

# Ακριβής Λύση Rankine για Σεισμικές Ωθήσεις σε Τοίχους – Προβόλους Μορφής L

## Exact Rankine Solution for Seismic Earth Pressures on L – Shaped Retaining Walls

ΚΛΟΥΚΙΝΑΣ, Π.Γ. Πολιτικός Μηχανικός, Υποψήφιος Διδάκτορας, Π.Π.  
ΜΥΛΩΝΑΚΗΣ, Γ. ΕΜΜ. Πολιτικός Μηχανικός, Αναπληρωτής Καθηγητής, Π.Π.

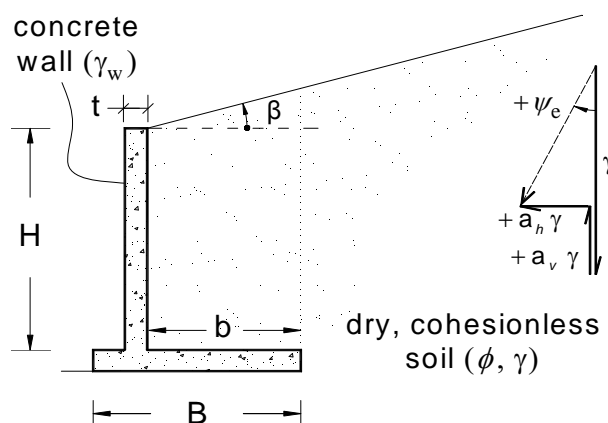
**ΠΕΡΙΛΗΨΗ :** Παρουσιάζεται ακριβής αναλυτική λύση τύπου Rankine, για το πρόβλημα των σεισμικών ωθήσεων επί τοίχου προβόλου μορφής L, ο οποίος αντιστηρίζει μη-συνεκτικό, κεκλιμένο ξηρό πρηνές. Διατυπώνονται τα ακριβή κριτήρια ισχύος της θεωρίας και επιβεβαιώνεται η καταλληλότητα χρήσης του κατακόρυφου επιπέδου στην άκρη του πέλματος, ως συμβατικού «υπολογιστικού» επιπέδου δράσης της ενεργητικής ώθησης με κατάλληλη τιμή ενεργοποιούμενης γωνίας τραχύτητας πάνω σε αυτό,  $\delta(0)$ . Τα αποτελέσματα συγκρίνονται με υπάρχουσες θεωρητικές προσεγγίσεις της βιβλιογραφίας και των αντισεισμικών κανονισμών, και σχολιάζονται θεωρητικές αδυναμίες των κλασσικών ελέγχων ευστάθειας.

**ABSTRACT :** An exact, analytical Rankine solution is presented for the problem of seismic earth pressures on an L – shaped cantilever wall, retaining dry, cohesionless soil. The formulation includes the limitations of the Rankine theory, for a wide range of parameters. The suitability of the vertical “virtual back” approach for the evaluation of the active thrust is confirmed and the exact value of the corresponding inclination of the thrust is determined, as a mobilized interface roughness angle  $\delta(0)$ . The results are compared to existing indications found in bibliography and seismic codes and the theoretical definition of the classical stability safety factors are commented.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι τοίχοι πρόβολοι μορφής L ή ανεστραμμένου T αποτελούν αρκετά διαδεδομένο τύπο αντιστήριξης, ο οποίος πλεονεκτεί έναντι των κοινών τοίχων βαρύτητας καθώς συνδυάζει ευκολία κατασκευής και οικονομία. Επιπλέον, ο συγκεκριμένος σχεδιασμός είναι εξόχως ορθολογικός καθώς εκμεταλλεύεται το βάρος του αντιστηριζόμενου εδάφους πάνω στο πέλμα ώστε να αυξήσει την αντοχή του τοίχου σε ολίσθηση και ανατροπή.

Το υπό εξέταση πρόβλημα παρουσιάζεται στο Σχήμα 1: κεκλιμένο πρηνές μη συνεκτικού εδάφους αντιστηριζόμενο από τοίχο-πρόβολο της παραπάνω μορφής. Το σύστημα βρίσκεται σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης και υπόκειται σε ψευδοδυναμική σεισμική φόρτιση με οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα  $a_h$  και  $a_v$  αντίστοιχα.



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

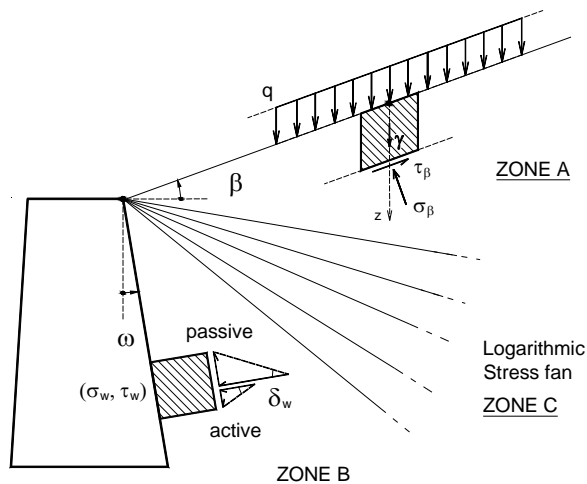
Οι παράμετροι του προβλήματος είναι: το ύψος H, το εσωτερικό και εξωτερικό πλάτος, b

και Β αντίστοιχα του πέλματος και το πάχος  $t$  του τοίχου, η γωνία τραχύτητας  $\delta_w$  της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους, το ειδικό βάρος,  $\gamma$  και η γωνία τριβής  $\phi$  του εδάφους, και η ψευδοδυναμική σεισμική γωνία  $\psi_e = \tan^{-1} [a_h/(1-a_v)]$ .

## 2. ΜΕΘΟΔΟΣ ΟΡΙΑΚΩΝ ΤΑΣΕΩΝ

### 2.1 Διαθέσιμη γενική λύση

Βάση για την παρούσα ανάλυση αποτελεί η λύση οριακών τάσεων των Mylonakis et al (2007) η οποία βασίζεται στην ισορροπία του ασυνεχούς πεδίου τάσεων που απεικονίζεται στο Σχήμα 2, το οποίο χωρίζεται σε τρεις περιοχές: την περιοχή Α (ζώνη Rankine) που εντοπίζεται κοντά στην επιφάνεια του απειρομήκους πρανούς, την περιοχή Β, η οποία οφείλει να ικανοποιεί την οριακή συνθήκη της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους και τη μεταβατική ζώνη C μεταξύ των δύο πρώτων.



Σχήμα 2 Ασυνεχές πεδίο τάσεων στη γενική περίπτωση τοίχου βαρύτητας  
Figure 2 Discontinuous stress field in the general case of a gravity wall

Η οριακή συνθήκη στον τοίχο (περιοχή Β) εισάγει δύο περιορισμούς: *πρώτον* επιβάλλει το κριτήριο αστοχίας της διεπιφάνειας τοίχου εδάφους καθώς η συγκεκριμένη επιφάνεια είναι εν γένει επιφάνεια αστοχίας και *δεύτερον* καθορίζει τη φορά των διατμητικών δράσεων πάνω στον τοίχο ως αντίθετη στην αναμενόμενη φορά κίνησης του συγκρατούμενου εδάφους και επομένως διαφορετική στην ενεργητική και την παθητική περίπτωση. Τέλος, όσον αφορά τη μεταβατική ζώνη (περιοχή C), χρησιμοποιείται ριπίδιο τάσεων εκθετικής μορφής που αποτελεί ακριβή λύση για υλικό χωρίς βάρους

πλην όμως προσεγγιστική για υλικό με βάρος. Η έκφραση που δίνει το οριακό φορτίο (για ενεργητικές ή παθητικές συνθήκες), δίνεται από τη γνωστή έκφραση φέρουσας ικανότητας:

$$P_E = K_{qE} (1 - a_v) q H + 0.5 K_{\gamma E} (1 - a_v) \gamma H^2 \quad (1)$$

όπου,

$$K_{\gamma E} = \frac{\cos(\omega - \beta) \cos(\beta + \psi_e)}{\cos \psi_e \cos \delta_w \cos^2 \omega} \times \quad (2)$$

$$\times \left[ \frac{1 - \sin \phi \cos(\Delta_2 - \delta_w)}{1 + \sin \phi \cos[\Delta_{1e} + \beta + \psi_e]} \right] \exp(-2\theta_E \tan \phi)$$

$$K_{qE} = K_{\gamma E} \frac{\cos \omega}{\cos(\omega - \beta)} \quad (3)$$

$$\sin \Delta_{1e} = \frac{\sin(\beta + \psi_e)}{\sin \phi}, \quad \sin \Delta_2 = \frac{\sin \delta}{\sin \phi} \quad (4)$$

$$2\theta_E = (\Delta_2 - \delta_w) - (\Delta_{1e} - \beta) - 2\omega - \psi_e \quad (5)$$

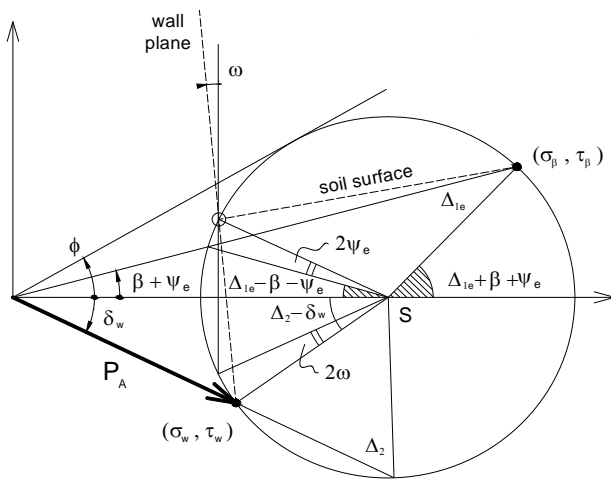
Οι παραπάνω εκφράσεις  $K_{\gamma E}$ ,  $K_{qE}$  εκφράζουν τους συντελεστές πλευρικών ωθήσεων λόγω ίδιου βάρους και επιφόρτισης,  $\Delta_{1e}$  και  $\Delta_2$  είναι οι βοηθητικές γωνίες Caquot και  $\theta_E$  είναι η γωνία στροφής των κυρίων επιπέδων και των χαρακτηριστικών διευθύνσεων των τάσεων, που ισούται με το άνοιγμα της μεταβατικής ζώνης. Οι εξισώσεις (2) έως (5), με κατάλληλη προσήμανση της γωνίας τριβής  $\phi$  και της γωνίας τραχύτητας  $\delta_w$ , δίνουν τόσο την ενεργητική, όσο και την παθητική ώθηση (θετικά  $\delta_w$ ,  $\phi$  για ενεργητική ώθηση, αρνητικά για παθητική).

### 2.2 Γενικευμένη θεωρία Rankine

Στην ειδική περίπτωση κατά την οποία η γωνία  $\theta_E$  μεταξύ των κύριων επιπέδων στις περιοχές Α και Β μηδενίζεται, οι δύο περιοχές συμπίπτουν σε ένα, συνεχές πεδίο τάσεων Rankine το οποίο απεικονίζεται στον κύκλο Mohr του Σχήματος 3. Τότε, η εξίσωση (2) απαλλάσσεται από τον εκθετικό όρο και μεταπίπτει σε ακριβή λύση Rankine για το γενικευμένο πρόβλημα με σεισμό. Η απαραίτητη συνθήκη για την ισχύ του τελευταίου γράφεται (βλ. Εξ. 5):

$$(\Delta_2 - \delta_w) - (\Delta_{1e} - \beta) - 2\omega - \psi_e = 0 \quad (6)$$

η οποία προφανώς ικανοποιείται από άπειρους συνδυασμούς των πέντε βασικών παραμέτρων του προβλήματος ( $\phi$ ,  $\delta$ ,  $\omega$ ,  $\beta$  και  $\psi_e$ ). Ανάμεσα σε αυτούς είναι και οι κλασικές περιπτώσεις της βιβλιογραφίας  $\delta = \omega = \beta = \psi_e = 0$  και  $\delta = \beta$ ,  $\omega = \psi_e = 0$ . Με εξαίρεση τη γωνία τριβής  $\phi$ , είναι εύκολη η εξαγωγή των κλειστών εκφράσεων (7) έως (10), οι οποίες δίνουν την κρίσιμη τιμή της κάθε παραμέτρου συναρτήσει των υπολοίπων, που ικανοποιεί τη συνθήκη (6). Η εξίσωση (7) προκύπτει απευθείας από την συνθήκη (6), ενώ για την εξαγωγή των υπολοίπων απαιτούνται και γεωμετρικά στοιχεία από τον τανυστή των τάσεων που απεικονίζεται στο Σχήμα 3.



Σχήμα 3 Τανυστής τάσεων στην περίπτωση γενικευμένου πεδίου Rankine με σεισμό  
Figure 3 Generalized Rankine stress field tensor, for earthquake loading

$$\omega_R = \frac{1}{2} [(\Delta_2 - \delta_w) - (\Delta_{1e} - \beta) - \psi_e] \quad (7)$$

$$\beta_R = \tan^{-1} \left[ \frac{\sin \phi \sin(\Delta_2 - \delta_w - 2\omega - 2\psi_e)}{1 - \sin \phi \cos(\Delta_2 - \delta_w - 2\omega - 2\psi_e)} \right] - \psi_e \quad (8)$$

$$\psi_{eR} = \tan^{-1} \left[ \frac{\sin \phi \sin(\Delta_2 - \delta_w - 2\omega + 2\beta)}{1 + \sin \phi \cos(\Delta_2 - \delta_w - 2\omega + 2\beta)} \right] - \beta \quad (9)$$

$$\delta_R = \tan^{-1} \left[ \frac{\sin \phi \sin(\Delta_{1e} - \beta + \psi_e + 2\omega)}{1 - \sin \phi \cos(\Delta_{1e} - \beta + \psi_e + 2\omega)} \right] \quad (10)$$

Οι εξισώσεις (7) και (10) απαντώνται (για την περίπτωση βαρυτικής φόρτισης) στο σύγγραμμα των Costet & Sanglerat (1979), ενώ μια ισοδύναμη μορφή της (10) δίνεται από τον Chu (1991). Η λύση του Chu εισάγει τη λανθα-

σμένη θεώρηση ότι η συγκεκριμένη κλίση της ώθησης μπορεί να αναπτυχθεί στον τοίχο ανεξάρτητα από την πραγματική γωνία τραχύτητας, με αποτέλεσμα η συγκεκριμένη ανάλυση να παραβιάζει το κριτήριο αστοχίας της διεπιφάνειας και να είναι μη συμβατή με την κινηματική του προβλήματος (Budhu, 2000).

Σημειώνεται ότι για οποιαδήποτε συνδυασμό παραμέτρων  $\phi$ ,  $\delta$ ,  $\omega$ ,  $\beta$  και  $\psi_e$  που ικανοποιεί τις εξισώσεις (7) – (10), τα αποτελέσματα της εξίσωσης (2) και της εξίσωσης M-O ταυτίζονται, πράγμα που επιβεβαιώνει την ύπαρξη πεδίου τάσεων Rankine, καθώς οι χαρακτηριστικές των τάσεων είναι πράγματι ευθύγραμμες.

### 3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΠΡΟΒΟΛΩΝ

Ενώ στους τοίχους βαρύτητας η γενικευμένη κατάσταση Rankine προκύπτει μόνο με συγκεκριμένους συνδυασμούς των πέντε παραμέτρων του προβλήματος, στους τοίχους προβόλους μορφής L, βρίσκει ευρύτερη εφαρμογή. Πράγματι όταν το πέλμα του τοίχου είναι αρκετά μακρύ ώστε οι χαρακτηριστικές των τάσεων στην περιοχή του πρηνούς να μην τέμνουν το κατακόρυφο στέλεχος του τοίχου, το ολισθαίνον πρίσμα σχηματίζεται αποκλειστικά μέσα στην εδαφική μάζα (Σχ. 4β). Συνεπώς η διεπιφάνεια τοίχου - εδάφους δεν αποτελεί σύνορο του ολισθαίνοντος πρίσματος και η συνοριακή συνθήκη τάσεων στον τοίχο δεν επηρεάζει την ανάπτυξη του ομοιόμορφου πεδίου Rankine του πρηνούς.

Στο ίδιο σχήμα απεικονίζεται το γεωμετρικό κριτήριο ισχύος της συνθήκης Rankine:

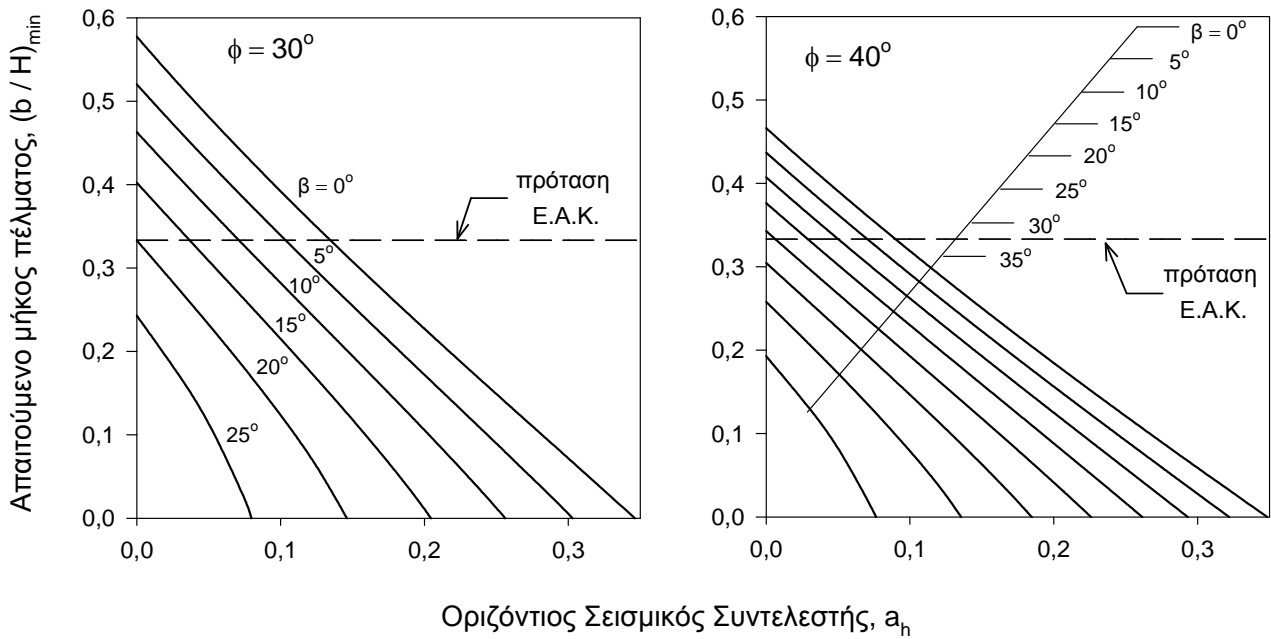
$$\omega_\beta \leq \omega_{wall} \quad \text{ή ισοδύναμα} \quad \omega_\beta \leq \tan^{-1} \left( \frac{b}{H} \right) \quad (11)$$

Η κλίση της  $\beta$  - χαρακτηριστικής, μπορεί να υπολογιστεί γραφικά από τον κύκλο Mohr του Σχήματος (4α) ή, εναλλακτικά, από τη Εξ. (7) θέτοντας  $\delta = \phi$ , η οποία οδηγεί στη λύση:

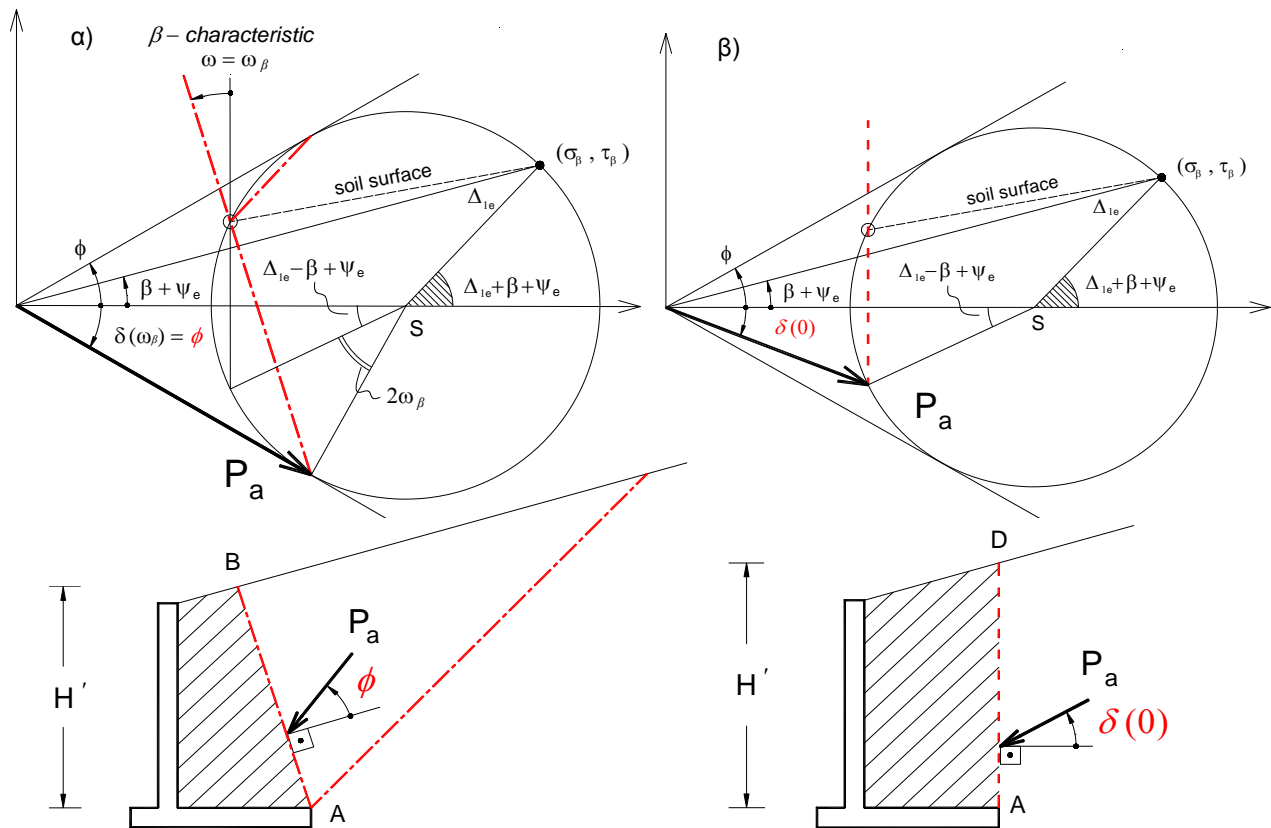
$$\omega_\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} - \frac{(\Delta_{1e} - \beta) - \psi_e}{2} \quad (12)$$

Στην απλή περίπτωση της βαρυτικής φόρτισης ( $\psi_e = 0$ ), η εξίσωση (12), απαντάται σε σειρά δημοσιεύσεων (Costet & Sanglerat, 1979; Chu, 1991; Clayton et al, 1993, Greco, 1999). Η περίπτωση της σεισμικής δράσης εξετάζεται για πρώτη φορά στην παρούσα εργασία.





Σχήμα 5. Μεταβολή του ελάχιστου απαιτούμενου μήκους πέλματος με το μέγεθος της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης για διάφορες κλίσεις πρανούς.  
 Figure 5. Variation of the minimum required heel length with horizontal acceleration coefficient and backfill angle.

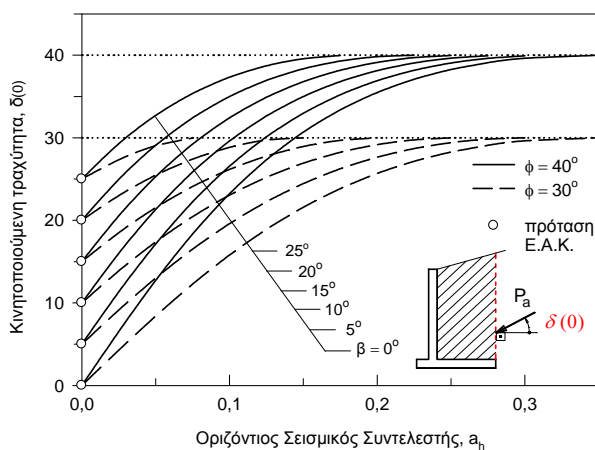


Σχήμα 6. (α) Ενεργητική ώθηση επί της πραγματικής επιφάνειας αστοχίας AB (β-χαρακτηριστικής των τάσεων) – (β) Ενεργητική ώθηση επί κατακόρυφης διεπιφάνειας AD.  
 Figure 6. (a) Active thrust on the actual slip line AB (stress b-characteristic) - (b) Active thrust on the vertical "virtual back" level AD.

$$K_\gamma = \frac{\cos \beta \cos(\beta + \psi_e)}{\cos \delta(0) \cos \psi_e} \times \left[ \frac{1 - \sin \phi \cos(\Delta_{1e} - \beta + \psi_e)}{1 + \sin \phi \cos(\Delta_{1e} + \beta + \psi_e)} \right] \quad (15)$$

$$\delta(0) = \tan^{-1} \left[ \frac{\sin \phi \sin(\Delta_{1e} - \beta + \psi_e)}{1 - \sin \phi \cos(\Delta_{1e} - \beta + \psi_e)} \right] \quad (16)$$

Στο Σχήμα 7 παρουσιάζονται αποτελέσματα για τη μεταβολή της ενεργοποιούμενης γωνίας τραχύτητας  $\delta(0)$  στο «υπολογιστικό» κατακόρυφο επίπεδο με την αύξηση του μεγέθους της οριζόντιας σεισμικής συνιστώσας, για διάφορες τιμές τις γωνίας κλίσης του πρανούς και γωνίες τριβής εδάφους  $\phi = 30^\circ$  και  $\phi = 40^\circ$ .



Σχήμα 7. Μεταβολή της κλίσης της ώθησης επί κατακόρυφου επιπέδου με τη σεισμική επιτάχυνση και την κλίση του πρανούς.

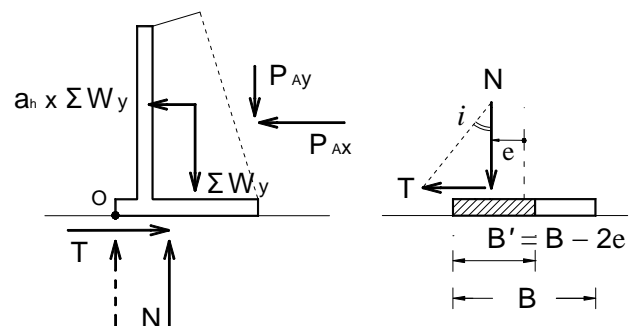
Figure 7. Variation of active thrust inclination on vertical plane as a function of horizontal seismic acceleration and backfill inclination

Παρατηρείται ότι η κλίση της ώθησης ισούται με την κλίση  $\beta$  του πρανούς, μόνο για στατική φόρτιση ( $a_h = 0$ ), ενώ στην περίπτωση με σεισμό αυξάνεται σημαντικά φτάνοντας την τιμή  $\phi$ , όταν η χαρακτηριστική ταυτιστεί με το κατακόρυφο επίπεδο ( $\omega_\beta = 0$ ), δηλαδή για τον ίδιο σεισμό όπου μηδενίζεται το απαιτούμενο μήκος πέλματος στο Σχήμα 6. Παρατηρείται ότι στο σημείο αυτό η θεώρηση του Ε.Α.Κ. ( $\delta = \beta$ ) είναι ακριβής μόνο για βαρυτική φόρτιση ενώ υποεκτιμά το  $\delta$  για την περίπτωση με σεισμό. Σημειώνεται ωστόσο ότι η πρόταση του Ε.Α.Κ. είναι πάντοτε υπέρ της ασφάλειας, καθώς δίνει μεγαλύτερη οριζόντια συνιστώσα. Διαφορετικές θεωρήσεις, επίσης ανακριβείς, απαντώνται στη

βιβλιογραφία (π.χ. BS:2002,  $\delta = \phi$  με την απλοϊκή υπόθεση τριβής τύπου «έδαφος με έδαφος», AASHTO LRFD,  $\delta = \delta_w$  με απλοϊκή μεταφορά της πραγματικής τραχύτητας τοίχου-εδάφους στο υπολογιστικό κατακόρυφο επίπεδο).

#### 4. ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

Είναι γνωστό ότι οι έλεγχοι ευστάθειας τοίχων αντιστήριξης βασίζονται στον υπολογισμό των συντελεστών ασφαλείας έναντι φέρουσας ικανότητας, ολίσθησης και ανατροπής. Από τους τρεις συντελεστές, μόνο οι δύο πρώτοι είναι ορθολογικοί, ενώ ο τρίτος είναι προβληματικός (Greco, 1997). Στο Σχήμα 8 παρουσιάζεται η ισορροπία των δυνάμεων που ενεργούν σε τοίχο πρόβλο. Η συνισταμένη κατακόρυφη και οριζόντια δράση επί του τοίχου ισορροπούνται από τις εξωτερικές αντιδράσεις  $N$  και  $T$  στη βάση του, η φέρουσα ικανότητα έναντι των οποίων υπολογίζεται συνήθως από τις γνωστές σχέσεις Terzaghi για απειρομήκες θεμέλιο, υπό κεκλιμένη έκκεντρη φόρτιση.



Σχήμα 8. Το πρόβλημα της ευστάθειας του τοίχου ως πρόβλημα θεμελίου

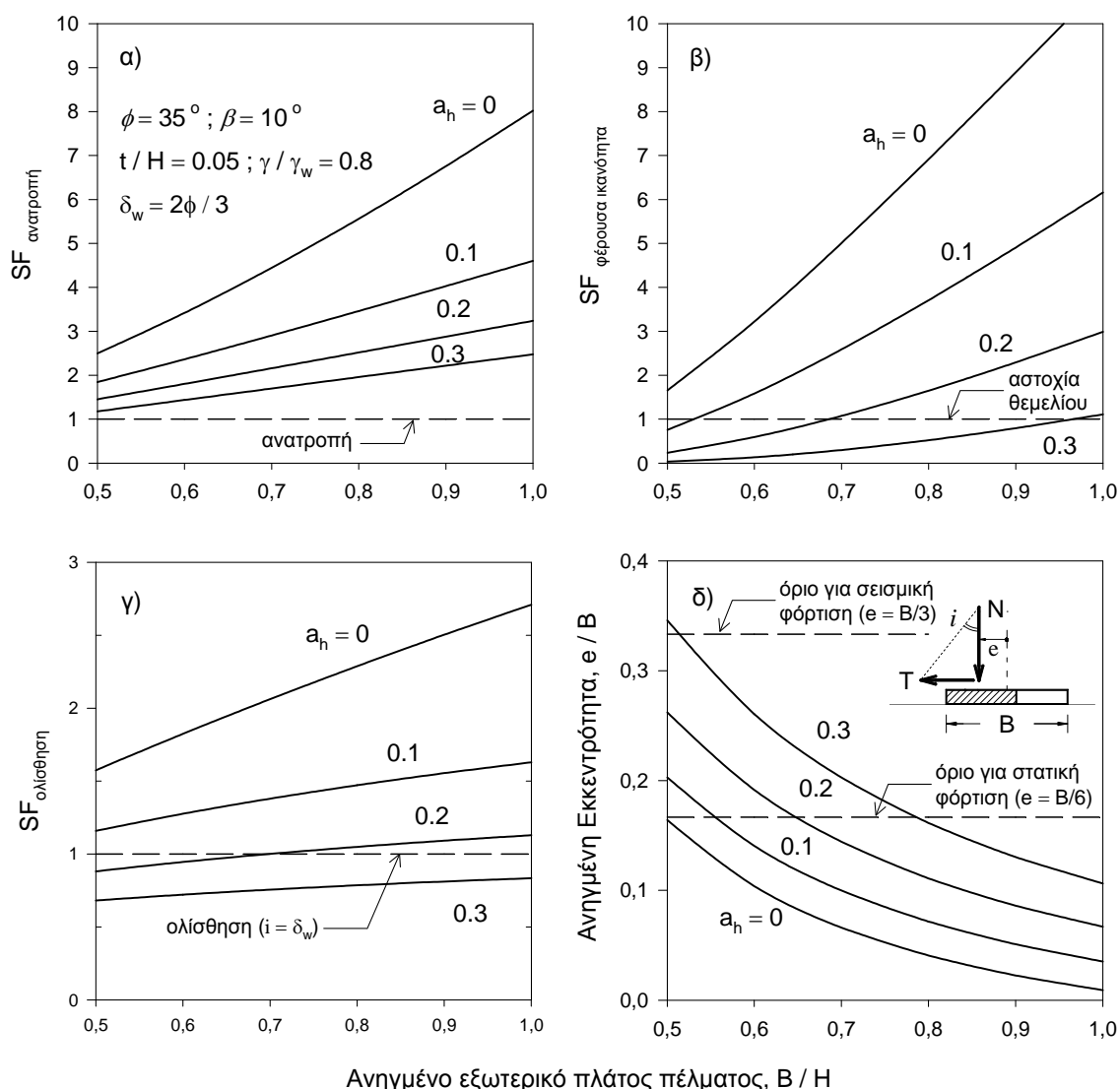
Figure 8. Retaining wall stability as a footing problem

Οι δύο πρώτοι συντελεστές, ορίζονται ως οι λόγοι των  $N$  και  $T$  προς την μέγιστη αντοχή σε κατακόρυφη και οριζόντια φόρτιση. Αντίθετα, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής είναι ορισμένος αυθαίρετα και μη ρεαλιστικά. Θεωρεί την οριακή κατάσταση περιστροφής («ανασηκώματος») του τοίχου περί το σημείο  $O$ , στο οποίο έχει μετατοπιστεί πλέον το σημείο εφαρμογής της κατακόρυφης αντίδρασης  $N$  (επομένως η τελευταία δεν συμβάλει στην ευστάθεια) και συγκρίνει τις ροπές επιμέρους συνιστωσών, τις οποίες χωρίζει σε ροπές ευστάθειας και ροπές ανατροπής. Μπορεί να αποδειχθεί αναλυτικά, αλλά και αριθμητικά, η αυθαίρετη φύση του παραπάνω ορισμού, καθώς η τιμή

του συντελεστή ασφάλειας δεν είναι αναλλοίωτη ως προς την αυθαίρετη επιλογή της «υπολογιστικής» γωνίας  $\omega$  (Σχ. 4). Αποδεικνύεται ότι η συγκεκριμένη οριακή κατάσταση δεν αντιστοιχεί στον κρισιμότερο μηχανισμό αστοχίας, καθώς πολύ πριν φτάσει ο τοίχος στο σημείο να περιστραφεί περί τον πόδα Ο, έχουν ήδη ξεπεραστεί οι αντοχές του εδάφους θεμελίωσης ή ακόμα και αυτή του ίδιου του τοίχου. Το γεγονός αυτό αναγνωρίζεται από τους σύγχρονους κανονισμούς, ωστόσο ο κλασικός έλεγχος ανατροπής είτε διατηρείται (EC7), είτε αντικαθίσταται από έλεγχο της εκκεντρότητας της κατακόρυφης φόρτισης στο πέλμα του τοίχου (AASHTO LRFD, 1994).

## 5. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ

Εξετάζεται η περίπτωση τοίχου-προβόλου με πάχος  $t/H=0.05$  και γωνία τραχύτητας  $\delta_w=2\phi/3$ , ο οποίος αντιστηρίζει έδαφος ειδικού βάρους  $\gamma/\gamma_w=0.8$ , γωνίας τριβής  $\phi=35^\circ$ , και κλίσης πρανούς  $\beta=10^\circ$ . Στα Σχήματα (8α) - (8γ) συγκρίνονται οι συντελεστές ασφάλειας έναντι ανατροπής, φέρουσας ικανότητας και ολίσθησης, συναρτήσει του μήκους του πέλματος, για διάφορες τιμές του σεισμικού συντελεστή. Στο Σχήμα (8δ) παρουσιάζεται, για τις ίδιες περιπτώσεις η αντίστοιχη εκκεντρότητα της συνισταμένης αντίδρασης στη βάση.



Σχήμα 8. Συντελεστές ασφάλειας έναντι: (α) ανατροπής, (β) φέρουσας ικανότητας, (γ) ολίσθησης και (δ) η εκκεντρότητα της αντίδρασης επαφής, συναρτήσει του πλάτους της βάσης και της σεισμικής επιτάχυνσης.

Figure 8. Safety factors against: (a) bearing capacity and (b) overturning and the corresponding: (c) inclination angles and (d) eccentricity of the contact force, with base width and seismic acceleration.

Από τα διαγράμματα προκύπτει ότι ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ανατροπής είναι πάντοτε μεγαλύτερος της μονάδας, όταν την ίδια στιγμή οι απαιτήσεις σε φέρουσα ικανότητα δεν εξασφαλίζονται. Η σημαντική αυτή υπέρβαση σε φέρουσα ικανότητα οφείλεται εν μέρει στη μεγάλη τιμή της εκκεντρότητας, η οποία υπερβαίνει την τιμή  $B/6$  για μεγάλο εύρος τιμών του σεισμικού συντελεστή και του πλάτους της βάσης, όχι όμως και την τιμή  $B/3$  (ΕΑΚ, EC7), και στη μεγάλη κλίση του φορτίου.

Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται οι τιμές των τριών συντελεστών ασφάλειας, υπολογισμένες για διαφορετικές, στατικές τομές  $\omega$ . Είναι σαφές ότι όλοι οι μηχανισμοί δίνουν την ίδια συνισταμένη αντίδραση στη βάση, με αποτέλεσμα οι συντελεστές ασφάλειας έναντι ολίσθησης και φέρουσας ικανότητας να είναι ανεξάρτητοι της αυθαίρετης επιλογής του  $\omega$ . Αντίθετα, ο Σ.Α. έναντι ανατροπής περί το Ο παρουσιάζει εξάρτηση από το  $\omega$  – κάτι προφανώς μη επιτρεπτό.

Πίνακας 1. Συντελεστές ασφάλειας έναντι ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας ( $\phi=35^\circ$ ,  $\delta_w=2\phi/3$ ,  $a_h=0.2$ ,  $B/H=0.8$ ,  $t/H=0.05$ ,  $\gamma/\gamma_w=0.8$ ).

Table 1. Safety factors against sliding, overturning and bearing capacity ( $\phi=35^\circ$ ,  $\delta_w=2\phi/3$ ,  $a_h=0.2$ ,  $B/H=0.8$ ,  $t/H=0.05$ ,  $\gamma/\gamma_w=0.8$ ).

$\omega$ (°)	SF <sub>Ολίσθηση</sub>	SF <sub>Ανατροπή</sub>	SF <sub>Φερ. Ικανότητα</sub>
-30	1,05	2,27	1,65
-20		2,35	
-10		2,44	
0	(για όλα τα $\omega$ )	2,52	(για όλα τα $\omega$ )
10		2,60	
20		2,70	
30		2,81	

## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρουσιάστηκε ακριβής αναλυτική λύση τύπου Rankine με σεισμό, για τοίχους-προβόλους μορφής  $L$ . Η παρούσα ανάλυση οδηγεί στα ακόλουθα συμπεράσματα:

1) Η γεωμετρική συνθήκη που προτείνεται από τον ΕΑΚ για την ισχύ των συνθηκών Rankine δεν είναι ακριβής, πλην όμως καλύπτει μεγάλο εύρος πραγματικών προβλημάτων.

2) Η ώθηση επί του τοίχου μπορεί να υπολογιστεί για οποιοδήποτε επίπεδο  $\omega$ , ωστόσο το κατακόρυφο επίπεδο παρέχει μεγαλύτερη ευκολία υπολογισμών και είναι βολικό για πρακτικές εφαρμογές.

3) Η κλίση της ώθησης επί κατακόρυφου επιπέδου, δεν ισούται πάντα με την κλίση του πρηνούς  $\beta$ , όπως αναφέρεται στον ΕΑΚ, παρά μόνο στην περίπτωση αμιγώς βαρυτικής φόρτισης ( $a_h = 0$ ). Ωστόσο, η πρόταση του ΕΑΚ, είναι συντηρητική.

4) Το πρόβλημα της ευστάθειας του τοίχου, είναι ουσιαστικά πρόβλημα έκκεντρα φορτισμένου θεμελίου υπό έντονα κεκλιμένη φόρτιση, το οποίο πρέπει να ελεγχθεί τόσο σε ολίσθηση όσο και σε φέρουσα ικανότητα.

5) Ο έλεγχος σε ανατροπή δεν έχει φυσική σημασία καθώς είναι ορισμένος αυθαίρετα και δεν αντιπροσωπεύει την πιο κρίσιμη οριακή κατάσταση ευστάθειας.

## 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

AASHTO LRFD (1994), "Bridge Design Specifications", American Assosiation of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., USA.

Budhu M. (2000), "Soil Mechanics & Foundations", J. Wiley & Sons Inc, New York, p. 460 – 461.

BS 8002:1994, Code of Practice for Earth Retaining Structures, B.S. Institution.

Chu S.C. (1991), "Rankine analysis of active and passive pressures in dry sands", Soils & Found., Vol. 31, No 4, pp.115 – 120.

Clayton, C.R.I., Militisky, J., and Woods, R.I. (1993). *Earth Pressure and Earth Retaining Structures*, 2<sup>nd</sup> Edition, Blackie Acad.& Prof.

Costet J. and Sanglerat G. (1975). *Cours pratique de mecanique des sols, plasticité et calcul des tassements*. 2<sup>nd</sup> edition, Dunod Technique Press, Paris.

Eurocode 7, Geotechnical Design: Part 1. British Standards Institution, ENV 1997-1.

Greco V.R. (1997), "Stability of Retaining Walls Against Overturning", Journal of Geotech. & Geoenv. Engineering, ASCE, Vol. 123, No 8, pp. 778 – 780.

Greco V.R. (1999) "Active Earth Thrust on Cantilever Walls in General Conditions", Soils and Foundations; 39 (6): 65–78.

Kloukinas, P., Mylonakis G.E, (2009) "Generalized Rankine Solution for seismic earth pressures" – Submitted for publication.

Mylonakis, G.E, Kloukinas, P. and Papanonopoulos, C. (2007). "An alternative to the Mononobe–Okabe equations for seismic earth pressures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 10: 957-969.

ΕΑΚ 2000 (2003), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΟΑΣΠ, Αθήνα.