλημα μη ισοστατικό. Για την αποκατάσταση της ισοστατικότητας και την επίλυση του προβλήματος έχουν αναπτυχθεί πολλές μέθοδοι οι οποίες διαφέρουν στην παραδοχή για τις πλευρικές αυτές δυνάμεις. Η πρώτη μέθοδος που αναπτύχθηκε με την παραπάνω λογική είναι η μέθοδος Fellenius (1927) η οποία θεωρεί πως η συνισταμένη των δυνάμεων αυτών ασκείται παράλληλα στην οριζόντιο ευθύγραμμη βάση της λωρίδας (Σχ. 3.2).



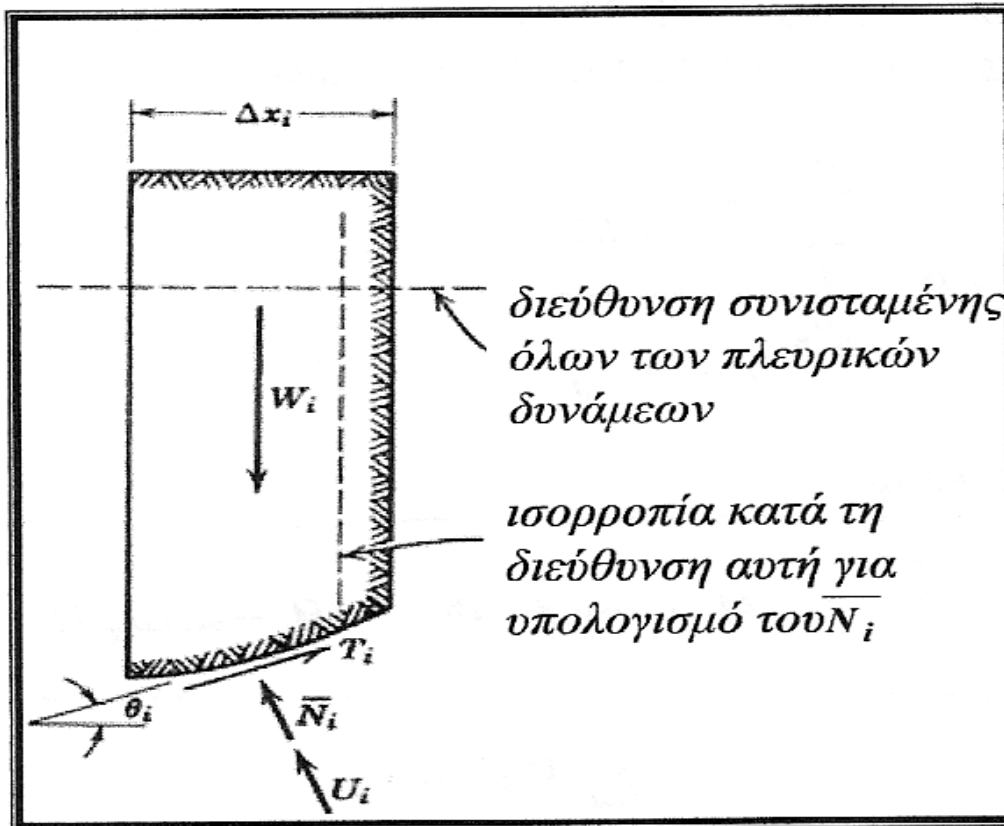
Σχήμα 3.1: Ενδεικτική απεικόνιση επιχώματος με προεπιλεγμένη κυκλική επιφάνεια αστοχίας χωρισμένο σε κατακόρυφες λωρίδες.



Σχήμα 3.2: Απεικόνιση των δυνάμεων που ασκούνται σε μία λωρίδα με βάση τη μέθοδο Fellenius που θεωρεί τις πλευρικές δυνάμεις παράλληλες στην οριζόντιο ευθύγραμμη βάση της λωρίδας .

Η απλοποιημένη μέθοδος Bishop (Σχ. 3.3) θεωρεί πως η συνισταμένη των δυνάμεων αυτών είναι οριζόντια. Δε λαμβάνει δηλαδή καθόλου υπ' όψιν τις κατακόρυφες εσωτερικές δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των

λωρίδων. Λόγω της παραδοχής αυτής ικανοποιείται μόνο η εξίσωση ισορροπίας των ροπών και όχι αυτή των δυνάμεων.

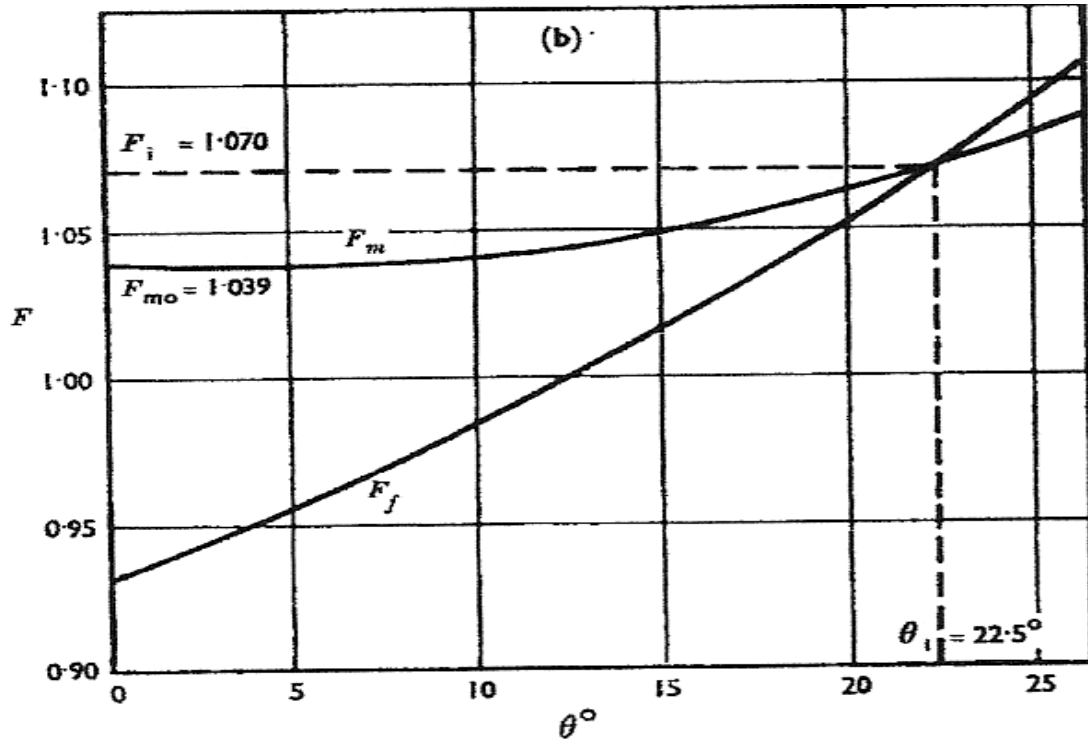


Σχήμα 3.3: Απεικόνιση των δυνάμεων που ασκούνται σε μία λωρίδα με βάση την απλοποιημένη μέθοδο Bishop που θεωρεί τις πλευρικές δυνάμεις οριζόντιες .

Παρ' όλα αυτά, αποτελέσματα αναλύσεων έδειξαν πως η τιμή του συντελεστή ασφαλείας SF με βάση την απλοποιημένη μέθοδο Bishop είναι μια πολύ καλή προσέγγιση της πραγματικότητας για πρακτικά προβλήματα. Η αιτία της αποτελεσματικότητας της απλοποιημένης μεθοδολογίας Bishop υπήρξε αντικείμενο έρευνας (E. Spencer 1967) που κατέληξε στο ότι η βάση της ακρίβειάς της είναι η «αναισθησία» του συντελεστή ασφαλείας στην παραπάνω απλοποιητική παραδοχή για τη διεύθυνση των πλευρικών δυνάμεων.

Πιο συγκεκριμένα το αποτέλεσμα της έρευνας ήταν ένα διάγραμμα του συντελεστή ασφαλείας συναρτήσει της γωνίας θ η οποία ορίζεται ως η γωνία που σχηματίζει η συνισταμένη των πλευρικών δυνάμεων με την οριζόντια (Σχήμα 3.4). Στο διάγραμμα αυτό έχουν σχεδιαστεί δύο γραφικές παραστάσεις. Η πρώτη δίνει την τιμή του συντελεστή ασφαλείας F_m συναρτήσει της θ για ικανοποίηση της εξίσωσης των ροπών, ενώ η δεύτερη δίνει την τιμή του συντελεστή ασφαλείας F_f συναρτήσει της θ για ικανοποίηση της εξίσωσης των δυνάμεων. Το σημείο τομής των δύο συναρτήσεων είναι η τιμή της γωνίας θ_i που ικανοποιεί και την εξίσωση των ροπών αλλά και την εξίσωση των δυνάμεων και αντιστοιχεί σε ένα συντελεστή ασφαλείας F_i . Η τιμή F_{m0} που φαίνεται στο διάγραμμα είναι

αυτή που αντιστοιχεί σε τιμή της γωνίας $\theta=0$ και ικανοποιεί την εξίσωση των ροπών. Παρατηρούμε πως δεν διαφέρει πολύ από την τιμή F_i γεγονός που εξηγεί και την αποτελεσματικότητα της απλοποιημένης μεθόδου Bishop.



Σχήμα 3.4: Συντελεστής ασφαλείας δυνάμεων F_f και συντελεστής ασφαλείας ροπών F_m συναρτήσει της γωνίας θ (Spencer 1967).

Από τις 92 περιπτώσεις που εξετάστηκαν η διαφορά μεταξύ των δύο τιμών συντελεστή ασφαλείας F_{m0} και F_i ξεπέρασε το 1% σε μόνο 7 περιπτώσεις. Η μεγαλύτερη διαφορά προσδιορίστηκε στο 4%. Περαιτέρω αναλύσεις έγιναν για την κατασκευή πινάκων ευστάθειας με δεδομένα τον συντελεστή πίεσης πόρων, την ενεργό γωνία εσωτερικής τριβής, το ειδικό βάρος, τη συνοχή, το ύψος και την κλίση του επικώματος που φαίνονται στο Σχήμα 3.5.

Με βάση του πίνακες αυτούς αρχικά υπολογίζεται ο συντελεστής πίεσης πόρων για το πρόβλημα που μας ενδιαφέρει και επιλέγεται ο κατάλληλος πίνακας για $r_u=0$, $r_u=0.25$ και $r_u=0.5$. Στη συνέχεια με δεδομένη την κλίση της πλαγιάς (slope) και την ενεργό γωνία εσωτερικής τριβής ϕ_m' από το σημείο τομής τους φέρνουμε παράλληλη στον οριζόντιο άξονα. Η ευθεία τέμνει τον άξονα που δίνει τον συντελεστή ευστάθειας σε μία συγκεκριμένη τιμή από την οποία υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας F της πλαγιάς για γνωστά την ενεργό συνοχή c' και το φαινόμενο βάρος γ του υλικού και το ύψος H του πρηνούς.

Σύγκριση των αποτελεσμάτων των παραπάνω 92 περιπτώσεων έδειξε πως η ακρίβεια απλοποιημένης μεθόδου Bishop μειώνεται ελαφρά α) με την αύξηση της κλίσης του επικώματος, του συντελεστή πίεσης πόρων και

της ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής και β) με τη μείωση του λόγου $c/\gamma H$. Παρ' όλ' αυτά το σφάλμα στην πλειοψηφία των περιπτώσεων δεν ξεπέρασε το 1%.

Η μέθοδος Morgenstern-Price (Morgenstern & Price, 1965) αναπτύχθηκε με σκοπό την αντιμετώπιση μη-κυκλικής επιφάνειας αστοχίας που είναι σαφώς πιο κοντά στην πραγματικότητα (Σχ. 3.6).

Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής: Για ένα επίχωμα είναι γνωστές οι συναρτήσεις της επιφάνειας του εδάφους $y=z(x)$ και της πιεζομετρικής γραμμής $y=h(x)$. Ορίζεται η συνάρτηση μιας πιθανής επιφάνειας αστοχίας $y=y(x)$ και άγνωστη παραμένει η συνάρτηση $y=y'(x)$ (Σχήμα 3.7) που δίνει το σημείο εφαρμογής των πλευρικών δυνάμεων που έχουν μία κατακόρυφη και μία οριζόντια συνιστώσα (Σχήμα 3.8-δυνάμεις X και E'). Η πιθανώς ολισθαίνουσα μάζα χωρίζεται σε λωρίδες και από ισορροπία δυνάμεων και ροπών για την κάθε λωρίδα καταλήγει σε δύο διαφορετικές εξισώσεις με αγνώστους τις πλευρικά ασκούμενες δυνάμεις.

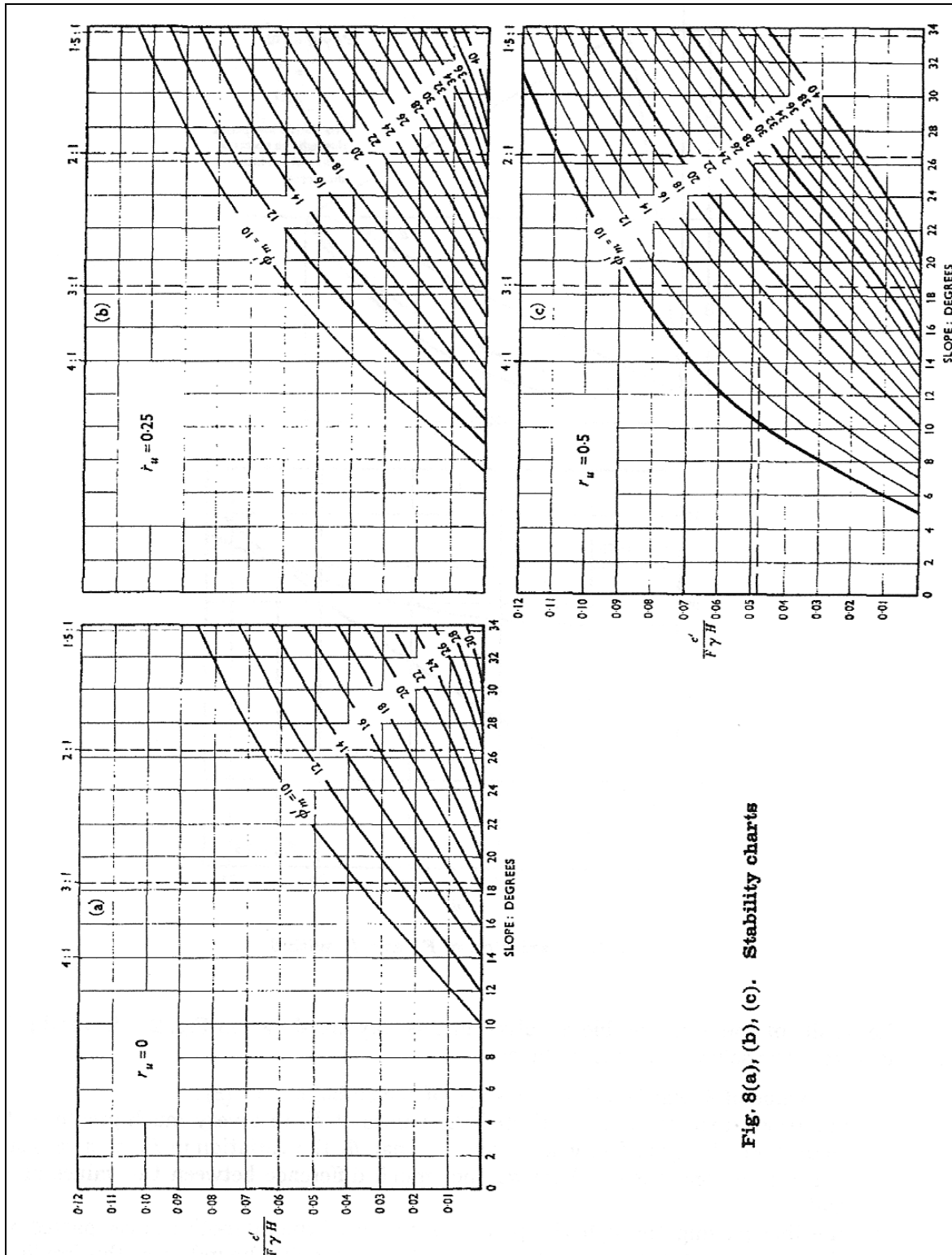
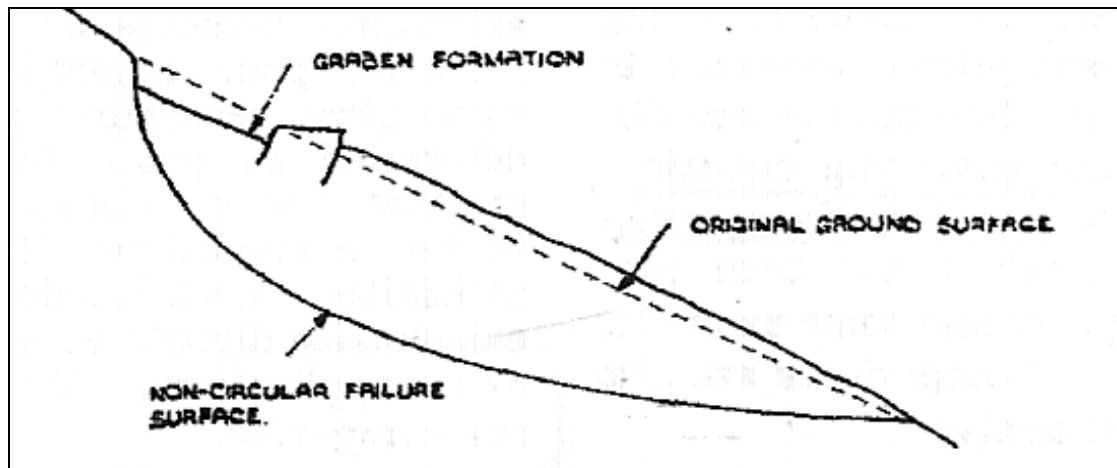
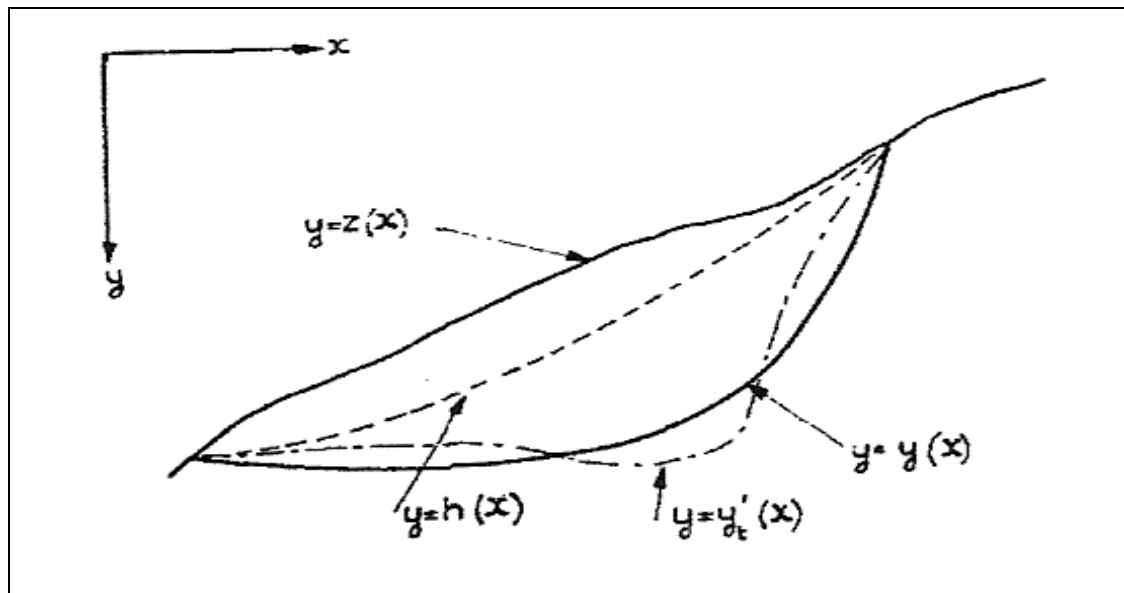


Fig. 8(a), (b), (c). Stability charts

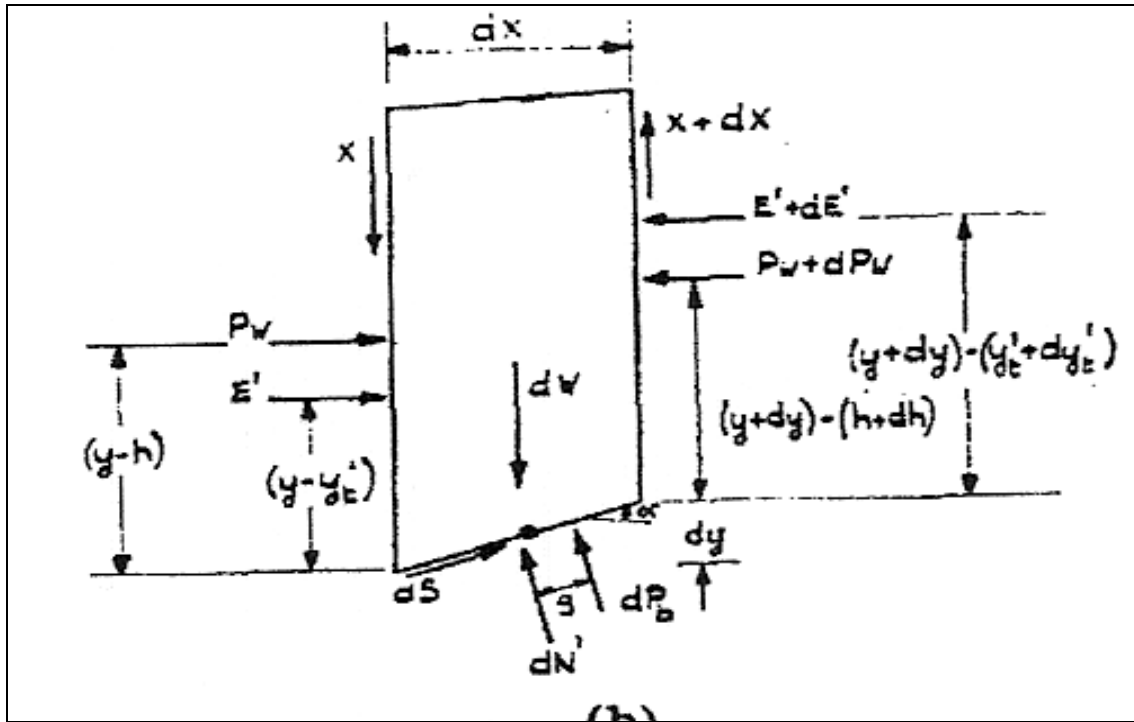
Σχήμα 3.5: Πίνακες ευστάθειας που υπολογίζουν τον συντελεστή $c/F\gamma H$ συναρτήσει της κλίσης του πρανούς (σε μοίρες), της ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ_m και του συντελεστή πίεσης πόρων r_u , όπου F ο συντελεστής ασφαλείας, γ το ειδικό βάρος, H το ύψος του πρανούς και c η συνοχή (Spencer 1967).



Σχήμα 3.6: Μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας (Morgenstern & Price, 1965).



Σχήμα 3.7: Όπου $z(x)$ η συνάρτηση της επιφάνειας του πρανούς, $h(x)$ της πιεζομετρικής γραμμής, $y(x)$ της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης και $y'(x)$ της γραμμής που ασκούνται οι πλευρικές δυνάμεις (Morgenstern & Price, 1965).



Σχήμα 3.8: Δυνάμεις που ασκούνται στην κάθε λωρίδα: E' η πλευρική ενεργός ώθηση, X η κατακόρυφη διατμητική δύναμη, dW το βάρος της λωρίδας, P_w η συνισταμένη πίεση νερού, dP_b η πίεση νερού στη βάση της λωρίδας, dN' η ενεργός πίεση κάθετα στη βάση της λωρίδας και dS αυτή παράλληλα στη βάση της λωρίδας, α η γωνία που σχηματίζει η βάση της λωρίδας με την οριζόντια (Morgenstern & Price, 1965).

Για την επίλυση του προβλήματος υιοθετείται μία σχέση μεταξύ των πλευρικών δυνάμεων E' και X της μορφής $X = \lambda f(x)E'$ στην οποία η συνάρτηση $f(x)$ είναι γραμμική ως προς x και είναι γνωστή. Η λύση του προβλήματος έγκειται πλέον στον προσδιορισμό του συντελεστή λ και του συντελεστή ασφαλείας F που είναι λύση των δύο διαφορικών εξισώσεων. Καθώς όμως οι λύσεις μπορεί να είναι πάνω από μία πρέπει κάθε φορά να προσδιορίζεται η φυσικά αποδεκτή. Για να είναι η λύση φυσικά αποδεκτή πρέπει να ικανοποιούνται οι εξισώσεις ισορροπίας, οι συνοριακές συνθήκες το κριτήριο αστοχίας κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης αλλά πρέπει και οι αναπτυσσόμενες μέσα στην εδαφική μάζα τάσεις να είναι εφικτές. Ο περιορισμός που τίθεται για τα εδάφη είναι η μη ικανότητα ανάληψης εφελκυστικών τάσεων. Γι' αυτό, για κάθε ζεύγος τιμών (λ, F) που αποτελούν πιθανή λύση του προβλήματος υπολογίζονται οι εσωτερικές δυνάμεις καθώς και τα σημεία εφαρμογής τους. Αν η γραμμή που σχηματίζουν τα σημεία εφαρμογής των εσωτερικών δυνάμεων βρίσκεται έξω από την πιθανή ολισθαίνουσα μάζα τότε η λύση είναι μη αποδεκτή.

3.3. Μέθοδος οριακής ανάλυσης

Μια ακόμη μέθοδος που ανήκει στις απλοποιητικές μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας των πρηνών είναι και αυτή της οριακής ανάλυσης. Με χρήση των θεωρημάτων άνω και κάτω ορίου υπολογίζεται η τιμή του οριακού φορτίου εκεί που συγκλίνουν τα δύο όρια, μία τιμή που είναι πολύ κοντά στην πραγματική. Οι δύο βασικότερες παραδοχές της μεθόδου είναι ότι αναφέρεται σε υλικά που συμπεριφέρονται σαν (ελαστικά)-απολύτως πλαστικά και ότι η γωνία διαστολικότητας είναι ίση με τη γωνία εσωτερικής τριβής. Σε αντίθεση με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας των λωρίδων που υποθέτουν αυθαίρετα την αντοχή του εδάφους στην περιοχή μεταξύ των λωρίδων και δεν υπακούουν σε κάποιον συγκεκριμένο μηχανισμό αστοχίας, οι λύσεις που προκύπτουν από τη μέθοδο οριακής ανάλυσης είναι πάντα κινηματικά αποδεκτές. Στις μεθόδους οριακής ισορροπίας των λωρίδων ικανοποιούνται οι εξισώσεις ισορροπίας για την κάθε λωρίδα χωρίς όμως να ελέγχεται αν η λύση είναι και κινηματικά αποδεκτή (π.χ. αν αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις στο έδαφος, τάσεις που στην πραγματικότητα το έδαφος δεν μπορεί να αναλάβει).

Για την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των μεθόδων οριακής ισορροπίας των λωρίδων και την επίδραση που έχουν στα αποτελέσματα αυτά οι αυθαίρετες υποθέσεις που γίνονται για να ξεπεραστεί η στατική αοριστία ο Michalowski (1995) αναπτύσσει μια νέα μεθοδολογία βασισμένη στο θεώρημα άνω ορίου της οριακής ανάλυσης. Για το μηχανισμό αστοχίας χωρίζει την πιθανώς ολισθαίνουσα μάζα σε στερεά μπλοκ (σε αντιστοιχία με τη μέθοδο των λωρίδων) που ολισθαίνουν πάνω σε μία επίπεδη επιφάνεια χωρίς να περιστρέφονται. Για την εφαρμογή της θεωρίας οριακής ανάλυσης θεωρεί το έδαφος απολύτως πλαστικό και τη γωνία διαστολικότητας ίση με τη γωνία τριβής.

Με βάση το θεώρημα του άνω ορίου το έργο που παράγεται από τις εξωτερικές δυνάμεις (εξωτερικά φορτία και ίδιο βάρος εδάφους) είναι μικρότερο ή το πολύ ίσο με την ενέργεια που καταναλίσκεται για οποιοδήποτε κινηματικά αποδεκτό πεδίο ταχυτήτων. Έτσι εξισώνοντας το παραγόμενο από τις εξωτερικές δυνάμεις έργο με την καταναλισκόμενη ενέργεια πάνω σε κάποιον μηχανισμό αστοχίας προκύπτει ένα οριακό φορτίο που είναι μεγαλύτερο ή ίσο με το πραγματικό οριακό φορτίο. Για την περίπτωση της ευστάθειας των πρηνών ο συντελεστής ασφαλείας ορίζεται από τη Σχέση (3.1):

$$F=c/c_d=\tan\varphi/\tan\varphi_d \quad (3.1)$$

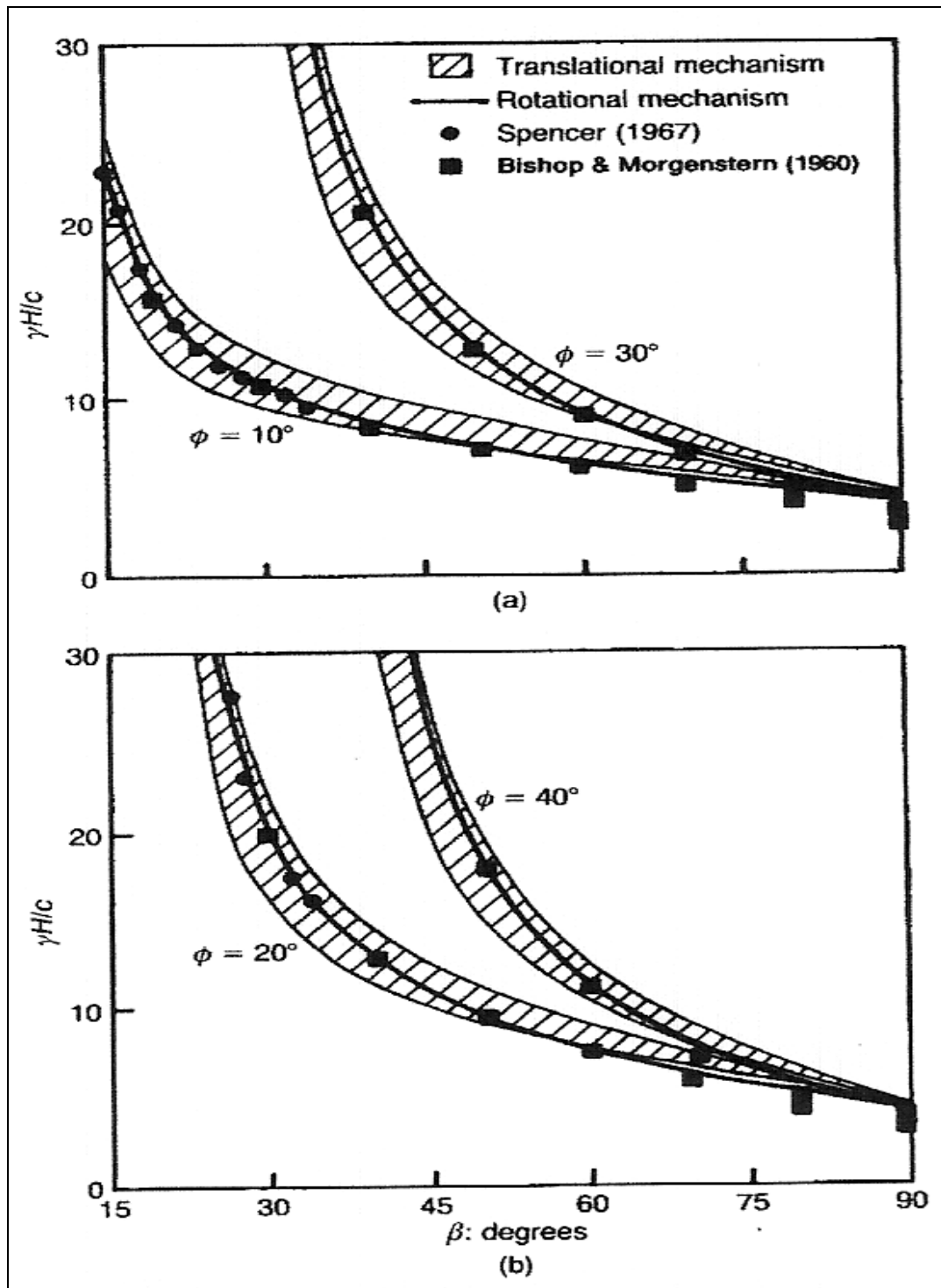
και μπορεί να υπολογιστεί με την παραπάνω θεωρία του άνω ορίου της μεθόδου οριακής ανάλυσης. Οι παράμετροι c και φ είναι η διαθέσιμη συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής της εδαφικής μάζας ενώ οι c_d και φ_d είναι οι αντίστοιχες απαιτούμενες για τη διατήρηση της ισορροπίας της ενέργειας σε έναν κινηματικά αποδεκτό μηχανισμό αστοχίας.

Εκτιμήσεις του οριακού φορτίου έγιναν και για περιστροφικό μηχανισμό επίσης βασισμένες στη μέθοδο οριακής ανάλυσης.

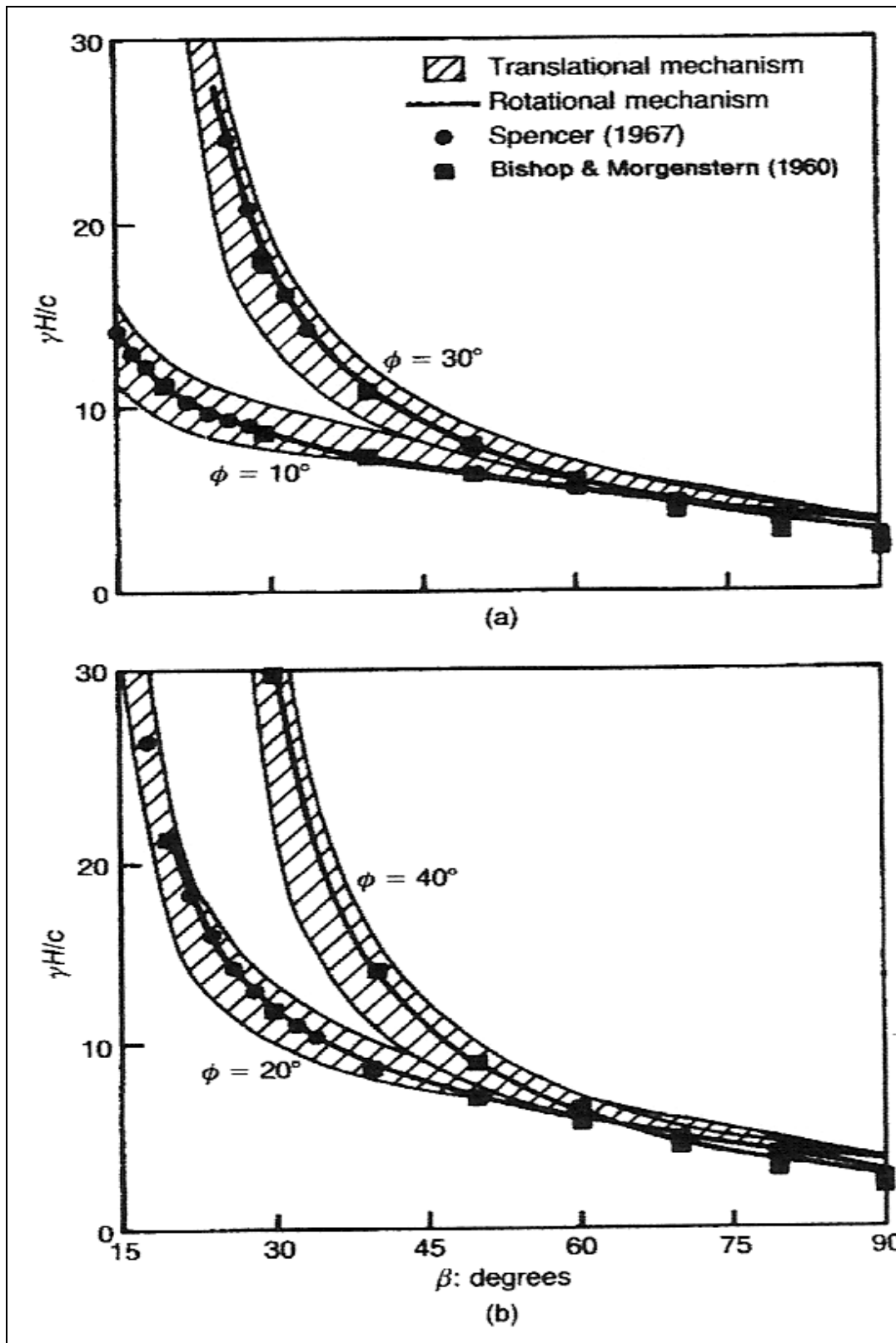
Ο περιστροφικός μηχανισμός αστοχίας είναι ο πιο αποτελεσματικός όσον αφορά στην κινηματική προσέγγιση και οδηγεί σε χαμηλότερες τιμές οριακών φορτίων σε σχέση με τον προηγούμενο μηχανισμό ολίσθησης πάνω σε επίπεδη επιφάνεια. Στα Σχήματα 3.9 και 3.10 φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε κοινό διάγραμμα για πέντε διαφορετικές μεθόδους, τρεις μεθόδους οριακής ισορροπίας λωρίδων Spencer (1967), Bishop και Morgenstern-Price (1960) καθώς και για δύο μεθόδους οριακής ανάλυσης, μία για κάθε μηχανισμό αστοχίας (ολίσθηση και περιστροφή) για συντελεστή πίεσης πόρων $r_u = 0.25$ και $r_u = 0.5$ αντίστοιχα.

Οι σκιασμένες περιοχές αντιστοιχούν στο μηχανισμό ολίσθησης για τον οποίο οι τιμές των αντοχών του εδάφους στις επιφάνειες μεταξύ των λωρίδων αρχικά θεωρήθηκαν ίσες με τις πραγματικές (άνω όριο) και σε δεύτερη φάση αγνοήθηκαν (κάτω όριο). Λόγω αυτών των δύο ορίων οποιοσδήποτε συνδυασμός ϕ και c στις διεπιφάνειες των λωρίδων που δεν ξεπερνά τις πραγματικές πρέπει να βρίσκεται μέσα σε αυτά τα όρια. Στα Σχήματα 3.9 και 3.10 φαίνεται πως η απλοποιημένη μέθοδος Bishop για πολύ απότομες πλαγιές ($\beta > 60^\circ$) δεν δίνει αποδεκτά αποτελέσματα αλλά ακολουθεί πιστά τα αποτελέσματα για τον περιστροφικό μηχανισμό αστοχίας για τις υπόλοιπες τιμές της κλίσης της πλαγιάς. Η μέθοδος οριακής ανάλυσης με τον περιστροφικό μηχανισμό αστοχίας βρίσκεται γενικά μέσα στη σκιασμένη περιοχή για κλίσεις μικρότερες των 50° . Για μικρές κλίσεις τα αποτελέσματα για τον περιστροφικό αλλά και τον μηχανισμό ολίσθησης είναι σχεδόν ίδια ενώ καθώς η κλίση αυξάνεται ο περιστροφικός δίνει σημαντικά μικρότερες τιμές του συντελεστή ευστάθειας.

Συμπερασματικά η προτεινόμενη από τον Michalowski νέα μεθοδολογία βασισμένη στη θεωρία οριακής ανάλυσης παρέχει σαφή όρια για την τιμή του συντελεστή ευστάθειας αλλά το αξιοσημείωτο είναι ότι και η απλοποιημένη μέθοδος Bishop παρέχει ασφαλή αποτελέσματα για μεγάλο εύρος κλίσεων. Προσοχή θέλει μόνο στις πολύ απότομες πλαγιές γιατί εμφανίζεται υπέρσυντηρητική.



Σχήμα 3.9: Συντελεστής ευστάθειας $\gamma H/c$ για συντελεστή πίεσης πόρων $r_u=0.25$ συναρτήσει της κλίσης της πλαγιάς β .



Σχήμα 3.10: Συντελεστής ευστάθειας $\gamma H/c$ για συντελεστή πίεσης πόρων $r_u=0.5$ συναρτήσει της κλίσης της πλαγιάς β .

Στο άρθρο του ο Michalowski πρότεινε μια νέα μεθοδολογία (Michalowski, 1995) αξιολογώντας τις ήδη υπάρχουσες μεθόδους οριακής ισορροπίας των λωρίδων, στηριζόμενος στη θεωρία της οριακής ανάλυσης και υποθέτοντας πως η γωνία διαστολικότητας του εδάφους είναι ίση με τη γωνία εσωτερικής τριβής. Η παραδοχή αυτή που είναι απαραίτητη για την εφαρμογή της μεθόδου οριακής ανάλυσης δεν ισχύει για τα πραγματικά εδάφη. Προσπάθεια να ληφθεί υπ' όψιν στους υπολογισμούς η πραγματική τιμή της γωνίας διαστολικότητας έγινε από τους Drescher και Detournay (Drescher & Detournay, 1993). Στο άρθρο τους παρουσιάζουν την έρευνα που έκαναν με σκοπό να διαπιστώσουν την επίδραση που έχει η γωνία διαστολικότητας στα αποτελέσματα της ανάλυσης ευστάθειας πρανούς χρησιμοποιώντας τη μέθοδο οριακής ανάλυσης που περιγράφηκε πιο πάνω.

Σύμφωνα με την έρευνα αυτή η γωνία διαστολικότητας ενσωματώνεται στην τιμή της γωνίας τριβής φ^* και της συνοχής c^* με βάση τις Σχέσεις (3.2), (3.3) και (3.4):

$$\tan\varphi^* = n \tan\varphi \quad (3.2)$$

$$c^* = nc \quad (3.3)$$

$$n = (\cos\varphi \cos\psi) / (1 - \sin\psi \sin\varphi) \quad (3.4)$$

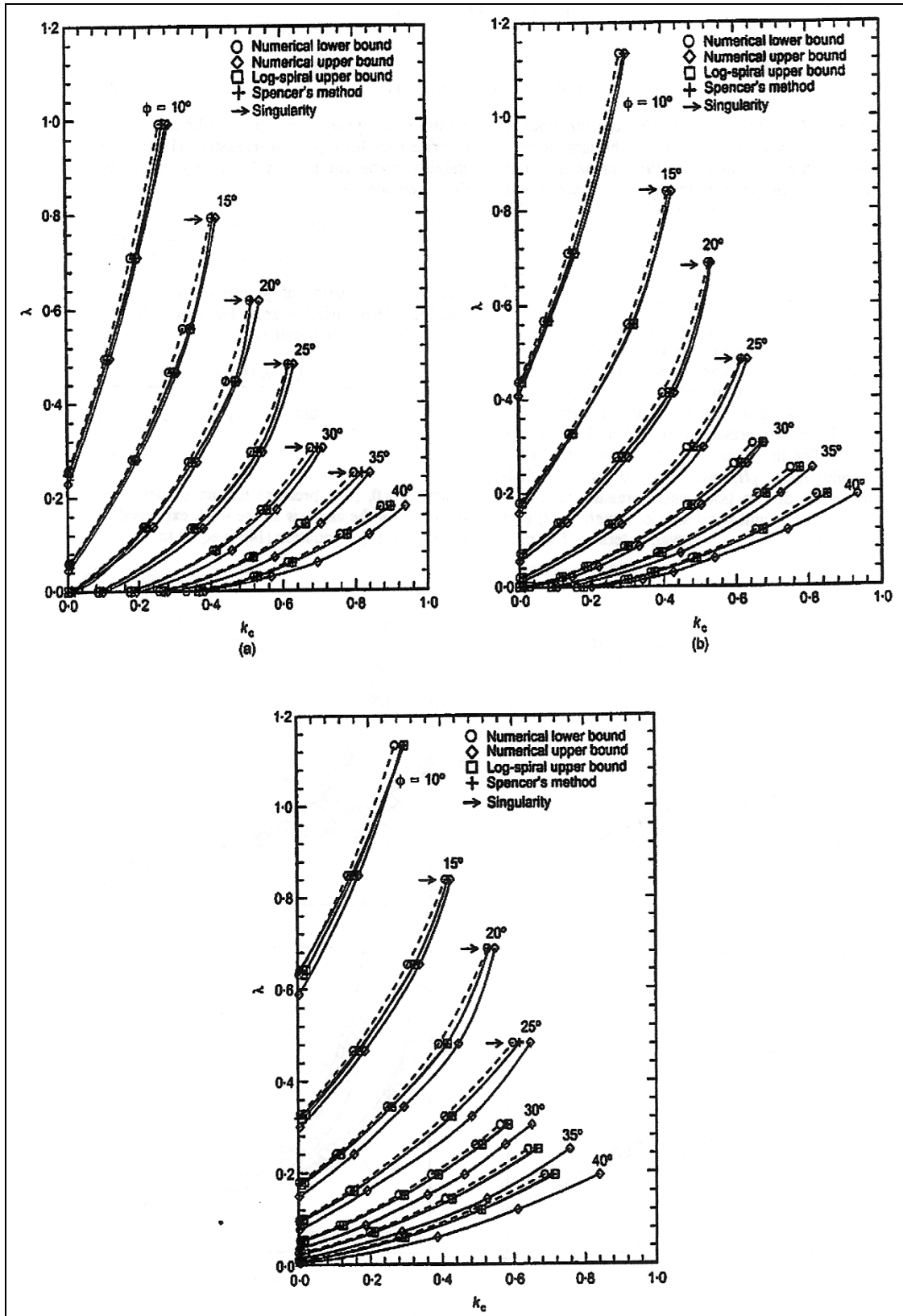
Οι τροποποιημένες τιμές c^* και φ^* χρησιμοποιούνται σε όλους τους υπολογισμούς δίνοντας ικανοποιητικά αποτελέσματα.

Οι Loykidis et al. (2003) συνέκριναν τα αποτελέσματα του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή k_c τριών μεθόδων ανάλυσης της ευστάθειας πρανών με επιπλέον σεισμική φόρτιση. Για ένα σύνολο περιπτώσεων απλών και ομοιογενών πλαγιών έγιναν αναλύσεις με τη μέθοδο οριακής ανάλυσης, τη μέθοδο οριακής ισορροπίας και τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Όσον αφορά στη μέθοδο οριακής ανάλυσης η διακριτοποίηση και υπολογισμός του άνω και κάτω ορίου έγιναν με χρήση αριθμητικών μεθόδων (numerical upper and lower bound). Η ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία έγινε με τα προγράμματα ABACUS και SNAC ενώ οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας που χρησιμοποιήθηκαν ήταν η απλοποιημένη Bishop, η μέθοδος Spencer και η μέθοδος Sarma. Η πρώτη αγνοεί την κατακόρυφη συνιστώσα των πλευρικών δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων, η δεύτερη θεωρεί γνωστή τη διεύθυνση κατά την οποία ασκούνται ενώ η τρίτη ειδικεύεται στον προσδιορισμό του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή. Στο Σχήμα 3.11 φαίνονται οι τιμές του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή συναρτήσει του συντελεστή $\lambda = c / (\gamma H \tan\varphi)$.

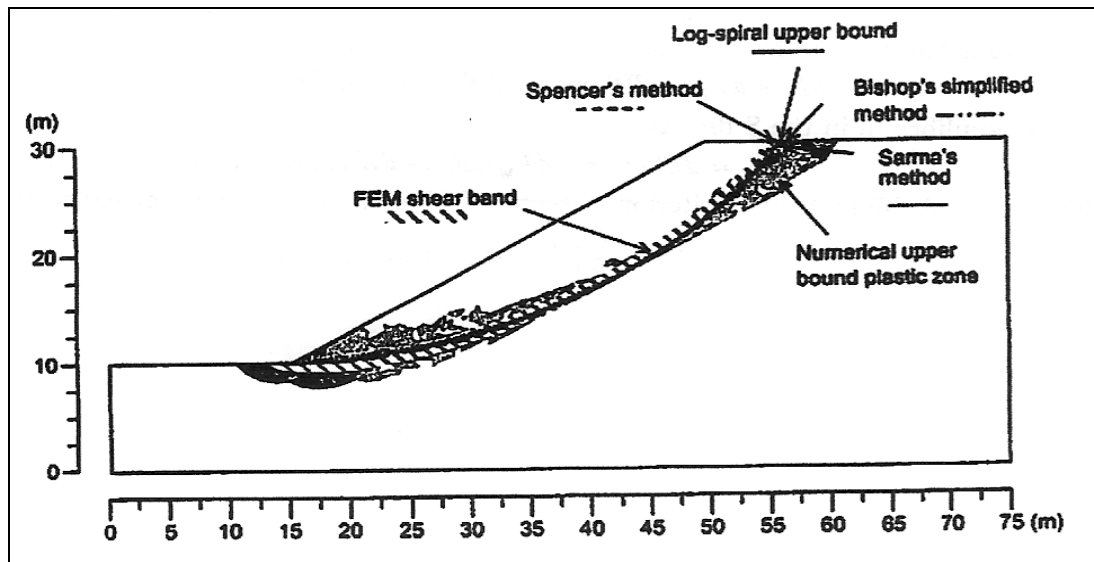
Στο Σχήμα 3.11 και σε κοινό διάγραμμα για τρεις τιμές κλίσης πρανούς έχουν σχεδιαστεί τα αποτελέσματα των αναλύσεων της μεθόδου οριακής ανάλυσης με αριθμητικές μεθόδους (numerical upper and lower bound) και με περιστροφικό μηχανισμό αστοχίας (log-spiral upper bound)

καθώς και της μεθόδου οριακής ισορροπίας Spencer. Η τιμή της γωνίας τριβής φ αυξάνει από 10° σε 40° . Το άνω και κάτω όριο της αριθμητικής οριακής ανάλυσης βρίσκονται πολύ κοντά ενώ το άνω όριο για τον περιστροφικό μηχανισμό αστοχίας είναι σημαντικά μικρότερο από το αντίστοιχο αριθμητικό. Οι προβλέψεις με βάση τη μέθοδο Spencer συμπίπτουν με το άνω όριο του περιστροφικού μηχανισμού αστοχίας. Τα βελάκια που αναφέρονται στο σχήμα ως singularity cases αφορούν σε μηχανισμό αστοχίας που αναπτύχθηκε εφαπτομενικά στο σκληρό υπόστρωμα και εκτείνεται σε μεγάλη απόσταση από τον πόδα του πρανούς. Γενική παρατήρηση πάντως είναι ότι τα αποτελέσματα των διάφορων μεθόδων που χρησιμοποιήθηκαν δεν διαφέρουν πολύ.

Συμπερασματικά οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας Bishop, Sarma και Spencer δίνουν πολύ ικανοποιητικά αποτελέσματα του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή για πρακτικούς σκοπούς. Ο συνδυασμός των αριθμητικών άνω και κάτω ορίων με το άνω όριο του περιστροφικού μηχανισμού αστοχίας μπορεί επακριβώς να προβλέψει τον κρίσιμο σεισμικό συντελεστή. Η μέθοδος των Π.Σ. επιβεβαίωσε την επάρκεια των μεθόδων οριακής ανάλυσης και οριακής ισορροπίας στην πρόβλεψη της γεωμετρίας της επιφάνειας αστοχίας (Σχ. 3.12). Όσο μεγαλύτερη είναι η διαφορά ανάμεσα στη γωνία διαστολικότητας και στη γωνία τριβής τόσο μειώνεται η τιμή του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή καθιστώντας έτσι τις μεθόδους οριακής ανάλυσης και οριακής ισορροπίας ελαφρώς μη συντηρητικές. Η μέθοδος οριακής ανάλυσης αποτελεί ένα αξιόπιστο εργαλείο για τον υπολογισμό του άνω και κάτω ορίου.



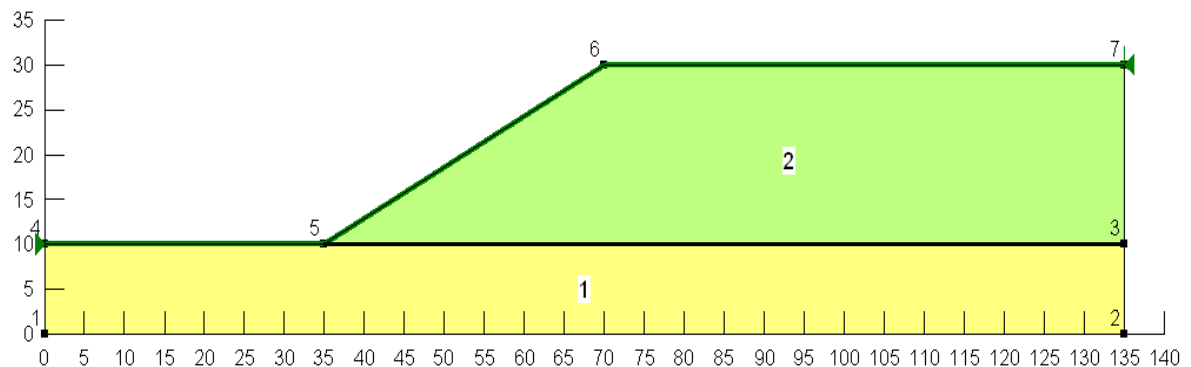
Σχήμα 3.11: Κρίσιμος σεισμικός συντελεστής συναρτήσει του συντελεστή $\lambda=c/(\gamma H \tan \phi)$ για κλίση πρανούς α) 20° β) 30° γ) 45° . Με περιστροφικό μηχανισμό αστοχίας εξετάστηκαν μόνο οι περιπτώσεις επιφανειών αστοχίας που διέρχονται από τον πόδα του πρανούς.



Σχήμα 3.12: Σύγκριση των επιφανειών αστοχίας με βάση τις μεθόδους οριακής ισορροπίας και των ζωνών πλαστικοποίησης με βάση τις μεθόδους οριακής ανάλυσης και Π.Σ. για κλίση πρανούς 30°, συνοχή 20kPa και $\varphi=30^\circ$.

3.4 Εκτίμηση ευστάθειας πρανούς με απλοποιητικές μεθόδους

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας και για τη διερεύνηση της καταλληλότητας των απλοποιητικών μεθοδολογιών στον ψευδο-στατικό σχεδιασμό πρανών επιλέχθηκε να αναλυθεί η περίπτωση μονοκλινούς πρανούς ύψους 20m και κλίσης 30°. Η γεωμετρία του προβλήματος που επιλέχθηκε να εξετασθεί παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.13.



Σχήμα 3.13: Γεωμετρία πρανούς αναλύσεων

Η εφαρμογή της μεθόδου των λωρίδων έγινε με το πρόγραμμα Slope-W και με βάση τις μεθοδολογίες των Morgenstern-Price και Spencer. Το επίχωμα αποτελείται από αμμώδες, μη-συνεκτικό, ομοιογενές υλικό (2) το οποίο εδράζεται σε σκληρό βραχώδη σχηματισμό (1). Οι εδαφικές ιδιότητες φαίνονται στον Πίνακα 3.1. Εξετάζεται παραμετρικά η επίδραση της γωνίας τριβής στα αποτελέσματα. Συγκεκριμένα, εξετάζονται τέσσερις γωνίες τριβής του υλικού 32°, 34°, 36° και 38°.

Εδαφικές ιδιότητες				
	γ (kN/m ³)	ν	E (MPa)	ρ (tn/m ³)
Υπόβαθρο (1)	20	0.15	10000	2
Αμμώδες υλικό (2)	20	0.3	30	2

Πίνακας 3.1: Εδαφικές ιδιότητες

3.4.1 Εκτίμηση ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας - Στατικές συνθήκες φόρτισης

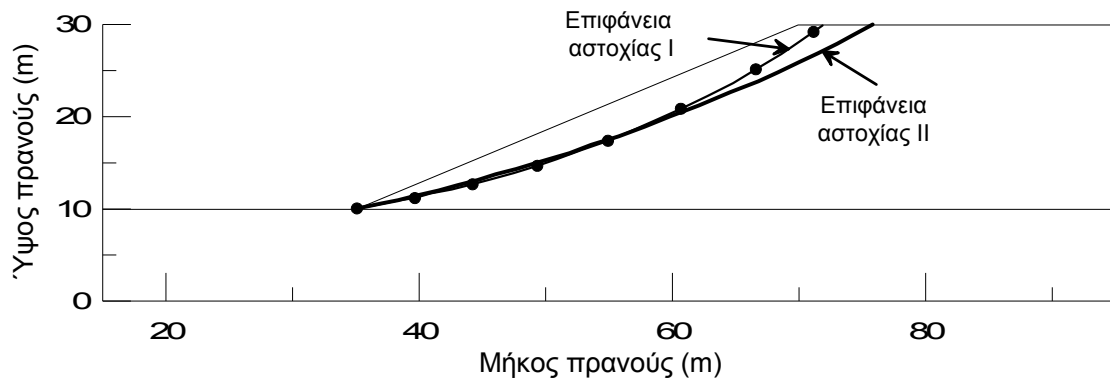
Με τις παραπάνω δύο μεθόδους οριακής ισορροπίας (Morgenstern-Price και Spencer) προσδιορίστηκε ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας για τις δύο επιφάνειες αστοχίας (I και II) που φαίνονται στο Σχήμα 3.14. Στον Πίνακα 3.2 φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για την επιφάνεια I και στον Πίνακα 3.3 για την επιφάνεια αστοχίας II. Στο Σχήμα 3.15 φαίνονται οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας για τις δύο επιφάνειες σε διάγραμμα για καλύτερη εποπτεία. Παρατηρούμε πως και οι δύο μέθοδοι δίνουν ίδιες τιμές του συντελεστή ασφαλείας όταν πρόκειται για την ίδια επιφάνεια ενώ όπως ήταν αναμενόμενο η επιφάνεια αστοχίας II έχει μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας σε σχέση με την I.

SF - Επιφάνεια αστοχίας I		
ϕ (ο)	Morgenstern-Price	Spencer
32	1,18	1,18
34	1,28	1,28
36	1,37	1,37
38	1,48	1,48

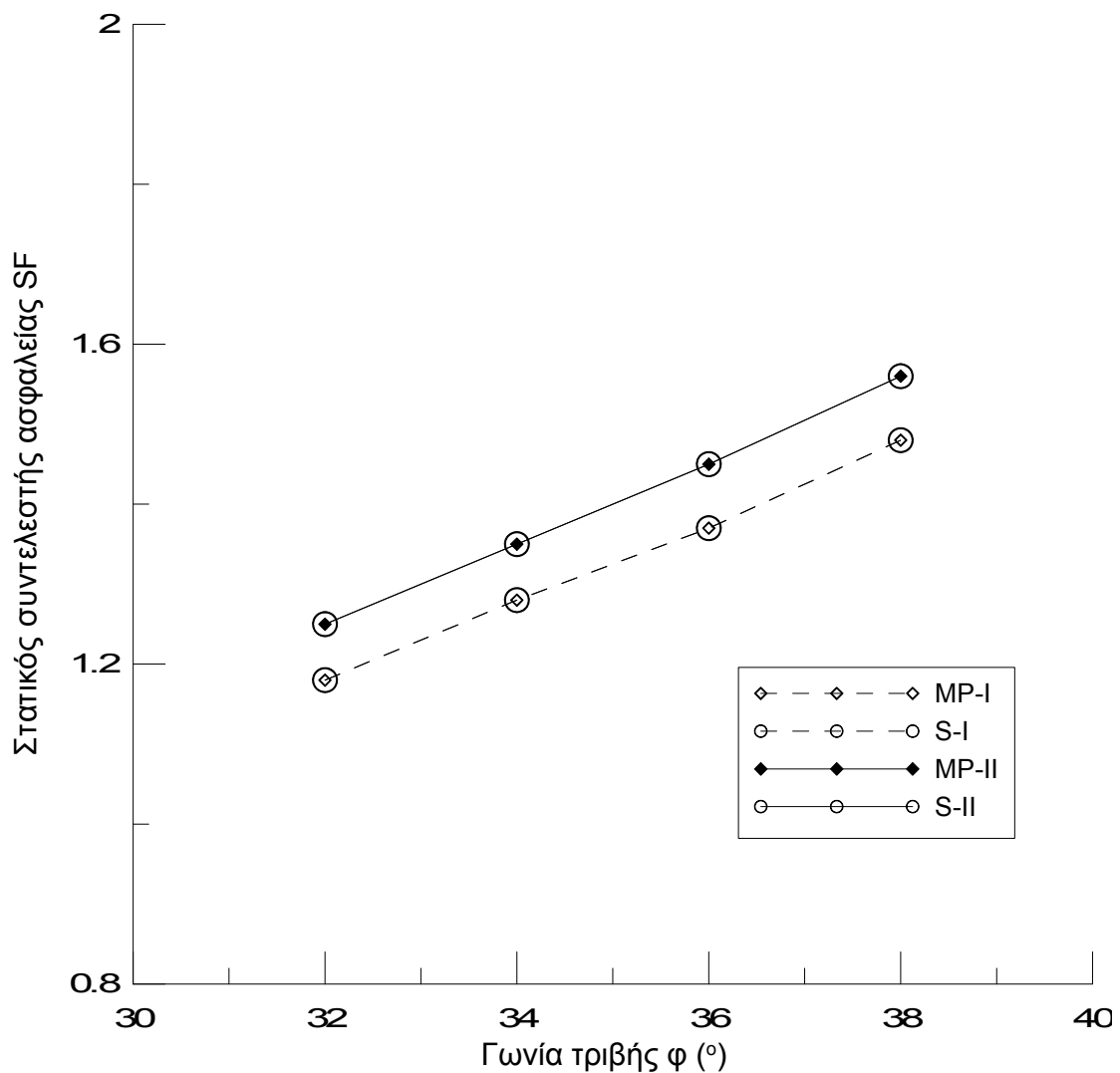
Πίνακας 3.2: Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας υπό στατικές συνθήκες φόρτισης με βάση τις μεθόδους Morgenstern-Price (MP) και Spencer για την επιφάνεια αστοχίας I.

SF - Επιφάνεια αστοχίας II		
ϕ (ο)	Morgenstern-Price	Spencer
32	1,25	1.25
34	1,35	1.35
36	1,45	1.45
38	1,56	1.56

Πίνακας 3.3: Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας υπό στατικές συνθήκες φόρτισης με βάση τις μεθόδους Morgenstern-Price (MP) και Spencer για την επιφάνεια αστοχίας II.



Σχήμα 3.14: Επιφάνειες αστοχίας από τη στατική ανάλυση με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price (MP) και Spencer.



Σχήμα 3.15: Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price (MP) και Spencer - Επιφάνειες αστοχίας I και II.

3.4.2 Εκτίμηση κρίσιμου σεισμικού συντελεστή - Ψευδοστατική ανάλυση

Ως κρίσιμη σεισμική επιτάχυνση ορίζεται η τιμή εκείνη της επιτάχυνσης που όταν επιβληθεί στο επίχωμα για μία συγκεκριμένη γεωμετρία επιφάνειας αστοχίας δίνει μοναδιαίο συντελεστή ασφαλείας. Η κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης αυτής δεν έχει τόσο μεγάλη επίδραση στα αποτελέσματα και γι' αυτό αγνοείται στους υπολογισμούς.

Ως κρίσιμος οριζόντιος σεισμικός συντελεστής ορίζεται η τιμή της παραπάνω οριζόντιας επιτάχυνσης και από δω και πέρα εφόσον ο κατακόρυφος αγνοείται θα αναφέρεται απλά ως κρίσιμος σεισμικός συντελεστής.

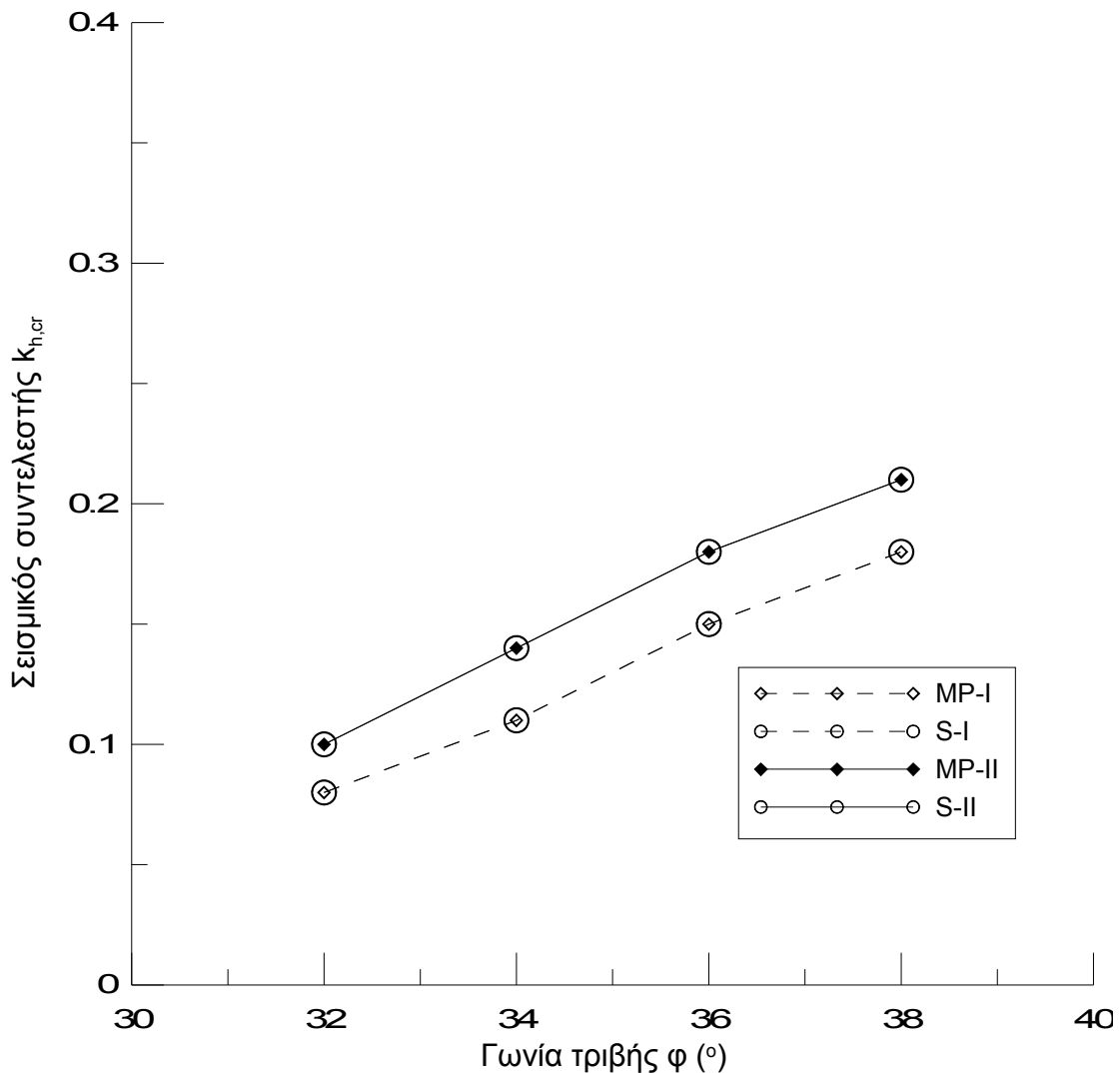
Ο προσδιορισμός του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή έγινε για τις επιφάνειες αστοχίας από τη στατική ανάλυση (Σχήμα 3.14) και με βάση τις δύο προηγούμενες μεθόδους οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price και Spencer. Τα αποτελέσματα της ψευδοστατικής ανάλυσης για τη ρηχή επιφάνεια αστοχίας φαίνονται στον Πίνακα 3.4 και για τη βαθιά στον Πίνακα 3.5. Σε μορφή διαγράμματος οι κρίσιμοι σεισμικοί συντελεστές φαίνονται στο Σχήμα 3.16. Και στην περίπτωση του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή οι δύο μέθοδοι οριακής ισορροπίας δίνουν ίδια αποτελέσματα όταν αφορούν στις ίδιες επιφάνειες αστοχίας.

k_{hcr} - Επιφάνεια αστοχίας I		
φ (ο)	Morgenstern-Price	Spencer
32	0,08	0,08
34	0,11	0,11
36	0,15	0,15
38	0,18	0,18

Πίνακας 3.4: Κρίσιμος σεισμικός συντελεστής από την ψευδοστατική ανάλυση με βάση τις μεθόδους οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price (MP) και Spencer για την επιφάνεια αστοχίας I.

k_{hcr} - Επιφάνεια αστοχίας II		
φ (ο)	Morgenstern-Price	Spencer
32	0,1	0,1
34	0,14	0,14
36	0,18	0,18
38	0,21	0,21

Πίνακας 3.5: Κρίσιμος σεισμικός συντελεστής από την ψευδοστατική ανάλυση με βάση τις μεθόδους οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price (MP) και Spencer για την επιφάνεια αστοχίας II.



Σχήμα 3.16: Κρίσιμος σεισμικός συντελεστής από την ψευδοστατική ανάλυση με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price (MP) και Spencer – ρηχή και βαθιά επιφάνεια.

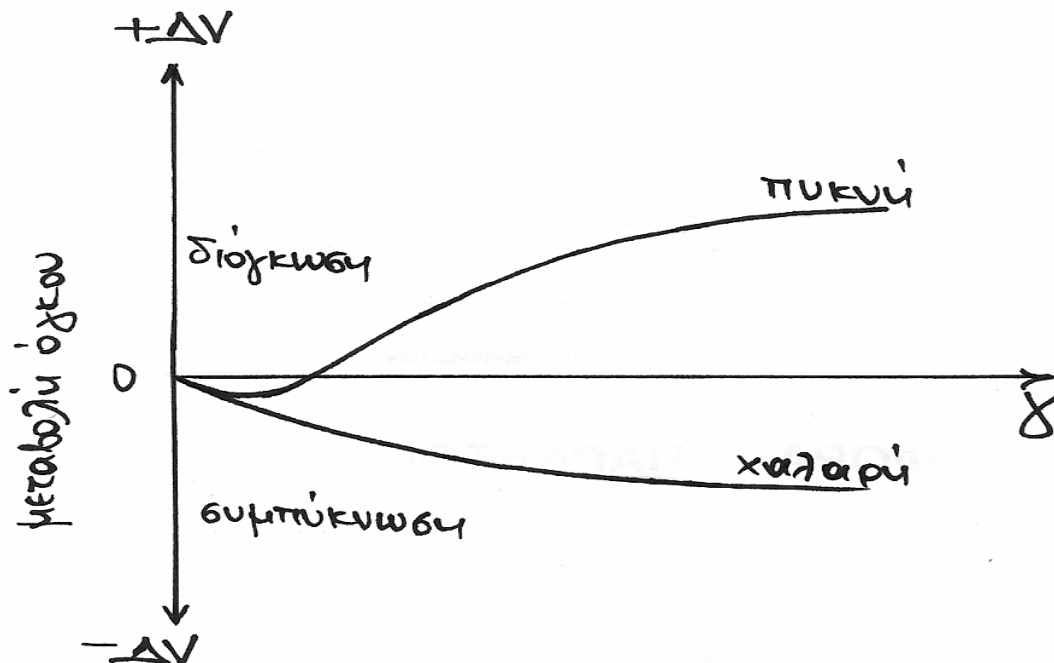
3.5 Διερεύνηση

Κύριο χαρακτηριστικό των προαναφερθέντων μεθοδολογιών είναι η απλοποιημένη εισαγωγή της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων του εκάστοτε εδαφικού υλικού στους υπολογισμούς. Συγκεκριμένα, υιοθετείται ο ελαστικός-απόλυτα πλαστικός καταστατικός νόμος Mohr-Coulomb και η μηχανική αντοχή του εκάστοτε εδαφικού υλικού εισάγεται αποκλειστικά μέσω των παραμέτρων συνοχής c και γωνίας τριβής ϕ .

Παρόλα αυτά, είναι γνωστό ότι εδαφικοί σχηματισμοί που υπόκεινται σε μονοτονική διάτμηση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες παρουσιάζουν διαφορετική συμπεριφορά τ - γ ανάλογα με τη πυκνότητα, το βαθμό υπερστεροποίησης και το επίπεδο αρχικών τάσεων. Σε πυκνά κοκκώδη εδάφη και σε υπερστεροποιημένα συνεκτικά εδάφη η τ - γ απόκριση σχετίζεται γενικά με την εμφάνιση της μέγιστης διατμητικής αντοχής σε

σχετικά μικρή τιμή της διατμητικής παραμόρφωσης. Αυτή η μέγιστη αντοχή συνήθως ακολουθείται από μία κρίσιμη τιμή αντοχής (παραμένουσα) καθώς στο δείγμα ασκείται περαιτέρω διάτμηση. Η μέγιστη και παραμένουσα τιμή αντοχής ενός εδάφους εκφράζονται μέσω της μέγιστης φ_{peak} και παραμένουσας φ_{crit} γωνίας τριβής του εδάφους. Σχεδιασμός με βάση την κορυφαία τιμή φ_{peak} πραγματοποιείται μόνο εφόσον η διατμητική παραμόρφωση παραμένει κάτω από μία πολύ χαμηλή τιμή. Ασφαλέστερος σχεδιασμός μπορεί να πραγματοποιηθεί θεωρώντας ότι η γωνία τριβής που ενεργοποιείται αντιστοιχεί στην παραμένουσα διατμητική αντοχή. Παρ' όλ' αυτά σε πολλές περιπτώσεις ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι υπερβολικά συντηρητικός. Στην πραγματικότητα η διατμητική αντοχή που ενεργοποιείται βρίσκεται κάπου ενδιάμεσα στην μέγιστη και την παραμένουσα τιμή. Κρίσιμο συνεπώς κριτήριο για το σωστό σχεδιασμό πρανών αποτελεί η ορθή επιλογή των παραμέτρων μηχανικής αντοχής, η οποία θα λαμβάνει υπόψη της όλες τις παραπάνω επιδράσεις.

Ακόμα όμως και αν επιλεγεί η κατάλληλη γωνία τριβής για το αναμενόμενο επίπεδο παραμορφώσεων αλλά και τις αρχικές συνθήκες, φαινόμενα όπως η διαστολικότητα του εδάφους αγνοούνται στους υπολογισμούς στις απλοποιημένες μεθοδολογίες. Υπενθυμίζεται ότι ως διαστολικότητα ορίζεται η ιδιότητα που έχουν τα πυκνά κοκκώδη εδάφη και οι υπερστερεοποιημένες άργιλοι να αυξάνουν τον όγκο τους με την επιβολή διατμητικής παραμόρφωσης (βλ. Σχήμα 3.17 - κλίση του δεύτερου ανοδικού κλάδου με την οριζόντια).



Σχήμα 3.17: Διάγραμμα μεταβολής όγκου συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης για πυκνές και χαλαρές άμμους (σκληρές και μαλακές άργιλους αντίστοιχα). Με την αύξηση της παραμόρφωσης τα πυκνά κοκκώδη εδάφη και οι σκληρές υπερστερεοποιημένες άργιλοι αυξάνουν τον όγκο τους (διόγκωση)-φαινόμενο διαστολικότητας.

Μάλιστα, οι μέθοδοι που βασίζονται στην οριακή ανάλυση θεωρούν ότι το έδαφος διογκώνεται συνεχώς μόλις φτάσει στην αστοχία, ανεξαρτήτως του αν αντιστοιχεί σε πυκνό ή χαλαρό σχηματισμό. Θεωρούν μάλιστα συσχετισμένο νόμο ροής και κατά συνέπεια, γωνία διαστολικότητας ίση με την εκάστοτε γωνία τριβής ($\psi=\varphi$).

Παρόλα αυτά, είναι γνωστό ότι τα κοκκώδη εδάφη δεν αποκρίνονται σύμφωνα με το συσχετισμένο νόμο ροής. Το μειονέκτημα αυτό των απλοποιημένων μεθοδολογιών επιχείρησαν να διορθώσουν οι Drescher & Detournay (1993) εισάγοντας μία τροποποιημένη γωνία τριβής φ^* στους υπολογισμούς η οποία λαμβάνει υπόψη την εκάστοτε αναμενόμενη γωνία διαστολικότητας ως ακολούθως (Σχέση 3.5):

$$\varphi^* = \tan^{-1} \left(\frac{\cos\psi \sin\varphi}{1 - \sin\psi \sin\varphi} \right) \quad (3.5)$$

Η ανωτέρω σχέση εφαρμόσθηκε στην παρούσα εργασία επανυπολογίζοντας τους συντελεστές ασφαλείας αλλά και τους κρίσιμους σεισμικούς συντελεστές για διάφορες τιμές διαστολικότητας ψ . Οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με την μέθοδο Morgenstern-Price για τιμές γωνίας τριβής, $\varphi=32^\circ, 34^\circ, 36^\circ$ και 38° καθώς και για τιμές της γωνίας διαστολικότητας $\psi=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ$ και 15° . Ο Πίνακας 3.6 δίνει τα ζεύγη τιμών (φ, ψ) και την τροποποιημένη γωνία φ στην οποία αντιστοιχούν.

φ	ψ			
	0	5°	10°	15°
32°	27,92	28,96	29,89	30,68
34°	29,21	30,35	31,38	32,27
36°	30,45	31,68	32,81	33,81
38°	31,62	32,95	34,17	35,28

Πίνακας 3.6: Τροποποιημένη γωνία εσωτερικής τριβής φ^*

Οι αναλύσεις έγιναν για τις δύο επιφάνειες του σχήματος 3.14 (I και II). Στους Πίνακες 3.7 και 3.8 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του συντελεστή ασφαλείας για τις επιφάνειες αστοχίας I και II αντίστοιχα, ενώ στους Πίνακες 3.9 και 3.10 τα αποτελέσματα του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή. Στα Σχήματα 3.18 και 3.19 οι τιμές των συντελεστών έχουν σχεδιαστεί σε κοινό διάγραμμα για τις δύο επιφάνειες.

SF_{min}*-Επιφάνεια Αστοχίας I				
(φ,ψ)	0	5	10	15
32	1	1,045	1,085	1,12
34	1,056	1,106	1,152	1,192
36	1,11	1,165	1,217	1,265
38	1,163	1,224	1,282	1,336

Πίνακας 3.7: Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας από την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price (MP) για την επιφάνεια αστοχίας I.

SF_{min}*-Επιφάνεια Αστοχίας II				
(φ,ψ)	0	5	10	15
32	1.052	1.099	1.142	1.178
34	1.11	1.163	1.211	1.254
36	1.168	1.226	1.28	1.33
38	1.223	1.287	1.348	1.405

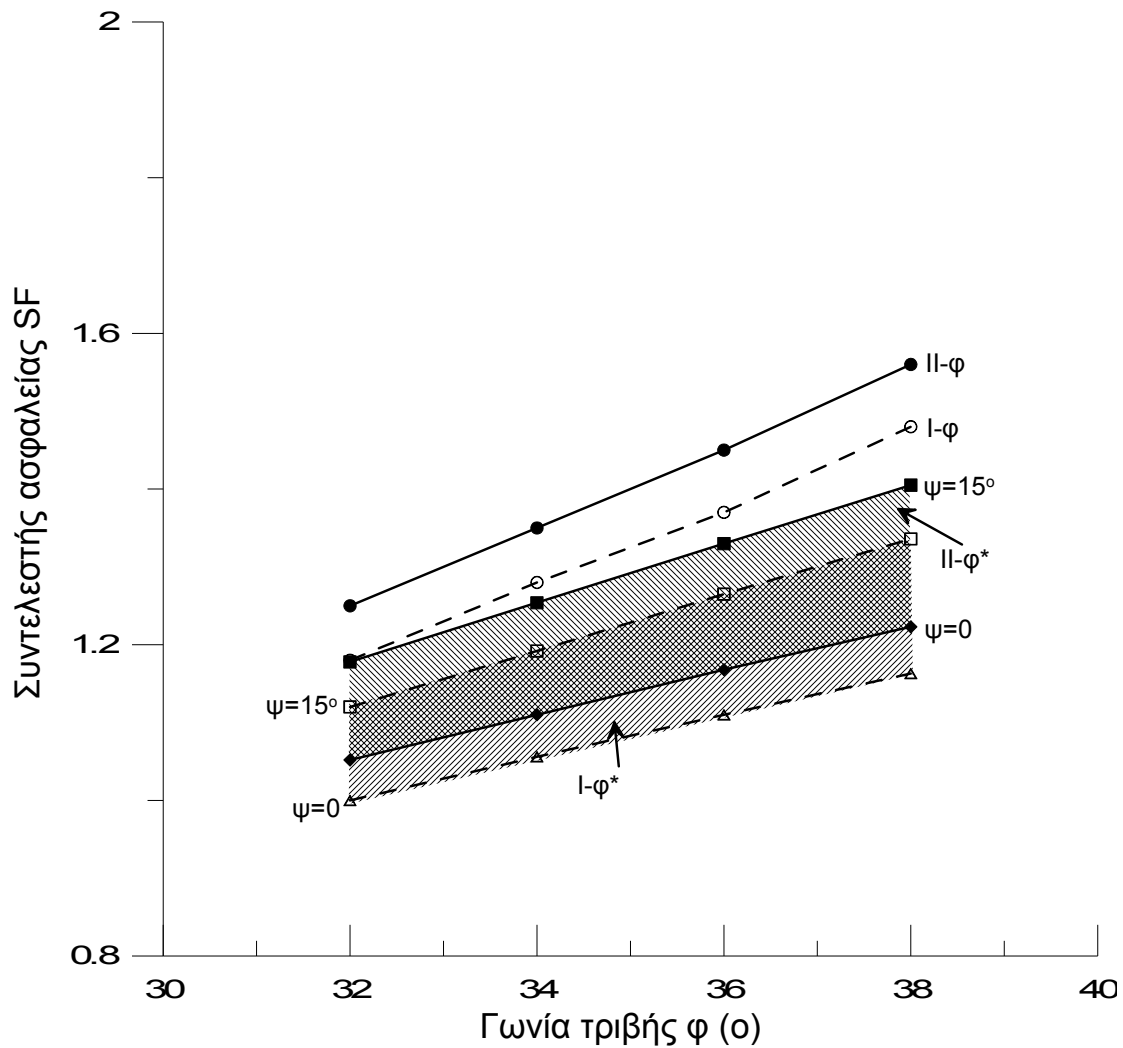
Πίνακας 3.8: Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας από την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price (MP) για την επιφάνεια αστοχίας II.

k_{h,cr}*-Επιφάνεια Αστοχίας I				
(φ,ψ)	0	5	10	15
32	-	0,02	0,04	0,05
34	0,02	0,05	0,06	0,08
36	0,05	0,07	0,09	0,11
38	0,07	0,09	0,11	0,13

Πίνακας 3.9: Κρίσιμος σεισμικός συντελεστής από την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price (MP) για την επιφάνεια αστοχίας I.

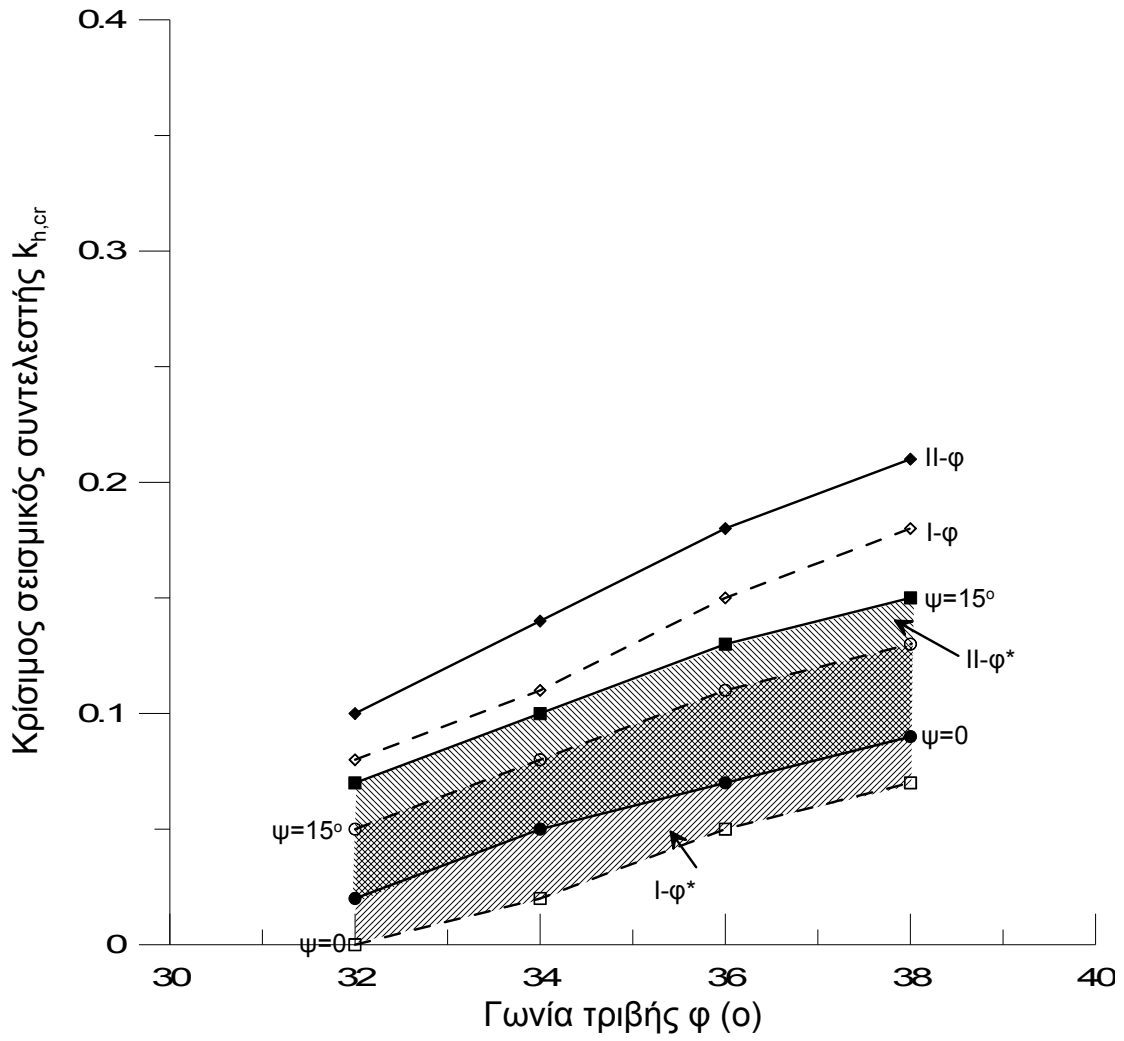
k_{h,cr}*-Επιφάνεια Αστοχίας II				
(φ,ψ)	0	5	10	15
32	0.02	0.04	0.06	0.07
34	0.05	0.07	0.08	0.1
36	0.07	0.09	0.11	0.13
38	0.09	0.11	0.13	0.15

Πίνακας 3.10: Κρίσιμος σεισμικός συντελεστής από την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price (MP) για την επιφάνεια αστοχίας II.



Σχήμα 3.18: Συντελεστής ασφαλείας για τιμές γωνίας διαστολικότητας $\psi=0, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$ για τις επιφάνειες αστοχίας I και II με τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής ϕ^* .

Παρατηρώντας το Σχήμα 3.18 βλέπουμε πως καθώς η Σχέση 3.5 προκειμένου να ενσωματώσει τη γωνία διαστολικότητας στους υπολογισμούς απομειώνει τη γωνία τριβής, ο συντελεστής ασφαλείας για τροποποιημένη γωνία τριβής είναι μικρότερος. Αυτό σημαίνει πως οι συνήθεις μέθοδοι οριακής ισορροπίας για αναλύσεις στις οποίες δε λαμβάνεται υπ' όψιν η γωνία διαστολικότητας υπερεκτιμούν το συντελεστή ασφαλείας οδηγώντας έτσι σε επισφαλή σχεδιασμό. Όμοια συμπεράσματα προκύπτουν και για τον σεισμικό συντελεστή παρατηρώντας το Σχήμα 3.19.



Σχήμα 3.19: Κρίσιμος σεισμικός συντελεστής για τιμές γωνίας διαστολικότητας $\psi=0, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$ για τις επιφάνειες αστοχίας I και II με τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής ϕ^* .

Κεφάλαιο 4

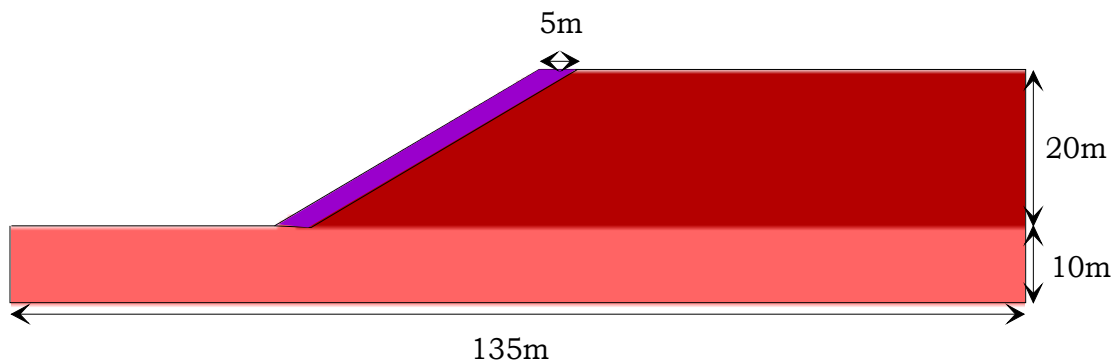
Ευστάθεια πρανών με αριθμητικές μεθόδους

4.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η διαδικασία εκτίμησης της ευστάθειας πρανούς σε στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης με αριθμητικές μεθόδους. Για το σκοπό αυτό γίνεται η χρήση του αριθμητικού κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC-2D. Στο υποκεφάλαιο 4.2 παρουσιάζονται εν συντομία οι βασικές παραδοχές των αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν. Στο υποκεφάλαιο 4.3 ελέγχεται η ευστάθεια του μονοκλινούς πρανούς ύψους σε στατική φόρτιση, ενώ στο υποκεφάλαιο 4.4 γίνεται η εκτίμηση του οριακού συντελεστή ασφαλείας και του κρίσιμου συντελεστή επιτάχυνσης για την εφαρμογή της ψευδο-στατικής μεθόδου. Τέλος, στο υποκεφάλαιο 4.5 γίνεται διερεύνηση της επίδρασης παραδοχών της μεθοδολογίας στα αποτελέσματα.

4.2 Παραδοχές αριθμητικών αναλύσεων

Το πρόβλημα που επιλέχθηκε να αναλυθεί είναι αυτό του μονοκλινούς πρανούς ύψους 20m και κλίσης 30° με την ίδια γεωμετρία που μελετήθηκε και στο Κεφάλαιο 3. Το πρανές των αναλύσεων φαίνεται στο Σχήμα 4.1.



Σχήμα 4.1: Γεωμετρία του υπό εξέταση πρανούς

Το επίχωμα αποτελείται από ένα αμμώδες μη-συνεκτικό υλικό που έχει σχεδιαστεί με χρώμα κόκκινο και από το σκληρό σεισμικό υπόβαθρο χρώματος «ροζ». Στις αναλύσεις με το πρόγραμμα Flac στην αρχή του επίχωματος και κατά μήκος της επιφάνειας της πλαγιάς προστέθηκε και ένα στρώμα με πολύ μικρή συνοχή ώστε να αποφευχθούν πολύ ρηχές επιφάνειες αστοχίας που στο Σχ.4.1 είναι αυτό που αντιστοιχεί στο μωβ χρώμα.

Στον Πίνακα 4.1 φαίνονται οι εδαφικές ιδιότητες για το κάθε υλικό (φαινόμενο βάρος γ , λόγος Poisson ν , μέτρο ελαστικότητας E , πυκνότητα ρ , μέτρο ισοτροπικής συμπίεσης K , μέτρο διάτμησης G και συνοχή c).

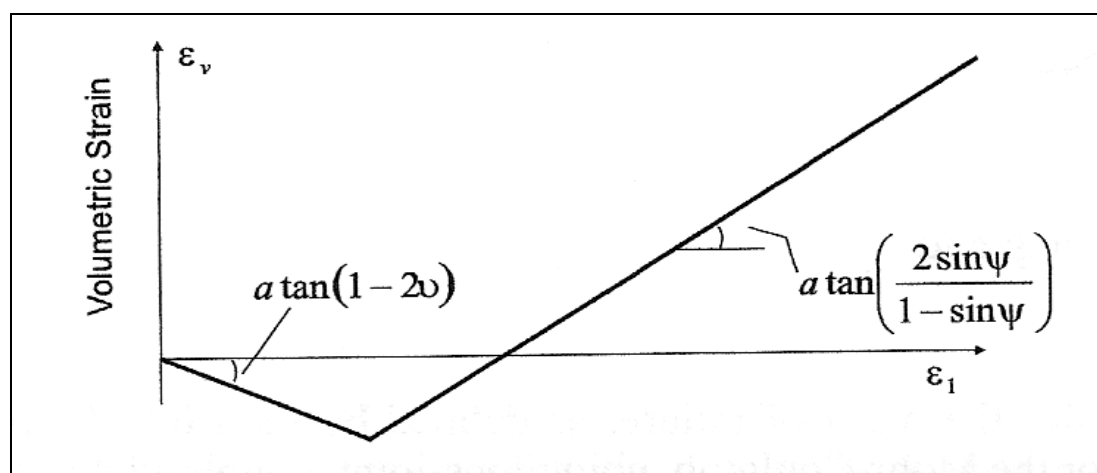
Εδαφικές ιδιότητες							
	γ (kN/m³)	ν (poisson)	E (MPa)	ρ (t/m³)	K (MPa)	G (MPa)	c (kPa)
Υπόβαθρο	20	0.15	10000	2	4760	4350	-
Αμμώδες υλικό	20	0.3	30	2	24.9	11.55	-
Επιφ. Στρώμα	20	0.3	30	2	24.9	11.55	2

Πίνακας 4.1: Εδαφικές ιδιότητες των τριών υλικών του επικώματος: Σεισμικό υπόβαθρο, αμμώδες υλικό, επιφανειακή στρώση με μικρή συνοχή για την αποφυγή πολύ ρηκών επιφανειών αστοχίας.

Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Το FLAC είναι ένα διδιάστατο πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών που αναπτύχθηκε για την επίλυση προβλημάτων μηχανικής. Προσομοιώνει τη συμπεριφορά γεωτεχνικών κατασκευών ή άλλων υλικών που είναι πιθανό να αστοχήσουν όταν φτάσουν στα φορτία διαρροής. Τα υλικά προσομοιώνονται ως στοιχεία ή ζώνες που σχηματίζουν ένα κάνναβο τον οποίο ορίζει γεωμετρικά ο χρήστης. Κάθε στοιχείο συμπεριφέρεται βάσει μίας καθορισμένης γραμμικής ή μη γραμμικής σχέσης τάσης-παραμόρφωσης, ανάλογα με τα εξωτερικά φορτία που δέχεται και τους συνοριακούς περιορισμούς. Το υλικό μπορεί να διαρρεύσει και να παραμορφωθεί μαζί με τον κάνναβο. Η μέθοδος Lagrange και η τεχνική του συνδυασμού της διακριτοποίησης με τη στρωματοποίηση του υλικού που εφαρμόζονται στο πρόγραμμα εγγυώνται ότι η πλαστικοποίηση και παραμόρφωσή του προσομοιώνονται με πολύ μεγάλη ακρίβεια. Το πρόγραμμα FLAC δίνει επίσης τη δυνατότητα διαμόρφωσης μη γραμμικών καταστατικών μοντέλων τύπου χαλάρωσης ή σκλήρυνσης που αποτελούν τον κανόνα στα γεωϋλικά.

Για την προσομοίωση της απόκρισης των εδαφικών σχηματισμών επιλέχθηκε η καταστατική σχέση Mohr-Coulomb. Σύμφωνα με τον καταστατικό νόμο το εδαφικό υλικό αποκρίνεται ελαστικά μέχρι τη διαρροή ενώ η απόκριση μετά τη διαρροή καθορίζεται από τη γωνία διαστολικότητας που έχει δοθεί. Η γωνία διαστολικότητας σχετίζεται με το πηλίκο της πλαστικής ογκομετρικής παραμόρφωσης προς την πλαστική διατμητική παραμόρφωση και συνήθως προσδιορίζεται από τριαξονικές δοκιμές. Μία εξιδανικευμένη-γραμμική σχέση για τη διαστολικότητα βασισμένη στο κριτήριο αστοχίας M-C φαίνεται στο Σχ. 4.2. Η γωνία διαστολικότητας προκύπτει από το διάγραμμα της ογκομετρικής παραμόρφωσης συναρτήσει της αξονικής παραμόρφωσης. Πιο συγκεκριμένα στο σχήμα 4.2 η αρχική κλίση του διαγράμματος αναφέρεται στην ελαστική περιοχή ενώ η γωνία διαστολικότητας προκύπτει από τη δεύτερη κλίση που αναφέρεται στην πλαστική περιοχή. Στα πραγματικά εδάφη η σχέση ογκομετρικής και διατμητικής

παραμόρφωσης δεν είναι γραμμική αλλά όπως φαίνεται στο Σχ. 3.21 του κεφαλαίου 3.



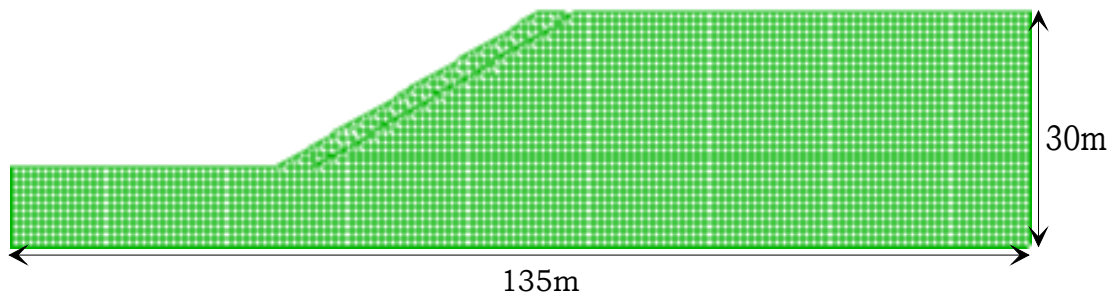
Σχήμα 4.2: Ορισμός γωνίας διαστολικότητας από το διάγραμμα της ογκομετρικής συναρτήσεως της διατμητικής παραμόρφωσης από τριαξονική δοκιμή.

Εν γένει η τιμή της γωνίας διαστολικότητας είναι σημαντικά μικρότερη από αυτή της γωνίας τριβής ϕ . Οι Vermeer & Borst (1984), κατασκεύασαν έναν πίνακα για τυπικές τιμές της γωνίας διαστολικότητας για τυπικά εδάφη – Πίνακας 4.2. Από τις έρευνές τους οι Vermeer και Borst παρατήρησαν πως η γωνία διαστολικότητας κυμαίνεται από 0-20° ανεξαρτήτως του εδαφικού υλικού (έδαφος, βράχος, σκυρόδεμα). Στον αριθμητικό κώδικα πεπερασμένων διαφορών Flac η τιμή της γωνίας διαστολικότητας θεωρείται μηδενική εκτός και αν οριστεί αλλιώς από το χρήστη. Λόγω της μεγάλης διαφοράς της γωνίας διαστολικότητας από τη γωνία τριβής για έναν ασφαλή σχεδιασμό οι τιμές των Vermeer και Borst δεν πρέπει να υπερβαίνονται κατά πολύ και σίγουρα σε καμία περίπτωση η γωνία διαστολικότητας να τίθεται μεγαλύτερη από τη γωνία τριβής καθώς μπορεί να οδηγήσει στην παραγωγή ενέργειας από κάποιο καταστατικό μοντέλο, πράγμα άτοπο.

Τιμές γωνίας διαστολικότητας ψ	
Υλικό	ψ (ο)
Πυκνή άμμος	15
Χαλαρή άμμος	<10
Κανονικά στερεοποιημένη άργιλος	0
Κοκκώδες και συμπαγές μάρμαρο	12 έως 20
Σκυρόδεμα	12

Πίνακας 4.2: Τυπικές τιμές γωνίας διαστολικότητας για πυκνή και χαλαρή άμμο, κανονικά στερεοποιημένη άργιλο, συμπαγές μάρμαρο και σκυρόδεμα.

Ο κάρναβος που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.3.



Σχήμα 4.3: Κάνναβος επικώματος για ανάλυση στο πρόγραμμα Flac.

Τα στοιχεία που επιλέχθηκαν για την ανάλυση είναι τετρακομβικά και χωρίζονται σε δύο επιμέρους τρίγωνα. Το μέγεθος των στοιχείων είναι $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ και η αρίθμηση ξεκινά πάντα κάτω αριστερά στον πρώτο κόμβο. Για ευκολία του χρήστη αυτός μπορεί να ορίσει και ένα άλλο σύστημα συντεταγμένων που μπορεί να ξεκινάει από οπουδήποτε αλλού μέσα στον κάνναβο.

Τα σύνορα τοποθετήθηκαν σε σημαντική απόσταση ώστε να μην επηρεάσουν τα αποτελέσματα. Στα πλευρικά σύνορα τοποθετήθηκαν κυλίσεις για τη δέσμευση της κίνησης στην οριζόντια διεύθυνση, ενώ στο κάτω σύνορο δεσμεύτηκαν οι κόμβοι και σε οριζόντια και σε κατακόρυφη μετακίνηση.

Σε κάθε κόμβο εφαρμόζεται ο δεύτερος νόμος του Νεύτωνα και γίνεται ισορροπία δυνάμεων. Αν η συνισταμένη αυτών των δυνάμεων προκύψει μηδενική τότε ο κόμβος δεν κινείται. Αν προκύψει μη μηδενική τότε αρχικά υπολογίζεται η επιτάχυνση με την οποία κινείται ο κόμβος και στη συνέχεια με διαδοχική ολοκλήρωση υπολογίζονται πρώτα η ταχύτητα και μετά η μετακίνηση του κόμβου. Αυτή η διαδικασία ακολουθείται μέχρι η προκύπτουσα δύναμη να γίνει ίση με το μηδέν. Η μετακίνηση αυτή προκαλεί μία μεταβολή της παραμόρφωσης η οποία με βάση τον καταστατικό νόμο προκαλεί μια μεταβολή τάσεων και νέα κατανομή των δυνάμεων για την οποία εφαρμόζεται ξανά ο δεύτερος νόμος του Νεύτωνα μέχρι η συνισταμένη δύναμη να προκύψει μηδέν. Για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας απομειωνόταν σταδιακά η αρχική τιμή της γωνίας τριβής $\varphi_{\text{αρχ}}$ και της τιμής της γωνίας διαστολικότητας, έως ότου παρατηρηθεί αδυναμία σύγκλισης της λύσης. Ως συντελεστής ασφαλείας ορίστηκε ο λόγος (Σχέση 4.1):

$$SF = \tan\varphi_{\text{αρχ}} / \tan\varphi_{\text{αστ}} \quad (4.1)$$

όπου $\varphi_{\text{αστ}}$, η γωνία τριβής του εδαφικού σχηματισμού για την οποία το επίκωμα αστόχησε.

Για το ίδιο ομοιογενές, αμμώδες επίκωμα των 20m έγινε ο προσδιορισμός του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή $k_{h,cr}$. Ως κρίσιμος σεισμικός συντελεστής ορίζεται η τιμή του συντελεστή της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί σε μοναδιαίο συντελεστή

ασφαλείας για το επίκωμα, $k_{h,cr}=a_{h,cr}/g$. Η τιμή της κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης αγνοείται καθώς επηρεάζει κατά ένα πολύ μικρό μόνο ποσοστό τα αποτελέσματα. Η ανάλυση αυτή έγινε ψευδοστατικά. Αρχικά υπολογίστηκε η συνισταμένη επιτάχυνση της βαρύτητας με βάση την οριζόντια σεισμική επιτάχυνση (ενιαία καθ' ύψος του επικώματος) και την κατακόρυφη επιτάχυνση της βαρύτητας $g=9.81m/sec^2$ για αυξανόμενες τιμές της οριζόντιας από 0.01g έως 0.575g. Η επιλογή της μέγιστης και της ελάχιστης τιμής της οριζόντιας επιτάχυνσης έγινε τυχαία. Με τη χρήση του προγράμματος FLAC για κάθε συνδυασμό (ϕ, ψ) που οριζόταν αρχικά για το πρανές, σε κάθε βήμα αυξανόταν σταδιακά η συνισταμένη επιτάχυνση μέχρι να αστοχήσει το πρανές. Σε κάθε βήμα επίσης εισαγόταν ως δεδομένο στο πρόγραμμα η γωνία που σχημάτιζε η συνισταμένη επιτάχυνση με την κατακόρυφο.

4.3 Ευστάθεια πρανούς υπό στατικές συνθήκες φόρτισης

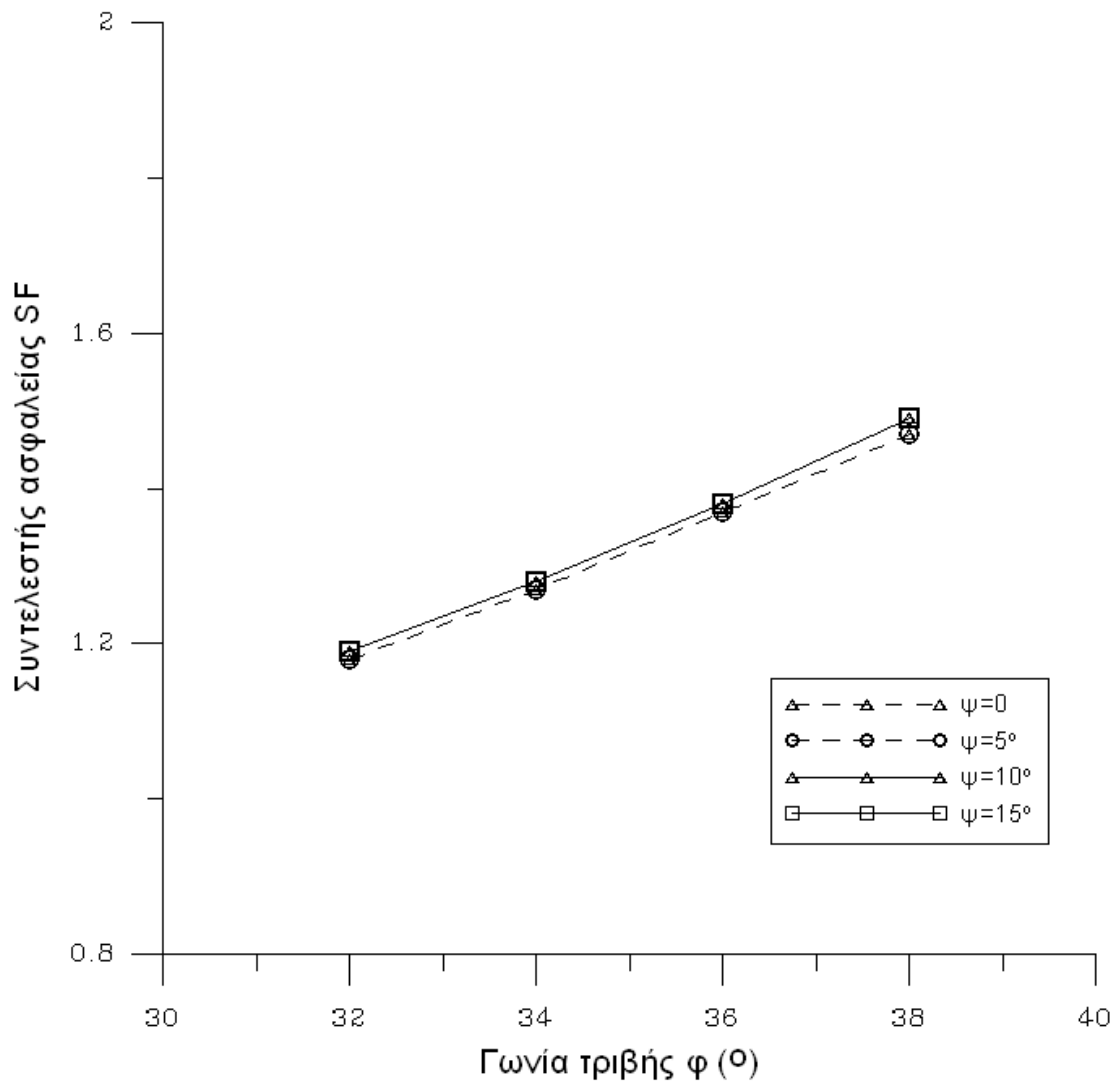
Για το ίδιο ομοιογενές, αμμώδες επίκωμα των 20m γίνεται ο προσδιορισμός του συντελεστή ασφαλείας για στατικές συνθήκες φόρτισης με χρήση του προγράμματος H/Y FLAC. Στα δεδομένα της ανάλυσης ορίζεται ξεκάθαρα η τιμή της γωνίας διαστολικότητας από την αρχή. Όπως και στο προηγούμενο κεφάλαιο οι τιμές της γωνίας τριβής ϕ είναι 32°, 34°, 36° και 38° και οι τιμές της γωνίας διαστολικότητας ψ είναι 0, 5°, 10° και 15°. Οι αναλύσεις έχουν γίνει για κάθε έναν από τους συνδυασμούς (ϕ, ψ). Στον Πίνακα 4.3 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας για την κάθε περίπτωση. Για καλύτερη εποπτεία τα αποτελέσματα παρουσιάζονται και σε μορφή διαγράμματος (Σχήμα 4.4).

SFmin				
ϕ (ο)	$\psi=0$	$\psi=5^\circ$	$\psi=10^\circ$	$\psi=15^\circ$
32	1.18	1.18	1.19	1.19
34	1.27	1.27	1.28	1.28
36	1.37	1.37	1.38	1.38
38	1.47	1.47	1.49	1.49

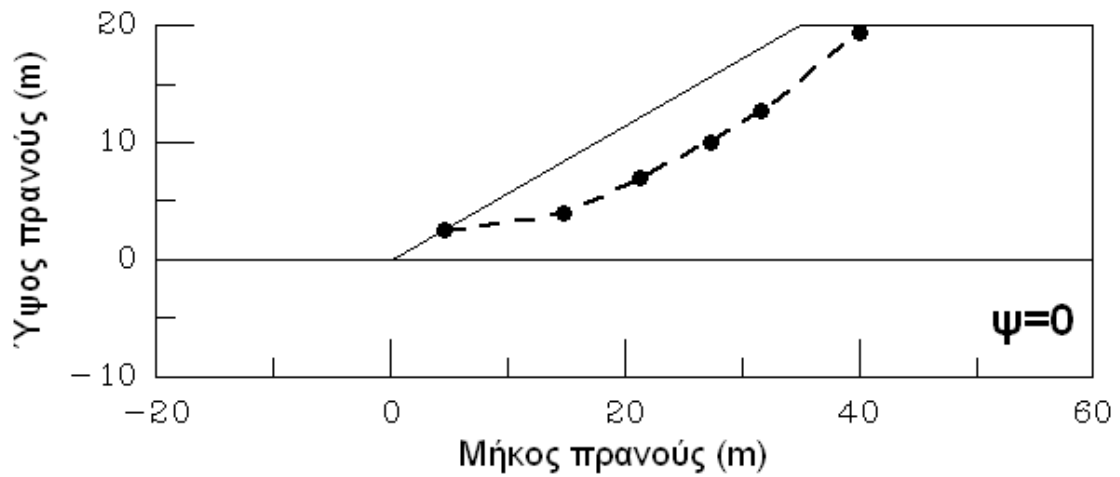
Πίνακας 4.3: Τιμές ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας SFmin από ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για στατικές συνθήκες φόρτισης.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης έδειξαν ότι για τιμή της γωνίας διαστολικότητας 0 και 5° ο συντελεστής ασφαλείας είναι ακριβώς ίδιος για ίδια τιμή γωνίας τριβής. Ομοίως και για τιμές διαστολικότητας 10° και 15°. Επίσης παρατηρώντας το διάγραμμα του σχήματος 4.4 οι συντελεστές ασφαλείας στο σύνολό τους διαφέρουν ελάχιστα, γεγονός που δείχνει πως ούτε η γωνία τριβής ούτε και η γωνία διαστολικότητας επιδρούν σημαντικά στα αποτελέσματα. Το προηγούμενο συμπέρασμα όμως θα ήταν επισφαλές αν δεν εξεταστεί και η γεωμετρία των επιφανειών στις οποίες αναφέρονται οι παραπάνω συντελεστές.

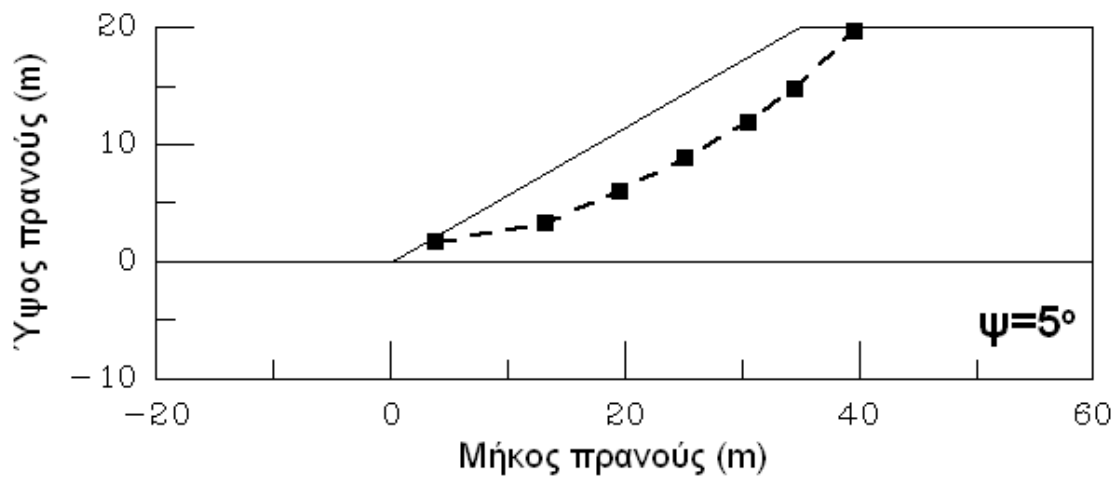
Στα Σχήματα 4.5-4.8 φαίνονται οι επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από τη στατική ανάλυση για τιμές γωνίας διαστολικότητας $\psi=0$, $\psi=5^\circ$, $\psi=10^\circ$, και $\psi=15^\circ$ αντίστοιχα. Για σταθερή τη γωνίας διαστολικότητας η γεωμετρία των επιφανειών αστοχίας δεν επηρεάζεται από την αύξηση της γωνίας τριβής. Στο Σχήμα 4.9 έχουν σχεδιαστεί σε κοινό διάγραμμα οι επιφάνειες αστοχίας για τις τέσσερις διαφορετικές τιμές της γωνίας διαστολικότητας προκειμένου να διαπιστωθεί αν η τελευταία έχει κάποια επίδραση στη γεωμετρία τους.



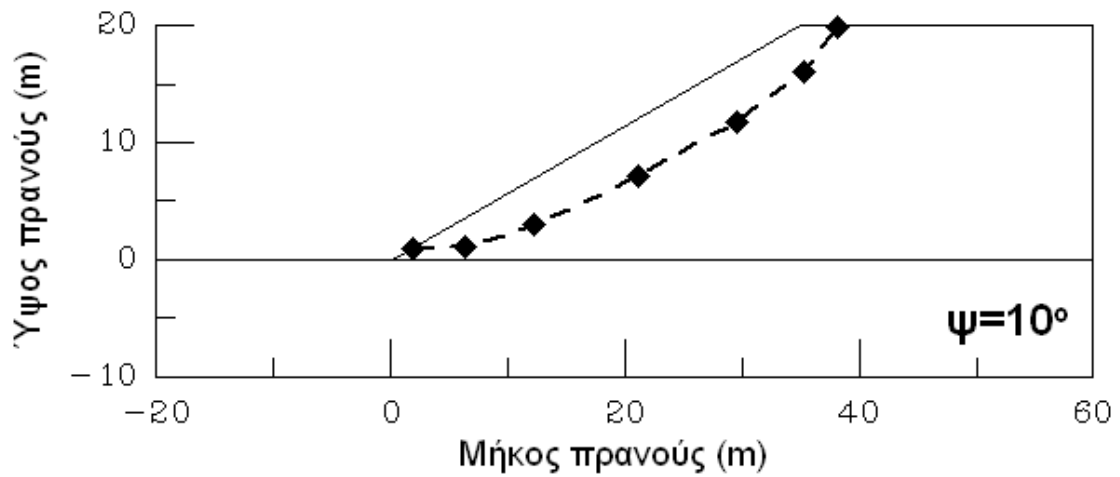
Σχήμα 4.4: Διάγραμμα με τις τιμές του συντελεστή ασφαλείας που προέκυψαν από την ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για στατικές συνθήκες φόρτισης.



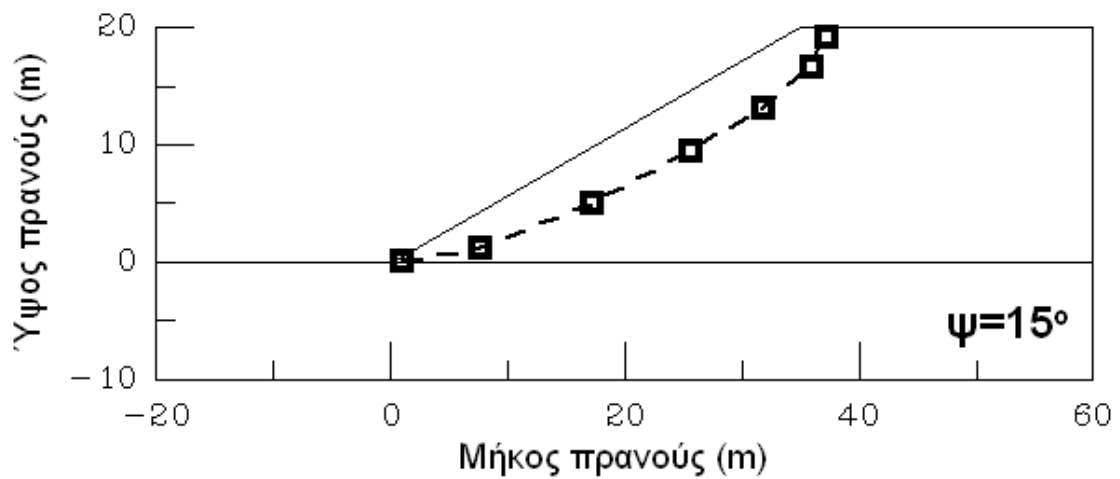
Σχήμα 4.5: Επιφάνεια αστοχίας που προέκυψε από την ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για στατικές συνθήκες φόρτισης, γωνίες τριβής $\phi=32^\circ, 34^\circ, 36^\circ$ και 38° - γωνία διαστολικότητας $\psi=0$.



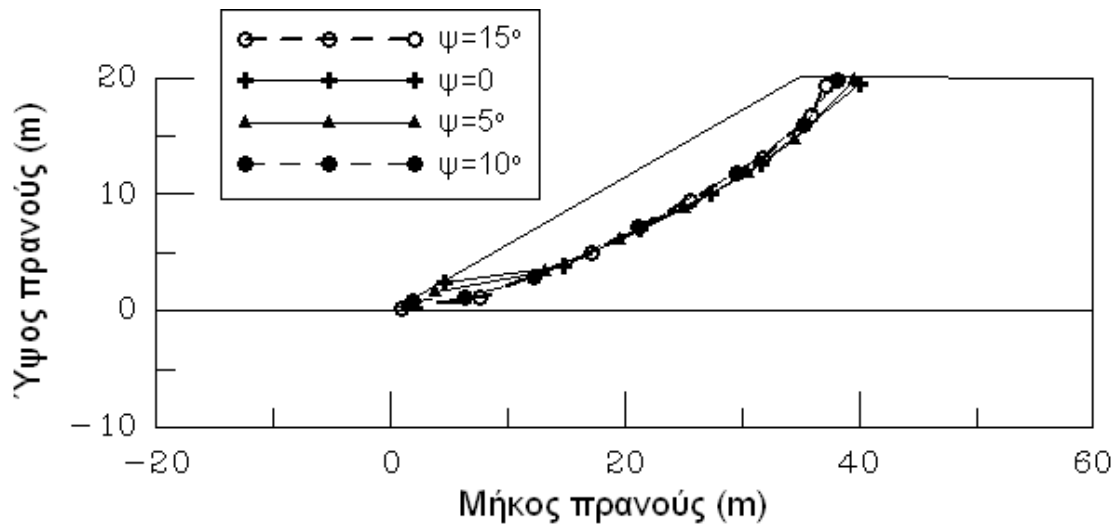
Σχήμα 4.6: Επιφάνεια αστοχίας που προέκυψε από την ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για στατικές συνθήκες φόρτισης, γωνίες τριβής $\phi=32^\circ, 34^\circ, 36^\circ$ και 38° - γωνία διαστολικότητας $\psi=5^\circ$.



Σχήμα 4.7: Επιφάνεια αστοχίας που προέκυψε από την ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για στατικές συνθήκες φόρτισης, γωνίες τριβής $\phi=32^\circ$, 34° , 36° και 38° - γωνία διαστολικότητας $\psi=10^\circ$.



Σχήμα 4.8: Επιφάνεια αστοχίας που προέκυψε από την ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για στατικές συνθήκες φόρτισης, γωνίες τριβής $\phi=32^\circ$, 34° , 36° και 38° - γωνία διαστολικότητας $\psi=15^\circ$.



Σχήμα 4.9: Επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από την ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για στατικές συνθήκες φόρτισης, γωνίες τριβής $\phi=32^\circ$, 34° , 36° και 38° - γωνία διαστολικότητας $\psi=15^\circ$.

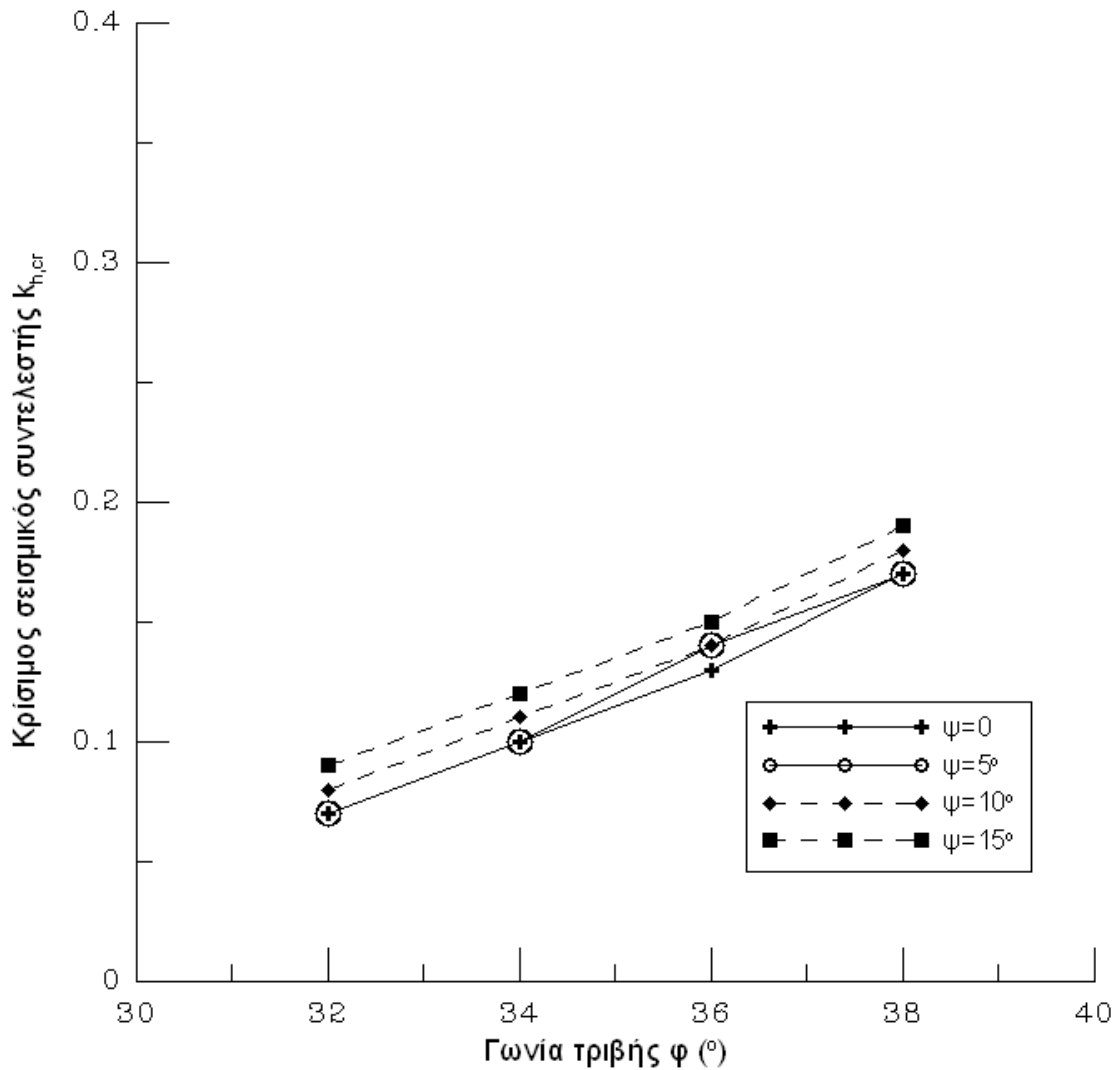
Με βάση το Σχήμα 4.9 παρατηρούμε ότι όσο αυξάνεται η γωνία διαστολικότητας τόσο περισσότερο επιμηκύνονται οι επιφάνειες αστοχίας και πλησιάζουν τον πόδα του πρανούς αλλά ταυτόχρονα ξεκινούν πιο έξω στο φρύδι του πρανούς. Πάντως όλες οι επιφάνειες έχουν το ίδιο βάθος κατά μήκος της επιφάνειας της πλαγιάς κινητοποιώντας έτσι την ίδια πρακτικά εδαφική μάζα. Από τα παραπάνω εξάγεται το συμπέρασμα πως η επίδραση της αύξησης της τιμής της γωνίας διαστολικότητας από 0 σε 15° και της γωνίας τριβής από 32° σε 38° για το αμμώδες υλικό του πρανούς δεν επηρεάζει σημαντικά ούτε το συντελεστή ασφαλείας αλλά ούτε και τη γεωμετρία των επιφανειών αστοχίας όταν πρόκειται για στατικές συνθήκες φόρτισης.

4.4 Ευστάθεια πρανούς υπό σεισμική φόρτιση

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής όπως και οι επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν για κάθε περίπτωση φαίνονται παρακάτω. Αρχικά παρουσιάζονται οι τιμές του σεισμικού συντελεστή στον Πίνακα 4.4 καθώς και στο διάγραμμα του σχήματος 4.13.

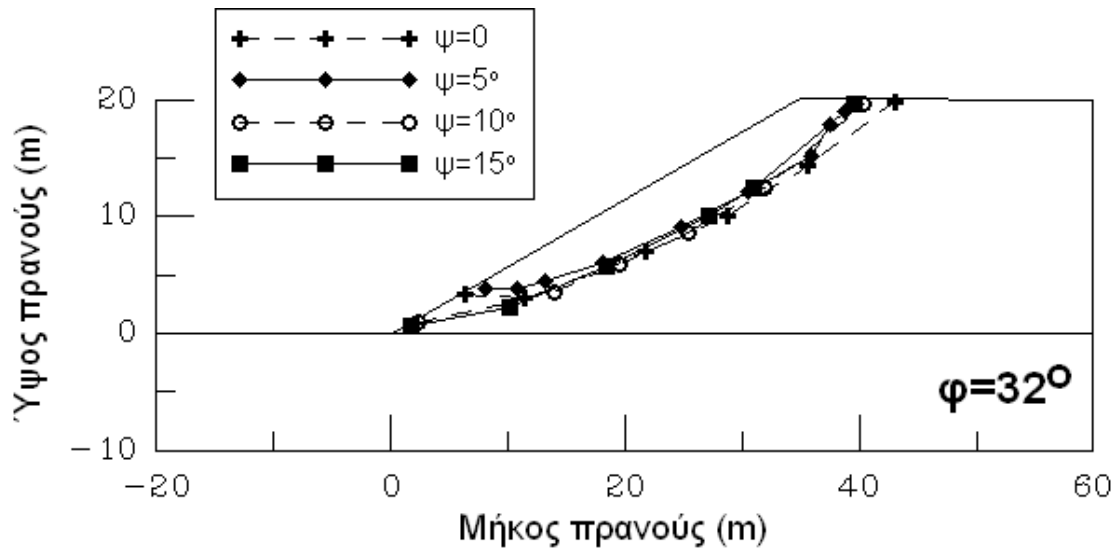
k_{hcr}				
ϕ (o)	$\psi=0$	$\psi=5^\circ$	$\psi=10^\circ$	$\psi=15^\circ$
32	0,07	0,07	0,08	0,09
34	0,10	0,10	0,11	0,12
36	0,13	0,14	0,14	0,15
38	0,17	0,17	0,18	0,19

Πίνακας 4.4: Τιμές κρίσιμου σεισμικού συντελεστή $k_{h,cr}$ από την ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac.

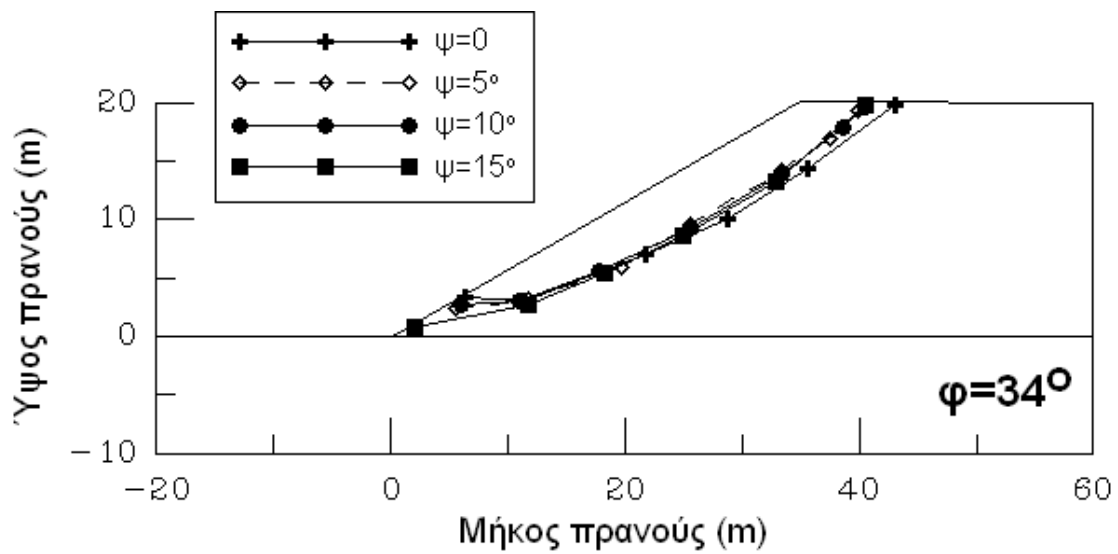


Σχήμα 4.13: Διάγραμμα με τις τιμές του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή που προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac.

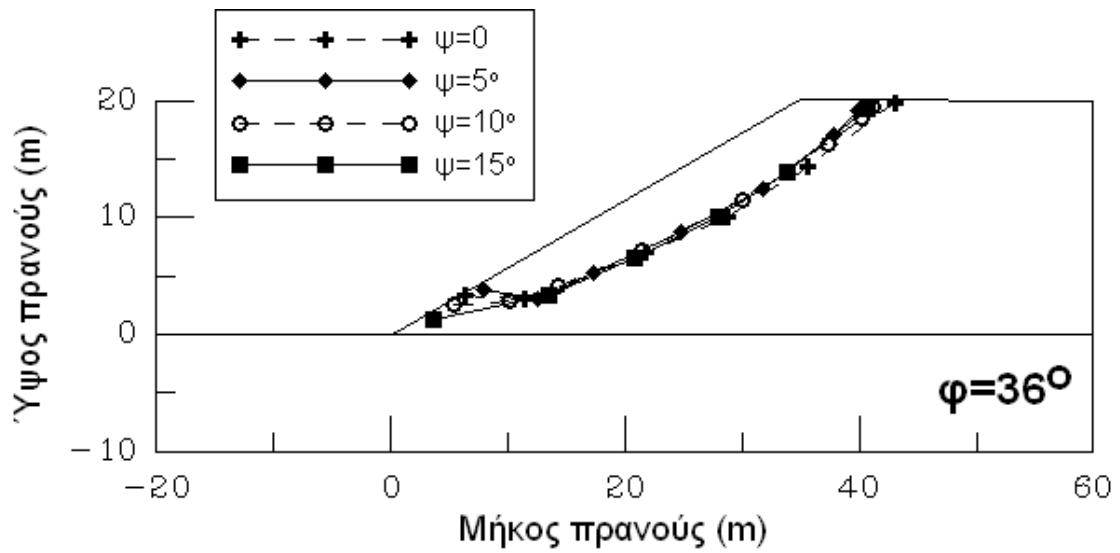
Με βάση το διάγραμμα του σχήματος 4.13 παρατηρούμε πως οι τιμές του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή δεν εμφανίζουν μεγάλες διαφορές. Για τιμές γωνίας διαστολικότητας 0 και 5° είναι ακριβώς ίδιος για ίδια τιμή γωνίας τριβής, ενώ η αύξηση της τιμής της γωνίας διαστολικότητας οδηγεί σε αύξηση του συντελεστή. Στα Σχήματα 4.14-4.17 φαίνονται οι επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση για σταθερή γωνία τριβής φ. Αύξηση της γωνίας διαστολικότητας οδηγεί σε επιμήκυνση της επιφάνειας αστοχίας, ενώ για μικρές τιμές της γωνίας ($\psi=0$, $\psi=5^\circ$) η επιφάνεια ξεκινά πιο βαθιά στο φρύδι του πρανούς. Το βάθος των επιφανειών αστοχίας παραμένει σταθερό ανεξαρτήτως της τιμής της γωνίας διαστολικότητας. Αντίστοιχα στα Σχήματα 4.18-4.21 φαίνονται οι ίδιες επιφάνειες αστοχίας σχεδιασμένες σε κοινό διάγραμμα για σταθερή γωνία διαστολικότητας ψ. Η γωνία τριβής δεν επηρεάζει τη γεωμετρία των επιφανειών αστοχίας ενώ όσο αυξάνεται η γωνία διαστολικότητας (Σχήμα 4.21) η επιφάνειες ταυτίζονται.



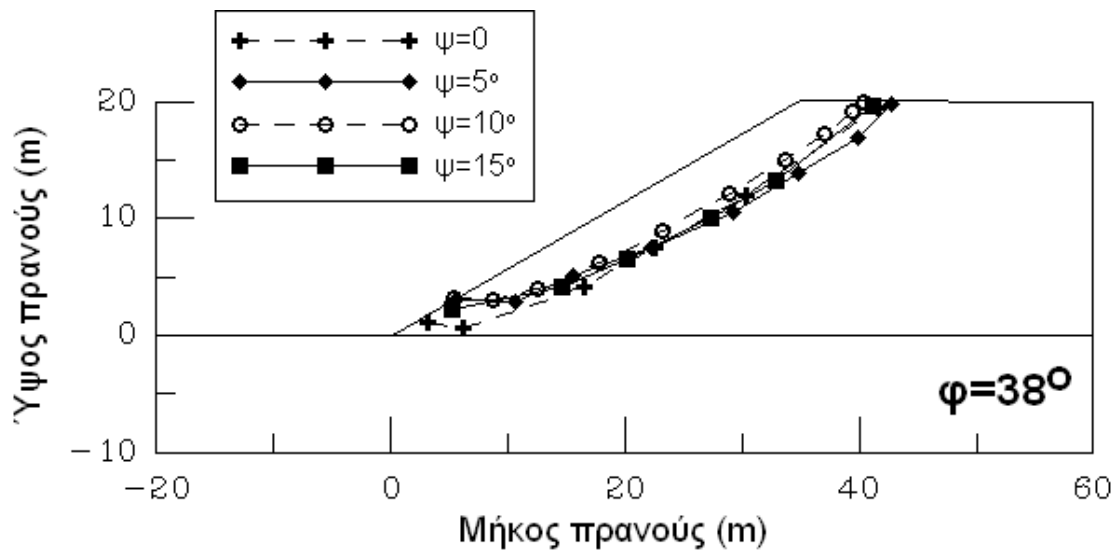
Σχήμα 4.14: Επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία τριβής $\phi=32^\circ$.



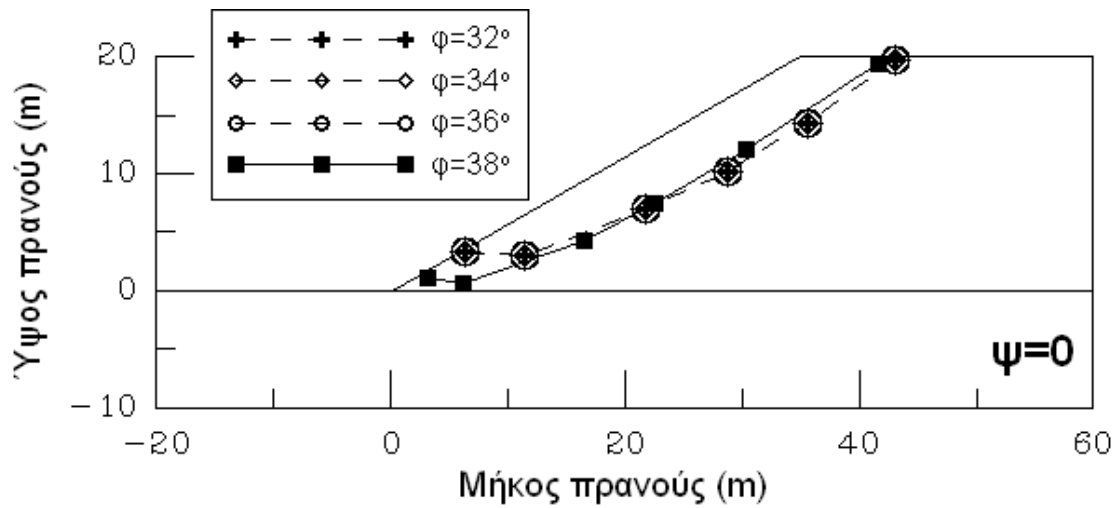
Σχήμα 4.15: Επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία τριβής $\phi=34^\circ$.



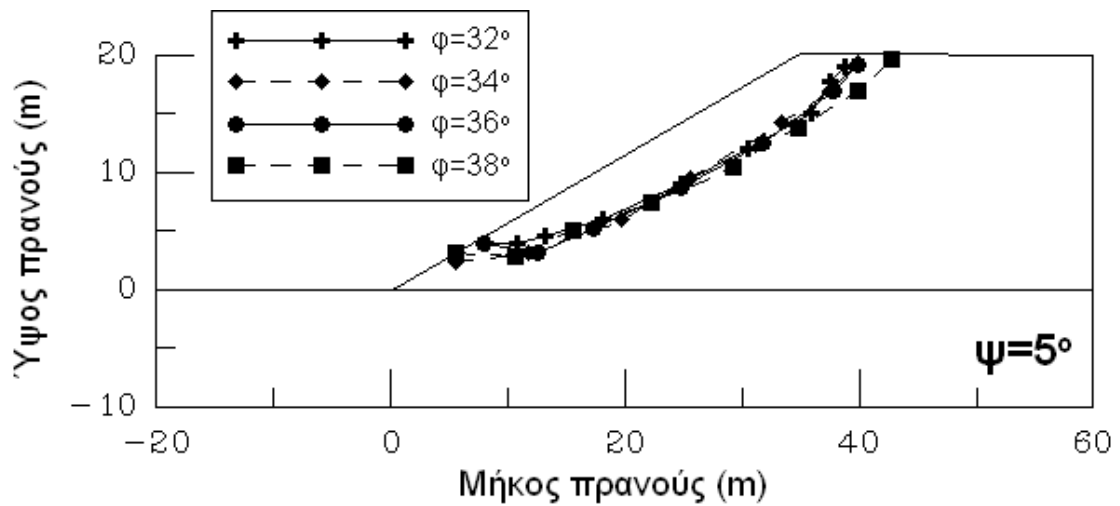
Σχήμα 4.16: Επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία τριβής $\varphi=36^\circ$.



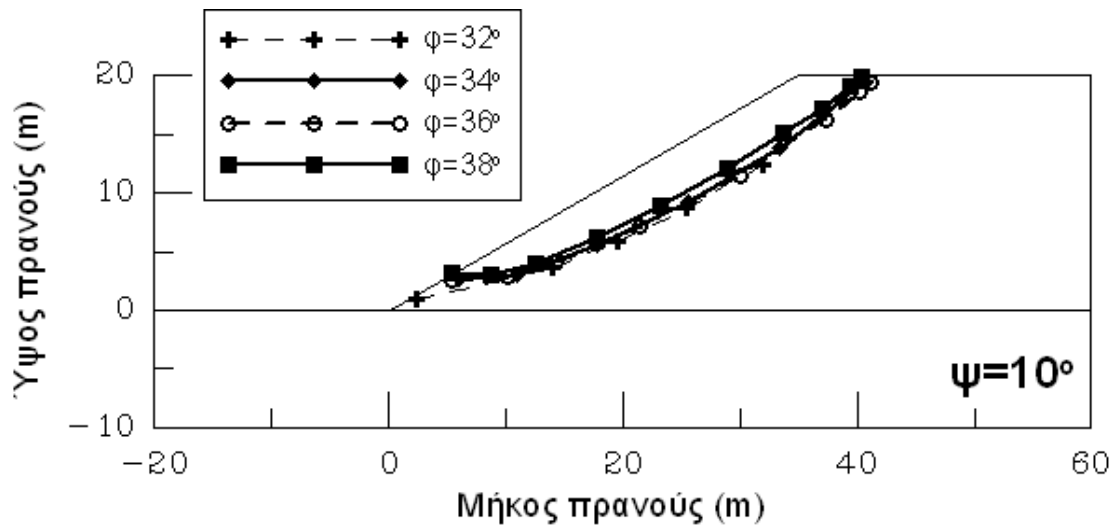
Σχήμα 4.17: Επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία τριβής $\varphi=38^\circ$.



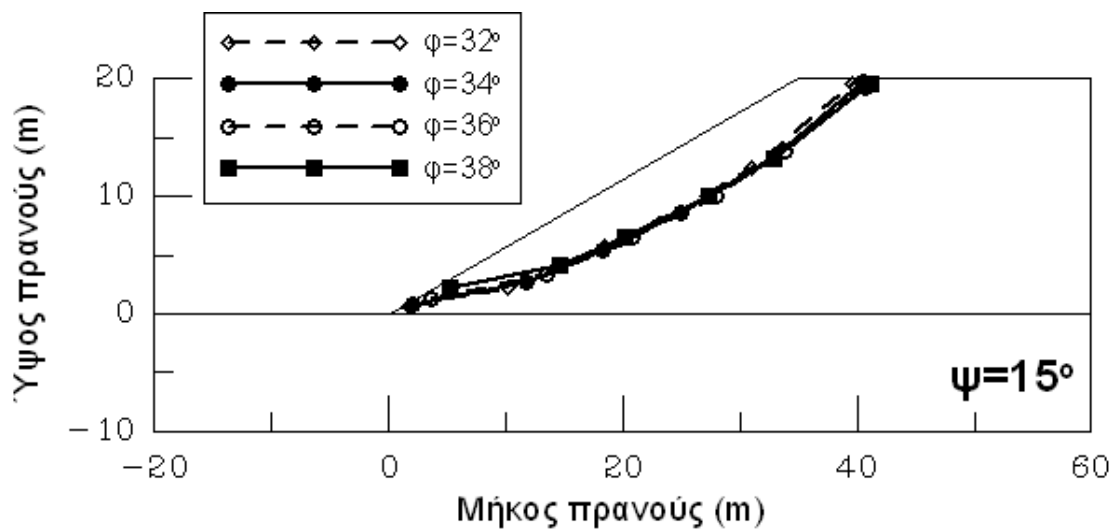
Σχήμα 4.18: Επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία διαστολικότητας $\psi=0^\circ$.



Σχήμα 4.19: Επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία διαστολικότητας $\psi=5^\circ$.



Σχήμα 4.20: Επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία διαστολικότητας $\psi=10^\circ$.



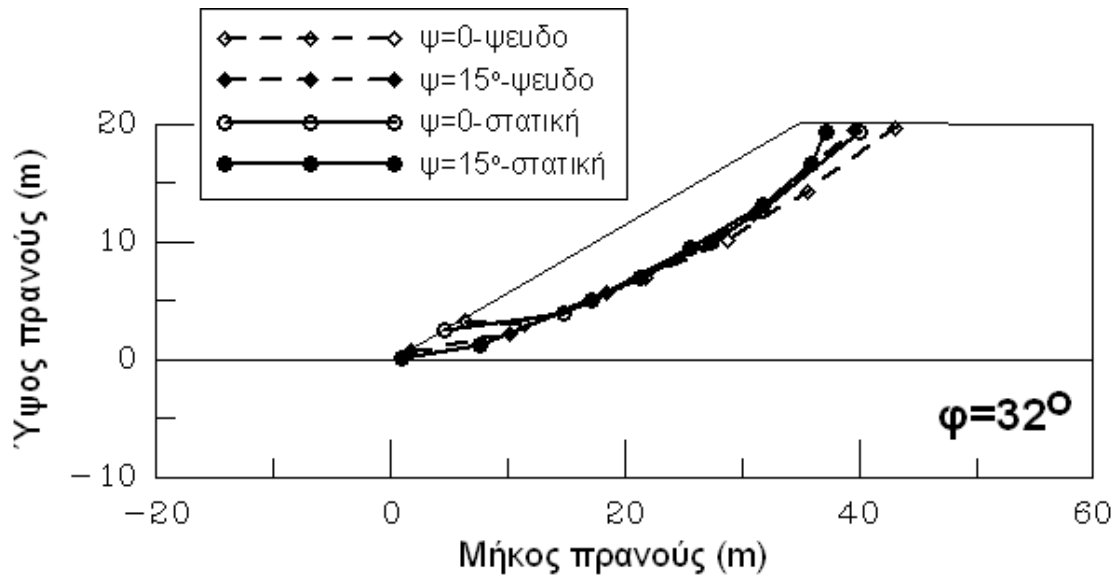
Σχήμα 4.21: Επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία διαστολικότητας $\psi=15^\circ$.

4.5 Διερεύνηση

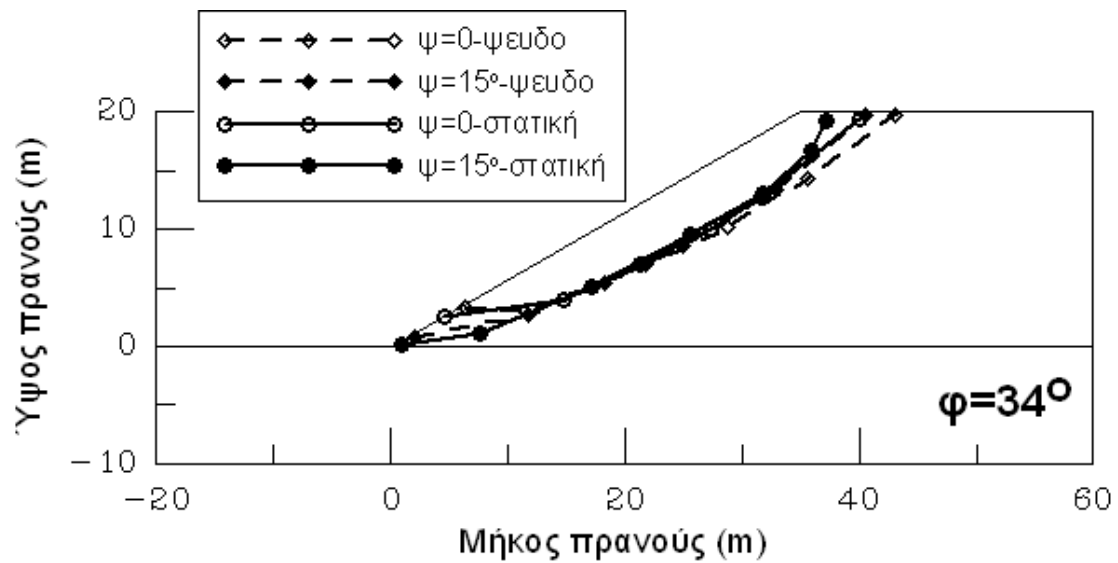
Σύγκριση στατικών με ψευδο-στατικές αναλύσεις

Στα Σχήματα 4.22-4.25 έχουν σχεδιαστεί σε κοινό διάγραμμα τα εύρη των επιφανειών αστοχίας που προέκυψαν από την ανάλυση υπό στατικές συνθήκες μαζί με αυτές που προέκυψαν από την ανάλυση με επιπλέον οριζόντια σεισμική επιτάχυνση και παρουσιάζονται ομαδοποιημένα ως προς τη γωνία τριβής. Για γωνία διαστολικότητας $\psi=0$ και οι στατικές και οι ψευδοστατικές επιφάνειες καταλήγουν στο ίδιο σημείο ενώ γενικά οι ψευδοστατικές ξεκινούν πιο βαθιά στο φρύδι του πρανούς. Ανεξάρτητα

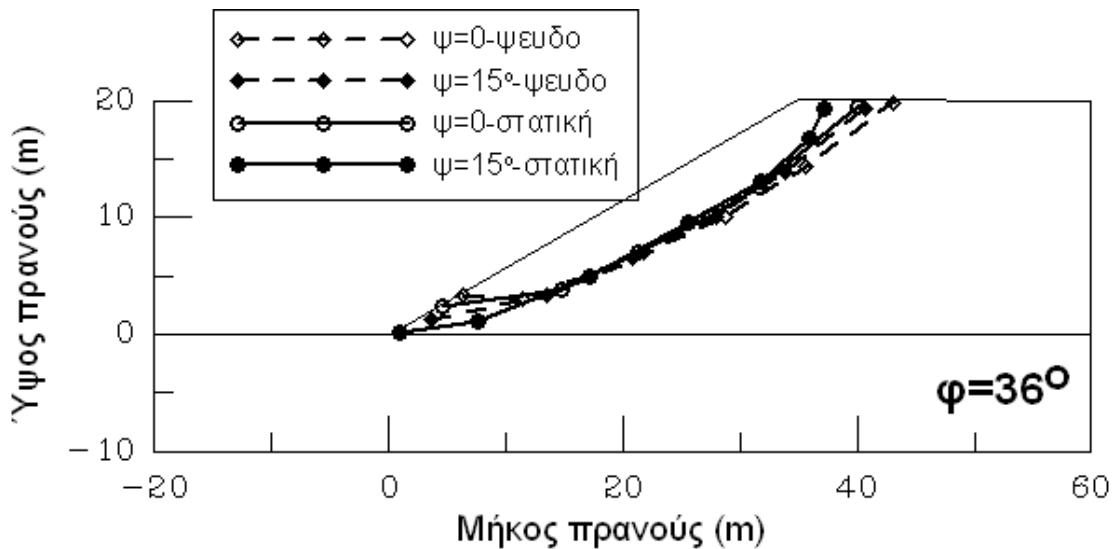
από το σημείο εκκίνησης και λήξης πάντως το βάθος τους κατά μήκος της πλαγιάς είναι το ίδιο.



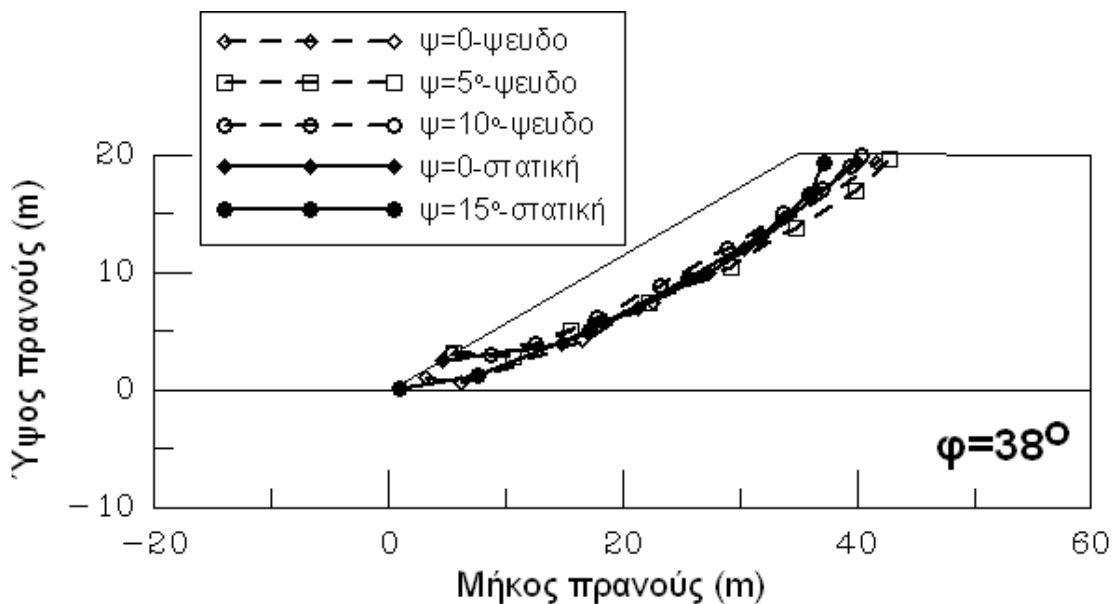
Σχήμα 4.22: Επιφάνειες αστοχίας από στατική και ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία τριβής $\phi=32^\circ$.



Σχήμα 4.23: Επιφάνειες αστοχίας από στατική και ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία τριβής $\phi=34^\circ$.



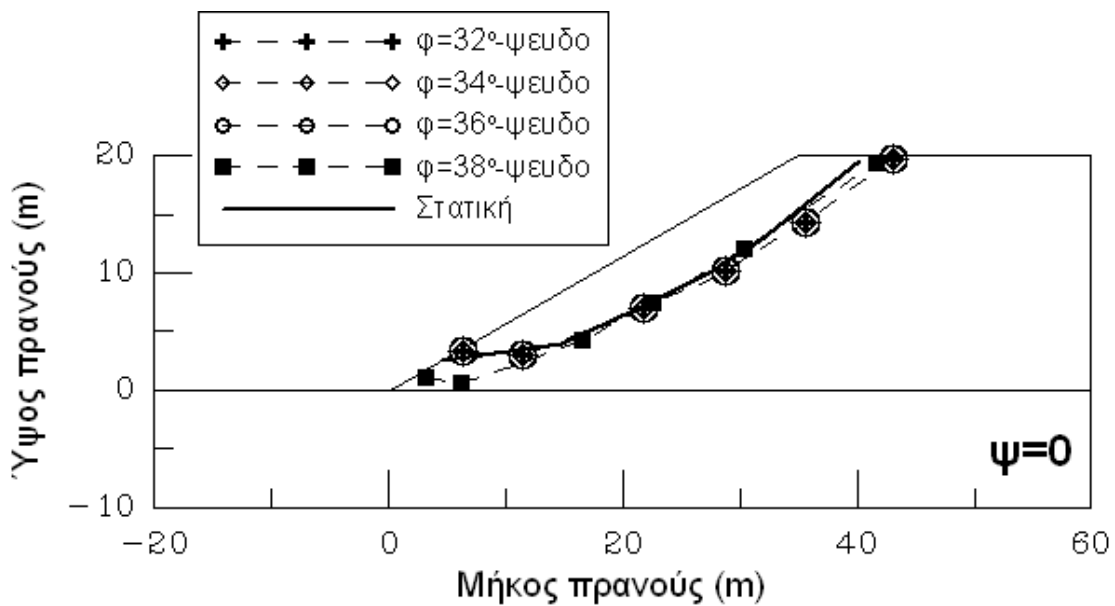
Σχήμα 4.24: Επιφάνειες αστοχίας από στατική και ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία τριβής $\phi=36^\circ$.



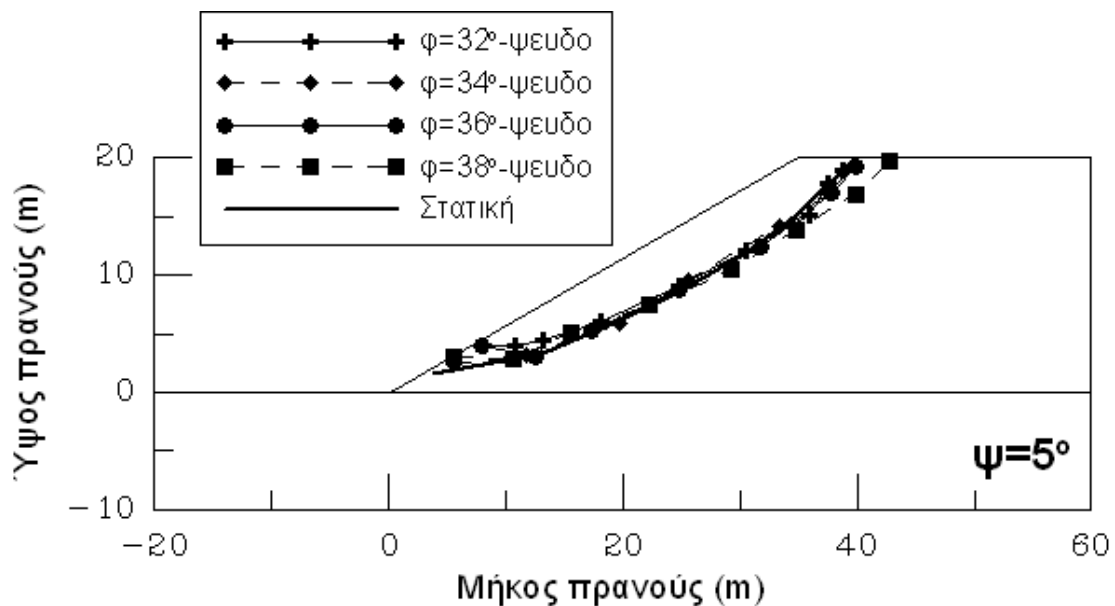
Σχήμα 4.25: Επιφάνειες αστοχίας από στατική και ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία τριβής $\phi=38^\circ$.

Στα Σχήματα 4.26-4.29 έχουν σχεδιαστεί σε κοινό διάγραμμα οι επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από την ανάλυση υπό στατικές συνθήκες μαζί με αυτές που προέκυψαν από την ανάλυση με επιπλέον οριζόντια σεισμική επιτάχυνση και παρουσιάζονται ομαδοποιημένα ως προς τη γωνία διαστολικότητας. Εδώ οι επιφάνειες αστοχίας παρουσιάζονται με μικρότερες διαφορές στη γεωμετρία τους αλλά με τα βασικά χαρακτηριστικά που παρατηρήθηκαν και στα σχήματα 4.22-4.25. Οι στατικές επιφάνειες αστοχίας ξεκινούν πιο ρηχά στο φρύδι του πρανούς και καταλήγουν πιο κοντά στον πόδα σε σχέση με τις ψευδοστατικές, έχοντας όμως το ίδιο βάθος κατά μήκος της πλαγιάς.

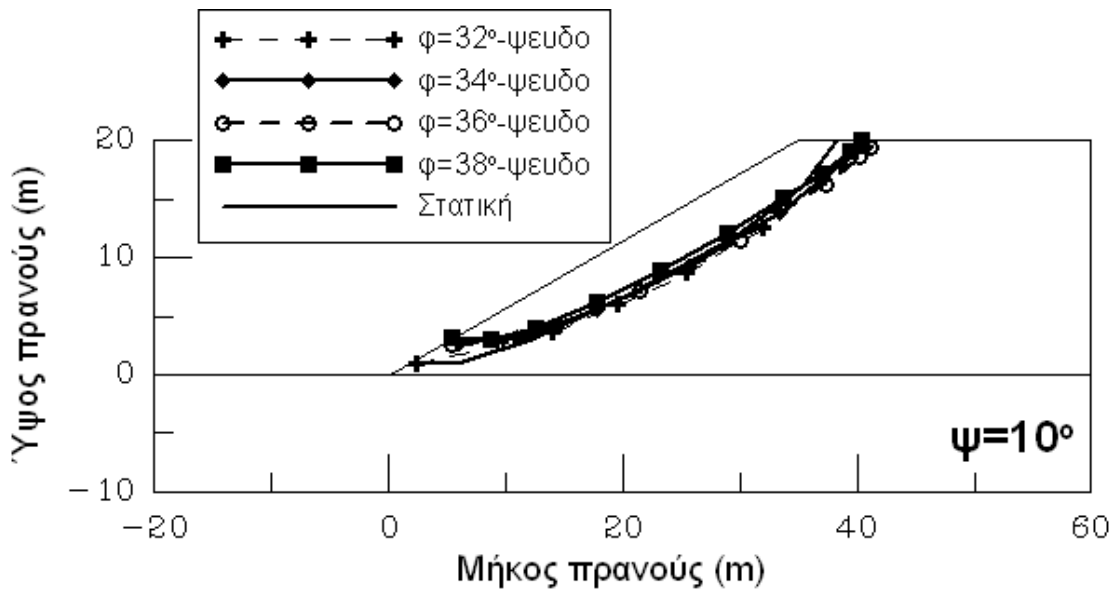
Σαν γενικότερο συμπέρασμα από τα παραπάνω προκύπτει ότι οι επιφάνειες αστοχίας που έχουν προκύψει από την ψευδοστατική ανάλυση είναι εν γένει πιο βαθιές και κινητοποιούν μεγαλύτερο όγκο εδαφικής μάζας γεγονός αναμενόμενο αφού επιπλέον του ιδίου βάρους του εδάφους του επικώματος αυτό φορτίζεται και με οριζόντια σεισμική επιτάχυνση. Άλλες καταλήγουν πιο κοντά στο σεισμικό υπόβαθρο και άλλες πιο ψηλά. Πάντως η γεωμετρία τους δεν διαφέρει πολύ από αυτή των επιφανειών που προέκυψαν από την ανάλυση υπό στατικές συνθήκες φόρτισης.



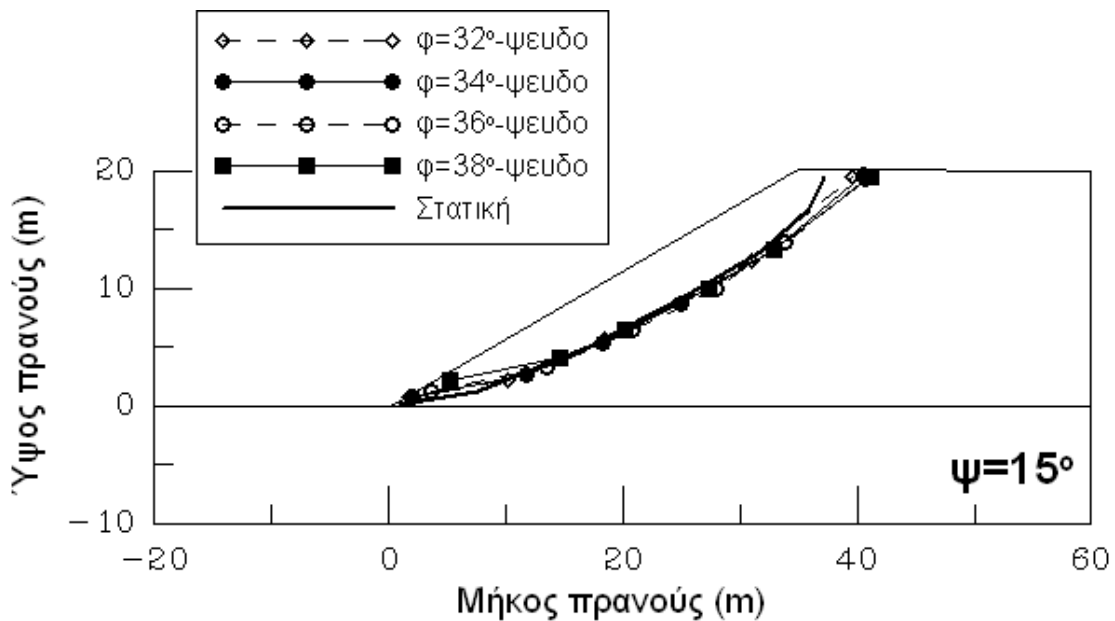
Σχήμα 4.26: Επιφάνειες αστοχίας από στατική και ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία διαστολικότητας $\psi=0$.



Σχήμα 4.27: Επιφάνειες αστοχίας από στατική και ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία διαστολικότητας $\psi=5^\circ$.



Σχήμα 4.28: Επιφάνειες αστοχίας από στατική και ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία διαστολικότητας $\psi=10^\circ$.



Σχήμα 4.29: Επιφάνειες αστοχίας από στατική και ψευδοστατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για σταθερή γωνία διαστολικότητας $\psi=15^\circ$.

Επίδραση δυσκαμψίας πρανούς

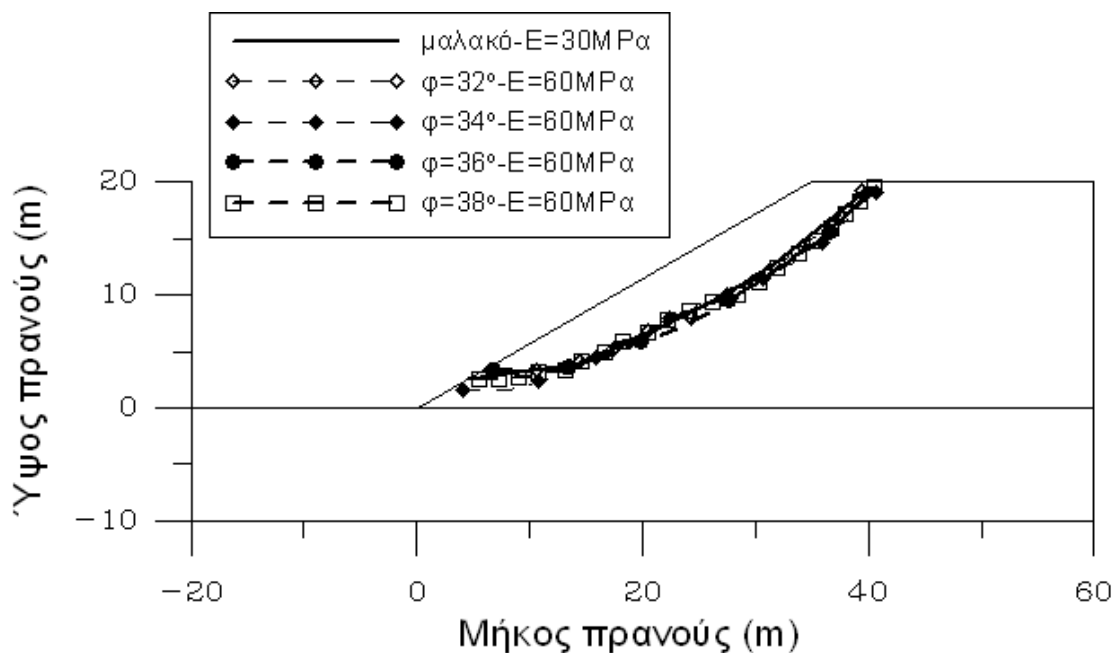
Στο υποκεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μια σειράς αναλύσεων με το πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών Flac για το ίδιο μονοκλινές επίκωμα με διπλάσιο όμως μέτρο ελαστικότητας ($E_{stiff}= 60$ MPa) για το αμμώδες υλικό, σε μία προσπάθεια να διαπιστωθεί η επιρροή που έχει στον συντελεστή ασφαλείας, στον κρίσιμο σεισμικό συντελεστή και στη γεωμετρία των επιφανειών αστοχίας. Ο προσδιορισμός του συντελεστή ασφαλείας έγινε με ανάλυση υπό στατικές συνθήκες φόρτισης ενώ του σεισμικού συντελεστή με τη διαδικασία

ψευδοστατικής ανάλυσης που περιγράφηκε πιο πάνω, ενδεικτικά για μία μόνο τιμή της γωνίας διαστολικότητας, $\psi=0$. Ο Πίνακας 4.6 έχει τα αποτελέσματα της στατικής και της ψευδοστατικής ανάλυσης σε αντιπαράθεση με τα αποτελέσματα για το αμμώδες υλικό με το αρχικό μέτρο ελαστικότητας ($E_{soft}= 30 \text{ MPa}$). Συγκρίνοντας τα βλέπουμε ότι δεν υπάρχει επίδραση του μέτρου ελαστικότητας.

Στο Σχήμα 4.30 έχουν σχεδιαστεί σε κοινό διάγραμμα οι επιφάνειες αστοχίας που προέκυψαν από τη στατική ανάλυση για το σκληρό υλικό μαζί με αυτή που προέκυψε από τη στατική ανάλυση για το μαλακό υλικό για. Παρατηρούμε πως για τις δύο περιπτώσεις μέτρου ελαστικότητας οι γεωμετρίες των επιφανειών αστοχίας διαφέρουν ελάχιστα οδηγώντας στο συμπέρασμα πως το μέτρο ελαστικότητας δεν επηρεάζει ούτε τους συντελεστές ασφαλείας και κρίσιμο σεισμικό συντελεστή αλλά ούτε και τη γεωμετρία των επιφανειών αστοχίας.

$\psi=0$	SF		k_{hcr}	
$\varphi(\circ)$	Μαλακό	Σκληρό	Μαλακό	Σκληρό
32	1,18	1,18	0,07	0,07
34	1,27	1,27	0,1	0,1
36	1,37	1,37	0,13	0,13
38	1,47	1,47	0,17	0,17

Πίνακας 4.6: Τιμές του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας SF και του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή $k_{h,cr}$ από τη στατική και την ψευδοστατική ανάλυση αντίστοιχα, με το πρόγραμμα Flac για το μοντέλο της σκληρής άμμου.



Σχήμα 4.30: Επιφάνειες αστοχίας από στατική ανάλυση με το πρόγραμμα Flac για υλικό με αρχικό μέτρο ελαστικότητας $E=30\text{MPa}$ (μαλακό) και υλικό με διπλάσιο μέτρο ελαστικότητας $E=60\text{MPa}$ (σκληρό) για σταθερή γωνία διαστολικότητας $\psi=0$.

Κεφάλαιο 5

Σύγκριση αποτελεσμάτων μεθόδου οριακής ισορροπίας και μεθόδου πεπερασμένων διαφορών

5.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων για τον συντελεστή ασφαλείας και τον κρίσιμο σεισμικό συντελεστή όπως αυτοί υπολογίστηκαν με βάση τις απλοποιητικές μεθόδους οριακής ισορροπίας των λωρίδων (λογισμικό Slope-W) και με βάση τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων (λογισμικό Flac). Στην παράγραφο 5.2 γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων από τη μέθοδο οριακής ισορροπίας και τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών για την κάθε ανάλυση ξεχωριστά ενώ στην παράγραφο 5.3 γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων για τον συντελεστή ασφαλείας και τον κρίσιμο σεισμικό συντελεστή οι οποίοι όμως αναφέρονται στις ίδιες επιφάνειες αστοχίας. Ακολουθούν τα συμπεράσματα στην παράγραφο 5.4.

5.2 Μη-εξαρτημένη σύγκριση

Στον Πίνακα 5.1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τον συντελεστή ασφαλείας με βάση τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price για την επιφάνεια αστοχίας II που φαίνεται στα Σχήματα 3.19 και 3.20 του κεφαλαίου 3.

SF-Slope-Γωνία τριβής φ	
φ (ο)	Επιφάνεια αστοχίας II
32	1,25
34	1,35
36	1,45
38	1,56

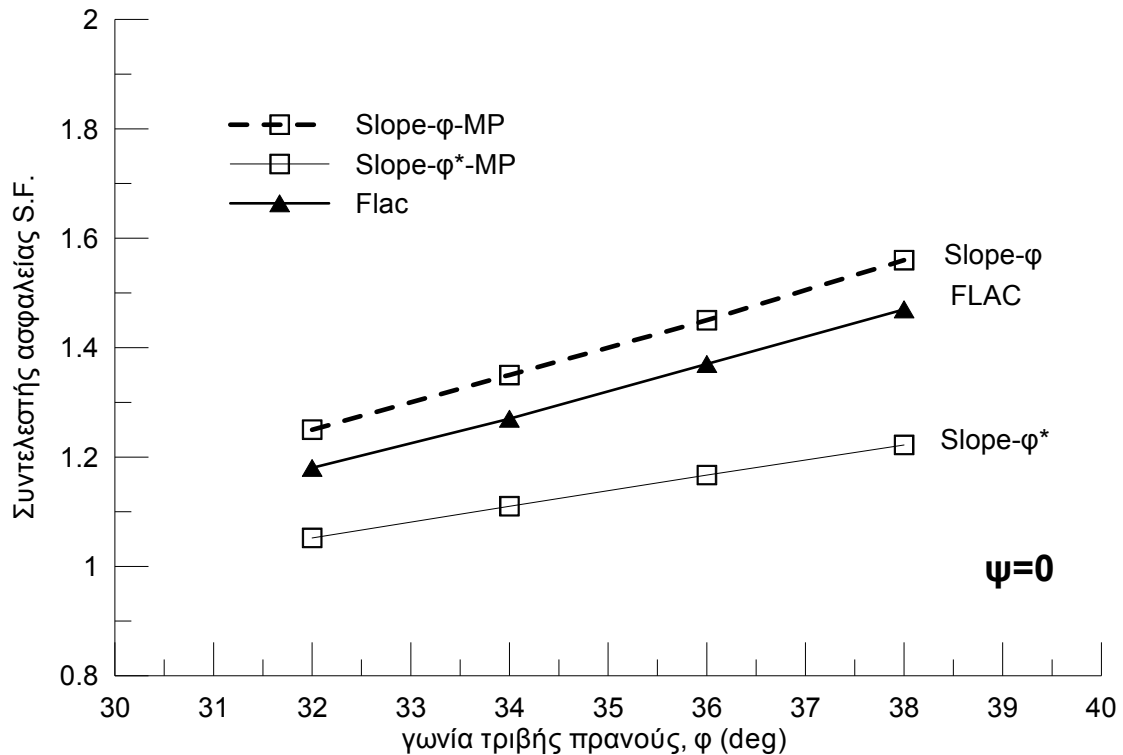
Πίνακας 5.1: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price για κανονική τιμή της γωνίας φ και την επιφάνεια αστοχίας II.

Στον Πίνακα 5.2 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τον συντελεστή ασφαλείας όπως υπολογίστηκαν από την ανάλυση πεπερασμένων διαφορών (Flac) και με βάση τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price για την παραπάνω επιφάνεια αστοχίας II (Σχ.3.19-3.20-κεφάλαιο 3) για τροποποιημένη γωνία τριβής φ^* που λαμβάνει υπόψη και τη γωνία διαστολικότητας (Drescher & Detournay, 1993)

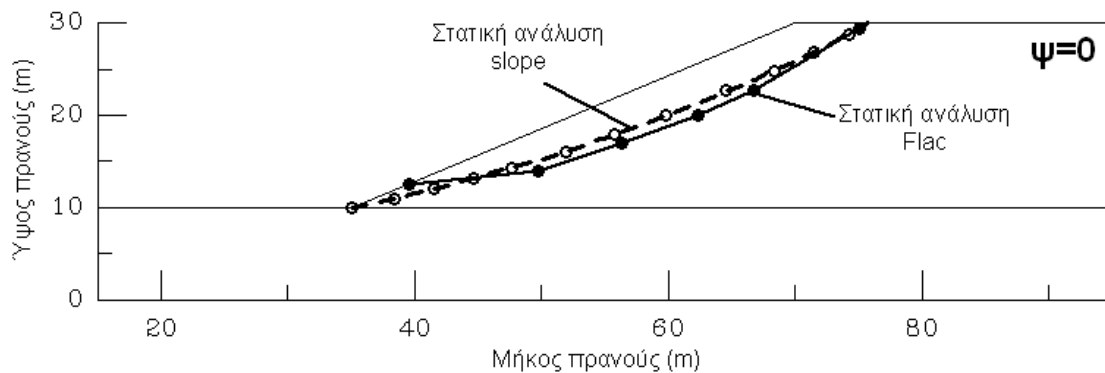
SF		
Γωνία τριβής φ		Γωνία τριβής φ^*
Flac		Slope
φ (°)	$\psi=0$	$\psi=0$
32	1.18	1.052
34	1.27	1.110
36	1.37	1.167
38	1.47	1.222
φ (°)	$\psi=5^\circ$	$\psi=5^\circ$
32	1.18	1.098
34	1.27	1.162
36	1.37	1.225
38	1.47	1.296
φ (°)	$\psi=10^\circ$	$\psi=10^\circ$
32	1.19	1.141
34	1.28	1.211
36	1.38	1.28
38	1.49	1.347
φ (°)	$\psi=15^\circ$	$\psi=15^\circ$
32	1.19	1.178
34	1.28	1.253
36	1.38	1.329
38	1.49	1.404

Πίνακας 5.2: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας φ .

Προκείμενου να είναι άμεσα συγκρίσιμα τα παραπάνω αποτελέσματα σχεδιάστηκαν στα διαγράμματα των σχημάτων 5.1, 5.3, 5.5 και 5.7. Στα Σχήματα 5.2, 5.4, 5.6 και 5.8 έχουν σχεδιαστεί σε κοινό διάγραμμα οι επιφάνειες στις οποίες αναφέρονται οι παραπάνω συντελεστές ασφαλείας.



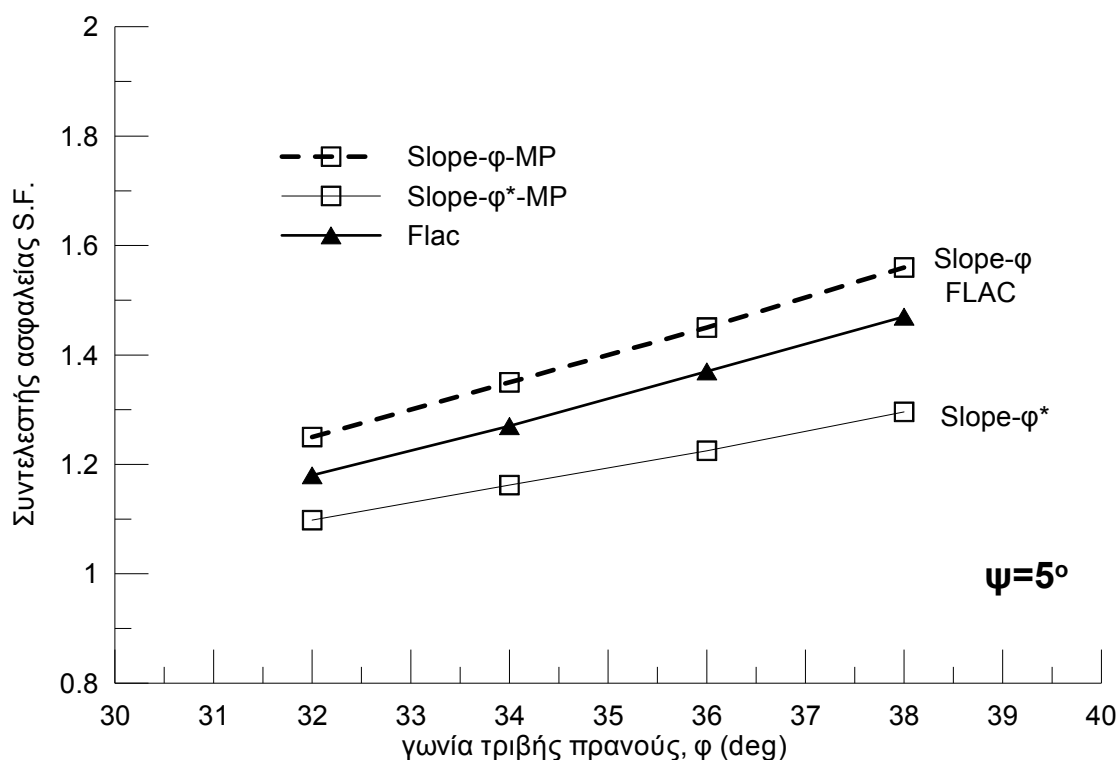
Σχήμα 5.1: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=0^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.



Σχήμα 5.2: Επιφάνειες αστοχίας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=0^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.

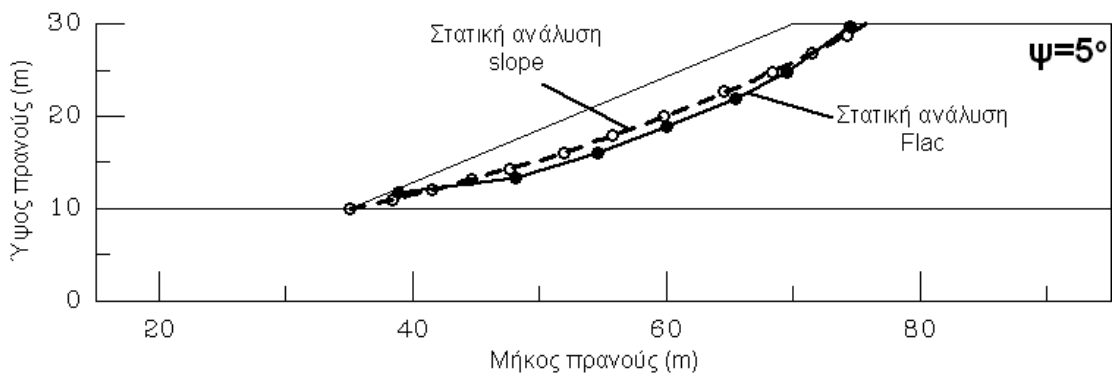
Πιο συγκεκριμένα στο Σχήμα 5.1 απεικονίζεται ο συντελεστής ασφαλείας συναρτήσει της γωνίας τριβής για σταθερή γωνία διαστολικότητας $\psi=0$ και για τις τρεις αναλύσεις που έγιναν με βάση το λογισμικό πεπερασμένων διαφορών (Flac), τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price για κανονική τιμή της γωνίας τριβής (Slope- ϕ -MP) και για τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (Slope- ϕ^* -MP). Στο Σχήμα 5.2 φαίνονται οι επιφάνειες αστοχίας από τις δύο παραπάνω μεθόδους ανάλυσης. Παρατηρώντας το Σχ.5.1 αρχικά βλέπουμε πως και

για τις δύο μεθόδους ανάλυσης αύξηση της γωνίας τριβής οδηγεί σε αύξηση της τιμής του συντελεστή ασφαλείας. Οι μέγιστες τιμές του προκύπτουν για την ανάλυση οριακής ισορροπίας με κανονική γωνία τριβής ενώ οι ελάχιστες για τροποποιημένη γωνία τριβής. Εντύπωση προκαλεί το γεγονός πως τα αποτελέσματα της ανάλυσης πεπερασμένων διαφορών είναι πολύ κοντά σε αυτά της μεθόδου οριακής ισορροπίας χωρίς την επίδραση της γωνίας διαστολικότητας. Παρατηρώντας όμως το Σχ.5.2 βλέπουμε πως η γεωμετρία των επιφανειών στις οποίες αναφέρονται τα αποτελέσματα αυτά είναι διαφορετική. Η επιφάνεια αστοχίας από τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) είναι πιο ρηχή σε σχέση με αυτές από τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών (flac).

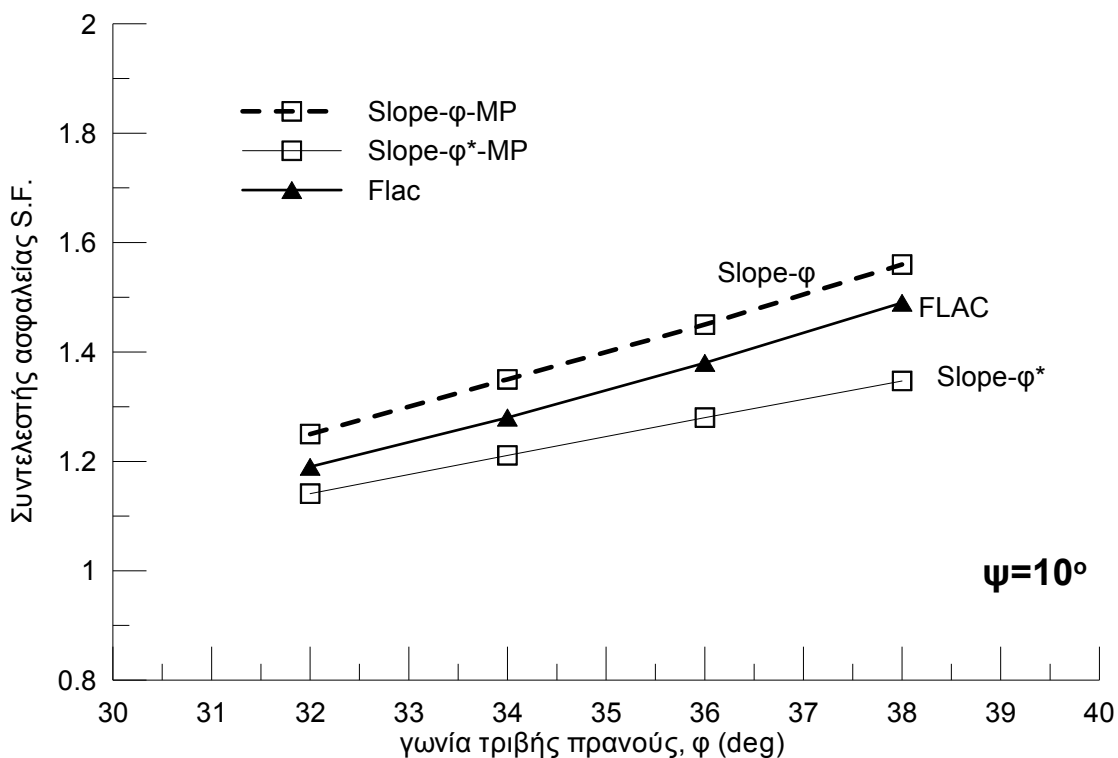


Σχήμα 5.3: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=5^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.

Παρατηρώντας το Σχ.5.3 βλέπουμε πως και για γωνία διαστολικότητας $\psi=5^\circ$ το εύρος των τιμών του συντελεστή για τις δύο μεθόδους είναι σαφώς μικρότερο ενώ τα αποτελέσματα από τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική τιμή της γωνίας τριβής είναι ίδια. Παρατηρώντας όμως το Σχ.5.4 βλέπουμε πως αναφέρονται σε διαφορετική γεωμετρία επιφανειών αστοχίας. Η επιφάνεια αστοχίας από τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) είναι πιο ρηχή σε σχέση με αυτές από τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών (flac).



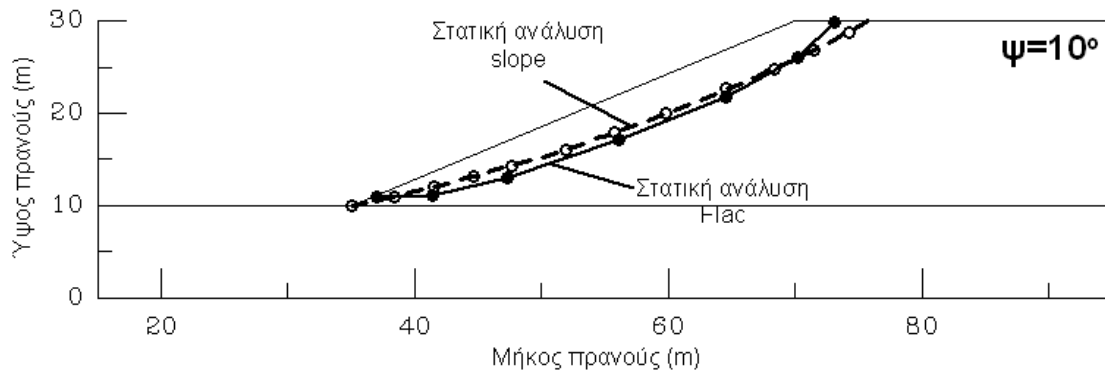
Σχήμα 5.4: Επιφάνειες αστοχίας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (φ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (φ^*) για $\psi=5^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.



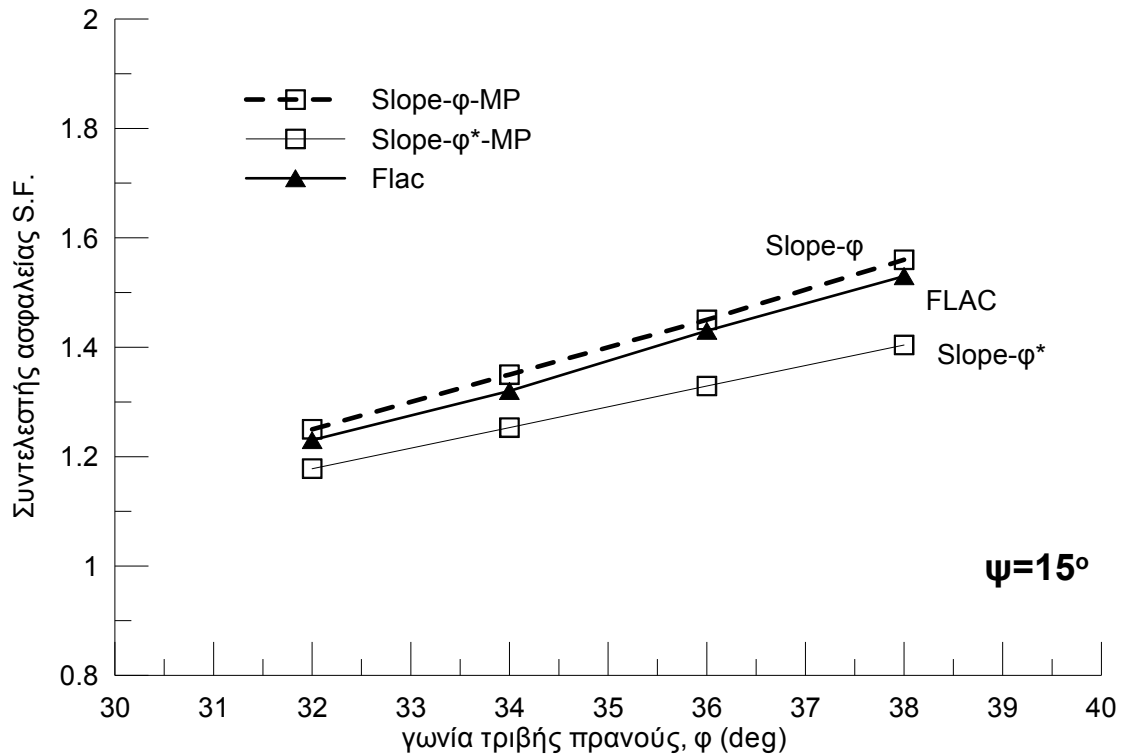
Σχήμα 5.5: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (φ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (φ^*) για $\psi=10^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.

Όσο αυξάνεται η γωνία διαστολικότητας (Σχήμα 5.5) παρατηρούμε πως το εύρος των τιμών του συντελεστή για τις δύο μεθόδους μικραίνει. Ελάχιστες τιμές του συντελεστή εξακολουθούν να δίνουν οι αναλύσεις slope για τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής ενώ τις μέγιστες δίνουν οι αναλύσεις slope για κανονική τιμή της γωνίας τριβής και οι αναλύσεις

flac. Τα αποτελέσματα από τις δύο τελευταίες περιπτώσεις ταυτίζονται για διαφορετικές όμως επιφάνειες αστοχίας όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.6.



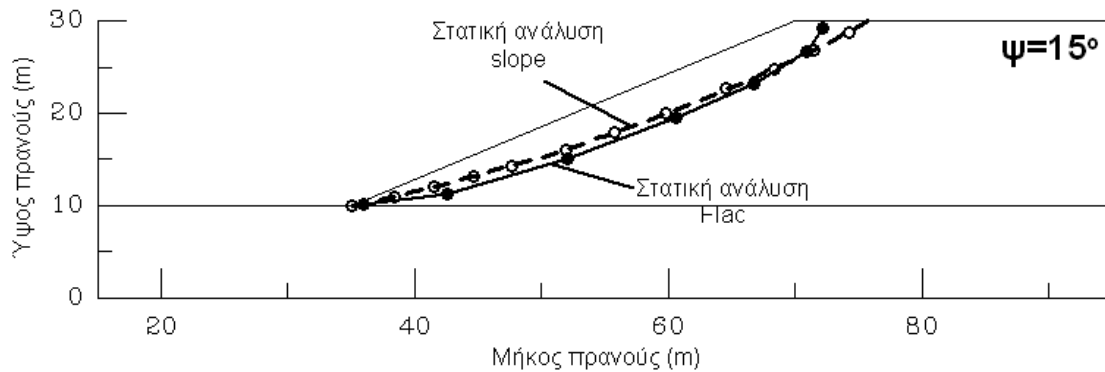
Σχήμα 5.6: Επιφάνειες αστοχίας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (φ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (φ^*) για $\psi=10^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.



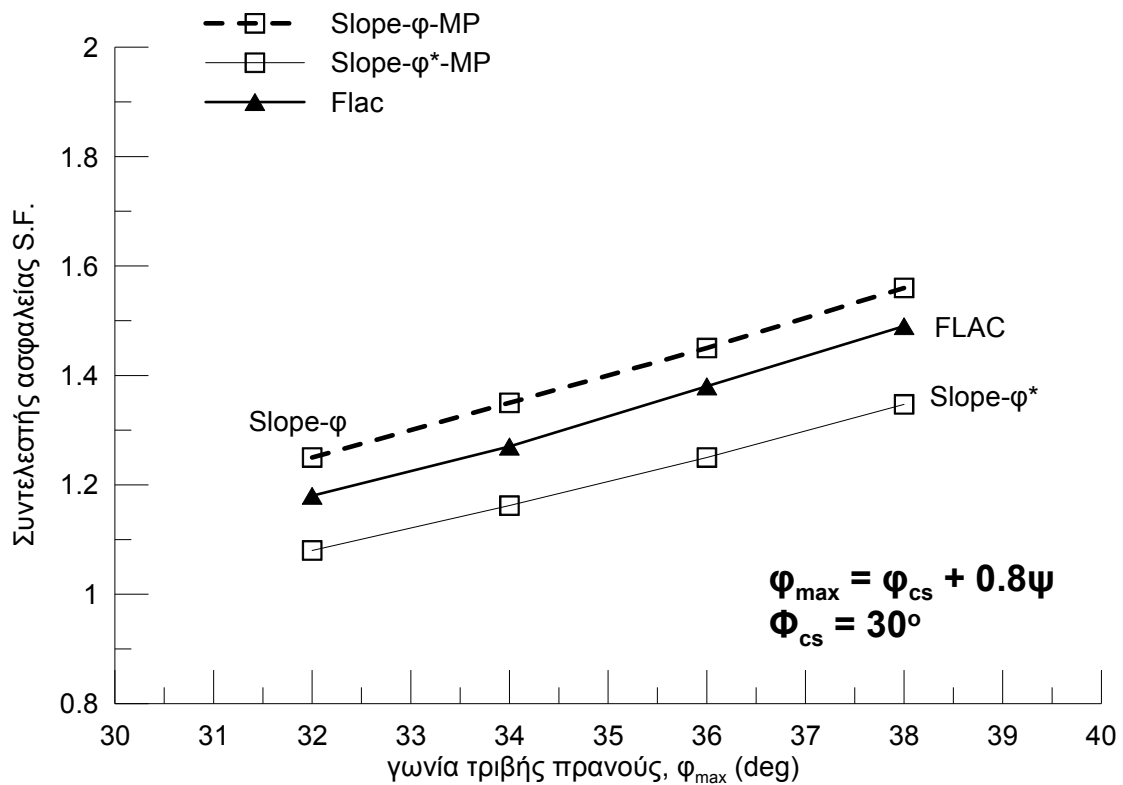
Σχήμα 5.7: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (φ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (φ^*) για $\psi=15^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.

Για μέγιστη τιμή της γωνίας διαστολικότητας $\psi=15^\circ$ το εύρος των τιμών του συντελεστή ασφαλείας (Σχ.5.7) για τις δύο μεθόδους είναι το μικρότερο. Για την ανάλυση πεπερασμένων διαφορών και την ανάλυση με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική τιμή της γωνίας τριβής τα αποτελέσματα είναι ίδια χωρίς όμως να αναφέρονται στις ίδιες επιφάνειες αστοχίας (Σχήμα 5.8). Ελάχιστες τιμές του συντελεστή δίνει

και σε αυτή την περίπτωση η ανάλυση με τη μέθοδο των λωρίδων για τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



Σχήμα 5.8: Επιφάνειες αστοχίας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (φ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (φ^*) για $\psi=15^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.



Σχήμα 5.9: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (φ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (φ^*)– Συσχέτιση φ - ψ σύμφωνα με Bolton (1986) - Μη εξαρτημένη σύγκριση.

Στο Σχήμα 5.9 έχουν σχεδιαστεί οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας για συσχέτιση της γωνίας τριβής και της γωνίας διαστολικότητας με την εμπειρική σχέση του Bolton (1986):

$$\varphi_{\text{peak}} = \varphi_{\text{cr}} + 0.8\psi \text{ με } \varphi_{\text{cr}} = 30^\circ \quad (5.1)$$

Η παραπάνω σχέση έχει προκύψει από πειραματικά δεδομένα και γι' αυτό συνδέει εμπειρικά τη γωνία τριβής με τη γωνία διαστολικότητας σε μία προσπάθεια οι δύο αυτές γωνίες να ανταποκρίνονται όσο το δυνατόν στην πραγματικότητα. Και στην περίπτωση αυτή όπως και στις προηγούμενες, μέγιστες τιμές του συντελεστή δίνουν οι μέθοδοι πεπερασμένων διαφορών και οριακής ισορροπίας για κανονική τιμή της γωνίας τριβής με σχεδόν ίδια αποτελέσματα για διαφορετικές όμως επιφάνειες αστοχίας. Ελάχιστες τιμές του συντελεστή δίνει η μέθοδος οριακής ισορροπίας με τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.

Στα Σχήματα 5.10-5.17 γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων για τον κρίσιμο συντελεστή ασφαλείας με βάση τις ψευδοστατικές αναλύσεις για τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών (flac) και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price (slope) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής φ . Στα παραπάνω σχήματα φαίνονται και οι επιφάνειες στις οποίες αντιστοιχούν οι τιμές του συντελεστή. Στον Πίνακα 5.3 βρίσκονται οι τιμές του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή για την ανάλυση με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price για κανονική τιμή της γωνίας τριβής φ ενώ στον Πίνακα 5.4 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή για τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price για τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής, φ^* .

Πιο συγκεκριμένα στο Σχήμα 5.10 παρατηρούμε αύξηση του σεισμικού συντελεστή με αύξηση της γωνίας τριβής για σταθερή γωνία διαστολικότητας και μέγιστες τιμές για την ανάλυση οριακής ισορροπίας για κανονική γωνία τριβής και ελάχιστες τιμές για ανάλυση οριακής ισορροπίας για τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης πεπερασμένων διαφορών βρίσκονται πολύ κοντά σε αυτά της ανάλυσης οριακής ισορροπίας για κανονική τιμή της γωνίας τριβής, όμως όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.11 αφορούν σε διαφορετικές επιφάνειες αστοχίας.

Στο Σχήμα 5.12 παρατηρούμε πως για αύξηση της γωνίας διαστολικότητας τα αποτελέσματα της μεθόδου οριακής ισορροπίας για κανονική τιμή γωνίας τριβής και της μεθόδου πεπερασμένων διαφορών πλησιάζουν περισσότερο απ' ότι πριν. Και σε αυτή την περίπτωση όμως οι επιφάνειες αστοχίας είναι διαφορετικές (Σχήμα 5.13).

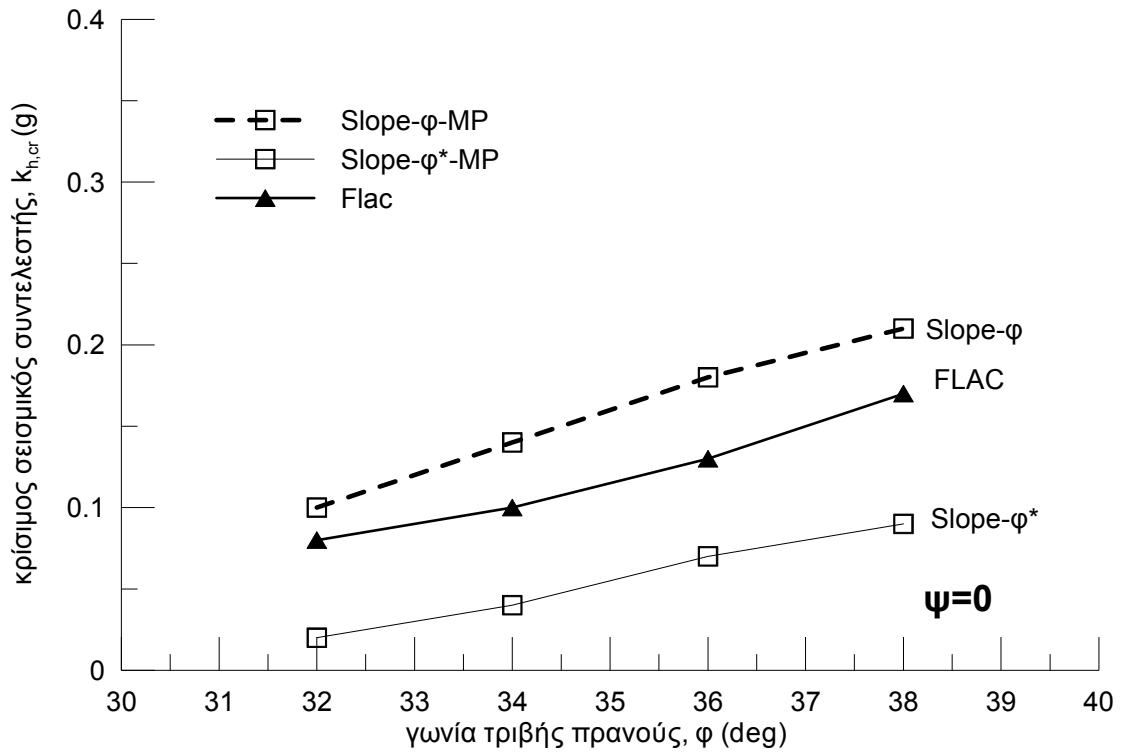
Στο Σχήμα 5.14 τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων έχουν πολύ μικρότερο εύρος ενώ οι τιμές του συντελεστή από τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική τιμή γωνίας τριβής και τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών είναι σχεδόν ίδια. Παρ' όλ' αυτά αφορούν σε διαφορετικές επιφάνειες αστοχίας (Σχήμα 5.15). Οι ίδιες παρατηρήσεις ισχύουν και για τιμή γωνίας διαστολικότητας $\psi = 15^\circ$ όπως φαίνεται στα σχήματα 5.16 και 5.17.

$k_{h,cr}$-Slope-Γωνία τριβής φ	
φ (ο)	Επιφάνεια αστοχίας II
32	0,10
34	0,14
36	0,18
38	0,21

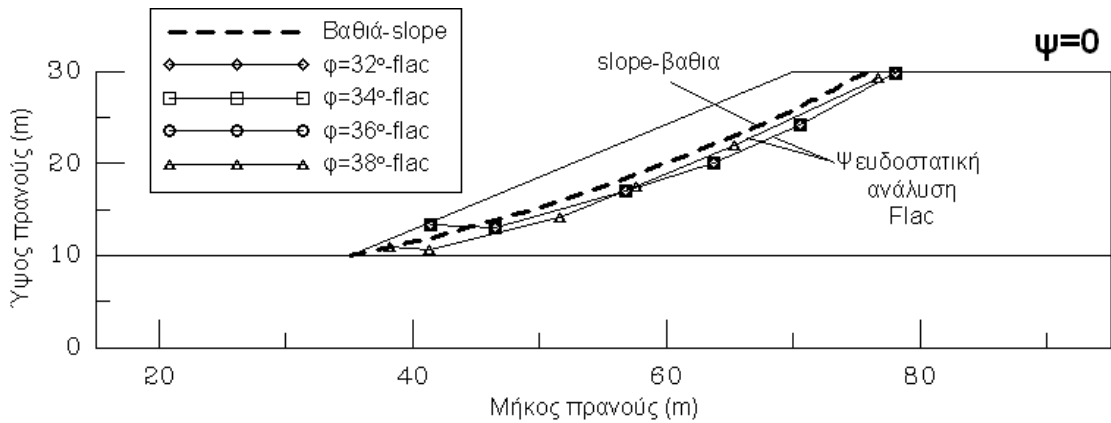
Πίνακας 5.3: Τιμές κρίσιμου σεισμικού συντελεστή από την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας.

$k_{h,cr}$		
Γωνία τριβής φ		Γωνία τριβής φ^*
Flac		Slope
Επιφ. Αστ. II		
φ (ο)	$\psi=0$	$\psi=0$
32	0,07	0.02
34	0,10	0.04
36	0,13	0.07
38	0,17	0.09
φ (ο)	$\psi=5^\circ$	$\psi=5^\circ$
32	0,07	0.04
34	0,10	0.06
36	0,14	0.09
38	0,17	0.11
φ (ο)	$\psi=10^\circ$	$\psi=10^\circ$
32	0,08	0.06
34	0,11	0.08
36	0,14	0.11
38	0,18	0.13
φ (ο)	$\psi=15^\circ$	$\psi=15^\circ$
32	0,09	0.07
34	0,12	0.1
36	0,15	0.13
38	0,19	0.15

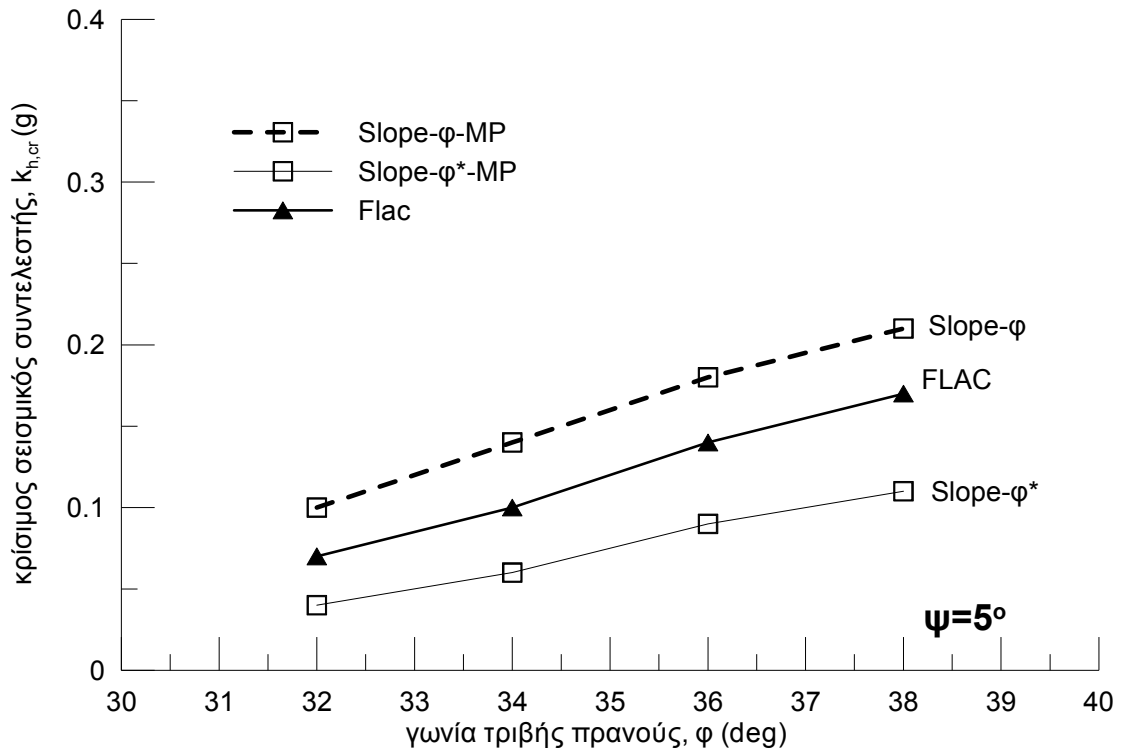
Πίνακας 5.4: Τιμές κρίσιμου σεισμικού συντελεστή από την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας φ (M-P).



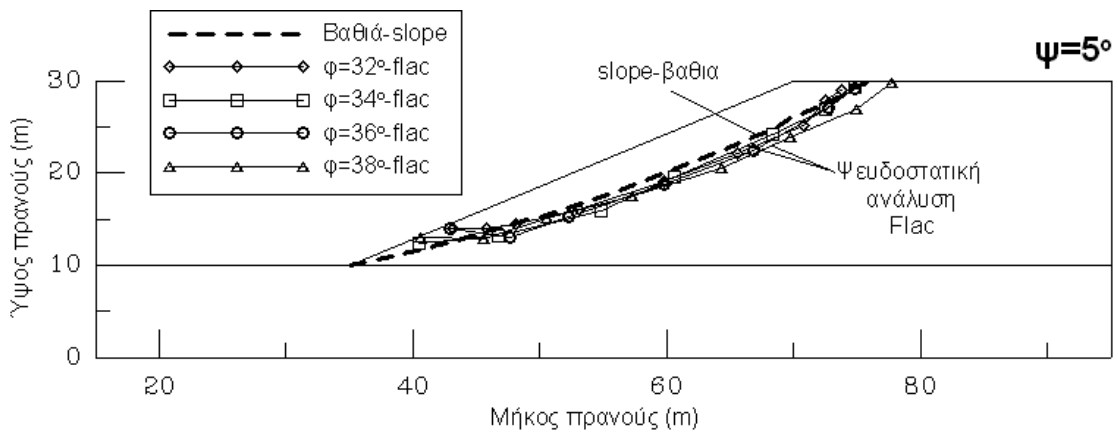
Σχήμα 5.10: Τιμές σεισμικού συντελεστή από τη ψευδο-στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=0^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.



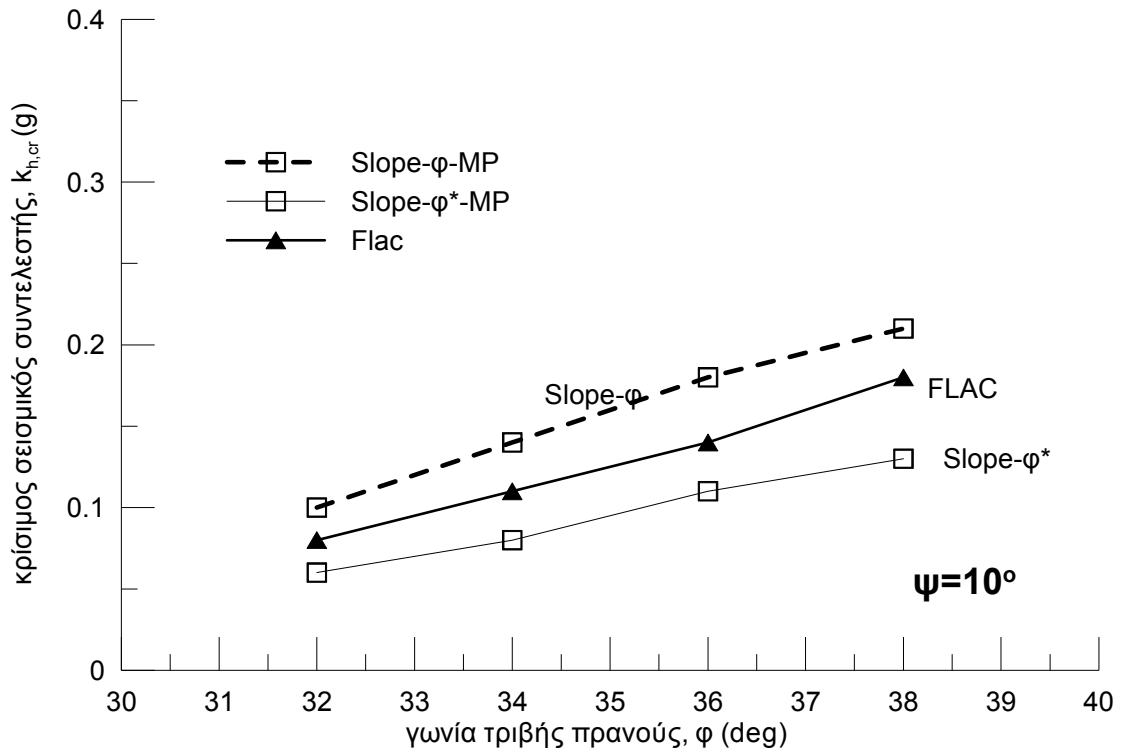
Σχήμα 5.11: Επιφάνειες αστοχίας από την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=0^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.



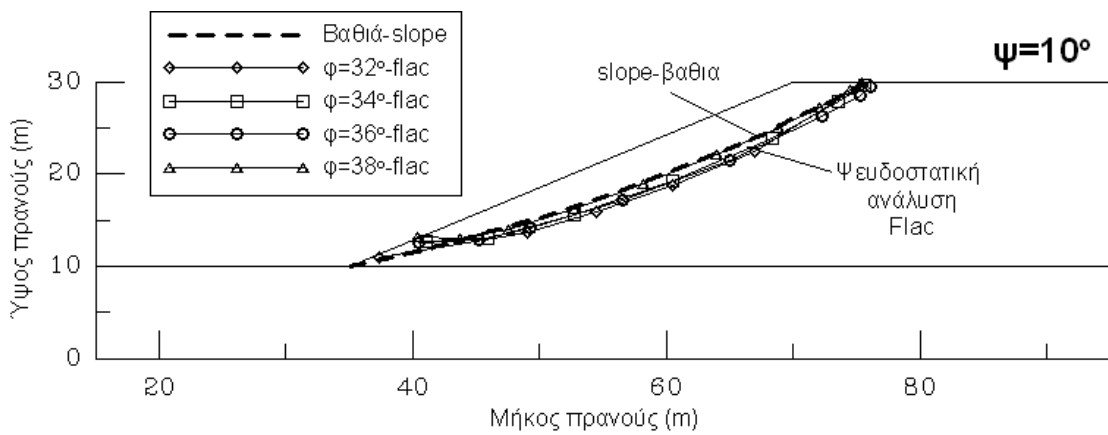
Σχήμα 5.12: Τιμές σεισμικού συντελεστή από τη ψευδο-στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=5^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.



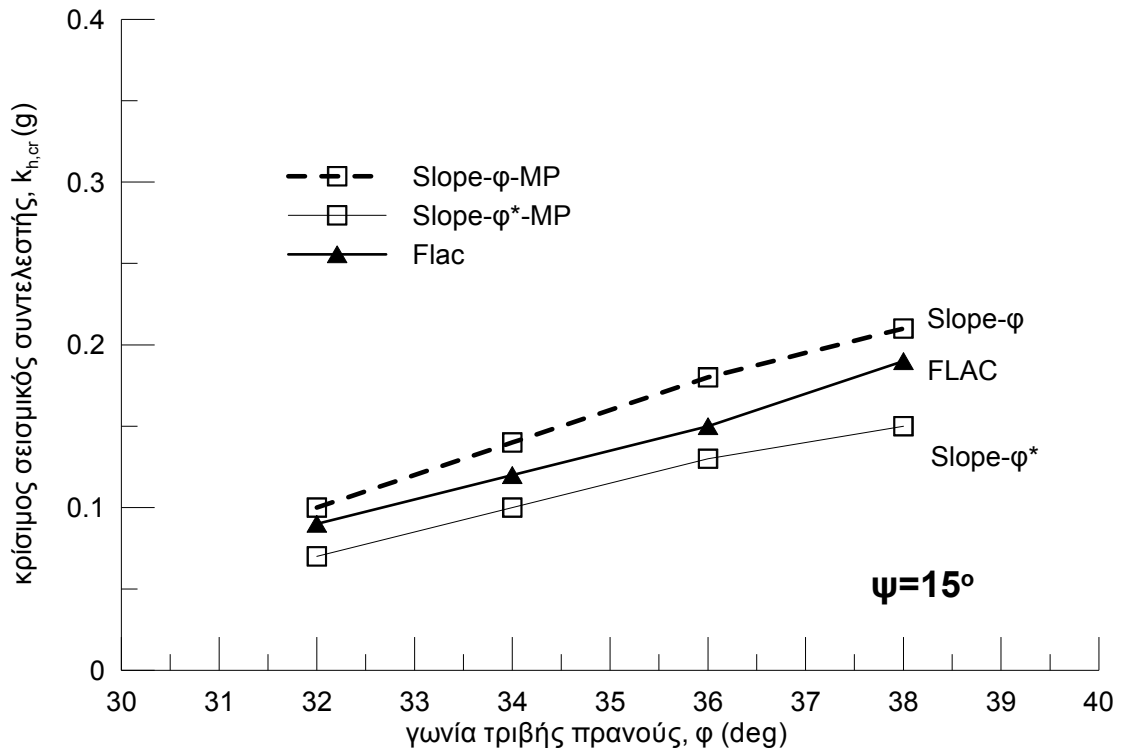
Σχήμα 5.13: Επιφάνειες αστοχίας από την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=5^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.



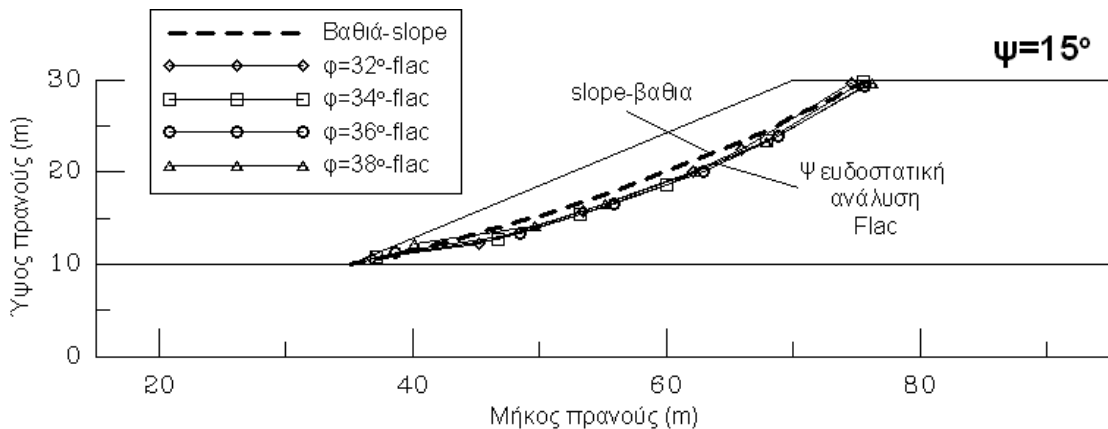
Σχήμα 5.14: Τιμές σεισμικού συντελεστή από τη ψευδο-στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=10^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.



Σχήμα 5.15: Επιφάνειες αστοχίας από την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=10^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.



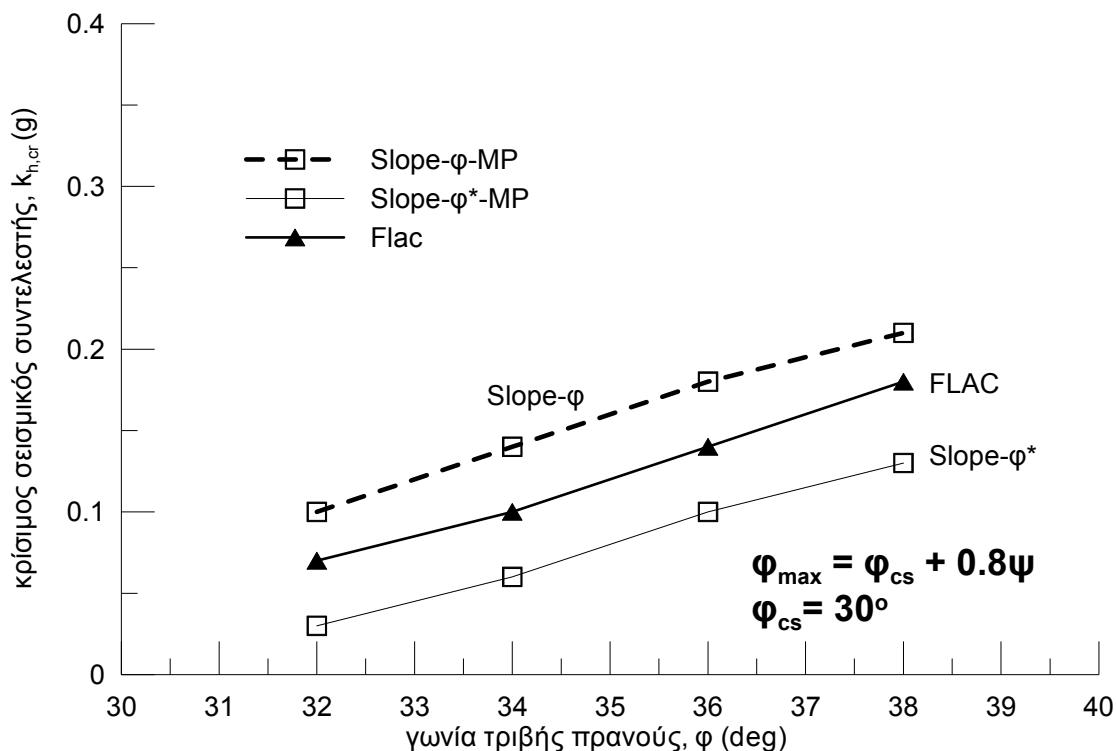
Σχήμα 5.16: Τιμές σεισμικού συντελεστή από τη ψευδο-στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=15^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.



Σχήμα 5.17: Επιφάνειες αστοχίας από την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=15^\circ$ – Μη εξαρτημένη σύγκριση.

Στο Σχήμα 5.18 φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων με τις δύο μεθόδους (οριακής ισορροπίας και πεπερασμένων διαφορών) για επιλεγμένες όμως τιμές ϕ - ψ με βάση τη Σχέση (5.1) (Bolton 1986). Παρατηρούμε πως με τη συσχέτιση αυτή οι τιμές του συντελεστή είναι γενικώς πιο χαμηλές σε σχέση με τις προηγούμενες. Αύξηση της γωνίας τριβής οδηγεί σε αύξηση της τιμής του συντελεστή με τις μέγιστες τιμές

να προκύπτουν από την ανάλυση οριακής ισορροπίας για κανονική γωνία τριβής και τις ελάχιστες τιμές από την ανάλυση οριακής ισορροπίας για τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής. Και εδώ τα αποτελέσματα της ανάλυσης πεπερασμένων διαφορών είναι σχεδόν ίδια με αυτά της ανάλυσης οριακής ισορροπίας για κανονική τιμή της γωνίας τριβής, όμως αφορούν σε διαφορετικές επιφάνειες αστοχίας.



Σχήμα 5.18: Τιμές σεισμικού συντελεστή από τη ψευδο-στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*)– Συσχέτιση ϕ - ψ σύμφωνα με Bolton (1986) - Μη εξαρτημένη σύγκριση.

Το γενικότερο συμπέρασμα που προκύπτει από τα παραπάνω και αφορά στον συντελεστή ασφαλείας αλλά και στον κρίσιμο σεισμικό συντελεστή είναι το εξής: η μέθοδος οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price χωρίς να λάβει υπ' όψιν τη γωνία διαστολικότητας στους υπολογισμούς δίνει αποτελέσματα σχεδόν ίδια με αυτά της ανάλυσης πεπερασμένων διαφορών για διαφορετικές όμως επιφάνειες αστοχίας.

5.3 Σύγκριση για την ίδια επιφάνεια αστοχίας

Στην παράγραφο αυτή γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων για τον συντελεστή ασφαλείας και τον κρίσιμο σεισμικό συντελεστή που προέκυψαν από τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price για τις ίδιες επιφάνειες αστοχίας. Η γεωμετρία των επιφανειών αυτών είναι αυτή που προέκυψε από τη στατική και την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών (λογισμικό Flac). Έχοντας τιμές του συντελεστή ασφαλείας που αναφέρονται στις ίδιες επιφάνειες αστοχίας είναι δυνατό να γίνει και η αξιολόγηση της μεθόδου οριακής ισορροπίας.

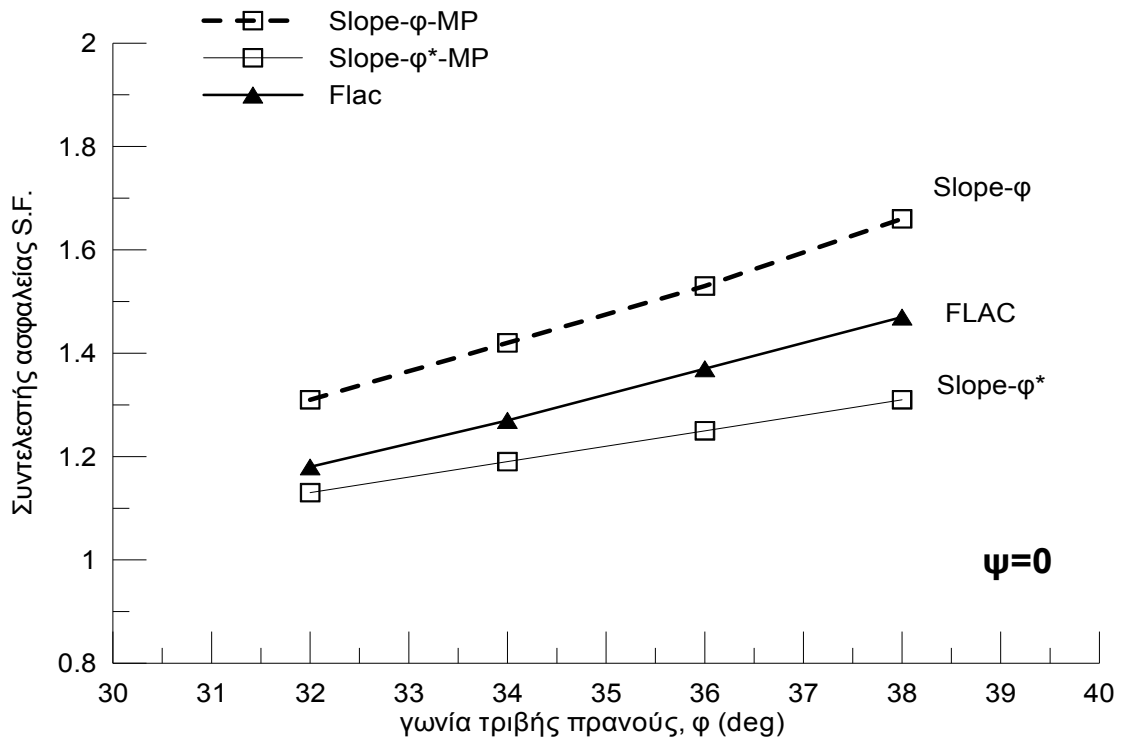
Στον Πίνακα 5.5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τον συντελεστή ασφαλείας όπως προέκυψαν από τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price, για τις επιφάνειες αστοχίας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών, για κανονική και τροποποιημένη γωνία τριβής. Στα διαγράμματα των σχημάτων 5.19-5.22 φαίνονται οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας για κάθε μέθοδο ανάλυσης συναρτήσει της γωνίας τριβής και για σταθερή τη γωνία διαστολικότητας.

Πιο συγκεκριμένα στο Σχήμα 5.19 αρχικά παρατηρούμε πως όσο αυξάνεται η γωνία τριβής φ τόσο αυξάνεται και η τιμή του συντελεστή ασφαλείας. Μέγιστες τιμές δίνει η μέθοδος οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price για κανονική τιμή της γωνίας τριβής ενώ οι ελάχιστες τιμές προκύπτουν για τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής. Η ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών δίνει αποτελέσματα ανάμεσα σε αυτά που δίνουν οι δύο μέθοδοι οριακής ισορροπίας για τροποποιημένη όμως γωνία τριβής. Ο συντελεστής ασφαλείας από τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών βρίσκεται πιο κοντά σε αυτόν από τη μέθοδο Morgenstern-Price για τροποποιημένη γωνία τριβής.

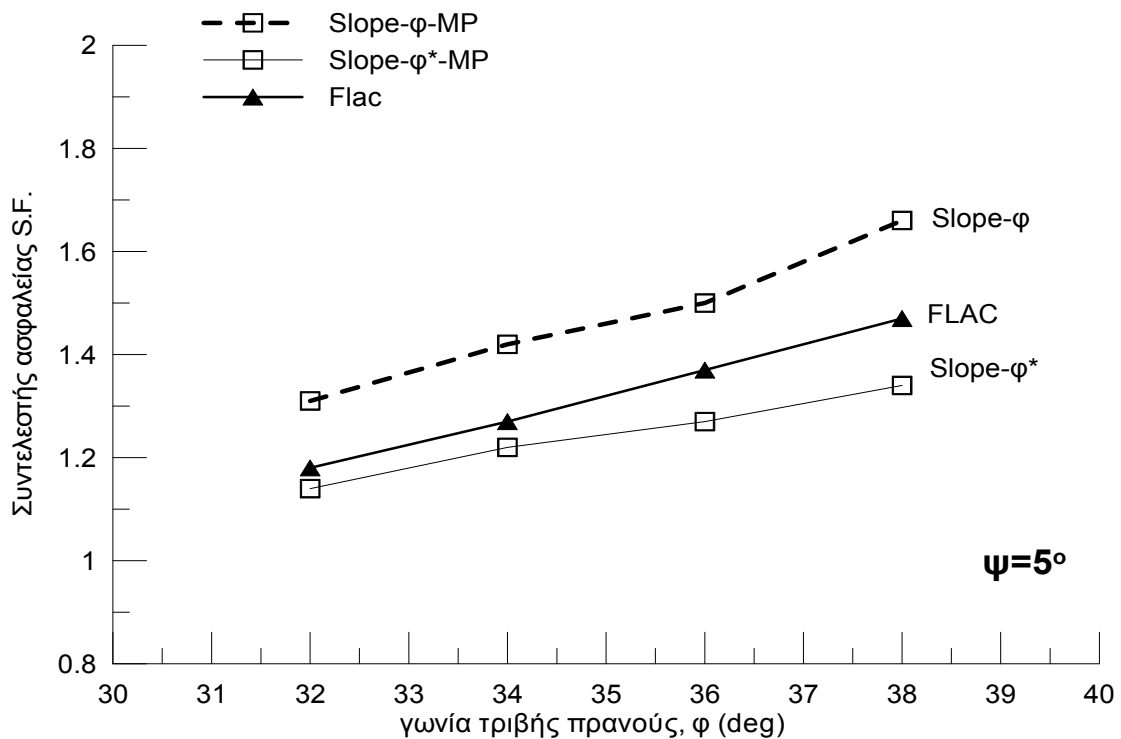
Παρατηρώντας τα σχήματα 5.20, 5.21 και 5.22 καθώς αυξάνεται η γωνία διαστολικότητας και παίρνει τιμές πιο κοντά στη γωνία τριβής, τα εύρη τιμών του συντελεστή ασφαλείας από τις δύο αναλύσεις (φ και φ^*) με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας μειώνονται και έρχονται πιο κοντά σε αυτά από τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών. Για μέγιστη τιμή της γωνίας διαστολικότητας $\psi=15^\circ$ (Σχ.5.22) υπάρχει ακόμα και επικάλυψη των αποτελεσμάτων. Στο Σχήμα 5.23 απεικονίζονται οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας για επιλεγμένες τιμές των φ, ψ σύμφωνα με την εμπειρική συσχέτιση του Bolton, 1986 (Σχέση 5.1). Και σε αυτή την περίπτωση ισχύουν οι ίδιες παρατηρήσεις με προηγουμένως σύμφωνα με τις οποίες ένα ασφαλές κάτω όριο του συντελεστή ασφαλείας δίνει η μέθοδος οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price αντίστοιχα για τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.

SFmin			
$\psi=0$			
	Slope-φ	Slope-φ^*	Flac
φ (o)	MP	MP	
32	1.31	1.13	1.18
34	1.42	1.19	1.27
36	1.53	1.25	1.37
38	1.66	1.31	1.47
$\psi=5$			
	Slope-φ	Slope-φ^*	Flac
φ (o)	MP	MP	
32	1.31	1.14	1.18
34	1.42	1.22	1.27
36	1.53	1.27	1.37
38	1.66	1.34	1.47
$\psi=10$			
	Slope-φ	Slope-φ^*	Flac
φ (o)	MP	MP	
32	1.26	1.16	1.19
34	1.36	1.23	1.28
36	1.48	1.31	1.38
38	1.60	1.38	1.49
$\psi=15$			
	Slope-φ	Slope-φ^*	Flac
φ (o)	MP	MP	
32	1.26	1.21	1.19
34	1.36	1.29	1.28
36	1.48	1.36	1.38
38	1.60	1.44	1.49

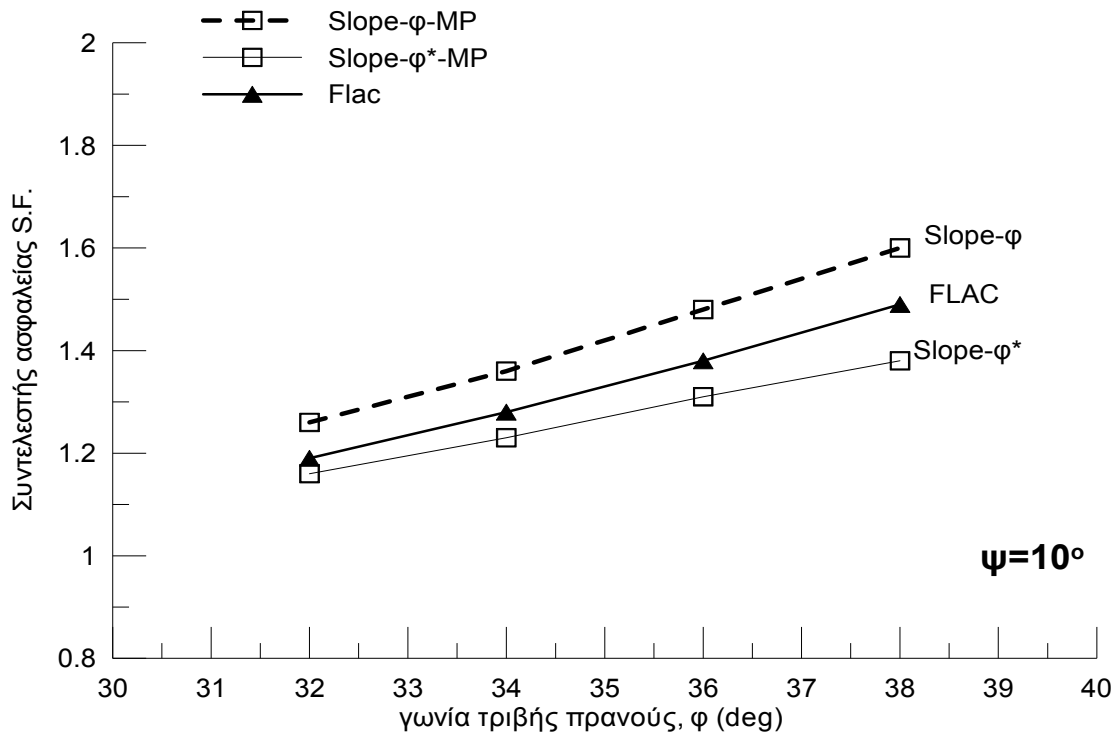
Πίνακας 5.5: Αποτελέσματα συντελεστή ασφαλείας με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price και Bishop και τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών (Flac) για τις επιφάνειες αστοχίας από τη δεύτερη και για γωνία τριβής φ και τροποποιημένη τιμή αυτής φ^* .



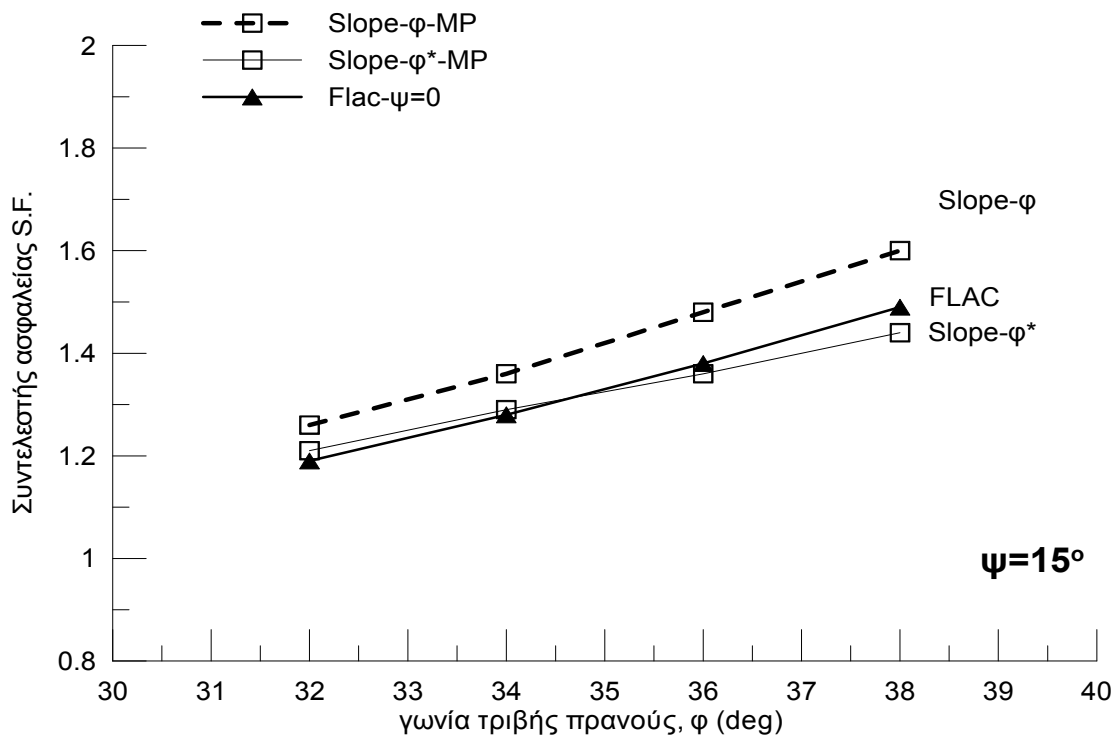
Σχήμα 5.19: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=0^\circ$ – Ίδιες επιφάνειες αστοχίας.



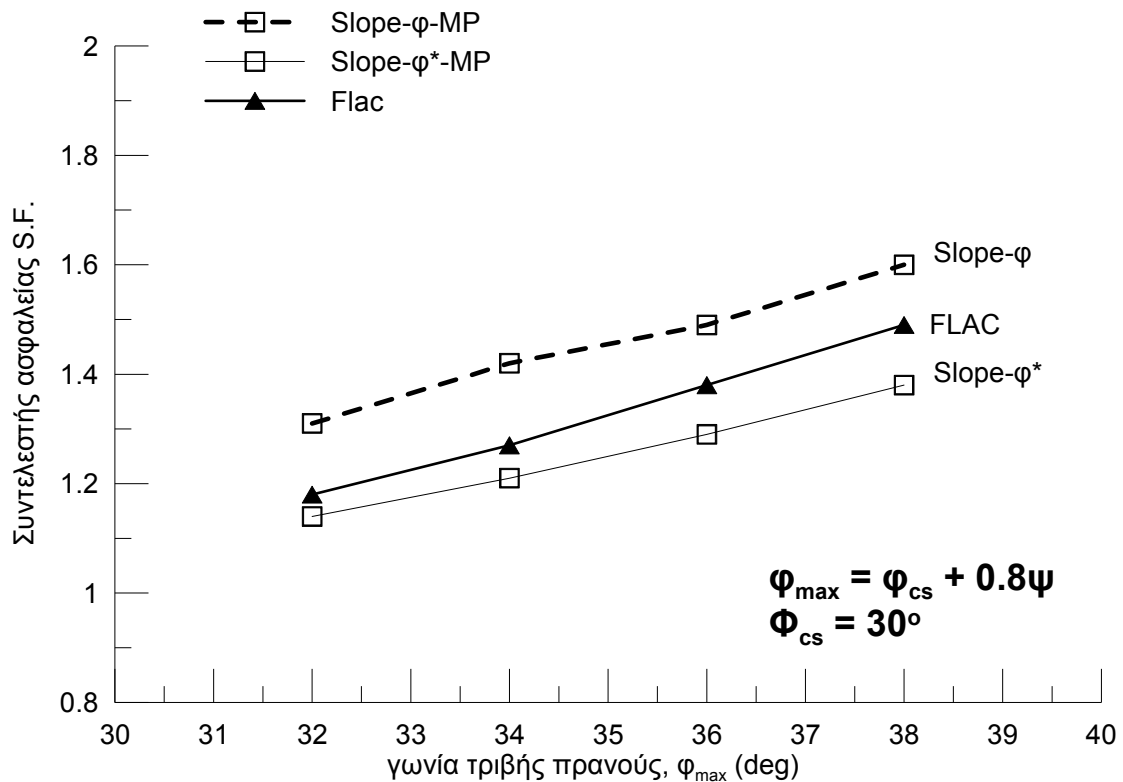
Σχήμα 5.20: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=5^\circ$ – Ίδιες επιφάνειες αστοχίας.



Σχήμα 5.21: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=10^\circ$ – Ίδιες επιφάνειες αστοχίας.



Σχήμα 5.22: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=15^\circ$ – Ίδιες επιφάνειες αστοχίας.



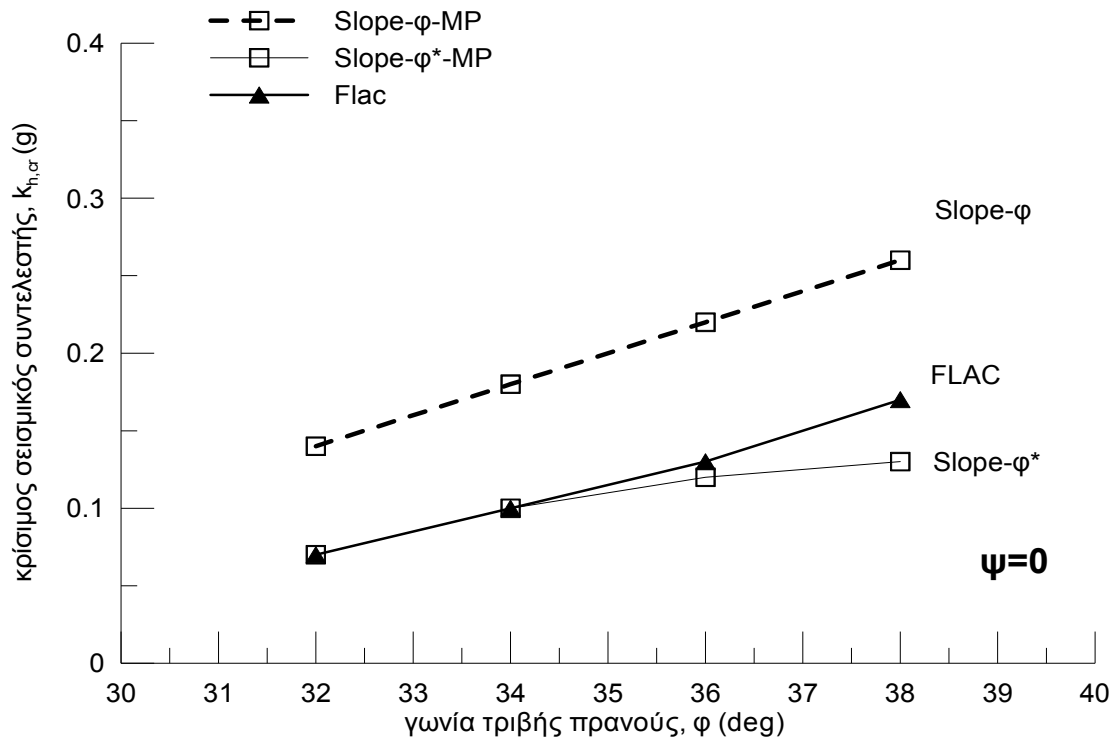
Σχήμα 5.23: Τιμές συντελεστή ασφαλείας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*)– Συσχέτιση ϕ - ψ σύμφωνα με Bolton (1986) – Ίδιες επιφάνειες αστοχίας.

Στον Πίνακα 5.6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τον κρίσιμο σεισμικό συντελεστή όπως προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών (Flac) και από τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price, για τις επιφάνειες αστοχίας από τη στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών, για κανονική και τροποποιημένη γωνία τριβής. Στα διαγράμματα των σχημάτων 5.24-5.27 φαίνονται οι τιμές του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή για την κάθε μέθοδο ανάλυσης συναρτήσει της γωνίας τριβής και για σταθερή τη γωνία διαστολικότητας.

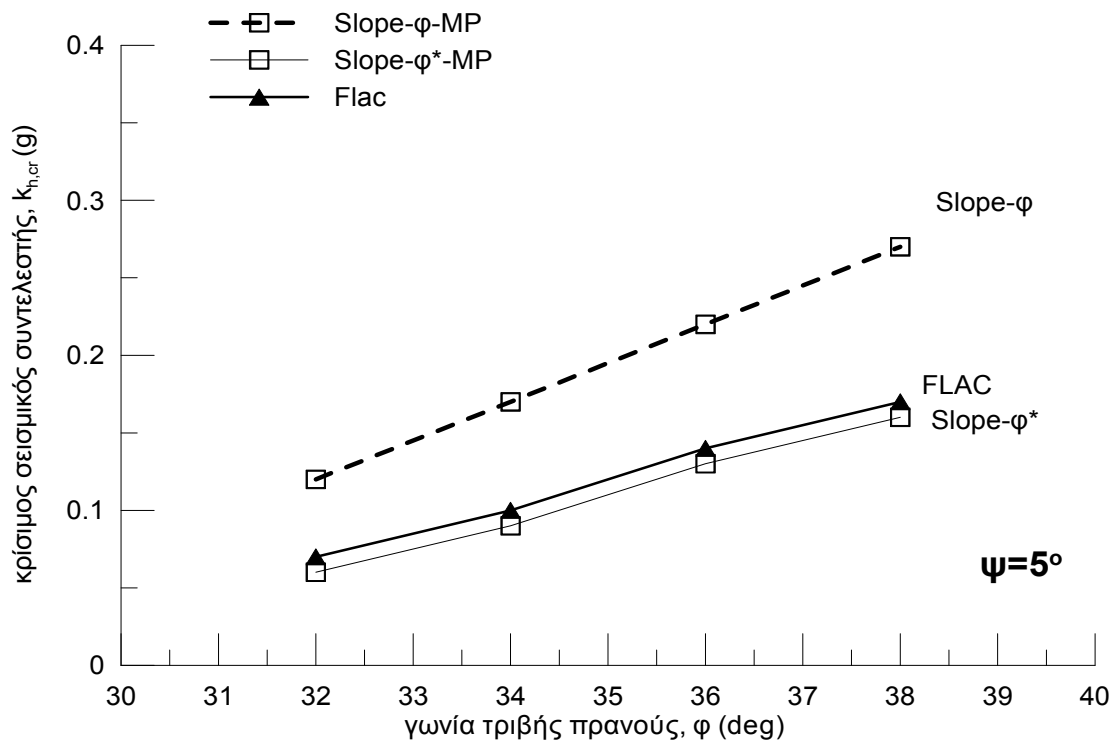
Πιο συγκεκριμένα στο Σχήμα 5.24 αρχικά παρατηρούμε πως με την αύξηση της γωνίας τριβής ϕ αυξάνεται και η τιμή του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή. Τις μέγιστες τιμές όπως και στην περίπτωση του συντελεστή ασφαλείας, δίνει η μέθοδος οριακής ισορροπίας για κανονική τιμή της γωνίας τριβής ενώ τις ελάχιστες για τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής. Η ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών δίνει αποτελέσματα ανάμεσα σε αυτά που δίνουν οι δύο αναλύσεις οριακής ισορροπίας για κανονική και τροποποιημένη γωνία τριβής.

khcr			
$\psi=0$			
φ (ο)	MP-φ	MP-φ^*	Flac
32	0,14	0,07	0,07
34	0.18	0.10	0.10
36	0.22	0.12	0.13
38	0.26	0.13	0.17
$\psi=5$			
φ (ο)	MP-φ	MP-φ^*	Flac
32	0.12	0.06	0.07
34	0.17	0.09	0.10
36	0.22	0.13	0.14
38	0.27	0.16	0.17
$\psi=10$			
φ (ο)	MP-φ	MP-φ^*	Flac
32	0.12	0.07	0.08
34	0.16	0.11	0.11
36	0.20	0.13	0.14
38	0.24	0.15	0.18
$\psi=15$			
φ (ο)	MP-φ	MP-φ^*	Flac
32	0.10	0.08	0.09
34	0.16	0.12	0.12
36	0.20	0.15	0.15
38	0.24	0.19	0.19

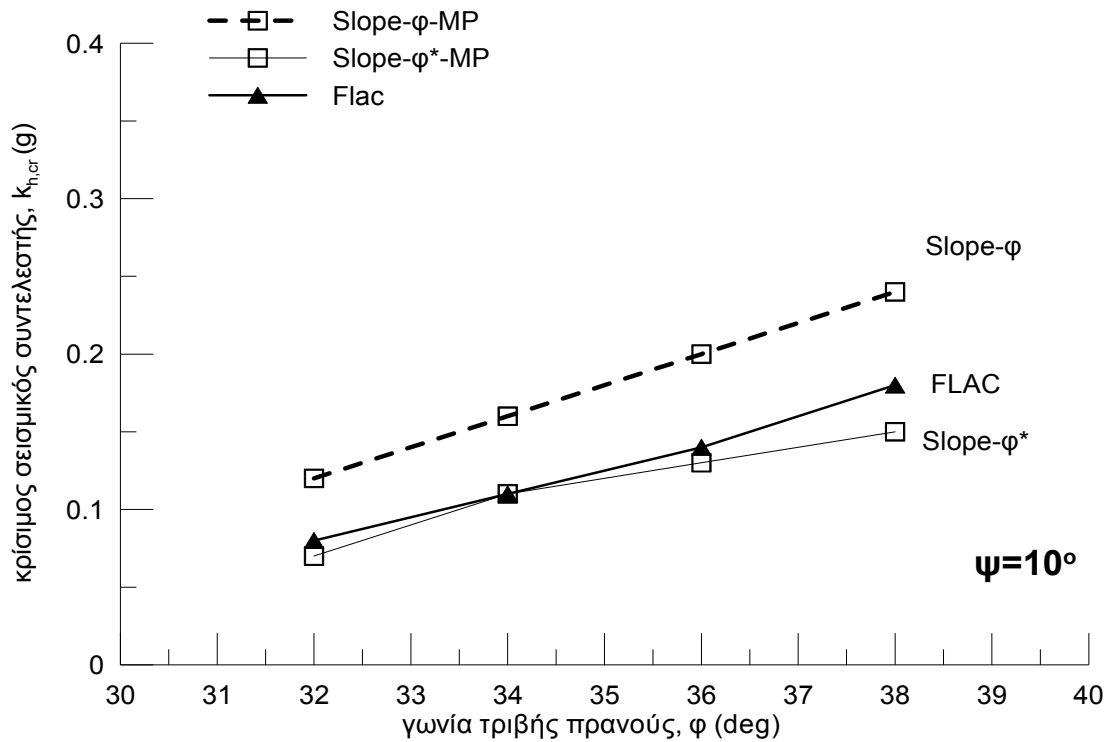
Πίνακας 5.6: Αποτελέσματα κρίσιμου σεισμικού συντελεστή με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price και Bishop και τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών (Flac) για τις επιφάνειες αστοχίας από τη δεύτερη και για γωνία τριβής φ και τροποποιημένη τιμή αυτής φ^* .



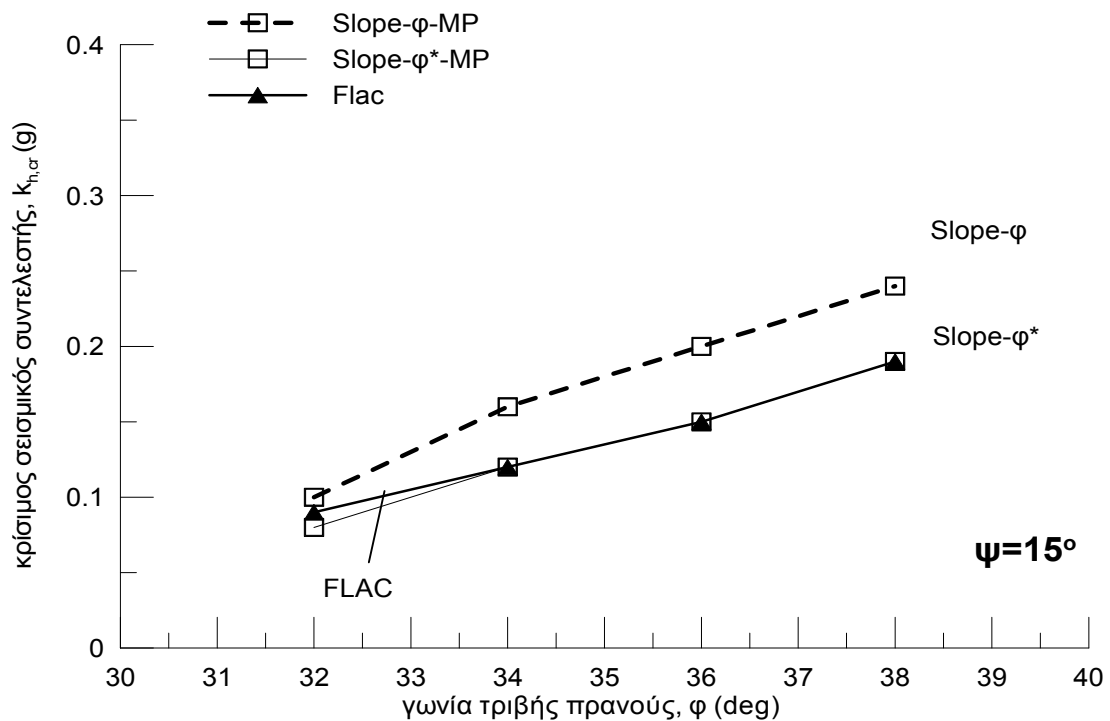
Σχήμα 5.24: Τιμές σεισμικού συντελεστή από τη ψευδο-στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=0^\circ$ – Ίδιες επιφάνειες αστοχίας



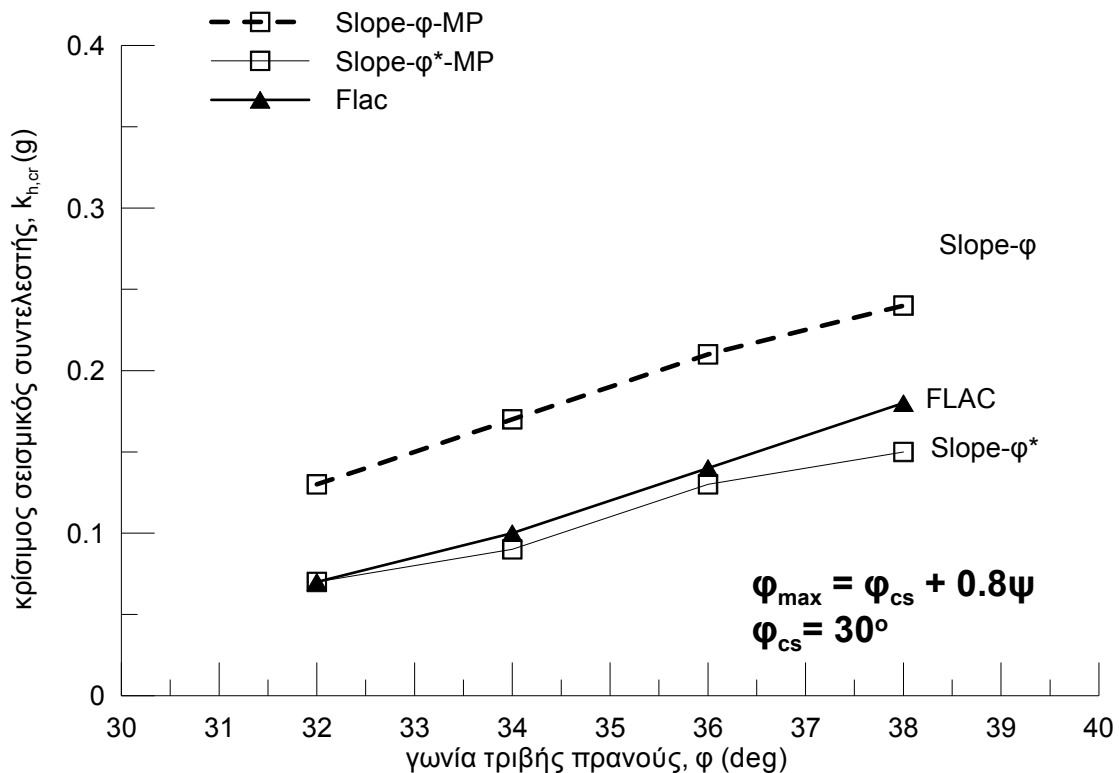
Σχήμα 5.25: Τιμές σεισμικού συντελεστή από τη ψευδο-στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=5^\circ$ – Ίδιες επιφάνειες αστοχία.



Σχήμα 5.26: Τιμές σεισμικού συντελεστή από τη ψευδο-στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=10^\circ$ – Ίδιες επιφάνειες αστοχίας.



Σχήμα 5.27: Τιμές σεισμικού συντελεστή από τη ψευδο-στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*) για $\psi=15^\circ$ – Ίδιες επιφάνειες αστοχίας.



Σχήμα 5.28: Τιμές σεισμικού συντελεστή από τη ψευδο-στατική ανάλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών και τη μέθοδο οριακής ισορροπίας για κανονική (ϕ) και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής (ϕ^*)– Συσχέτιση ϕ - ψ σύμφωνα με Bolton (1986) – Ίδιες επιφάνειες αστοχίας.

Παρατηρώντας τα Σχήματα 5.25-5.27 ο σεισμικός συντελεστής με βάση τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών ταυτίζεται σχεδόν με τα αποτελέσματα του συντελεστή από τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price για τροποποιημένη γωνία τριβής.

Στο Σχήμα 5.28 απεικονίζονται οι τιμές του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή για επιλεγμένες τιμές των ϕ, ψ σύμφωνα με την εμπειρική συσχέτιση του Bolton, 1986 (Σχέση 5.1) επιβεβαιώνοντας τα παραπάνω συμπεράσματα.

5.4 Συμπεράσματα

Μη εξαρτημένη σύγκριση

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα της ανάλυσης πεπερασμένων διαφορών με αυτά της μεθόδου οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψιν στους υπολογισμούς η γωνία διαστολικότητας, οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας και του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή είναι πολύ κοντά αλλά αφορούν σε διαφορετικές επιφάνειες αστοχίας. Οι τιμές των συντελεστών από τη μέθοδο οριακής ισορροπίας αναφέρονται σε πιο ρηχές επιφάνειες ενώ σύμφωνα με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών αντιστοιχούν σε πιο βαθιές επιφάνειες αστοχίας οδηγώντας στο

συμπέρασμα πως ίσως η μέθοδος οριακής ισορροπίας να είναι επισφαλής.

Ίδιες επιφάνειες αστοχίας

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα της ανάλυσης πεπερασμένων διαφορών με αυτά της μεθόδου οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price για ίδιες επιφάνειες και τροποποιημένη γωνία τριβής συμπεραίνουμε πως λαμβάνοντας υπ' όψιν τη γωνία διαστολικότητας (αντιστοιχεί σε απομείωση της γωνίας τριβής) με την απλή διαδικασία εφαρμογής των μεθόδων των λωρίδων μπορούμε να εκτιμήσουμε μία τιμή του συντελεστή ασφαλείας πολύ κοντά σε αυτή που δίνει η αριθμητική ανάλυση πεπερασμένων διαφορών.

Όσον αφορά στον σεισμικό συντελεστή τα αποτελέσματα από τη μέθοδο Morgenstern-Price για τροποποιημένη γωνία τριβής που αναφέρεται στις ίδιες επιφάνειες αστοχίας ταυτίζονται σχεδόν με αυτά της αριθμητικής ανάλυσης.

Από τα παραπάνω γίνεται φανερή η σημαντική επίδραση της γωνίας διαστολικότητας στα αποτελέσματα τόσο του συντελεστή ασφαλείας αλλά και του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή και πως αν ληφθεί υπ' όψιν ακόμα και οι απλοποιητικές μέθοδοι των λωρίδων μπορούν να δώσουν μία ασφαλή πρώτη εκτίμησή τους.

Κεφάλαιο 6

Εκτίμηση του σεισμικού συντελεστή k_h

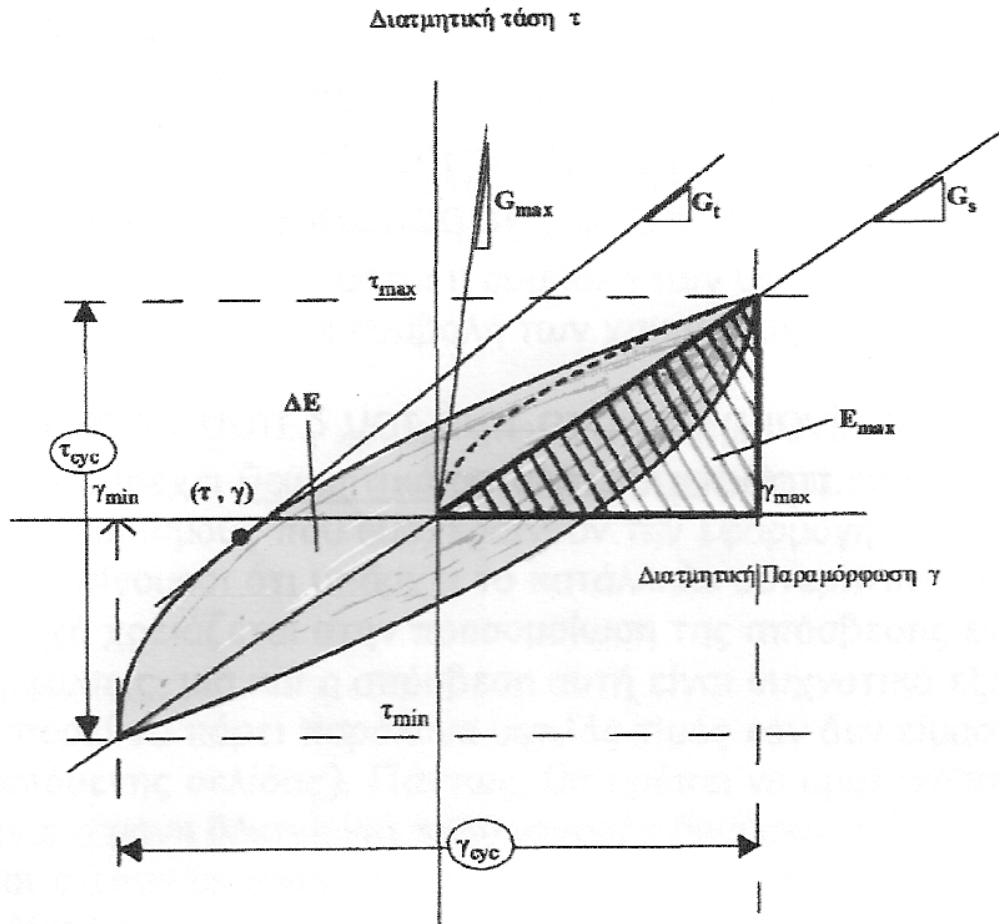
6.1 Γενικά

Σε αντίθεση με το φυσικό έδαφος, η σεισμική απόκριση του οποίου μπορεί να υπολογισθεί με ικανοποιητική ακρίβεια από 1-Δ αναλύσεις, η ανάλυση ενός επικώματος απαιτεί τη διεξαγωγή 2-Δ αναλύσεων, δεδομένου ότι τόσο τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του όσο και οι ιδιότητες του εδάφους παρουσιάζουν έντονη διαφοροποίηση τόσο στην κατακόρυφη όσο και στην οριζόντια κατεύθυνση. Έτσι, στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκαν 2-Δ αναλύσεις πεπερασμένων διαφορών, με το λογισμικό FLAC-2D (Itasca, 1998) υιοθετώντας συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης.

Οι αναλύσεις με το εν λόγω λογισμικό βασίζονται στην «εν χρόνω» ολοκλήρωση των κυματικών εξισώσεων (time domain analysis). Επιπλέον, η προσομοίωση της συμπεριφοράς του εδάφους υπό δυναμική-ανακυκλιζόμενη φόρτιση επιτυγχάνεται με τη βοήθεια μη-γραμμικών υστερητικών καταστατικών σχέσεων οι οποίες προσαρμόζονται σε αντίστοιχα πειραματικά δεδομένα. Η καταστατική σχέση που χρησιμοποιείται για το σκοπό αυτό εκφράζεται σε επαυξητική μορφή και ακολουθείται η μέθοδος της βήμα προς βήμα ολοκλήρωσης (step-by-step integration) με χρήση των εκάστοτε εφαπτομενικών ιδιοτήτων του υλικού.

Στην παρούσα μελέτη, η σεισμική απόκριση του εδαφικού στοιχείου περιγράφεται από το καταστατικό προσομοίωμα Ramberg - Osgood (1943), το οποίο μπορεί να προσεγγίσει ικανοποιητικά τόσο την απομείωση του μέτρου διάτμησης (G) όσο και την αύξηση του ποσοστού κρίσιμης υστερητικής απόσβεσης (ξ) συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης (γ) του εδάφους (βλ. Σχήμα 6.1). Το εν λόγω προσομοίωμα ενσωματώθηκε σε κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC-2D ως UDM (User Defined Model), όπως παρουσιάζεται λεπτομερώς σε πρόσφατες ερευνητικές εκθέσεις του Τομέα Γεωτεχνικής του ΕΜΠ (Μπουκοβάλας κ.α., 2002, Ανδριανόπουλος 2006).

Ελλείψει πειραματικών δεδομένων από δυναμικές εργαστηριακές δοκιμές (π.χ. δοκιμές ανακυκλικής φόρτισης ή συντονισμού) για τα εδαφικά υλικά κατασκευής του επικώματος, η βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος έγινε με χρήση των εμπειρικών καμπυλών (G/G_{\max} - γ) και (ξ - γ) των Vucetic & Dobry (1991) (Σχήμα 6.2).



Σχήμα 6.1: Τυπικός βρόχος υστέρησης για το υπερβολικό προσομοίωμα Ramberg-Osgood

6.2 Καταστατικό προσομοίωμα Ramberg - Osgood

Το καταστατικό προσομοίωμα Ramberg - Osgood δίνει τη δυνατότητα προσομοίωσης τόσο της κρατυνόμενης (hardening) όσο και της «υπερβολικής» μορφής σχέσεων τάσης-παραμόρφωσης. Συγκεκριμένα, η σχέση διατμητικής τάσης τ - διατμητικής παραμόρφωσης γ κατά τη διάρκεια ενός συμμετρικού (ως προς τη διατμητική τάση) κύκλου φόρτισης - αποφόρτισης - επαναφόρτισης δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\gamma - \gamma_c = \frac{\tau - \tau_c}{G_o} \left[1 + \left(\frac{1}{a_y} - 1 \right) \left(\frac{|\tau - \tau_c|}{2\tau_1} \right)^{w-1} \right] \quad (6.1)$$

όπου:

τ_c , γ_c : είναι το ημι-εύρος μεταβολής της διατμητικής τάσης και της διατμητικής παραμόρφωσης αντίστοιχα κατά τη διάρκεια του εν λόγω κύκλου και

a_y , w , τ_1 : είναι οι τρεις παράμετροι του προσομοιώματος. Πιο συγκεκριμένα a_y είναι η τιμή του λόγου G/G_{max} για $\tau=\tau_1$, ενώ το w εκφράζει το ρυθμό με τον οποίο απομειώνεται το τέμνον μέτρο διάτμησης G αυξανόμενης της διατμητικής τάσης.

Για τις ανάγκες ενσωμάτωσης του προσομοιώματος στην αριθμητική επίλυση προβλημάτων κυματικής χρησιμοποιείται μια ισοδύναμη, γενικευμένη μορφή της παραπάνω σχέσης, σύμφωνα με την οποία το εφαπτομενικό μέτρο διάτμησης υπολογίζεται ως:

$$G_t = G_{max} / T \quad (6.2)$$

όπου :

$$T = \left\{ \begin{array}{ll} 1 + 2 \left(\frac{1}{a_1} - 1 \right) \frac{|X_{LR}|}{2\eta_1} & \text{για ανακυκλική φόρτιση} \\ 1 + 2 \left(\frac{1}{a_1} - 1 \right) \frac{|X|}{\eta_1} & \text{για μονοτονική φόρτιση} \end{array} \right. \quad (6.3)$$

Τα βασικά μεγέθη που είναι αναγκαία για τον ορισμό των ανωτέρω σχέσεων επεξηγούνται ακολούθως:

Γενικευμένη διατμητική τάση X:

Πρόκειται για βαθμωτό μέγεθος που ποσοτικοποιεί τη σχετική μεταβολή του αποκλίνοντα τανυστή τάσεων r_{ij} κατά την τρέχουσα κατάσταση από μια προηγούμενη κατάσταση αναφοράς. Ως κατάσταση αναφοράς (reference state) ορίζεται η τελευταία αντιστροφή της φόρτισης (SR: Shear Reversal), εκτός από την αρχική φόρτιση όπου ως κατάσταση αναφοράς ορίζεται η κατάσταση ηρεμίας. Το μέγεθος αυτό δίνεται από τη σχέση:

$$X = \sqrt{1/2(r - r^{ref}) : (r - r^{ref})} \quad (6.4)$$

Γενικευμένος αποκλίνων λόγος τάσεων r_{ij} :

Είναι ο λόγος του αποκλίνοντα τανυστή τάσεων s_{ij} προς τη μέση ενεργό τάση p ($r_{ij}=s_{ij}/p$). Όπως και στις τριαξονικές συνθήκες, σημασία για τον καθορισμό της συμπεριφοράς ενός υλικού έχει κυρίως η τιμή του αποκλίνοντα λόγου των τάσεων και όχι τόσο οι τιμές των επιμέρους τάσεων.

Παράμετρος a_1 :

Είναι βαθμωτό μέγεθος που συνδέεται με το ρυθμό απομείωσης του μέτρου διατμήσεως συναρτήσει της παραμόρφωσης. Παίρνει τιμές μικρότερες ή ίσες της μονάδας ($a_1 \leq 1$). Μείωση της τιμής του

συνεπάγεται πιο γρήγορη απομείωση του μέτρου δυστημής ενώ $a_1=1$ συνεπάγεται ελαστική συμπεριφορά.

Παράμετρος η_1 :

Είναι βαθμωτό μέγεθος που σχετίζεται με την τιμή της διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_1=(\gamma_{tv})$, η οποία αποτελεί το όριο πάνω από το οποίο οι πλαστικές (μη-αναστρέψιμες) παραμορφώσεις γίνονται σημαντικές (Vucetic, 1994). Το όριο αυτό κυμαίνεται από 6.5×10^{-5} έως 2.5×10^{-4} για άμμους ή μη-πλαστικές ιλύες και αυξάνεται για αργίλους. Η σχέση που συνδέει τη χαρακτηριστική διατμητική παραμόρφωση με την παράμετρο η_1 είναι:

$$\eta_1 = a_1 \left(\frac{G_o^{SR}}{p_{SR}} \right) \gamma_1 \quad (6.5)$$

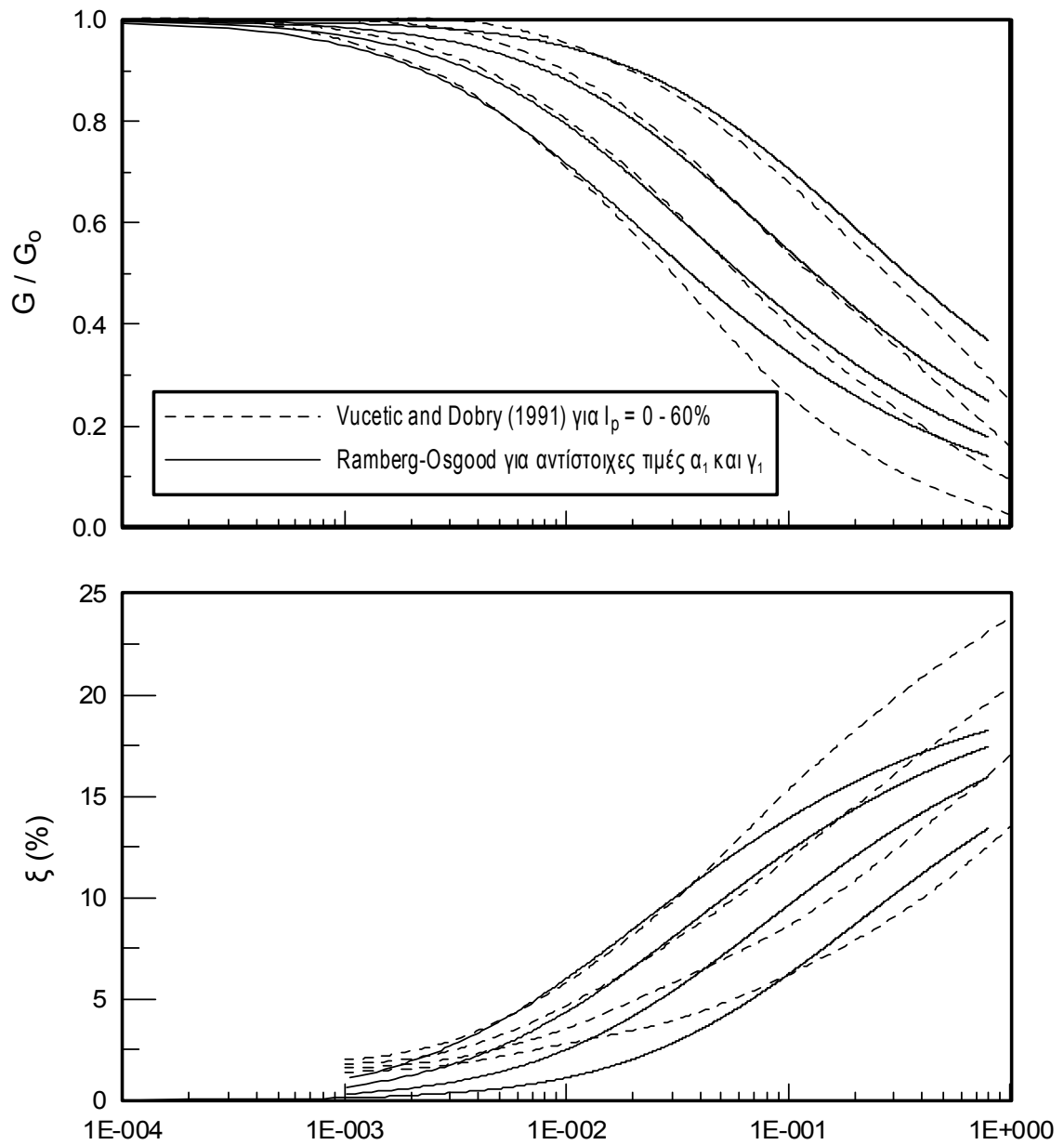
όπου G_o^{SR} και p_{SR} είναι οι τιμές του μέγιστου μέτρου διατμήσεως G_{max} και της μέσης ενεργού τάσης $p \{=(\sigma_v+2\sigma_h)/3\}$ κατά την τελευταία αντιστροφή φόρτισης (SR: Shear Reversal).

Από τα παραπάνω συνάγεται ότι για τη βαθμονόμηση του προσομοιώματος απαιτείται η γνώση μόνο των παραμέτρων a_1 , γ_1 . Για την προσομοίωση της δυναμικής συμπεριφοράς μη-σιμεντωμένων εδαφών, όπως αποδίδεται από τις πειραματικές καμπύλες $G/G_{max}-\gamma_c$ και $\xi-\gamma_c$, προτείνονται οι τιμές των γ_1 και a_1 συναρτήσει του δείκτη πλαστιμότητας PI που φαίνονται στον Πίνακα 6.1.

Υλικό	PI (%)	a_1	γ_1 (%)
Άμμος	0-7.5	0.6	0.016

Πίνακας 6.1: Τιμές των βασικών παραμέτρων του προσομοιώματος Ramberg – Osgood για το αμμώδες υλικό του επικώματος.

Στο Σχήμα 6.2 συγκρίνονται οι θεωρητικές καμπύλες απομείωσης του μέτρου διάτμησης και αύξησης του ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης συναρτήσει της παραμόρφωσης, όπως προκύπτουν από το προσομοίωμα Ramberg-Osgood, με τις αντίστοιχες πειραματικές καμπύλες των Vucetic & Dobry (1991), για τον δείκτη πλαστιμότητας PI που παρουσιάζεται στον Πίνακα 6.1.

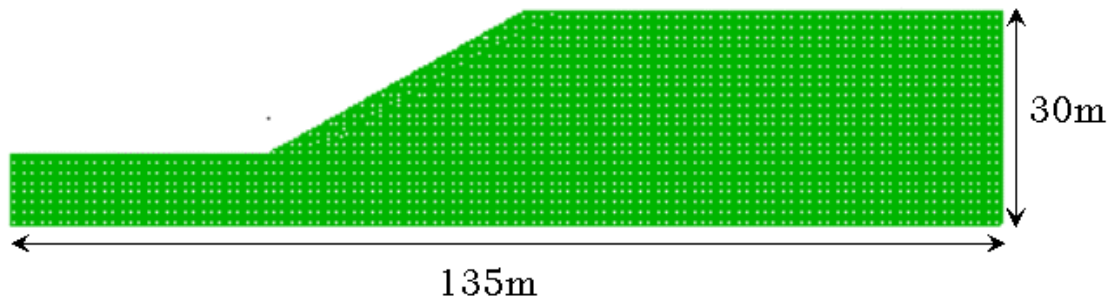


Σχήμα 6.2: Σύγκριση πειραματικών καμπύλων ($G/G_{\max-\gamma}$) και ($\xi-\gamma$) Vucetic & Dobry (1991) με τις καμπύλες που προκύπτουν από το αναλυτικό προσομοίωμα Ramberg-Osgood.

6.3 Δεδομένα και παραδοχές

6.3.1 Διακριτοποίηση του εδάφους θεμελίωσης

Για τις αναλύσεις σεισμικής απόκρισης του επικώματος, χρησιμοποιήθηκε ο κάνναβος 4-γωνικών στοιχείων που φαίνεται στο Σχήμα 6.3 κατά την εγκάρσια έννοια κάθετα στον άξονά του. Οι διαστάσεις των εδαφικών στοιχείων είναι σταθερές $0.5 \times 0.5 \text{m}^2$ σε όλη την περιοχή του επικώματος. Στα πλαίσια της διακριτοποίησης έγιναν σεβαστές οι διεπιφάνειες μεταξύ του αμμώδους υλικού του επικώματος και του βραχώδους υποβάθρου.



Σχήμα 6.3: Κάνναβος διακριτοποίησης

6.3.2 Συνοριακές συνθήκες

Για την αποφυγή της ανάκλασης σεισμικών κυμάτων στα πλευρικά όρια του καννάβου, η οποία ενδέχεται να οδηγήσει σε τεχνητή ενίσχυση του σεισμικού κραδασμού λόγω συμβολής των ανακλώμενων με τα προσπίπτοντα κύματα, χρησιμοποιήθηκαν συνοριακές συνθήκες ελεύθερου πεδίου (free field boundaries, Cundall et al. (1980)). Για αντίστοιχο λόγο, στη βάση του καννάβου χρησιμοποιήθηκαν «διαφανή» σύνορα (absorbing boundaries, Lysmer & Kuhlemeyer, 1969) τα οποία προσομοιώνουν επιτυχώς την απόσβεση ακτινοβολίας με χρήση ισοδύναμου ιξώδους αποσβεστήρα.

6.3.3 Σεισμικές Διεγέρσεις

Σύμφωνα με την παρούσα μεθοδολογία 2-Δ ανάλυσης, οι σεισμικές διεγέρσεις θα πρέπει να εφαρμοσθούν στη βάση του καννάβου. Στην περίπτωση απευθείας επιβολής της σεισμικής επιτάχυνσης τα στοιχεία θα υποβάλλονταν σε εξαναγκασμένη ταλάντωση και λόγω των συνόρων δε θα μπορούσαν να μετακινηθούν ελεύθερα. Γι' αυτό προκειμένου να αποφευχθεί η κινηματική δέσμευση των κόμβων στη βάση του καννάβου και η επακόλουθη τεχνητή ανάκλαση των σεισμικών κυμάτων, η σεισμική διέγερση επιβλήθηκε ως χρονοϊστορία διατμητικής τάσης, η οποία υπολογίστηκε συναρτήσει της αντίστοιχης χρονοϊστορίας σεισμικής ταχύτητας σύμφωνα με την σχέση (Itasca, 1998):

$$\tau_s = 2(\rho V_{s,b})v_b \quad (6.6)$$

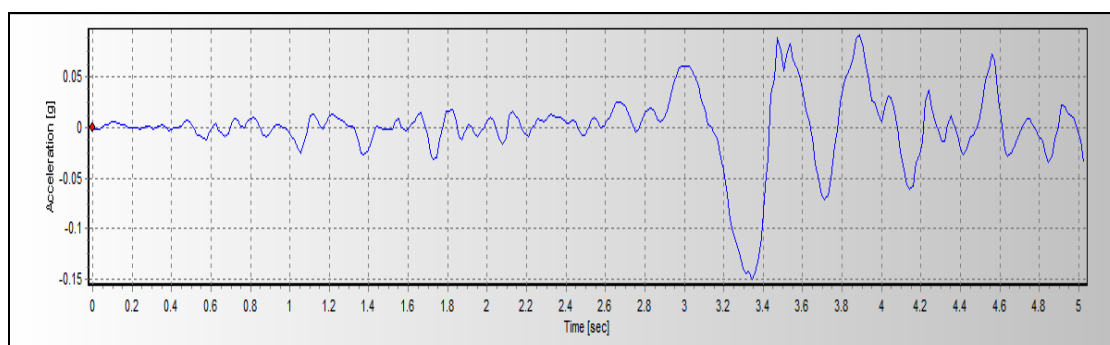
όπου: τ_s είναι η επιβαλλόμενη διατμητική τάση,

ρ είναι η φαινόμενη πυκνότητα μάζας του σεισμικού υποβάθρου,

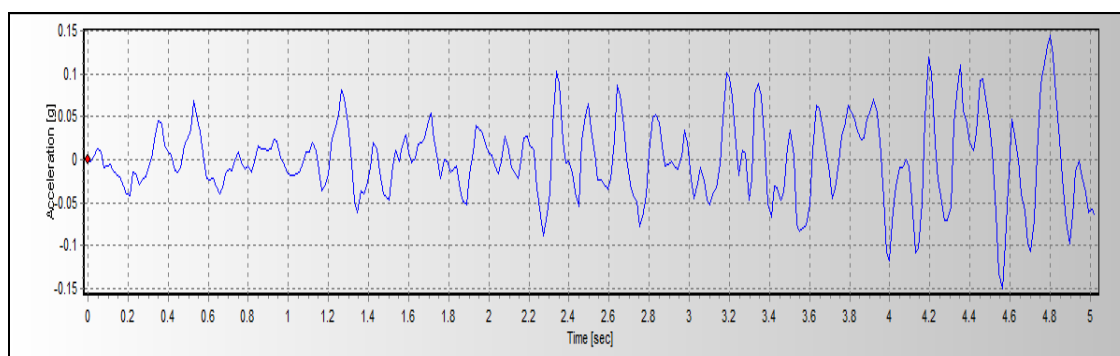
$V_{s,b}$ είναι η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων εντός του σεισμικού υποβάθρου και

v_b είναι η σεισμική ταχύτητα ταλάντωσης εδαφικού σημείου στην διεπιφάνεια εδάφους-υποβάθρου.

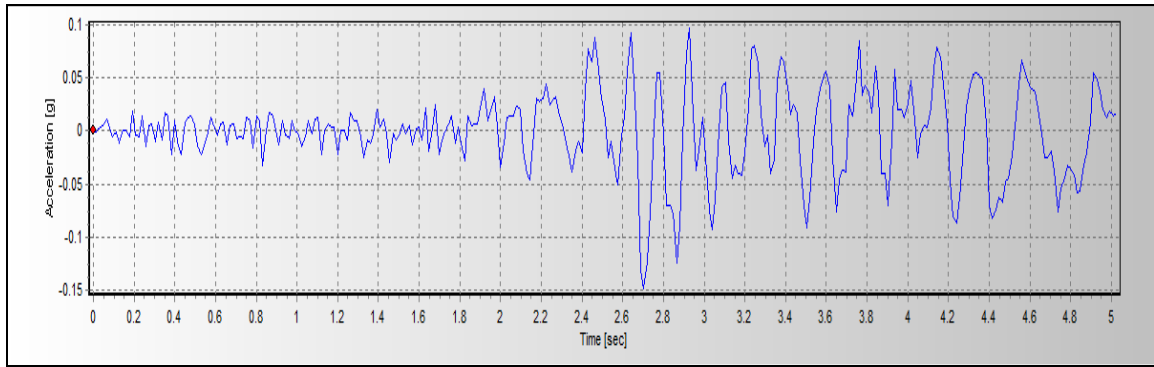
Οι διεγέρσεις που επιβλήθηκαν είναι αυτές του Αιγίου (1995), του Αργοστολίου (1983) και των Σεπολίων (1999). Τα επιταχυνσιογραφήματα των τριών διεγέρσεων καθώς και το ελαστικό φάσμα απόκρισης για $PGA=0.15g$ φαίνονται στα Σχήματα 6.4-6.7.



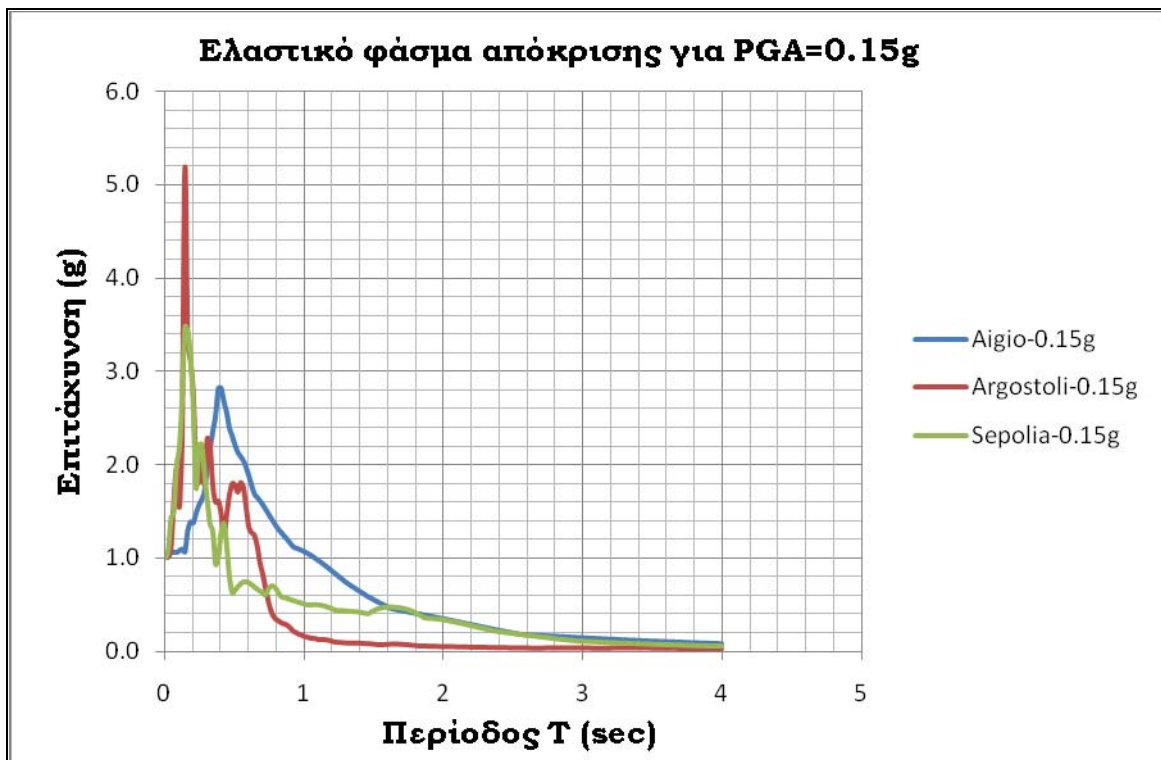
Σχήμα 6.4: Επιταχυνσιογράφημα Αιγίου για επιτάχυνση ελεύθερου πεδίου $PGA=0.15g$



Σχήμα 6.5: Επιταχυνσιογράφημα Αργοστολίου για επιτάχυνση ελεύθερου πεδίου $PGA=0.15g$



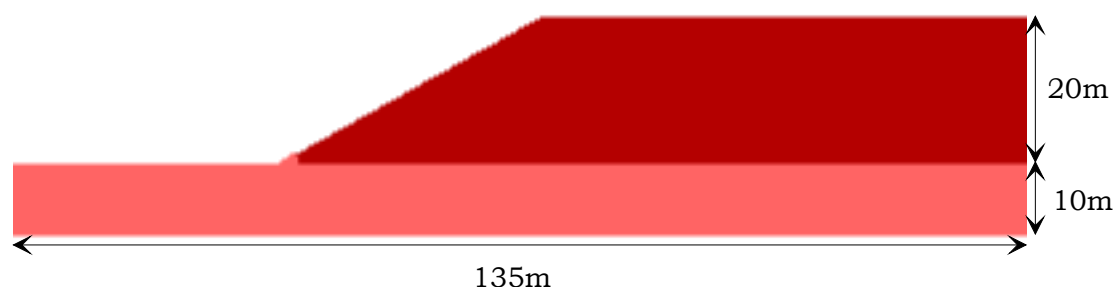
Σχήμα 6.6: Επιταχυνσιογράφημα Σεπολίων για επιτάχυνση ελεύθερου πεδίου PGA=0.15g.



Σχήμα 6.7: Κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα απόκρισης για τις διεγέρσεις Αιγίου, Αργοστολίου και Σεπολίων για κοινή επιτάχυνση ελεύθερου πεδίου PGA=0.15g

6.4 Επιλογή μηχανικών παραμέτρων

Το υπό μελέτη επίχωμα αποτελείται από αμμώδες μη συνεκτικό εδαφικό υλικό που εδράζεται στο σκληρό βραχώδες υπόβαθρο (Σχήμα 6.8).



Σχήμα 6.8: Διαστρωμάτωση επιχώματος

Η ταχύτητα μετάδοσης των διατμητικών κυμάτων V_s είναι ενιαία και σταθερή στο κάθε στρώμα και φαίνεται μαζί με τις υπόλοιπες μηχανικές παραμέτρους των υλικών του επιχώματος στον Πίνακα 6.2 που ακολουθεί .

Εδαφικές ιδιότητες							
	γ (kN/m ³)	ν (poisson)	E (MPa)	ρ (t/m ³)	K (MPa)	G (MPa)	V_s (m/s)
Άμμος	20	0.3	30	2	24.9	125	250
Βράχος	20	0.15	10000	2	4760	2000	1000

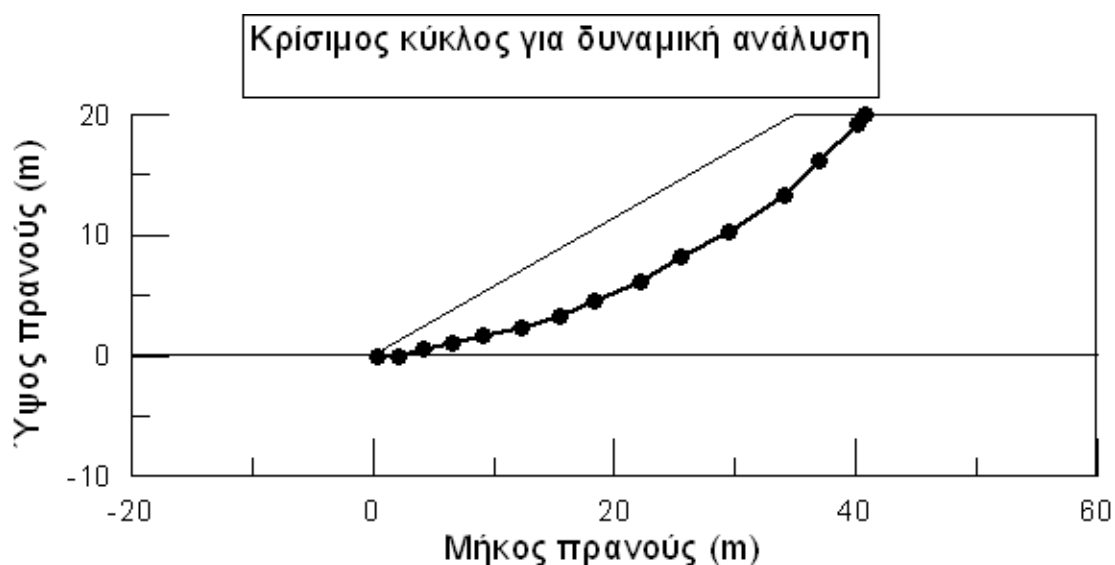
Πίνακας 6.2: Μηχανικές παράμετροι των υλικών του επιχώματος

6.5 Αποτελέσματα βασικών αναλύσεων

Για τη μελέτη σεισμικής απόκρισης του επιχώματος, έγιναν εννιά (9) κύριες 2-διάστατες αναλύσεις σεισμικής απόκρισης, για τρεις διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις (Αίγιο 1995, Αργοστόλι 1983 και Σεπόλια 1999) και τρεις τιμές επιτάχυνσης ελεύθερου πεδίου $PGA=0.15g$, $PGA=0.25g$ και $PGA=0.35g$.

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων υπολογίσθηκαν η μέση χρονοϊστορία επιταχύνσεων και ταχυτήτων για την ολισθαίνουσα μάζα ενός αντιπροσωπευτικού κρίσιμου κύκλου, κάνοντας χρήση ενός μεγάλου αριθμού σημείων εντός της κρίσιμης επιφάνειας. Η κρίσιμη επιφάνεια παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.9 και έχει επιλεγεί ώστε να αντιπροσωπεύει το σύνολο των επιφανειών αστοχίας. Από τις μέσες χρονοϊστορίες εξάγεται η μέγιστη τιμή τόσο της σεισμικής επιτάχυνσης a_{max} όσο και της σεισμικής ταχύτητας V_{max} που χρησιμοποιούνται στη συνέχεια (Κεφάλαιο 7) για να εξαχθούν οι αναμενόμενες τιμές μετακινήσεων. Τα αναλυτικά αποτελέσματα συνοψίζονται στον Πίνακα 6.3. Στα Σχήματα 6.10-6.12 έχουν σχεδιαστεί τα φάσματα απόκρισης

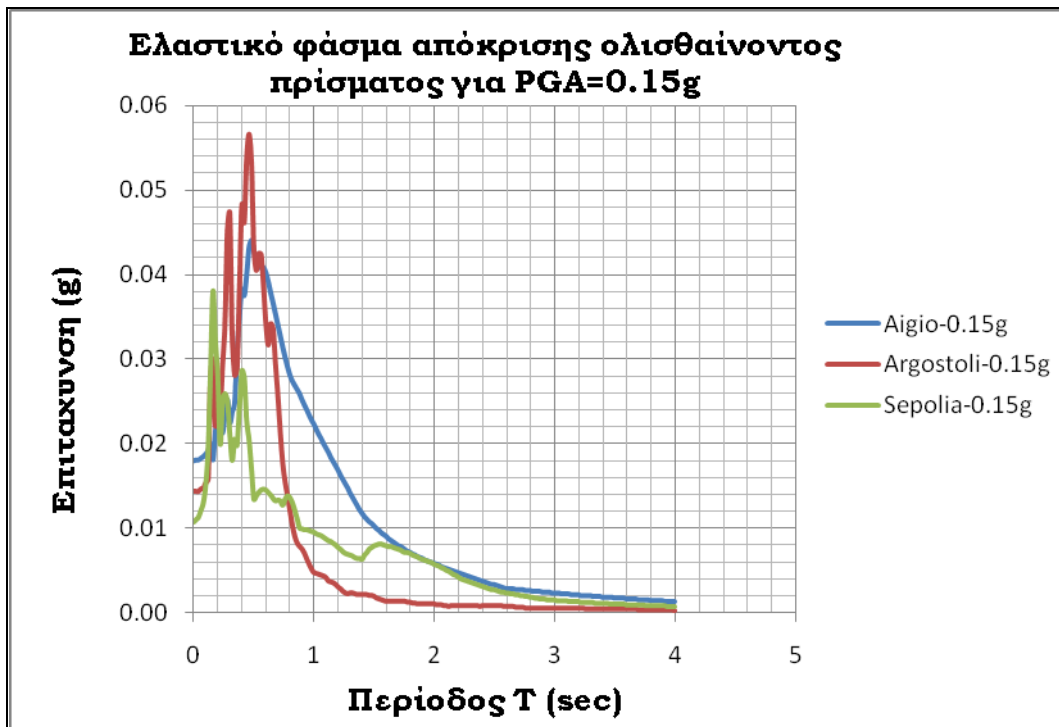
της εδαφικής μάζας για κάθε μία από τις εννέα περιπτώσεις διαφορετικών διεγέρσεων.



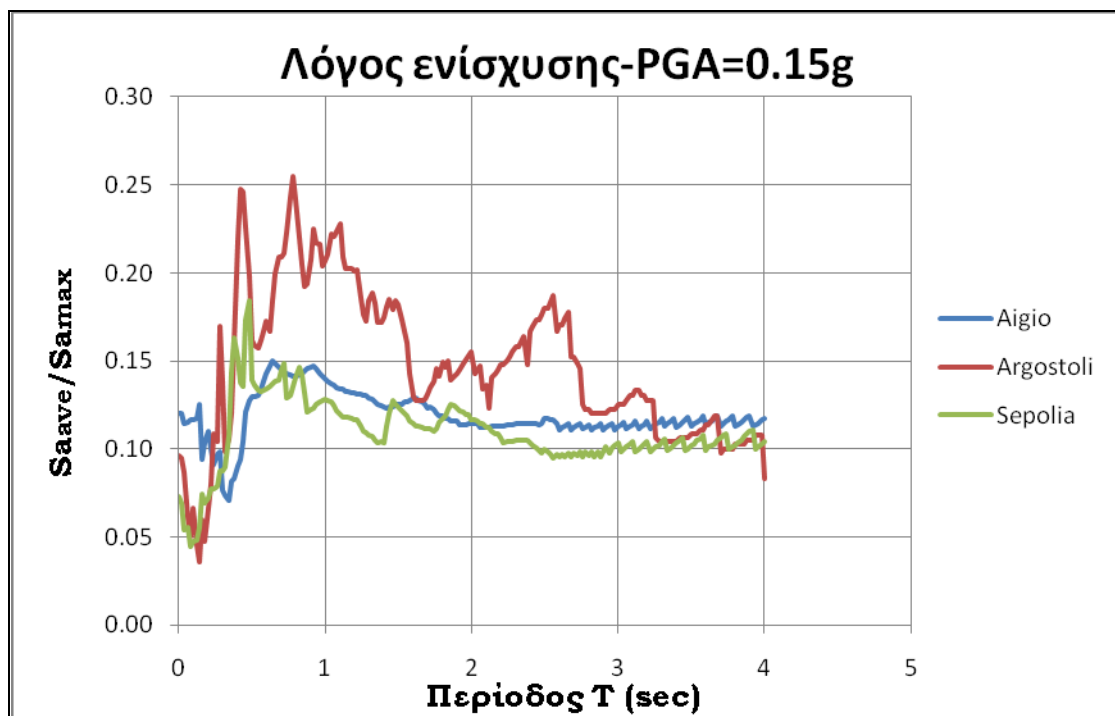
Σχήμα 6.9: Κρίσιμη επιφάνεια που επιλέχθηκε για τη δυναμική ανάλυση.

Διέγερση	PGA=0.15g		PGA=0.25g		PGA=0.35g	
	a_{max} (g)	V_{max} (cm/s)	a_{max} (g)	V_{max} (cm/s)	a_{max} (g)	V_{max} (cm/s)
Aigio	0.19	18.9	0.29	29.9	0.38	38.5
Argostoli	0.15	12.7	0.22	18.4	0.27	21.6
Sepolia	0.11	8.4	0.16	14	0.21	19.8

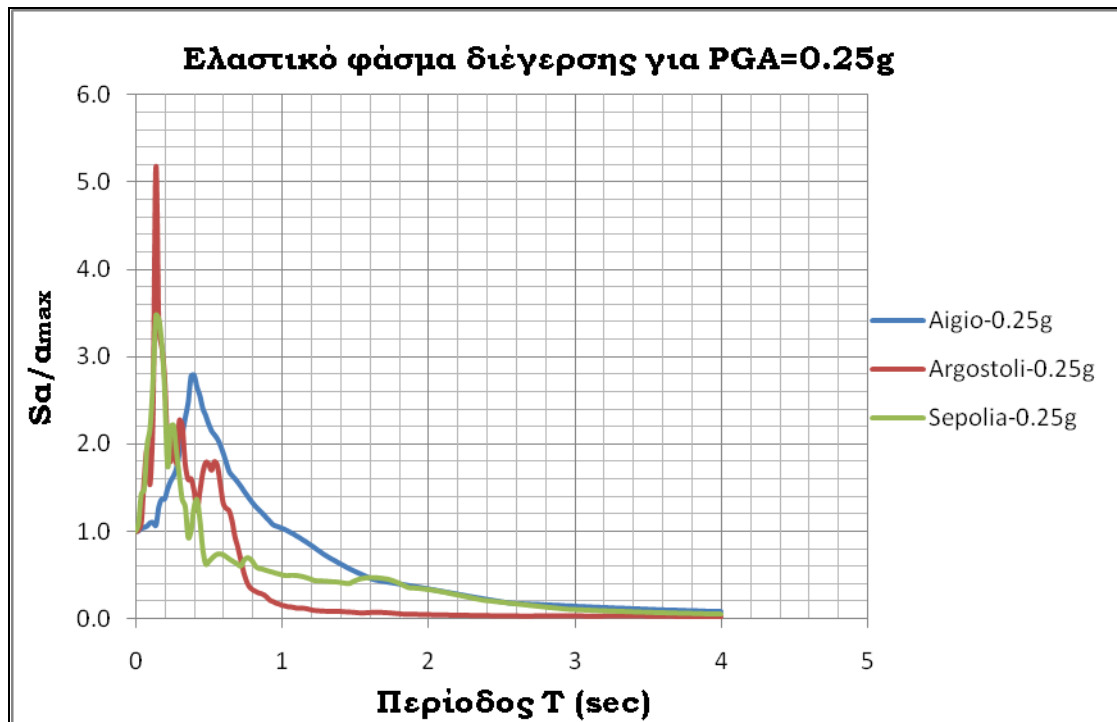
Πίνακας 6.3: Μέγιστη τιμή σεισμικής επιτάχυνσης a_{max} και σεισμικής ταχύτητας V_{max} της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας για τις εννέα διαφορετικές περιπτώσεις σεισμικής φόρτισης.



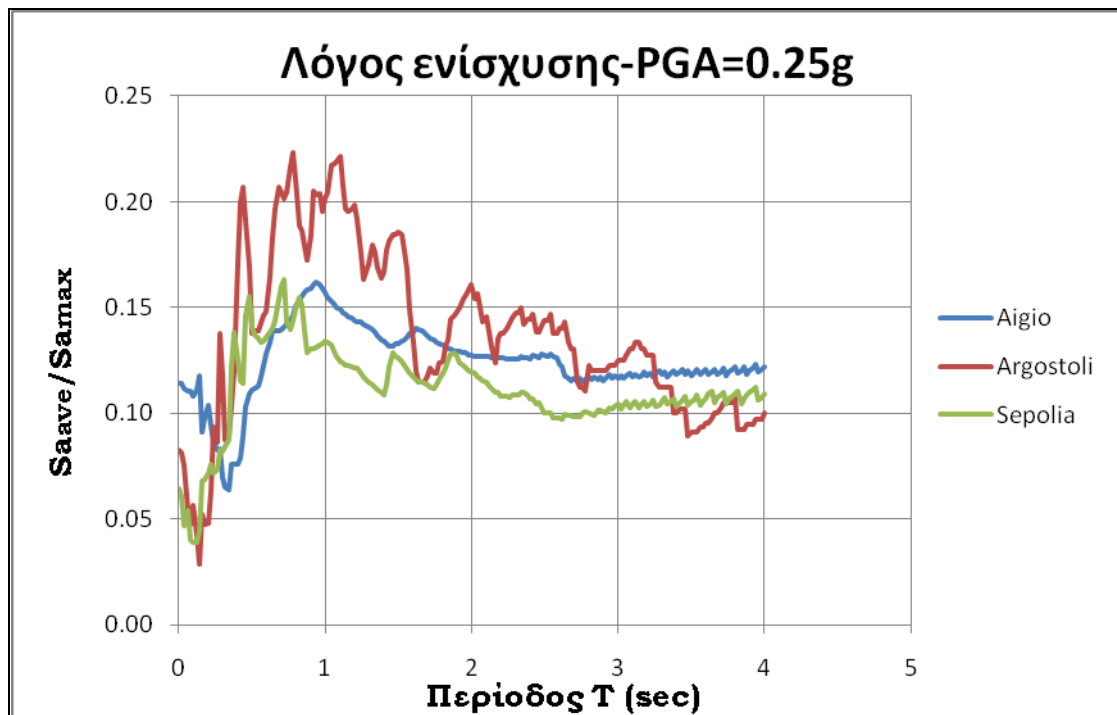
Σχήμα 6.10: Ελαστικό φάσμα απόκρισης του ολισθαίνοντος πρίσματος για τις διεγέρσεις Αιγίου, Αργοστολίου και Σεπολίων με κοινή επιτάχυνση ελεύθερου πεδίου $PGA=0.15g$.



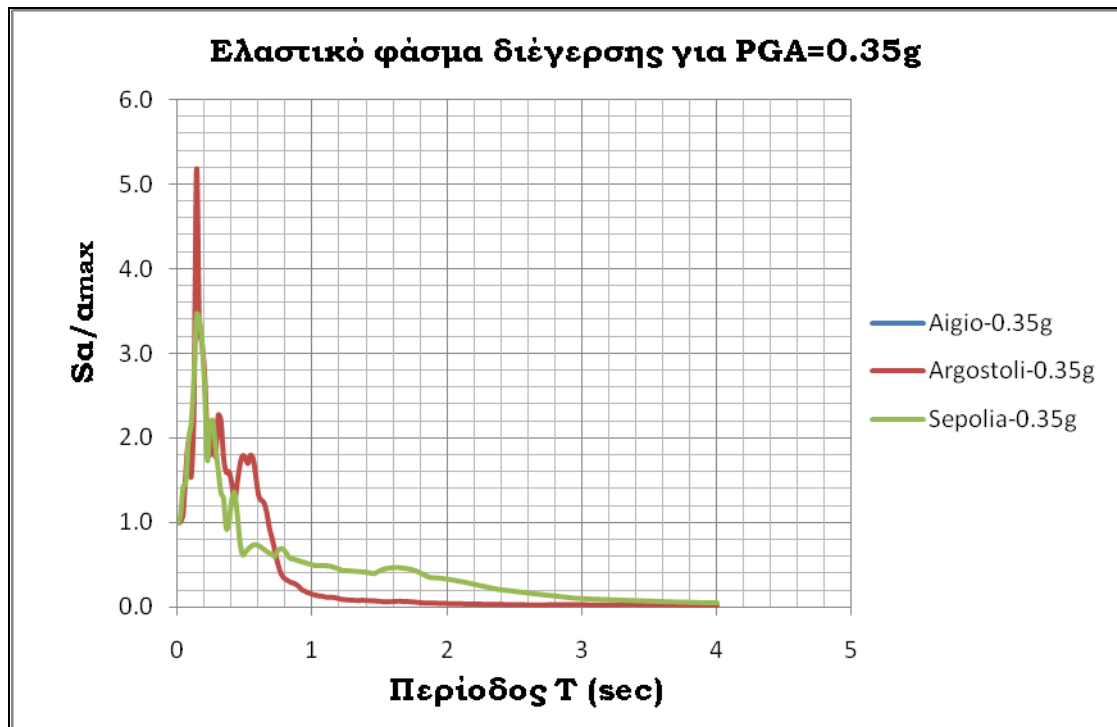
Σχήμα 6.11: Λόγος ενίσχυσης για τις διεγέρσεις Αιγίου, Αργοστολίου και Σεπολίων για επιτάχυνση ελεύθερου πεδίου $PGA=0.15g$.



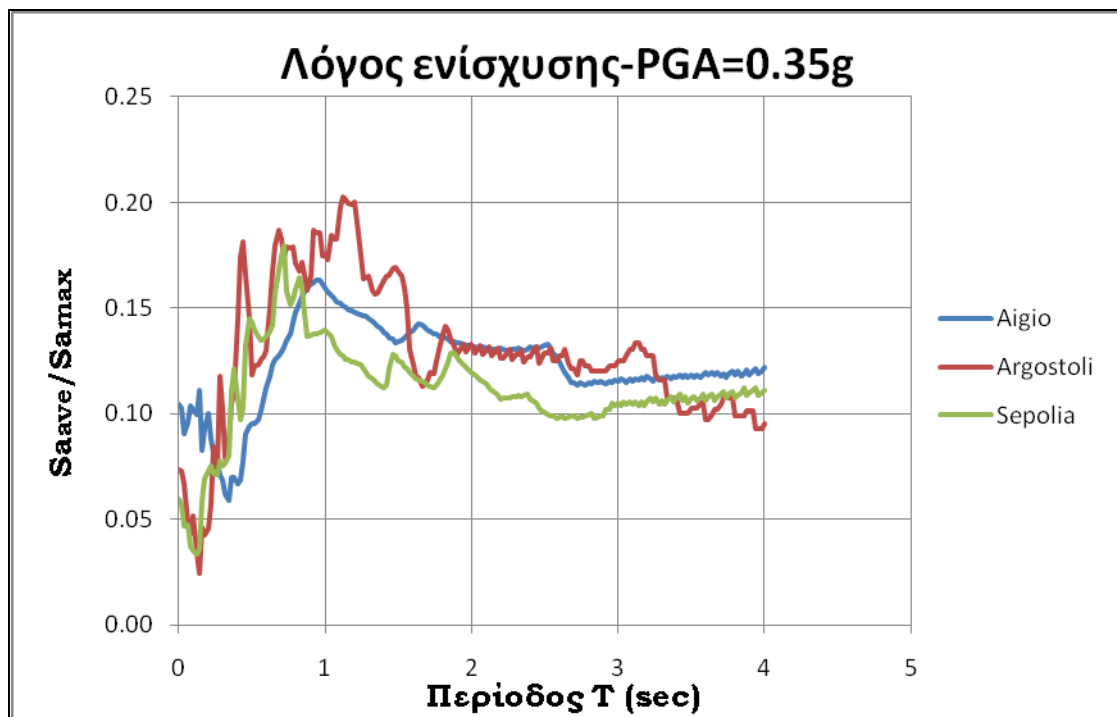
Σχήμα 6.12: Ελαστικό φάσμα απόκρισης του ολισθαίνοντος πρίσματος για τις διεγέρσεις Αιγίου, Αργοστολίου και Σεπολίων με κοινή επιτάχυνση ελεύθερου πεδίου $PGA=0.25g$.



Σχήμα 6.13: Λόγος ενίσχυσης για τις διεγέρσεις Αιγίου, Αργοστολίου και Σεπολίων για επιτάχυνση ελεύθερου πεδίου $PGA=0.25g$.



Σχήμα 6.14: Ελαστικό φάσμα απόκρισης του ολισθαίνοντος πρίσματος για τις διεγέρσεις Αιγίου, Αργοστολίου και Σεπολίων με κοινή επιτάχυνση ελεύθερου πεδίου $PGA=0.35g$.



Σχήμα 6.15: Λόγος ενίσχυσης για τις διεγέρσεις Αιγίου, Αργοστολίου και Σεπολίων για επιτάχυνση ελεύθερου πεδίου $PGA=0.35g$.

Κεφάλαιο 7

Εκτίμηση εδαφικών μετακινήσεων λόγω σεισμικής αστοχίας πρανούς

7.1 Μεθοδολογία ολισθαίνοντος στερεού

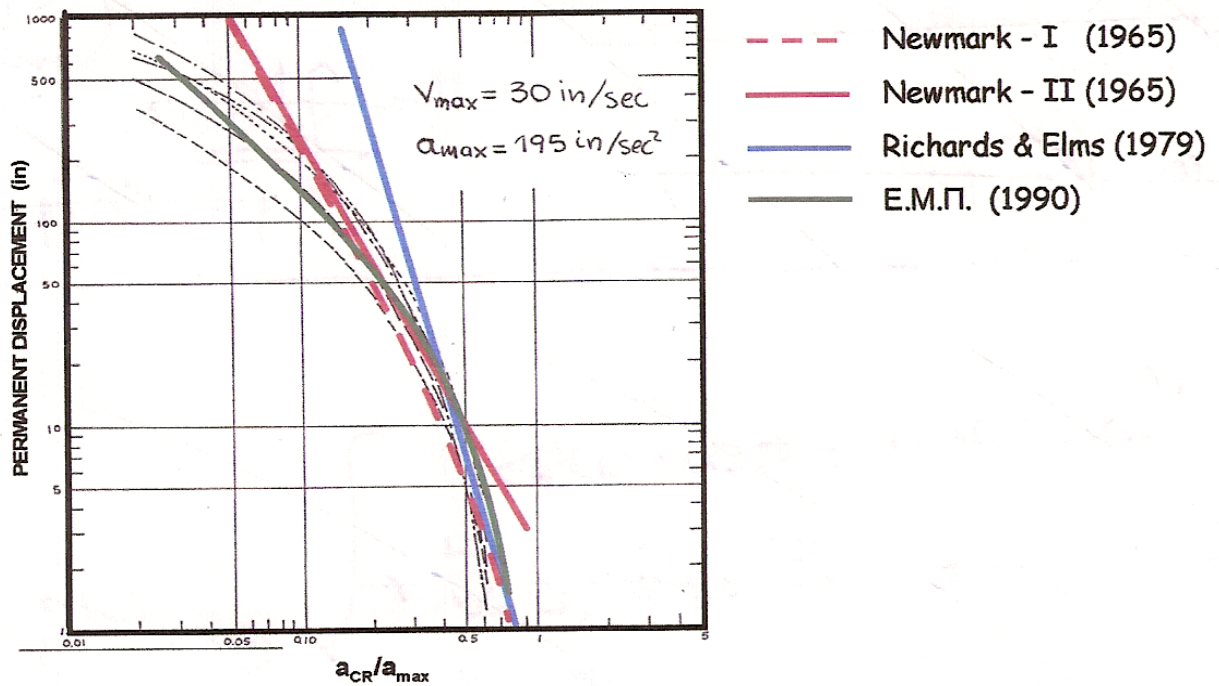
Η εκτίμηση της μόνιμης εδαφικής μετακίνησης λόγω σεισμού βασίζεται στην καλά τεκμηριωμένη θεωρία «ολισθαίνοντος στερεού» (sliding block-Newmark, 1965). Σύγκριση των αποτελεσμάτων αναλυτικών μεθοδολογιών (Richards & Elms 1979, Newmark 1965), με τα αποτελέσματα πληθώρας αριθμητικών αναλύσεων (Σχήμα 7.1) έχει δείξει ότι η μέγιστη μετακίνηση του πρανούς d_{\max} μπορεί να εκτιμηθεί συντηρητικά από την ακόλουθη σχέση:

$$d_{\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \frac{V_{\max}^2}{a_{\max}} \left(\frac{a_{\max}}{a_{cr}} \right)^2 \\ 0.087 \frac{V_{\max}^2}{a_{\max}} \left(\frac{a_{\max}}{a_{cr}} \right)^4 \end{array} \right\} \quad (7.1)$$

όπου a_{\max} και V_{\max} είναι η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση και ταχύτητα, αντίστοιχα, της ολισθαίνουσας μάζας, ενώ a_{cr} είναι η «κρίσιμη» επιτάχυνση που απαιτείται για αστοχία, ή αλλιώς η επιτάχυνση για την οποία ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης γίνεται ίσος με $F.S.=1.00$. Σημειώνεται ότι η ανωτέρω σχέση προτείνεται να χρησιμοποιείται για $0.17 \leq a_{cr}/a_{\max} < 1.00$ (Newmark, 1965), ενώ η συνθήκη $a_{cr}/a_{\max} \geq 1.00$ αντιστοιχεί σε μηδενικές σεισμικές μετατοπίσεις.

Η σημαντική συνεισφορά της σεισμικής ταχύτητας V_{\max} στη Σχέση 7.1 τονίζει την σημασία του φασματικού περιεχομένου της κίνησης στις αναμενόμενες μόνιμες μετακινήσεις του πρανούς [βλ. EN 1998-5, παρ. 2.2.(2) και Kramer, 1996].

Οι τιμές του a_{cr} που εισάγονται στην ανωτέρω Σχέση 7.1, έχουν εκτιμηθεί με βάση όσα αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 5. Οι τιμές της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης και ταχύτητας (a_{\max} και V_{\max} , αντίστοιχα) της ολισθαίνουσας μάζας που αντιστοιχεί στους κρίσιμους κύκλους, έχουν εκτιμηθεί στο Κεφάλαιο 6 (Πίνακας 6.2), από τα αποτελέσματα των 2-Δ μη-γραμμικών αναλύσεων σεισμικής απόκρισης.



Σχήμα 7.1: Σύγκριση των εμπειρικών σχέσεων που βασίζονται στη θεωρία ολισθαίνοντος στερεού, με τα αριθμητικά αποτελέσματα των Franklin and Chang (1977) (από Μπουκοβάλας, 2009).

7.2 Αποτελέσματα

Στους Πίνακες 7.1 έως 7.4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μέγιστων αναμενόμενων μετακινήσεων δ_{max} για την αντιπροσωπευτική επιφάνεια που επιλέχθηκε στο κεφάλαιο 6, για τις τρεις διεγέρσεις Αιγίου (Aigio), Αργοστολίου (Arg) και Σεπολίων (Sp1b), τις τρεις τιμές επιτάχυνσης ελεύθερου πεδίου $PGA=0.15g$, $PGA=0.25g$ και $PGA=0.35g$ και για τρεις μεθόδους υπολογισμού του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή $k_{h,cr}$ (βλ. Σχέση 7.1):

(α) με βάση το λογισμικό Slope (μέθοδος οριακής ισορροπίας) για γωνία τριβής ϕ (κατά Morgenstern-Price)

(β) με βάση το λογισμικό Slope (μέθοδος οριακής ισορροπίας) για γωνία τριβής ϕ^* κατά Drescher & Detournay (1993), λαμβάνοντας υπόψη τη γωνία διαστολικότητας (κατά Morgenstern-Price), και

(γ) με βάση το πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών Flac.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται επιπλέον στα Σχήματα 7.2-7.13. Επισημαίνεται, ότι οι συγκρίσεις παρουσιάζονται για εξαρτημένα ζεύγη γωνίας τριβής ϕ - γωνίας διαστολικότητας ψ σύμφωνα με την εμπειρική σχέση του Bolton (1986):

$$\phi = \phi_{cs} + 0.8 \psi \quad (7.2)$$

όπου ως φ_{cs} θεωρήθηκε η γωνία κρίσιμης κατάστασης ίση με 30° . Σύμφωνα με αυτή τη συσχέτιση διακρίθηκαν οι εξής τέσσερις συνδυασμοί:

Περίπτωση $\varphi=32^\circ$

Για $\varphi_{cs}=30^\circ$ τότε $0.8\psi=2$ άρα $\psi=2.5^\circ$. Δεδομένου όμως πως οι αναλύσεις που έχουν γίνει αφορούν σε $\psi=0$ και $\psi=5^\circ$ για τη μέγιστη τιμή της μετατόπισης πάρθηκε ο μέσος όρος των μετατοπίσεων που αντιστοιχούν στους συνδυασμούς $(\varphi,\psi)\rightarrow (32^\circ,0)$ και $(32^\circ,5^\circ)$.

Περίπτωση $\varphi=34^\circ$

Για $\varphi_{cs}=30^\circ$ τότε $0.8\psi=4$ άρα $\psi=5^\circ$. Για τιμή $\psi=5^\circ$ έχουν γίνει αναλύσεις οπότε η τιμή της μετατόπισης αντιστοιχεί στο συνδυασμό $(\varphi,\psi)\rightarrow (34^\circ,5^\circ)$.

Περίπτωση $\varphi=36^\circ$

Για $\varphi_{cs}=30^\circ$ τότε $0.8\psi=2$ άρα $\psi=7.5^\circ$. Δεδομένου όμως πως οι αναλύσεις που έχουν γίνει αφορούν σε $\psi=5^\circ$ και $\psi=10^\circ$ για τη μέγιστη τιμή της μετατόπισης πάρθηκε ο μέσος όρος των μετατοπίσεων που αντιστοιχούν στους συνδυασμούς $(\varphi,\psi)\rightarrow (36^\circ,5^\circ)$ και $(36^\circ,10^\circ)$.

Περίπτωση $\varphi=38^\circ$

Για $\varphi_{cs}=30^\circ$ τότε $0.8\psi=8$ άρα $\psi=10^\circ$. Για τιμή $\psi=10^\circ$ έχουν γίνει αναλύσεις οπότε η τιμή της μετατόπισης αντιστοιχεί στο συνδυασμό $(\varphi,\psi)\rightarrow (38^\circ,10^\circ)$.

$\varphi=32^\circ$			
Αίγιο			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0.75	6.93	6.93
0.25	6.64	26.46	26.46
0.35	16.96	58.42	58.42
Αργοστόλι			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0.17	1.97	1.97
0.25	1.1	7.6	7.6
0.35	2.84	13.07	13.07
Σεπόλια			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0	0.34	0.34
0.25	0.24	2.91	2.91
0.35	1.12	8.54	8.54

Πίνακας 7.1: Μέγιστες αναμενόμενες τιμές μετατόπισης για γωνία τριβής $\varphi=32^\circ$.

$\varphi=34^\circ$			
Αίγιο			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0.26	3.3	2.16
0.25	2.31	16.8	13.19
0.35	8.62	35.36	28.65
Αργοστόλι			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0	0.73	0.48
0.25	0.38	4.68	3.18
0.35	0.97	7.91	6.41
Σεπόλια			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0	0.13	0.08
0.25	0	1.08	0.71
0.35	0.38	4.89	3.21

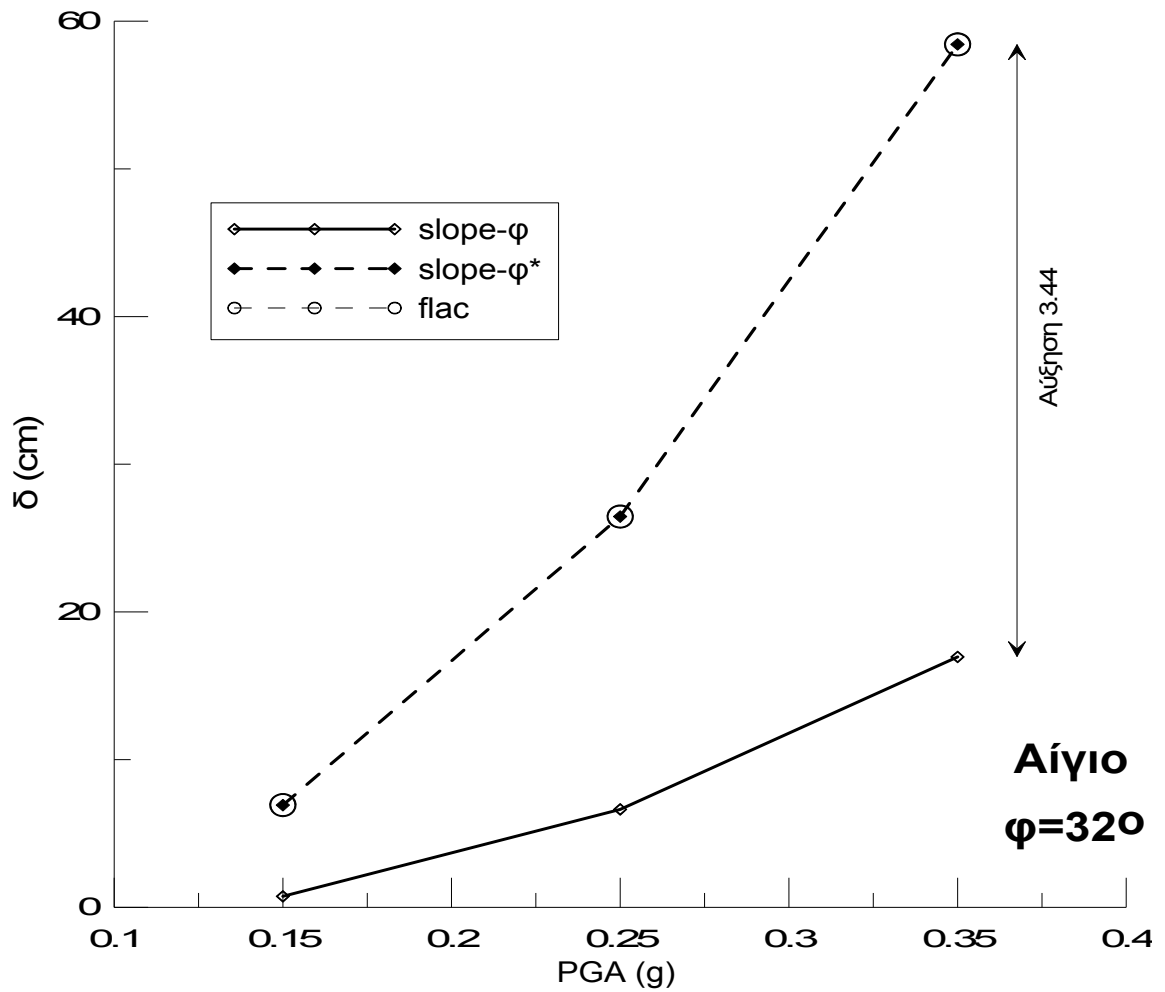
Πίνακας 7.2: Μέγιστες αναμενόμενες τιμές μετατόπισης για γωνία τριβής $\varphi=34^\circ$.

$\varphi=36^\circ$			
Αίγιο			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0	0.76	0.56
0.25	0.99	6.75	5.02
0.35	3.7	16.96	14.63
Αργοστόλι			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0	0.17	0.13
0.25	0.16	1.12	0.83
0.35	0.42	2.84	2.11
Σεπόλια			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0	0	0
0.25	0	0.25	0.18
0.35	0	1.12	0.84

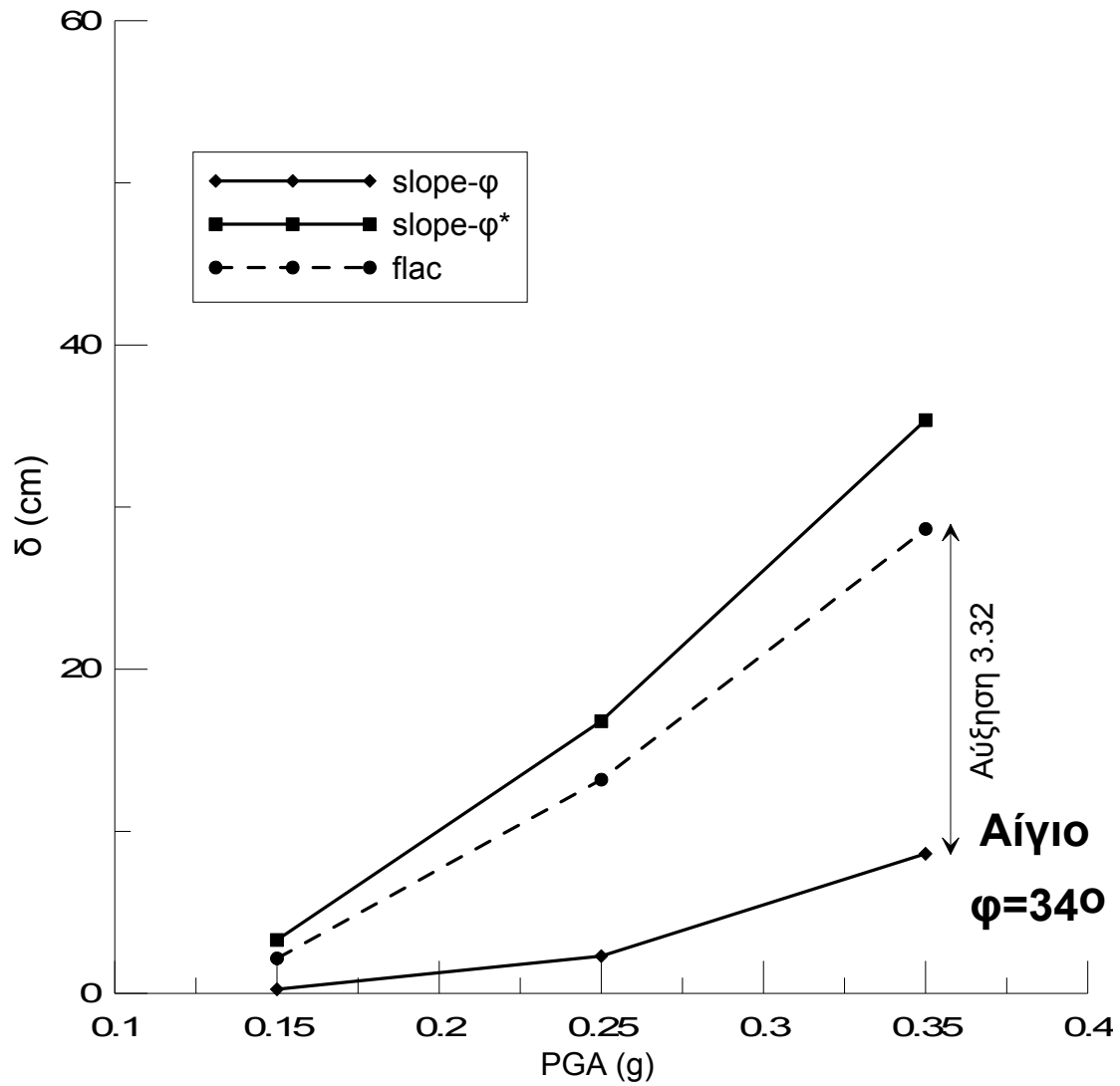
Πίνακας 7.3: Μέγιστες αναμενόμενες τιμές μετατόπισης για γωνία τριβής $\varphi=36^\circ$.

$\varphi=38^\circ$			
Αίγιο			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0	0.42	0.2
0.25	0.57	3.72	1.8
0.35	2.14	12.59	6.72
Αργοστόλι			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0	0	0
0.25	0	0.61	0.3
0.35	0.24	1.57	0.76
Σεπόλια			
PGA (g)	δ -slope- φ (cm)	δ -slope- φ^* (cm)	δ -flac (cm)
0.15	0	0	0
0.25	0	0.14	0
0.35	0	0.62	0.3

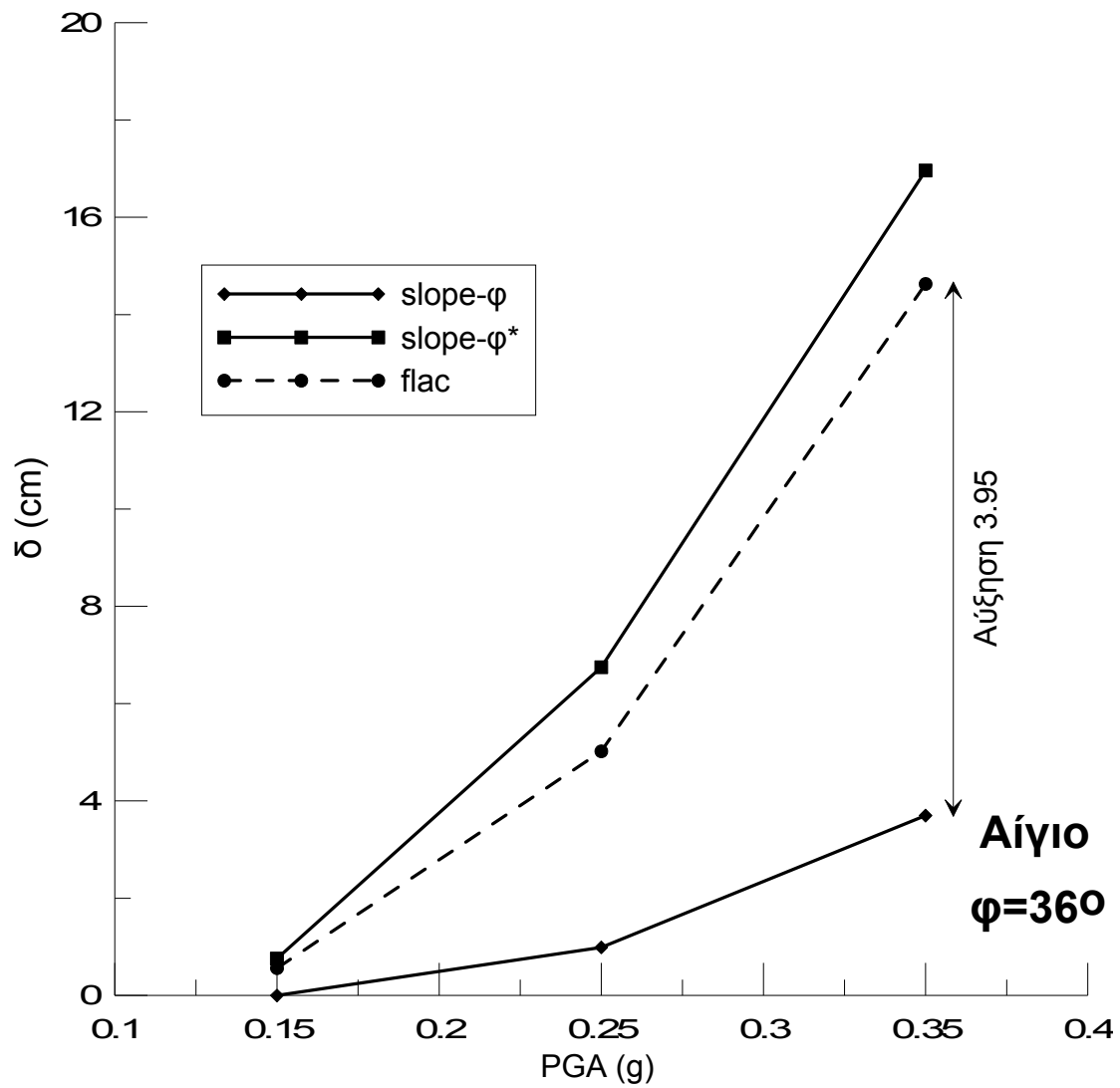
Πίνακας 7.4: Μέγιστες αναμενόμενες τιμές μετατόπισης για γωνία τριβής $\varphi=38^\circ$.



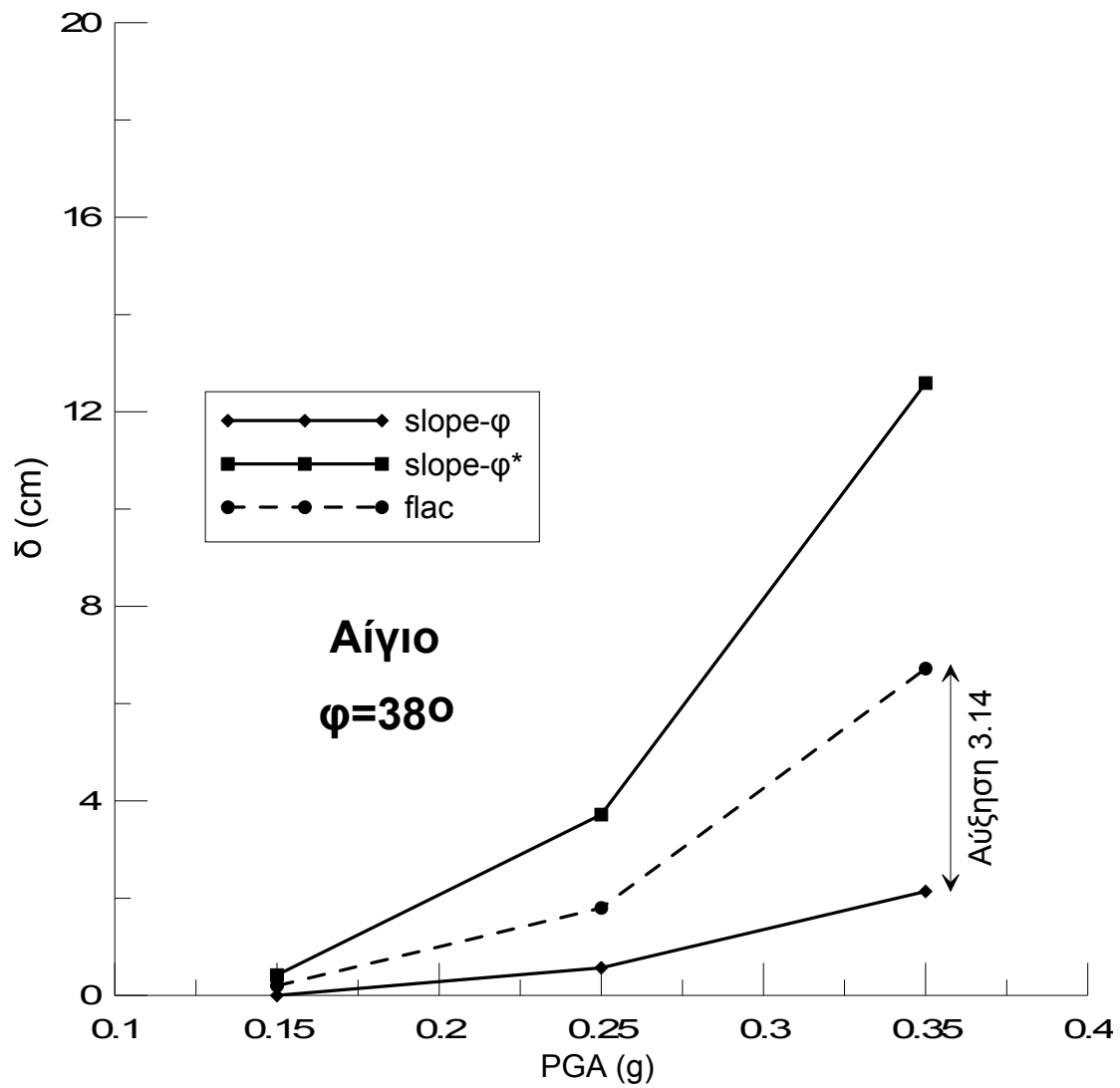
Σχήμα 7.2: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση του Αιγίου και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\phi=32^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



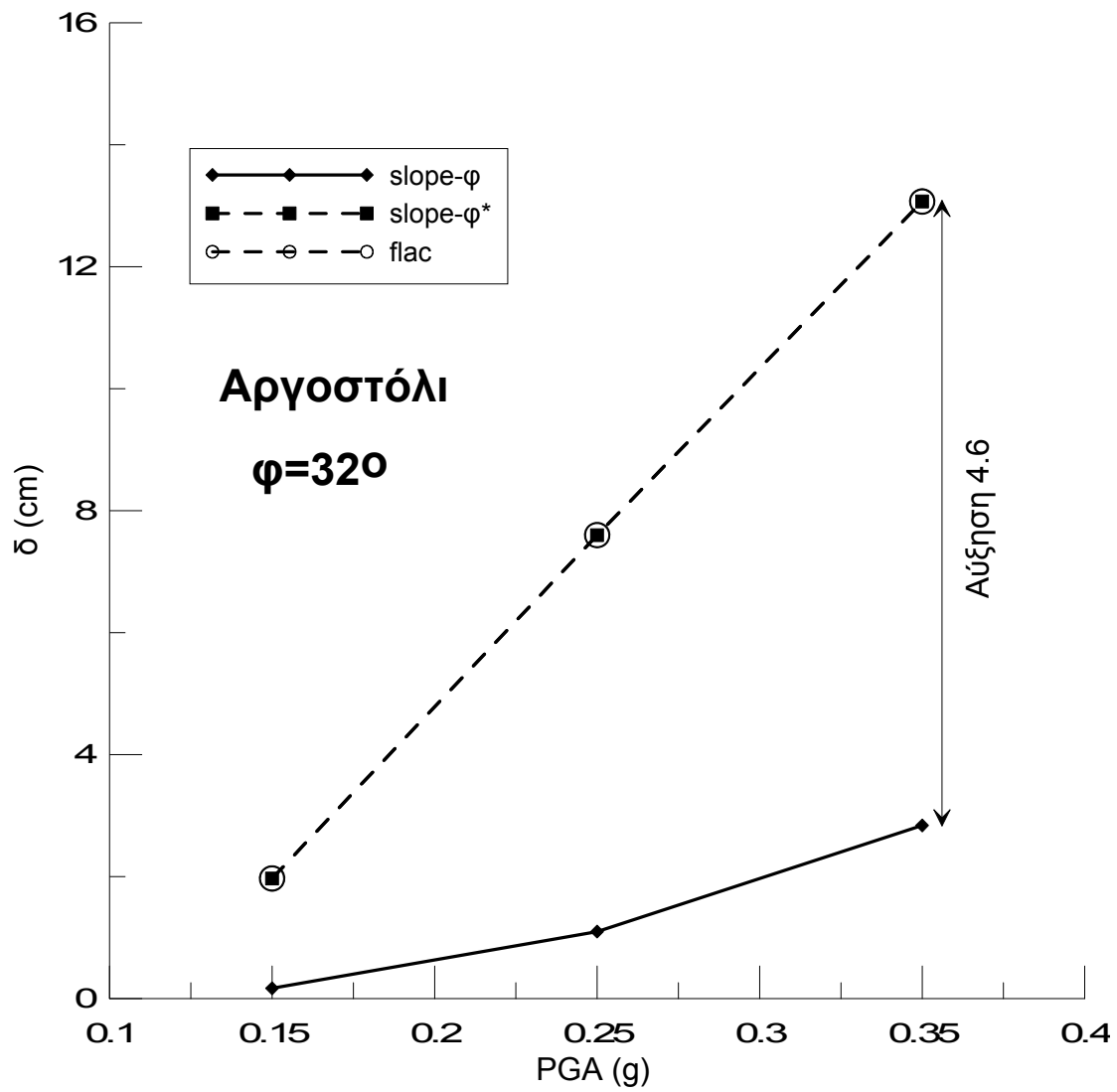
Σχήμα 7.3: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση του Αιγίου και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\phi=34^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



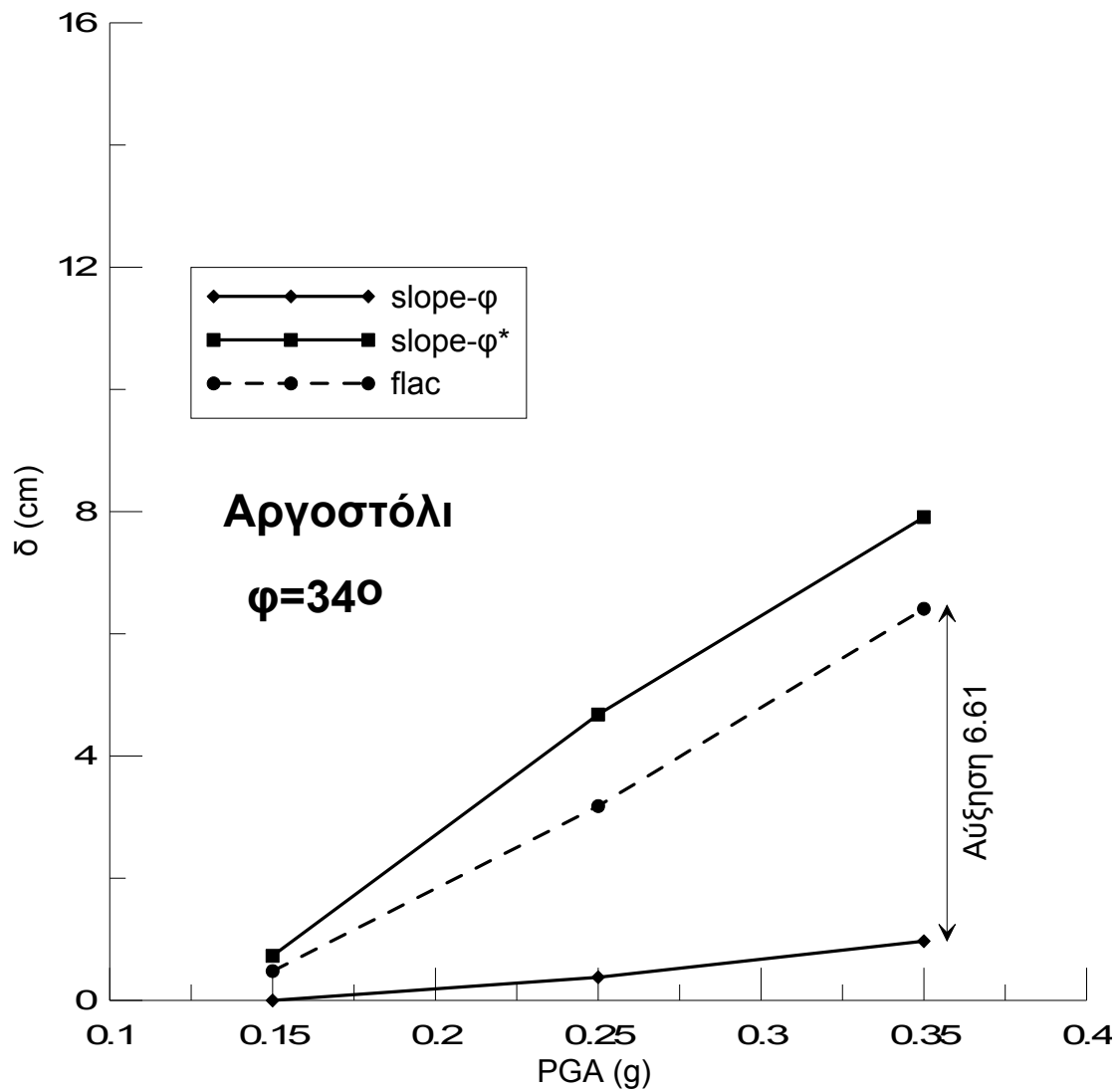
Σχήμα 7.4: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση του Αιγίου και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\phi=36^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



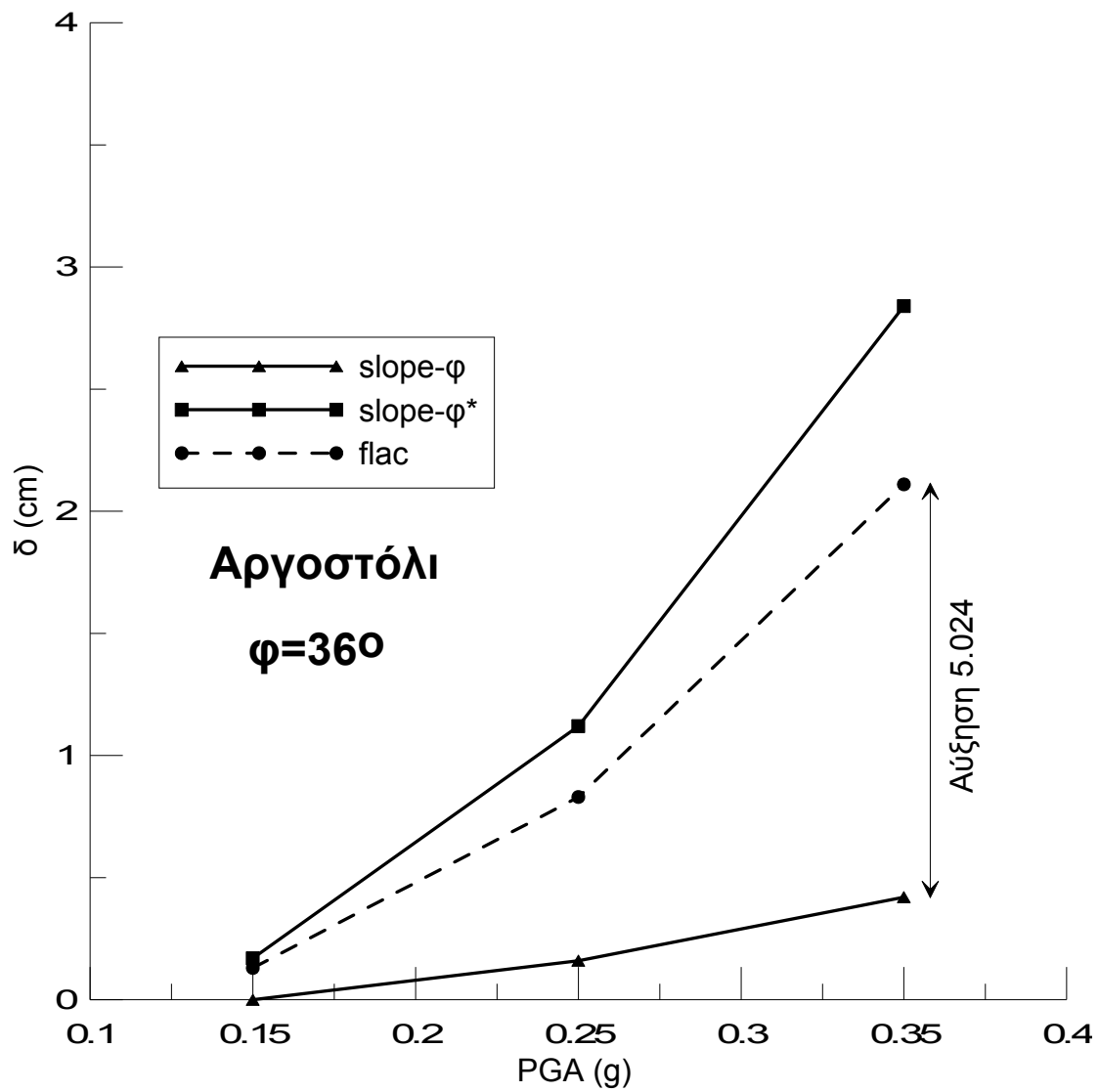
Σχήμα 7.5: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση του Αιγίου και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\phi=38^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



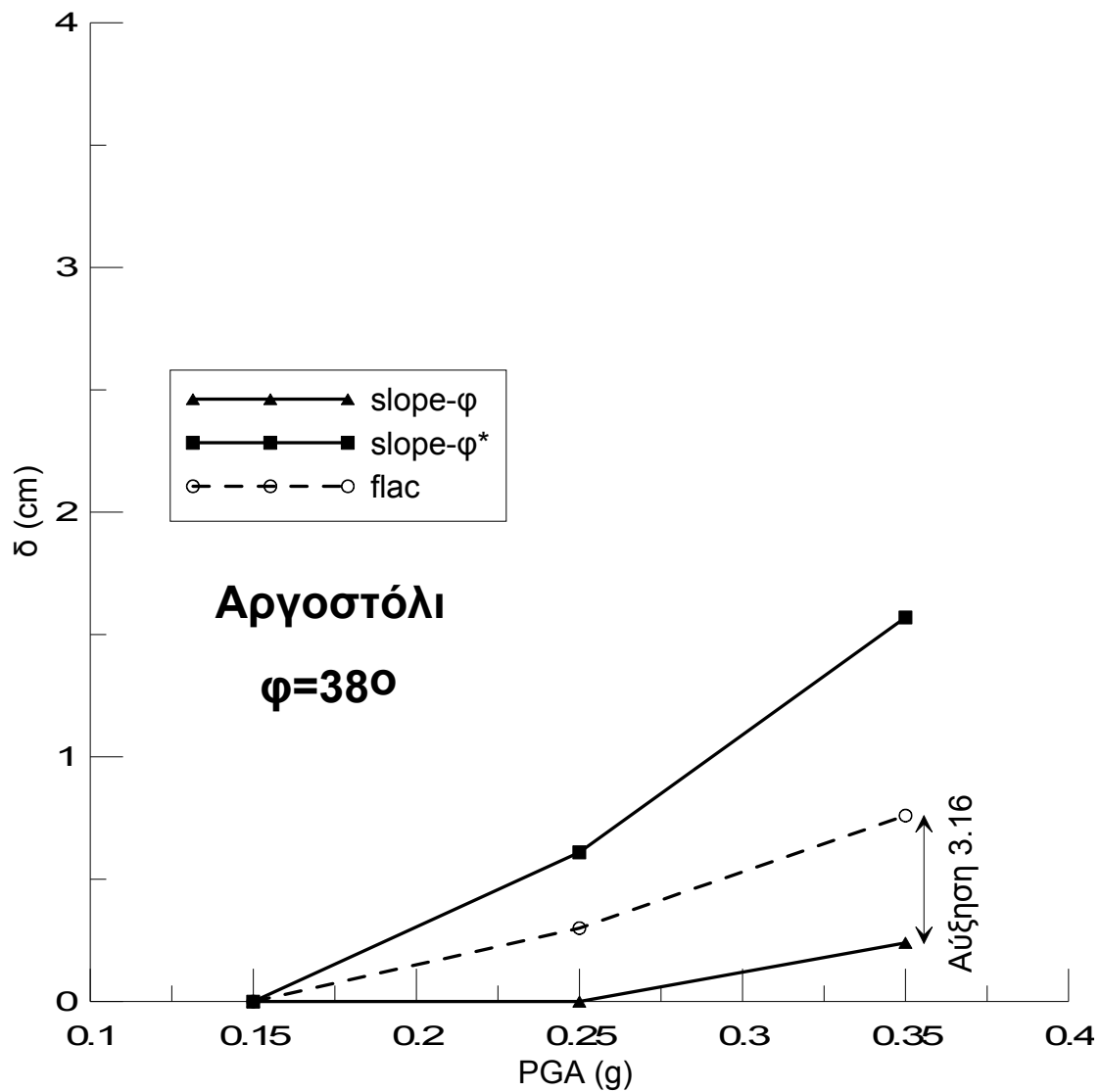
Σχήμα 7.6: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση του Αργοστολίου και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\varphi=32^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



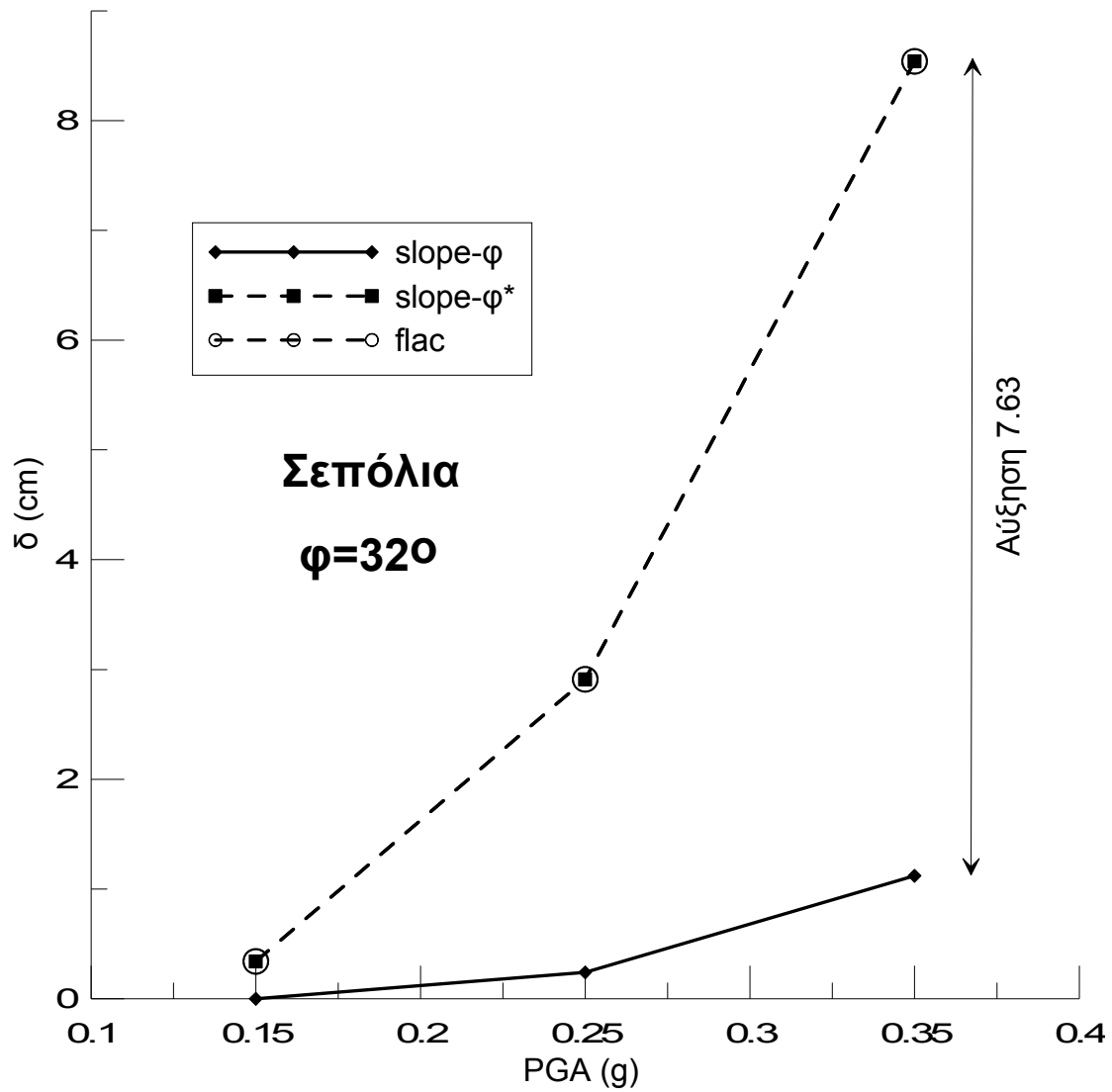
Σχήμα 7.7: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση του Αργοστολίου και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\varphi=34^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



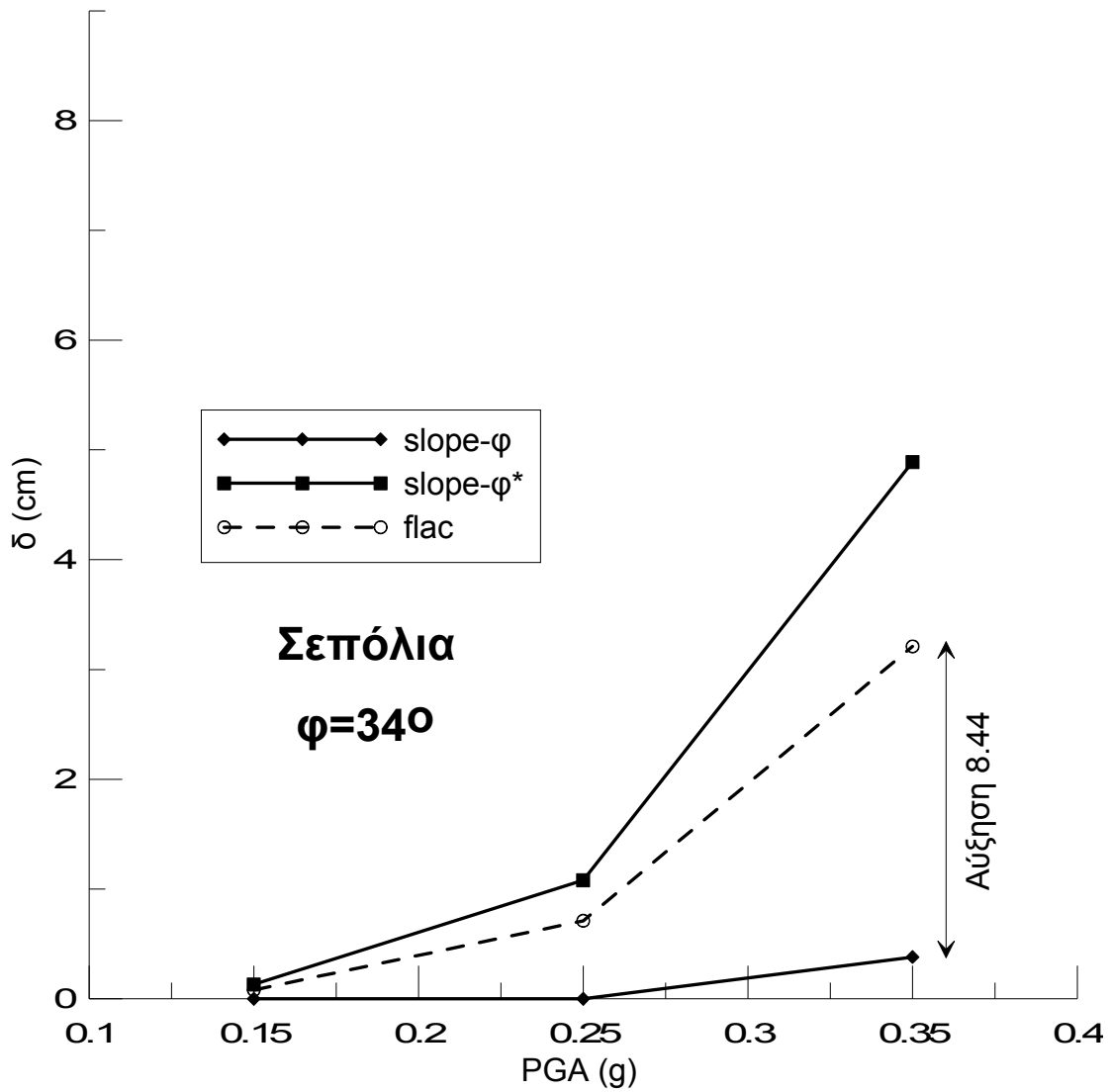
Σχήμα 7.8: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση του Αργοστολίου και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\varphi=36^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



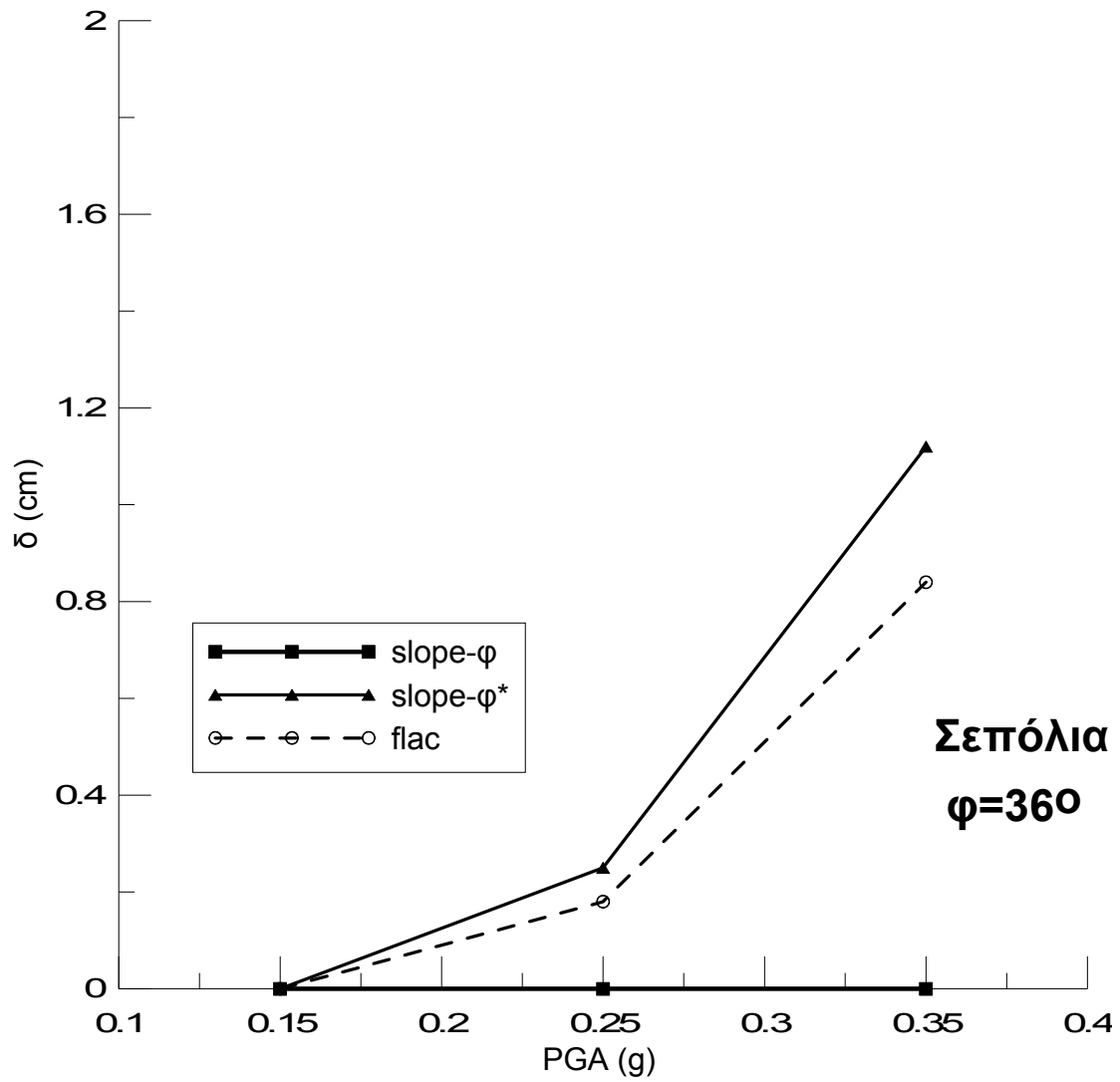
Σχήμα 7.9: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση του Αργοστολίου και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\varphi=38^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



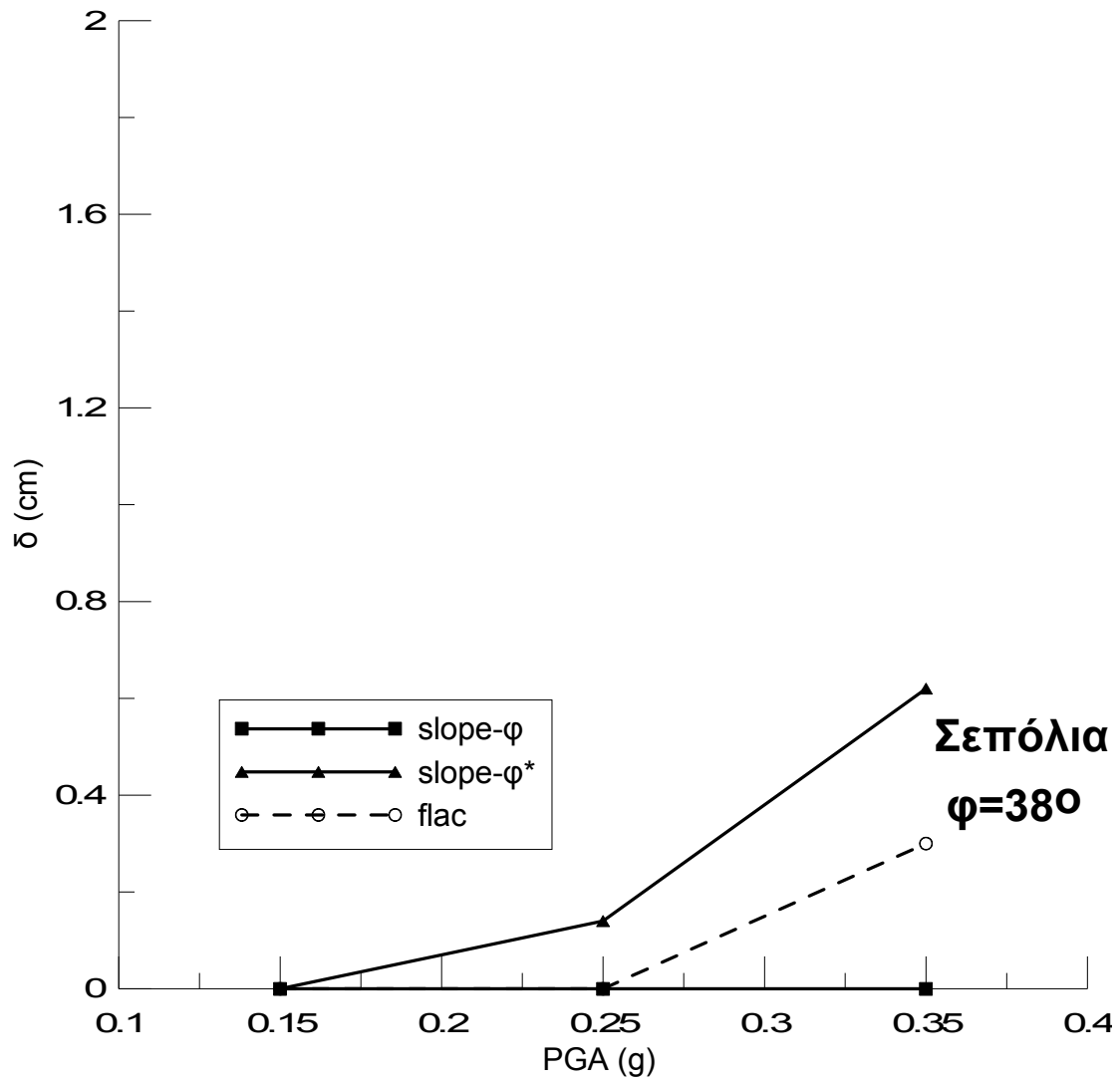
Σχήμα 7.10: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση των Σεπολίων και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\varphi=32^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



Σχήμα 7.11: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση των Σεπολίων και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\varphi=34^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



Σχήμα 7.12: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση των Σεπολίων και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\phi=36^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.



Σχήμα 7.13: Μέγιστη μετατόπιση δ_{max} για τη διέγερση των Σεπολίων και σταθερή τιμή της γωνίας τριβής ίση με $\phi=36^\circ$ για τη μέθοδο οριακής ισορροπίας (slope) και τη μέθοδο πεπεραμένων διαφορών (flac) για κανονική και τροποποιημένη τιμή της γωνίας τριβής.

7.3 Σχολιασμός αποτελεσμάτων

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των σχημάτων 7.2-7.13 προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

Η εκτίμηση του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή με βάση τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας χωρίς να ληφθεί η υπόψη η γωνία διαστολικότητας οδηγεί σε επισφαλή σχεδιασμό καθώς οι μέγιστες καθιζήσεις που υπολογίζονται με αυτό τον τρόπο υπολείπονται σημαντικά αυτών που υπολογίζονται αν υπολογιστεί η απομειωμένη γωνία τριβής λόγω μη-συσχετισμένου νόμου ροής.

Επίσης η απόκλιση των αποτελεσμάτων είναι μεγαλύτερη για μικρές γωνίες τριβής (δηλαδή για χαλαρά υλικά) όπου η διαφορά γωνίας τριβής φ με απομειωμένη φ^* είναι μεγαλύτερη.

Όσον αφορά στην επίδραση του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης, σε απόλυτα μεγέθη η διαφορά στις εκτιμώμενες μετακινήσεις είναι μεγαλύτερη για σεισμικές διεγέρσεις μεγάλης περιόδου. Η εκτίμηση του σεισμικού συντελεστή με μεθόδους οριακής ισορροπίας κατά Morgenstern-Price με απομειωμένη γωνία τριβής οδηγεί σε συντηρητικό σχεδιασμό μιας και υπερεκτιμά τις μετακινήσεις για μεγάλες γωνίες τριβής ενώ οδηγεί σε ικανοποιητικά αποτελέσματα για μικρές γωνίες τριβής.

Αντίθετα, για υψίσυχνες διεγέρσεις η διαφοροποίηση είναι σημαντικά μικρότερη.

Κεφάλαιο 8

Συμπεράσματα - Προτάσεις

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων οριακής ισορροπίας για κανονική και τροποποιημένη γωνία τριβής προκύπτει πως όταν η γωνία διαστολικότητας δε λαμβάνεται υπ' όψιν στους υπολογισμούς οδηγούμαστε σε υπερεκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας και κρίσιμου σεισμικού συντελεστή γεγονός που οδηγεί σε επισφαλή σχεδιασμό καθώς στην πραγματικότητα τα εδάφη δεν έχουν τιμές γωνίας διαστολικότητας μεγαλύτερες των 20°, πολύ μικρότερων δηλαδή από μία μέση τιμή γωνίας τριβής.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα της ανάλυσης πεπερασμένων διαφορών με αυτά της μεθόδου οριακής ισορροπίας Morgenstern-Price για ίδιες επιφάνειες αστοχίας και τροποποιημένη γωνία τριβής συμπεραίνουμε πως λαμβάνοντας υπ' όψιν τη γωνία διαστολικότητας (αντιστοιχεί σε απομείωση της γωνίας τριβής) ακόμα και με την απλή διαδικασία εφαρμογής των μεθόδων των λωρίδων μπορούμε να εκτιμήσουμε μία τιμή του συντελεστή ασφαλείας πολύ κοντά σε αυτή που δίνει η αριθμητική ανάλυση πεπερασμένων διαφορών. Όμοια αποτελέσματα έχουμε και για τον σεισμικό συντελεστή.

Έχοντας φτάσει στο τέλος της διερεύνησης αυτής είναι πλέον φανερό η σημαντική επίδραση της γωνίας διαστολικότητας στα αποτελέσματα τόσο του συντελεστή ασφαλείας αλλά και του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή και πως αν ληφθεί υπ' όψιν ακόμα και οι απλοποιητικές μέθοδοι των λωρίδων μπορούν να δώσουν μία ασφαλή πρώτη εκτίμησή τους.

Κεφάλαιο 9

Βιβλιογραφία

9.1 Άρθρα - Βιβλία

Ambraseys N. N., Sarma S. K. (1967), "The response of earth dams to strong earthquakes", *Geotechnique*, 17(3): 181-213

Dakoulas P., Gazetas G. (1986), "Seismic shear strains and seismic coefficients in dams and embankments", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(2): 75-83

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (2002)

EuroCode – 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, (draft 2003).

Hynes-Griffin M. E., Franklin A. G. (1984), "Rationalizing the seismic coefficient method", *Miscellaneous Paper GL-84-13*, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 21 pp

Itasca (2005), "FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua - Version 5.0", Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, USA

Kramer S. L. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice-Hall, New Jersey

Makdisi F. H., Seed H. B. (1978), "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 104(7): 849-867

Marcusson W. F., III (1981), "Moderator's report for session on 'Earth dams and stability of slopes under dynamic loads'," *Proceedings, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 3, pp. 1175

Seed H. B. (1979), "Consideration in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams", *Geotechnique*, 29(3): 215-263

Kramer L., Smith M. (1997), "Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, July 1997: 635-644

Meei-Ling Lin, Kuo-Lung Wang (2006), "Seismic slope behavior in a large-scale shaking table model test", *Engineering Geology* 86 (2006) 118-133

Wartman J., Seed B., Bray J. (2005), "Shaking Table Modeling of Seismically Induced Deformations in Slopes", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, May 2005: 610-622

Bray J., Travasarou T. (2007), "Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, April 2007: 381-392

Bray J., Travasarou T. (2009), "Pseudostatic Coefficient for use in Simplified Seismic Slope Stability Evaluation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, September 2009: 1336-1340

Wartman J., Seed B., Bray J. (2003), "Inclined Plane Studies of the Newmark Sliding Block Procedure", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, August 2003: 673-684

Drescher A., Detournay E. (1993), "Consideration in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams", *Geotechnique*, 43(3): 443-456

Manzari M., Nour M. (2000), "Significance of Soil Dilatancy in Slope Stability Analysis", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, January 2000: 75-80

Loukidis D., Bandini P., Salgado R. (2003), "Stability of Seismically Loaded Slopes using Limit Analysis", *Geotechnique*, 53(5): 463-479

Morgenstern N., Price V. (1965), "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", p: 79-93

Michalowski R. (1995), "Slope stability analysis: a kinematical approach", *Geotechnique*, 45(2): 283-293

Spencer E. (1967), "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces", *Geotechnique*, 17: 11-26

9.2 Τεχνικές εκθέσεις

Μπουκοβάλας Γ. Δ., Παπαδημητρίου Α. Γ., Ανδριανόπουλου Κ. (2009)
«Εκτίμηση σεισμικών παραμέτρων ανάλυσης ευστάθειας πρηνών
χωμάτινων φραγμάτων:Β' ΦΑΣΗ», Ομάδα Μελέτης για λογαριασμό
ΔΑΥΕ/ΔΕΗ

9.3 Ηλεκτρονικές πηγές

SeismoSoft [2004] "SeismoSignal - A computer program for signal
processing of strong-motion data" <http://www.seismosoft.com/>