

# Απλή Λύση Τασικού Πεδίου για Βαρυτικές και Σεισμικές Ωθήσεις Γαιών.

## Simple Stress Solution for Gravitational and Seismic Earth Pressures.

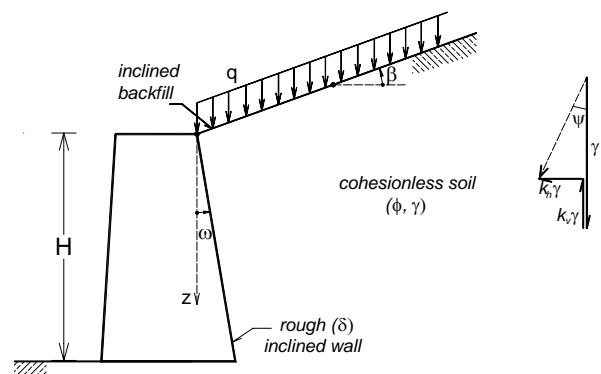
ΜΥΛΩΝΑΚΗΣ Γ. Πολιτικός Μηχανικός, Επικ. Καθηγητής Πανεπιστημίου Πατρών  
ΠΑΠΑΝΤΩΝΟΠΟΥΛΟΣ Κ. Πολιτικός Μηχανικός, Επικ. Καθηγητής Πανεπιστημίου Πατρών  
ΚΛΟΥΚΙΝΑΣ Π. Πολιτικός Μηχανικός, Μεταπτυχιακός Φοιτητής Πανεπιστημίου Πατρών  
ΛΑΓΓΟΥΣΗΣ Μ. Σ. Πολιτικός Μηχανικός, Μεταπτυχιακός Ερευνητής, Northwestern University

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ:** Παρουσιάζεται κλειστή αναλυτική λύση τασικού πεδίου για τον υπολογισμό βαρυτικών και σεισμικών ωθήσεων σε τοίχους αντιστήριξης. Λαμβάνονται υπ' όψη: (1) το ίδιο βάρος και η γωνία τριβής του εδάφους, (2) η κλίση του τοίχου, (3) η κλίση του πρανούς, (4) η τραχύτητα της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους, (5) επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους και (6) οριζόντια και κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση. Συγκρίσεις με εδραιωμένες λύσεις όπως αυτές των Coulomb, Mononobe-Okabe, Chen και Sokolovskii παρουσιάζουν ικανοποιητική ακρίβεια. Συγκριτικά με τις παραπάνω μεθόδους, η προτεινόμενη λύση είναι μαθηματικά απλούστερη και εν γένει ασφαλής, δηλαδή υπερεκτιμά τις ενεργητικές ωθήσεις και υποεκτιμά τις παθητικές.

**ABSTRACT:** A simple closed-form solution of the stress type is proposed for determining gravitational and seismic earth pressures on retaining walls. The solution takes into account: (1) the weight and friction angle of the soil, (2) wall inclination, (3) backfill inclination, (4) wall roughness, (5) surcharge at soil surface, (6) horizontal and vertical seismic acceleration. Comparison with established solutions, such as those of Coulomb, Mononobe-Okabe, Chen and Sokolovskii show satisfactory agreement. Compared to existing methods, the proposed solution is mathematically simple and safe, that is, it overestimates active pressures and underestimates the passive.

### 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι κλασικές λύσεις των Coulomb και Mononobe-Okabe χρησιμοποιούνται ευρύτατα για τον υπολογισμό εδαφικών ωθήσεων λόγω βαρυτικών και σεισμικών δράσεων αντίστοιχα. Είναι γνωστό ότι και οι δύο λύσεις εμπίπτουν στη κατηγορία των κινηματικών μεθόδων της οριακής ανάλυσης, οι οποίες είναι εγγενώς *μη-ασφαλείς*, δηλαδή υποεκτιμούν τις ενεργητικές ωθήσεις και υπερεκτιμούν τις παθητικές. Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται σε κινηματικώς αποδεκτούς μηχανισμούς αστοχίας σε συνδυασμό με κατάλληλα κριτήρια αστοχίας και νόμους πλαστικής ροής οι οποίοι εφαρμόζονται σε προεπιλεγμένες επιφάνειες διαρροής. Αντιθέτως, οι τάσεις στο εδαφικό μέσο δεν εξετάζονται και, συνεπώς, οι εξισώσεις ισορροπίας γενικώς δεν ικανοποιούνται.



Σχήμα 1: Το υπό εξέταση πρόβλημα.  
Figure 1: The problem under consideration.

Μια δεύτερη κατηγορία μεθόδων, οι λύσεις τασικού πεδίου (στατικές λύσεις), χρησιμοποιούν πεδία τάσεων τα οποία ικανοποιούν τις εξισώσεις ισορροπίας και τις συνοριακές συνθήκες τάσεων του προβλήματος, χωρίς να

παραβιάζουν το κριτήριο αστοχίας σε κανένα σημείο του μέσου. Λύσεις αυτού του τύπου είναι εγγενώς ασφαλείς, δηλαδή υπερεκτιμούν τις ενεργητικές ωθήσεις και υποεκτιμούν τις παθητικές. Η πιο γνωστή τέτοια εξίσωση είναι αυτή του Rankine, η δυνατότητα χρήσης της οποίας περιορίζεται από τις παραδοχές του οριζόντιου πρανούς και του λείου, κατακόρυφου τοίχου. Εξαιτίας της δυσκολίας στην κατασκευή κατάλληλων τασικών πεδίων, η πλειονότητα των διαθέσιμων κλειστών λύσεων οριακής ανάλυσης στη γεωτεχνική μηχανική είναι του κινηματικού τύπου (Chen & Liu 1990). Απ'όσο γνωρίζουν οι συγγραφείς, λύσεις τασικού τύπου για σεισμικές ωθήσεις γαιών δεν έχουν δημοσιευθεί στο παρελθόν. Είναι γενικώς αποδεκτό (Chen 1975, Atkinson 1981), ότι οι στατικές μέθοδοι παραβλέπουν την κινηματική του προβλήματος (μηχανισμός αστοχίας, πλαστική ροή) και συνεπώς η συμβιβαστικότητα των μετατοπίσεων δεν ικανοποιείται. Στο συγκεκριμένο πρόβλημα ο παραπάνω ισχυρισμός δεν ισχύει απόλυτα καθώς, για παράδειγμα, το πρόσημο των διατμητικών δράσεων στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους καθορίζεται με κινηματικά κριτήρια (Parantonopoulos & Ladanyi 1973). Επίσης, μεταβλητές παράμετροι αντοχής στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους μπορούν να χρησιμοποιηθούν για διαφορετικές κινηματικές συνθήκες στον τοίχο. Τέλος διαφορετικοί νόμοι πλαστικής ροής μπορούν να συμπεριληφθούν έμμεσα στη λύση, με χρήση κατάλληλων τροποποιημένων παραμέτρων αντοχής (Davis 1968).

Χωρίς να αμφισβητείται η χρησιμότητα και θεωρητική αξία των προαναφερθεισών κινηματικών λύσεων, τα παρακάτω μειονεκτήματα τους μπορούν να επισημανθούν: (1) οι προβλέψεις δεν βρίσκονται στην πλευρά της ασφαλείας, (2) η ακρίβεια (και ασφάλεια) των αποτελεσμάτων μειώνεται δραματικά στην περίπτωση παθητικών ωθήσεων σε τραχείς τοίχους και μεγάλες γωνίες τριβής εδάφους, (3) οι μαθηματικές εκφράσεις είναι περίπλοκες και δύσκολο να επαληθευθούν αναλυτικά. Απαιτείται η εύρεση κρίσιμου μηχανισμού αστοχίας με διαδικασία αριθμητικής βελτιστοποίησης (Chen 1975; Soubra 2000).

Με βάση τα παραπάνω γίνεται προφανές ότι η εξαγωγή μιας εύχρηστης κλειστής λύσης τασικού πεδίου στο πρόβλημα της σεισμικής ώθησης γαιών είναι εξαιρετικά χρήσιμη. Η προτεινόμενη λύση είναι αλγεβρικός απλούστερη από τις αντίστοιχες κινηματικές λύσεις και προσφέρει ικανοποιητική ακρίβεια

(μέσο σφάλμα μικρότερο του 10% περίπου) και αποτελέσματα γενικώς προς την πλευρά της ασφαλείας. Πέρα από το καθαρά θεωρητικό ενδιαφέρον της, η προτεινόμενη λύση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την αξιολόγηση άλλων σχετικών λύσεων.

## 2 ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΛΥΣΗ:

Το υπο εξέτασιν πρόβλημα παρουσιάζεται στο Σχήμα 1: κεκλιμένο εδαφικό πρανές μη συνεκτικού εδάφους υποστηριζόμενο από κεκλιμένο τοίχο βαρύτητας. Το σύστημα βρίσκεται υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης και υπόκειται σε ψευδοδυναμική εδαφική επιτάχυνση μεταβλητής φοράς ( $\pm k_h g$ ) και ( $\pm k_v g$ ) στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση, αντίστοιχα. Οι παράμετροι του προβλήματος είναι: το ύψος  $H$  και η κλίση  $\omega$  του τοίχου, η τραχύτητα  $\delta$  της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους, το ειδικό βάρος,  $\gamma$  και η γωνία τριβής  $\phi$  του εδάφους. Το πρανές φορτίζεται σε όλο του το μήκος με επιφανειακή κατακόρυφη επιφόρτιση  $q$ . Η συνοχή του εδάφους μπορεί να συμπεριληφθεί στη λύση, αλλά είναι ήσσονος σημασίας στην πράξη. Τέλος, η συνολική βαρυτική σεισμική φόρτιση ασκείται υπό γωνία  $\psi$  από την κατακόρυφη, η οποία δίνεται από τη σχέση (Σχήμα 1):

$$\tan \psi = \frac{\pm k_h}{1 \pm k_v} \quad (1)$$

Το θετικό πρόσημο στον αριθμητή της εξίσωσης 1 δηλώνει αδρανειακή δράση προς την πλευρά του τοίχου (εδαφική επιτάχυνση προς το επίχωμα), η οποία αυξάνει την ενεργητική ώθηση. Αντίστροφα, το αρνητικό πρόσημο δηλώνει αδρανειακή δράση προς το πρανές, η οποία μειώνει την παθητική ώθηση. Για  $\psi = 0$  το παραπάνω πρόβλημα ταυτίζεται με το πρόβλημα του Coulomb.

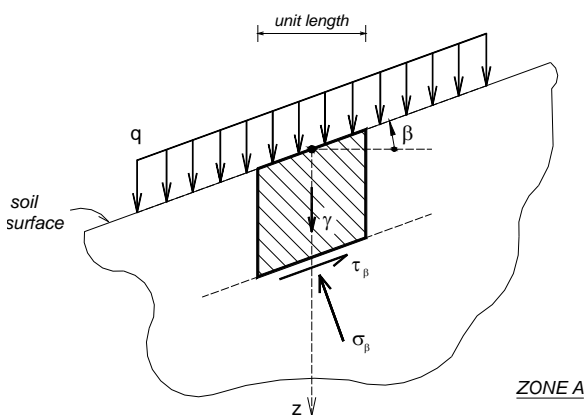
Για την αποφυγή αστοχίας του πρανούς όταν η αδρανειακή σεισμικής δράσης έχει φορά προς τον τοίχο, η γωνία  $\psi$  δεν μπορεί να υπερβαίνει τη διαφορά μεταξύ της γωνίας τριβής του εδάφους και της κλίσης του πρανούς. Συνεπώς, ο παρακάτω περιορισμός οφείλει να ικανοποιείται:

$$\psi < \phi - \beta \quad (2)$$

Για την επίλυση του προβλήματος, το εδαφικό μέσο χωρίζεται σε δύο περιοχές (Σχήματα 2 και 3) : η πρώτη (περιοχή Α) εντοπίζεται κοντά

στην επιφάνεια του εδάφους, ενώ η δεύτερη (περιοχή B) κοντά στον τοίχο. Και στις δυο περιοχές, το έδαφος θεωρείται σε κατάσταση επικείμενης αστοχίας (δηλαδή ότι ισορροπεί πολύ κοντά στην διαρροή), όπως επίσης και η διεπιφάνεια μεταξύ τοίχου και εδάφους.

Είναι γνωστό (Sokolovskii 1965; Atkinson 1981) ότι λόγω των διαφορετικών κλίσεων πρανούς και τοίχου, και των διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών εδάφους και διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους, οι διευθύνσεις των κυρίων τάσεων στις δύο περιοχές δεν συμπίπτουν. Η διαφορά των κλίσεων εξαρτάται και από το είδος της φόρτισης (ενεργητική ή παθητική κατάσταση), όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.



Σχήμα 2: Πεδίο τάσεων κοντά στην επιφάνεια του εδάφους (Περιοχή A).

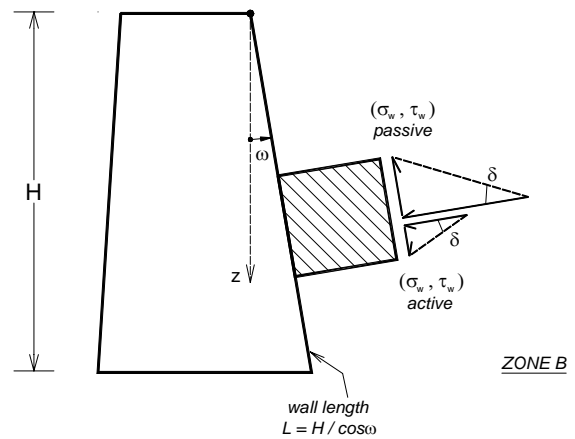
Figure 2: Stress field close to soil surface.

Για το γραμμοσκιασμένο εδαφικό στοιχείο του Σχήματος 2 γίνεται η παραδοχή ότι βρίσκεται σε συνθήκες απειρομήκους πρανούς, δηλαδή ότι υπόκειται σε ίσες και αντίθετες δράσεις στις κατακόρυφες παρειές του και ισορροπεί μόνο από δράσεις κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα z. Βάσει αυτής της εύλογης υπόθεσης, οι τάσεις  $\sigma_\beta$  και  $\tau_\beta$  στη βάση του στοιχείου υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_\beta = \left( \gamma z + \frac{q}{\cos \beta} \right) \cos^2 \beta \quad (3a)$$

$$\tau_\beta = \left( \gamma z + \frac{q}{\cos \beta} \right) \sin \beta \cos \beta \quad (3\beta)$$

οι οποίες ισχύουν για στατικές συνθήκες ( $k_h = k_v = 0$ ) και δηλώνουν ότι σημεία στο ίδιο βάθος υπόκεινται στην ίδια εντατική κατάσταση.



Σχήμα 3: Πεδίο τάσεων κοντά στον τοίχο (περιοχή B).

Figure 3: Stress field close to wall.

Στην περιοχή B, η εντατική κατάσταση θεωρείται ότι μεταβάλλεται γραμμικά με το βάθος z, και είναι συμβατή με τη συνθήκη αστοχίας στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους. Συνεπώς σε όλα τα επίπεδα με κλίση  $\omega$  ως προς την κατακόρυφη ισχύει (Σχήμα 3):

$$\sigma_w = \tau_w \tan \delta \quad (4)$$

όπου  $\sigma_w$  και  $\tau_w$  η ορθή και διατμητική δράση επί του τοίχου.

Για την εξασφάλιση ισορροπίας στο εδαφικό μέσο υποτείνεται ριπίδιο τάσεων μεταξύ των δύο περιοχών με κέντρο την κορυφή του τοίχου, στο εσωτερικό του οποίου οι κύριες τάσεις στρέφονται σταδιακά κατά γωνία  $\theta_{AB}$ . Η πρόσθετη αυτή συνθήκη γράφεται

$$S_B = S_A e^{-2\theta_{AB} \tan \phi} \quad (5)$$

όπου  $S_A$  και  $S_B$  το ημίθροισμα των εντός του επιπέδου κυρίων τάσεων στις περιοχές A και B αντίστοιχα (Σχήμα 4). Είναι γνωστό ότι η εξίσωση (5) είναι ακριβής για  $\gamma=0$  και προσεγγιστική για  $\gamma \neq 0$  (Atkinson 1981).

## 2.1 Ενεργητική Ώθηση χωρίς Σεισμό

Η συνολική ενεργητική ώθηση επί του τοίχου λόγω δυνάμεων βαρύτητας δίνεται από τη γνωστή σχέση (Chen 1975):

$$P_A = K_{Aq} q H + \frac{1}{2} K_{A\gamma} \gamma H^2 \quad (6)$$

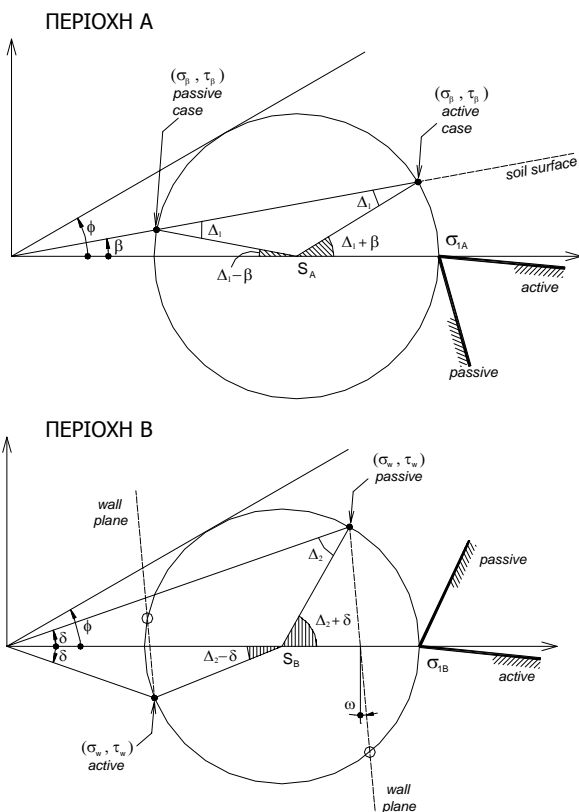
Από τα Σχήματα 4 και 5, είναι ζήτημα τετριμμένων αλγεβρικών υπολογισμών να αποδειχθεί ότι ο συντελεστής ενεργητικής ώθησης  $K_{Ay}$  και η γωνία στροφής των κυρίων επιπέδων  $\theta_{AB}$  δίνονται από τις σχέσεις:

$$K_{Ay} = \frac{\cos(\omega - \beta) \cos \beta}{\cos \delta \cos^2 \omega} \times \left[ \frac{1 - \sin \phi \cos(\Delta_2 - \delta)}{1 + \sin \phi \cos(\Delta_1 + \beta)} \right] e^{-2\theta_{AB} \tan \phi} \quad (7)$$

και

$$2\theta_{AB} = \Delta_2 - \Delta_1 - \delta + \beta - 2\omega \quad (8)$$

όπου  $\Delta_1$  και  $\Delta_2$  οι βοηθητικές γωνίες Caquot, οι οποίες ορίζονται στο Σχήμα 4 και υπολογίζονται από τις σχέσεις 9 και 10 (Sokolovskii 1960, Atkinson 1981).

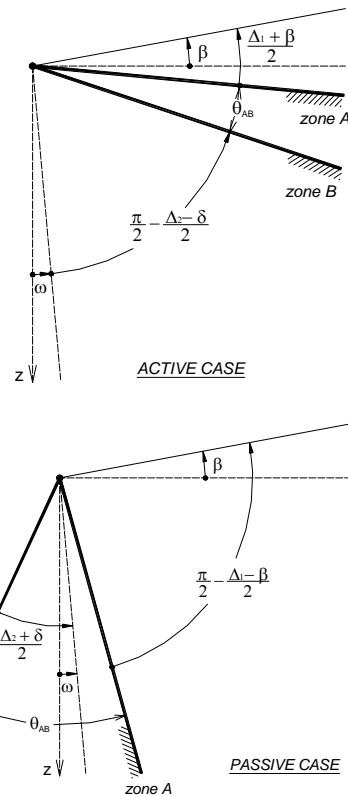


Σχήμα 4: Κύκλοι Mohr ενεργών τάσεων και κλίσεις επιπέδου μέγιστης κύριας τάσης στις περιοχές A και B.  
Figure 4: Mohr circles of effective stresses and inclinations of major principal plane in zones A and B.

$$\sin \Delta_1 = \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \quad (9)$$

$$\sin \Delta_2 = \frac{\sin \delta}{\sin \phi} \quad (10)$$

Ο υπολογισμός των παθητικών ωθήσεων είναι ανάλογος και μπορεί να πραγματοποιηθεί με την βοήθεια των Σχημάτων 4 και 5. Οι σχετικές λύσεις παρατίθενται σε άλλο άρθρο των συγγραφέων (Mylonakis et al 2006).



Σχήμα 5: Περιστροφή του επιπέδου της μέγιστης κύριας τάσης μεταξύ των περιοχών A και B.

Figure 5: Rotation of major principal plane between zones A and B.

Στο πλαίσιο της προτεινόμενης λύσης είναι εύκολο να αποδεχθεί ότι οι συντελεστές επιφόρτισης και ενεργητικής φόρτισης συνδέονται μέσω της σχέσης:

$$K_{Aq} = K_{Ay} \frac{\cos \omega \cos \beta}{\cos(\omega - \beta)} \quad (11)$$

η οποία ταυτίζεται με την κινηματική λύση των Chen & Liu (1990) για μηχανισμό αστοχίας τύπου Coulomb.

Η επίδραση της συνοχής του εδαφικού υλικού μπορεί να συμπεριληφθεί προσεγγιστικώς στη λύση με χρήση του θεωρήματος του Caquot. Επειδή το επίχωμα συνήθως αποτελείται από μή συνεκτικά υλικά, η επίδραση της συνοχής του εδάφους είναι ήσσονος σημασίας και δεν εξετάζεται στην παρούσα εργασία.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η οριζόντια συνιστώσα της ενεργητικής ώθησης, η οποία προκύπτει από την γεωμετρία του Σχήματος 3:

$$P_{AH} = P_A \cos(\omega + \delta) \quad (12)$$

Είναι προφανές ότι οι παραπάνω εξισώσεις είναι απλούστερες των αντίστοιχων του Coulomb και υπολογίζονται χωρίς την ανάγκη εύρεσης στάσιμης τιμής (κρίσιμου μηχανισμού αστοχίας), μέσω αριθμητικής ή αναλυτικής βελτιστοποίησης. Επίσης οι συντελεστές ενεργητικής ώθησης και επιφόρτισης προκύπτουν άμεσα από την λύση, χωρίς να απαιτείται μεγιστοποίηση του αθροίσματος της εξίσωσης 6. Επιπλέον το σημείο εφαρμογής της ώθησης επί του τοίχου (σε ύψος  $H/3$  από τη βάση) προκύπτει αβίαστα από τη λύση – όχι αξιωματικά όπως στη λύση Coulomb. Τέλος, αντίθετα με τις σχέσεις Coulomb και Mononobe-Okabe, οι παραπάνω εξισώσεις παρέχουν ασφαλείς, εν γένει, προβλέψεις για τις εδαφικές ωθήσεις. Σημειώνεται ότι αφού δεν παρέχεται μαθηματική απόδειξη ότι το μέσο ισορροπεί σε όλη τη μάζα του (π.χ., μέσα στο ριπίδιο και κάτω απ' τον τοίχο) και δεν παραβιάζει το κριτήριο αστοχίας σε κανένα σημείο, η προτεινόμενη λύση δεν μπορεί να εκληφθεί *αυστηρώς* ως άνω ή κάτω όριο. Θα χρησιμοποιείται στη συνέχεια μόνο ως προσεγγιστικό όριο ή, απλώς, ως *εκτιμήτρια* της εδαφικής ώθησης. Παρόλα αυτά, πολυάριθμες συγκρίσεις με αριθμητικά δεδομένα δείχνουν ότι οι προβλέψεις τις μεθόδου είναι εν γένει ασφαλείς τόσο για τις ενεργητικές, όσο και για τις παθητικές ωθήσεις.

## 2.2 Ενεργητική Ωθηση με Σεισμό

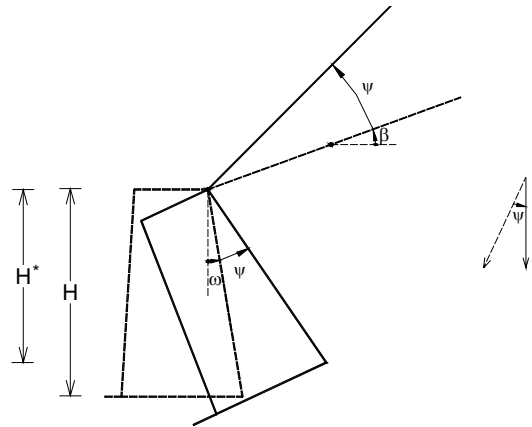
Αναγνωρίζοντας ότι η σταθερή σεισμική επιτάχυνση επιβάλλει συνισταμένη δράση στο πρανές κεκλιμένη κατά γωνία  $\psi$  ως προς την κατακόρυφη (Σχήμα 1), γίνεται αμέσως αντιληπτό ότι το ψευδοδυναμικό πρόβλημα δεν διαφέρει ουσιωδώς από το στατικό, και ότι η σεισμική λύση μπορεί να προκύψει από την λύση χωρίς σεισμό με απλή περιστροφή του συστήματος συντεταγμένων κατά γωνία  $\psi$  (Σχήμα 6). Σημειώστε το διαφορετικό ύψος

τοίχου, γωνία πρανούς, και κλίση τοίχου στην τροποποιημένη γεωμετρία. Η επισήμανση της παραπάνω ιδιότητας *ομοιότητας* αποδίδεται στον Briske (1927) και αργότερα στον Arango (Seed & Whitman 1970) και οδηγεί στις παρακάτω τροποποιημένες παραμέτρους:

$$\beta^* = \beta + \psi \quad (13)$$

$$\omega^* = \omega + \psi \quad (14)$$

$$H^* = H \cos(\omega + \psi) / \cos \omega \quad (15)$$



Σχήμα 6: Αναγωγή του ψευδοδυναμικού σεισμικού προβλήματος σε ισοδύναμο βαρυτικό με περιστροφή του συστήματος αναφοράς.

Figure 6: Similarity transformation of the pseudodynamic seismic problem to an equivalent gravitational problem, based on rotation of the principal axes.

$$\gamma^* = \gamma(1 \pm k_v) / \cos \psi \quad (16)$$

$$q^* = q(1 \pm k_v) / \cos \psi \quad (17)$$

Αντίθετα οι παράμετροι αντοχής  $\phi$  και  $\delta$  είναι αναλλοίωτοι στο μετασχηματισμό. Η τελευταία από τις παραπάνω εξισώσεις βασίζεται στην παραδοχή ότι η επιφανειακή επιφόρτιση αποκρίνεται στη σεισμική διέγερση με τον ίδιο τρόπο όπως και η μάζα του πρανούς.

Με βάση τις παραπάνω εξισώσεις, η συνολική ενεργητική ώθηση με σεισμό μπορεί να υπολογιστεί βάσει των σχέσεων (6) έως (11) ως:

$$P_{AE} = K_{Aq} q^* H^* + \frac{1}{2} K_{A\gamma} \gamma^* H^{*2} \quad (18)$$

όπου οι παράμετροι  $\beta$ ,  $\omega$ ,  $H$ ,  $\gamma$  και  $q$  έχουν αντικατασταθεί από τις αντίστοιχες τιμές που αντιστοιχούν στην τροποποιημένη γεωμετρία. Είναι προφανές ότι τα σύμβολα

$$K_{Aq}^* = K_{Aq}(\beta^*, \omega^*) \quad (19)$$

$$K_{A\gamma}^* = K_{A\gamma}(\beta^*, \omega^*) \quad (20)$$

εκφράζουν τους συντελεστές επιφόρτισης και ενεργητικής ώθησης για την τροποποιημένη γεωμετρία.

Σημειώστε ότι η οριζόντια συνιστώσα της ενεργητικής ώθησης με σεισμό υπολογίζεται βάσει της *πραγματικής* γεωμετρίας όπως και στην λύση χωρίς σεισμό (εξ. 12)

$$P_{AEH} = P_{AE} \cos(\omega + \delta) \quad (21)$$

### 2.3 Σεισμική Συνιστώσα Ενεργητικής Ώθησης με Σεισμό

Ακολουθώντας τους Seed & Whitman (1970), η αμιγώς σεισμική συνιστώσα της ενεργητικής ώθησης υπολογίζεται από την διαφορά:

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A \quad (22)$$

η οποία είναι μαθηματικώς αποδεκτή καθότι τα διανύσματα  $P_{AE}$  και  $P_A$  είναι ομοαξονικά. Παρόλα αυτά, η φυσική σημασία της ποσότητας  $\Delta P_{AE}$  περιορίζεται από το γεγονός ότι το βαρυτικό και σεισμικό πρόβλημα έχουν διαφορετικά πεδία τάσεων και διαφορετικούς μηχανισμούς αστοχίας.

### 3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στον Πίνακα 1 συγκρίνονται συντελεστές ενεργητικής και παθητικής ώθησης, για βαρυτική δράση βάση της παρούσας λύσης και εδραιωμένων λύσεων της βιβλιογραφίας. Τα αποτελέσματα είναι γενικώς σε καλή συμφωνία (μέγιστη απόκλιση 15% περίπου), με εξαίρεση τις προβλέψεις της μεθόδου Coulomb για παθητικές ωθήσεις. Σημειώστε τις φθίνουσες τιμές του  $K_p$  σε κάθε στήλη καθώς κινούμαστε από πάνω προς τα κάτω, και τις αύξουσες του  $K_A$ .

Στο σχήμα 7 συγκρίνονται αποτελέσματα για ενεργητικές ωθήσεις βαρύτητας σε κεκλιμένους τραχείς τοίχους συναρτήσει της γωνίας του πρηνούς. Οι συγκρίσεις είναι ικανοποιητικές (μέγιστο σφάλμα σχετικά με Chen 3%) και

επιβεβαιώνουν ότι η παρούσα λύση είναι εν γένει συντηρητική.

Πίνακας 1: Σύγκριση προβλέψεων για ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις από διάφορες μεθόδους;  $\beta=0$

Table 1: Comparison of results for active and passive earth pressures predicted by various methods;  $\beta=0$

#### a. Συντελεστής $K_A$ †

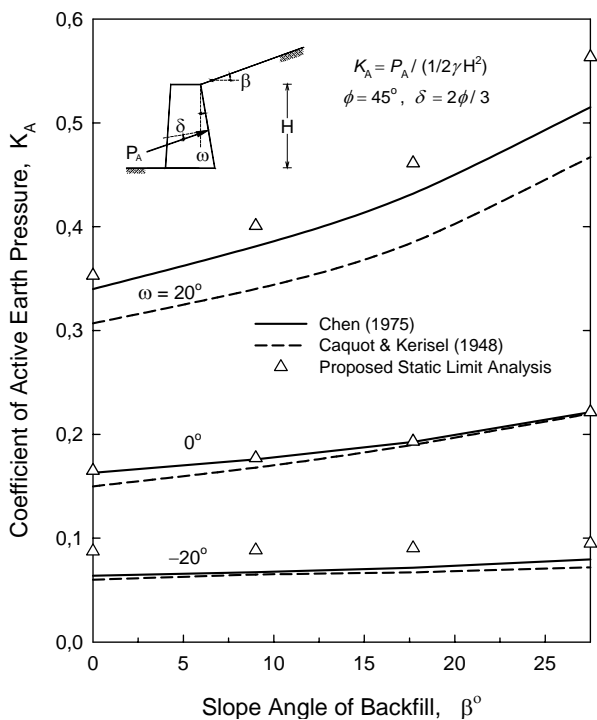
	$\omega = 0^\circ$		$\omega = 20^\circ$		$\omega = -20^\circ$	
	$\phi = 30^\circ$		$\phi = 30^\circ$		$\phi = 30^\circ$	
	$\delta = 0^\circ$	$\delta = 15^\circ$	$\delta = 0^\circ$	$\delta = 15^\circ$	$\delta = 0^\circ$	$\delta = 15^\circ$
Coulomb		0.30	0.50	0.48	0.21	0.18
Κινηματική Λύση (Chen)		0.30	0.50	0.48	0.22	0.19
Γραμμές Διαρροής (Sokolovskii)	0.33	0.30	0.52	0.49	0.23	0.21
Προτεινόμενη τασική Λύση		0.30	0.53	0.49	0.24	0.22

$$\dagger K_A = P_A / \frac{1}{2} \gamma H^2$$

#### b. Συντελεστής $K_p$ ‡

	$\omega = 0^\circ$		$\omega = 20^\circ$		$\omega = -20^\circ$	
	$\phi = 30^\circ$		$\phi = 30^\circ$		$\phi = 30^\circ$	
	$\delta = 0^\circ$	$\delta = 15^\circ$	$\delta = 0^\circ$	$\delta = 15^\circ$	$\delta = 0^\circ$	$\delta = 15^\circ$
Coulomb		4.98	2.27	3.16	5.34	12.91
Κινηματική Λύση (Chen)		4.71	2.27	3.16	5.08	8.92
Γραμμές Διαρροής (Sokolovskii)	3.00	4.62	2.16	3.16	5.06	8.45
Προτεινόμενη τασική Λύση		4.44	2.13	3.16	4.78	7.07

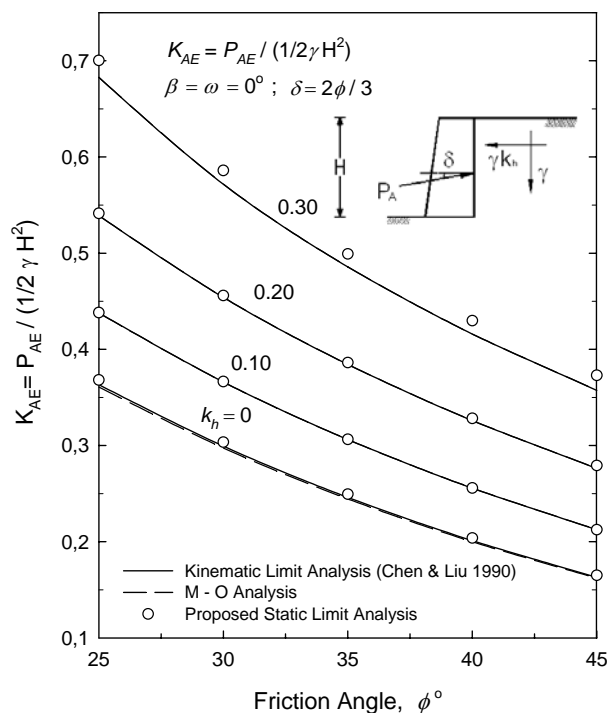
$$\ddagger K_p = P_p / \frac{1}{2} \gamma H^2$$



Σχήμα 7: Σύγκριση προβλέψεων για βαρυτική ενεργητική ώθηση από διάφορες μεθόδους.  
Figure 7: Comparison of results for active earth pressures predicted by various methods.

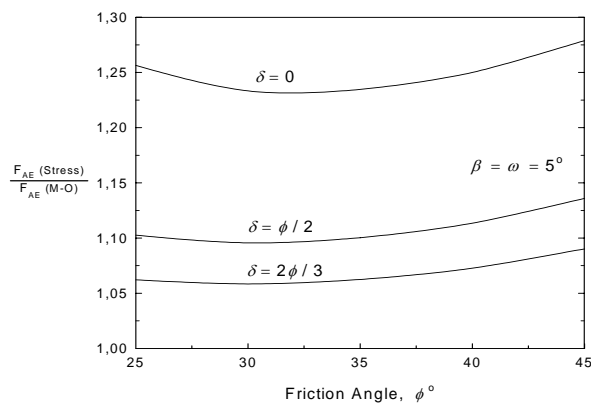
Στο Σχήμα 8 συγκρίνονται αποτελέσματα για συνολικές ενεργητικές ωθήσεις με σεισμό, σε τραχύ τοίχο, συναρτήσει της γωνίας τριβής του εδάφους. Οι προβλέψεις των τριών μεθόδων πρακτικώς ταυτίζονται, με πιθανή εξαίρεση την περίπτωση για σεισμικό συντελεστή  $k_h=0.3$ , για την οποία η προτεινόμενη μέθοδος υπερεκτιμά τις ενεργητικές ωθήσεις έως και 3% περίπου.

Ωθήσεις υπό σεισμική δράση εξετάζονται στο Σχήμα 9, για σεισμικό συντελεστή  $k_h=0.3$  και μηδενική κατακόρυφη επιτάχυνση. Η προτεινόμενη λύση υπερεκτιμά τις ενεργητικές ωθήσεις μέχρι και 30% περίπου συγκριτικά με τη μέθοδο Mononobe-Okabe, ειδικά για λείο τοίχο και μεγάλες γωνίες τριβής  $\phi$ . Για τραχείς τοίχους οι προβλέψεις των δύο λύσεων πρακτικώς ταυτίζονται.



Σχήμα 8: Σύγκριση αποτελεσμάτων για συνολική ενεργητική ώθηση με σεισμό, από διάφορες μεθόδους.

Figure 8: Comparison of results for active earth pressures including earthquake, predicted by different analytical methods.

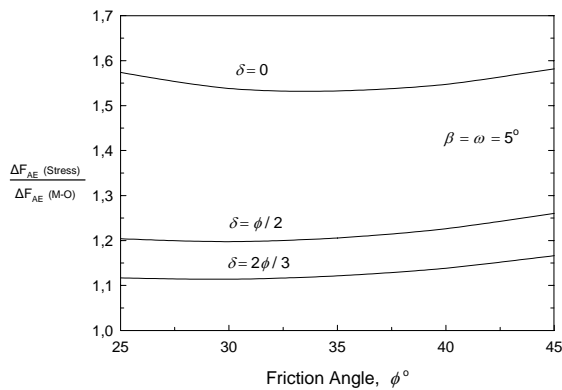


Σχήμα 9: Σύγκριση συνολικών ενεργητικών ωθήσεων με σεισμό από την προτεινόμενη μέθοδο και τη μέθοδο Mononobe-Okabe;  $\beta = \omega = 5^\circ$ ,  $\tan \psi = 0.3$

Figure 9: Comparison of results for active earth pressures including earthquake loading by the proposed model and the Mononobe-Okabe solution;  $\beta = \omega = 5^\circ$ ,  $\tan \psi = 0.3$

Η αμιγώς σεισμική συνιστώσα της ενεργητικής ώθησης εξετάζεται στο Σχήμα 10 για τις ίδιες

παραμέτρους του προβλήματος. Είναι προφανές ότι για αυτή την παράμετρο το θεώρημα του κάτω ορίου δεν ισχύει, αφού τα ποσοστά ασφάλειας της βαρυτικής λύσης είναι διαφορετικά. Η παρούσα λύση υπερεκτιμά (έως και 60%) τη σεισμική ώθηση για λείο τοίχο και κατά περίπου 15% για τραχύ τοίχο.



Σχήμα 10: Σύγκριση σεισμικής συνιστώσας,  $\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$ , της ενεργητικής ώθησης με σεισμό από την προτεινόμενη μέθοδο και τη μέθοδο Mononobe-Okabe;  $\beta = \omega = 5^\circ$ ,  $\tan \psi = 0.3$   
 Figure 10: Comparison of results for the earthquake component of active earth pressures,  $\Delta F_{AE} = F_{AE} - F_A$ , by the proposed model and the Mononobe Okabe solution;  $\beta = \omega = 5^\circ$ ,  $\tan \psi = 0.3$

#### 4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρουσιάστηκε κλειστή λύση πεδίου τάσεων για τον υπολογισμό βαρυτικών και σεισμικών ωθήσεων γαιών σε τοίχους βαρύτητας. Η προτεινόμενη λύση επιλύει σύνθετες γεωμετρίες και διατυπώνεται μέσω απλούστερων μαθηματικών σχέσεων από αυτές της μεθόδου των Mononobe-Okabe. Τα παρακάτω συμπεράσματα προέκυψαν από τη μελέτη:

- 1) Η προτεινόμενη λύση είναι ασφαλής, δηλαδή υπερεκτιμά τις ενεργητικές ωθήσεις και υποεκτιμά τις παθητικές.
- 2) Το σεισμικό πρόβλημα μπορεί να αντιμετωπιστεί ως βαρυτικό με κατάλληλη περιστροφή του συστήματος αναφοράς.
- 3) Τα αποτελέσματα της μεθόδου βρίσκονται σε καλή συμφωνία με πιο αυστηρές λύσεις.
- 4) Σε αντίθεση με την συνολική εδαφική ώθηση, η αμιγώς σεισμική συνιστώσα δεν αντιστοιχεί σε άνω ή κάτω όριο. Το ίδιο ισχύει και για τις κινηματικές λύσεις των Mononobe και Okabe.

#### 5 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Atkinson J. (1981). "Foundations and slopes". McGraw Hill, London.
- Briske R. (1927). Die Erdbebensicherheit von Bauwerken, Die Bautechnik, Vol 5, pp. 425-430, 453-457, 547-555
- Caquot A. (1934). Equilibre des massifs a frottement interne. Paris, Gauthier-Villars
- Caquot A. and Kerisel L. (1948). "Traite de mecanique des sols". Gauthier-Villars, Paris.
- Chen W.F. (1975) "Limit analysis and soil plasticity". Developments in geotechnical engineering. Elsevier, Amsterdam.
- Chen W.F. & Liu X.L. (1990). "Limit analysis in soil mechanics". Elsevier, Amsterdam.
- Davies T.G., Richards R., and Chen, K.H. (1986). "Passive pressure during earthquake loading". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112(4): 479-483.
- Ebeling R. M., Morrison E. E., Whitman R. V. and Liam Finn W. D. (1992). "A Manual for Seismic Design of Waterfront Retaining Structures". US Army Corps of Engineers.
- Kramer S. L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall."
- Mononobe N. & Matsuo O. (1929). "On the determination of earth pressure during earthquakes". Proceeding of the World Engineering Congress, vol 9, Tokyo, 1929. p. 179-187
- Mylonakis G., Papantonopoulos C., Kloukinas P., Langousis M.(2006). "An Alternative to the Mononobe-Okabe Equations for Seismic Earth Pressures", Submitted for publication.
- Okabe S. (1924) "General theory on earth pressure and seismic stability of retaining walls and dams". Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 10(6); 1277-1323.
- Sokolovskii V.V. (1960). "Statics of soil media". Butterworth, London.
- Soubra (2000)." Static and seismic passive earth pressure". Canadian Geotechnical Journal. 37: 463-478