

*Διπλωματική εργασία*

## **Διερεύνηση μεθοδολογιών προσδιορισμού των ωθήσεων γαιών και εφαρμογή τους στην επίλυση τοίχων τύπου προβόλου**

Κακογιάννου Ευανθία  
Επιβ. Καθηγητής: Καββαδάς Μ.,  
Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Μάρτιος 2011



## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Κατ' αρχάς, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα Καθηγητή της διπλωματικής μου κ. Μιχαήλ Καββαδά για την πολύτιμη καθοδήγησή του και την εξαιρετική συνεργασία του καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της εργασίας.

Εν συνεχεία, ευχαριστώ ιδιαίτερα τον υποψήφιο διδάκτορα Παναγιώτη Σιταρένιο, η συνεισφορά του οποίου υπήρξε καθοριστική στην ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας μέσα από τις πολύωρες συναντήσεις μας και τη μετάδοση όσο το δυνατόν περισσότερων γνώσεων σε όλα τα θέματα αυτής της εργασίας.



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της επίδρασης των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού ωθήσεων γαιών στον υπολογισμό της ευστάθειας τοίχων αντιστήριξης τύπου προβόλου.

Αρχικά παρουσιάζεται η θεωρία των κυριότερων μεθοδολογιών υπολογισμού ωθήσεων γαιών και διεξάγονται παραμετρικοί υπολογισμοί ως προς τους συντελεστές ωθήσεων γαιών ( $K_a$ ,  $K_p$ ,  $K_{ac}$ ,  $K_{pc}$ ) με σκοπό τη σύγκριση των αποτελεσμάτων. Χρησιμοποιήθηκαν τόσο απλούστερες και πιο διαδεδομένες μέθοδοι όπως αυτές των Rankine (1857) και Coulomb (1776) όσο και πιο ακριβείς μεθοδολογίες οι οποίες λαμβάνουν υπόψη καμπύλη επιφάνεια αστοχίας όπως αυτές των Rosenfarb & Chen (1972) και Caquot & Kerisel (1948).

Κατόπιν γίνεται παρουσίαση των αρχών και των μεθοδολογιών υπολογισμού τοίχων αντιστήριξης τύπου προβόλου με βάση τον Ευρωκώδικα (EC7) και το CIRIA report 104. Η παραπάνω θεωρία χρησιμοποιείται σε παραμετρικές επιλύσεις που διεξήχθησαν με σκοπό τη διερεύνηση της ευστάθειας τοίχων τύπου προβόλου. Τα αποτελέσματα των παραπάνω επιλύσεων παρουσιάζονται υπό τη μορφή κανονικοποιημένων διαγραμμάτων του απαιτούμενου βάθους έμπηξης  $D$  ως προς το βάθος εκσκαφής  $H$  σε συνάρτηση με τα λόγο  $\delta/\phi$ . Για την περαιτέρω διερεύνηση του θέματος διεξήχθησαν αριθμητικές αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία για κάποιες χαρακτηριστικές περιπτώσεις. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν για την ανάπτυξη των ωθήσεων στον τοίχο καθώς και για το προβλεπόμενο βάθος έμπηξης  $D$  παρουσιάζονται υπό τη μορφή διαγραμμάτων και πινάκων αντίστοιχα.

Με βάση την ανωτέρω διερεύνηση προέκυψε ότι οι μεθοδολογίες οι οποίες λαμβάνουν υπόψη καμπύλη επιφάνεια αστοχίας προβλέπουν ρεαλιστικότερες τιμές για τους συντελεστές ωθήσεων γαιών και κυρίως στην περίπτωση των παθητικών ωθήσεων σε αντίθεση με λιγότερο ακριβείς αλλά ευρέως διαδεδομένες μεθοδολογίες όπως των Rankine και Coulomb. Ειδικά για τη μεθοδολογία του Coulomb επισημαίνεται ότι από τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρατηρήθηκε ότι οδηγεί σε σημαντική υπερεκτίμηση του συντελεστή παθητικών ωθήσεων για τιμές του λόγου  $\delta/\phi > 0.5$  και ειδικά όσο μεγαλώνει η γωνία τριβής του εδάφους κάτι που αν δεν

προσεχθεί μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική υποδιαστασιολόγηση κατασκευών αντιστήριξης. Γι' αυτόν τον λόγο γίνεται σύσταση περιορισμού του λόγου  $\delta/\varphi$  σε τιμές μικρότερες του 0.5 κατά τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών με τη μεθοδολογία του Coulomb.

## ABSTRACT

The purpose of this diploma thesis is to investigate the effect of the different methods of estimation of earth pressure, on the design of sheet pile walls.

Initially, the main methods for the estimation of earth pressure are presented. Parametrical calculations are carried out in order to evaluate the coefficients of earth pressure and comparisons between the results obtained by the various methods are conducted. Simple and widely used methods such as those of Coulomb (1857) and Rankine (1776) as well as more accurate methods that take into account curved failure surface such as those of Rosenfarb & Chen (1972) and Caquot & Kerisel (1948) have been employed.

Then, the principles and the methodologies for designing sheet pile walls according to Eurocode 7 (EC7) and CIRIA report 104 are presented. The above theory is used in parametric analyses that were conducted to investigate the stability of sheet pile walls. The obtained results of the above analyses are presented in the form of normalized graphs of the required depth of embedment  $D$  as a function of the ratio  $\delta/\varphi$ . Additionally, in order to further investigate the accuracy of the previously examined methods, numerical analyses were conducted for some typical cases using the Finite Element Method (FEM). The obtained results, concerning the development of earth pressure on sheet pile walls as well as the estimated depth of embedment, are presented in form of graphs and tables respectively.

On the base of the above investigation it has been observed that the methods that take into account curved failure surface provide realistic values for the earth pressure coefficients, especially for the passive pressure case, as opposed to the less accurate but widely used methods of Rankine and Coulomb. Especially for the Coulomb method it is noted that, as observed from the obtained results, it leads to significant overestimation of the passive pressure coefficient ( $K_p$ ) for values of the ratio  $\delta/\varphi > 0.5$  and especially as the soil friction angle increases. This aspect may lead to significant underestimation of the required embedment depth during design of retaining walls. For this reason it is recommended that the ratio  $\delta/\varphi$  in the calculation of earth pressure with the Coulomb method is limited to values less than 0.5.





# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</b>	iv
<b>ABSTRACT</b>	v
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b>	
1.1 Σκοπός της εργασίας	1
1.2 Δομή της εργασίας	1
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΩΘΗΣΕΩΝ</b>	
2.1 Εισαγωγή	3
2.2 Μεθοδολογία Rankine	3
2.2.1 Αρχική επίλυση με βάση τον Rankine	3
2.2.2 Επίλυση για κεκλιμένη επιφάνεια	5
2.2.3 Επίλυση για συνεκτικό έδαφος	6
2.3 Μεθοδολογία Coulomb	9
2.3.1 Αρχική επίλυση με βάση τον Coulomb	9
2.3.2 Επέκταση για μη λεία διεπιφάνεια τοίχου - εδάφους	11
2.3.3 Επέκταση για κεκλιμένη επιφάνεια και μη κατακόρυφο τοίχο	12
2.4 Μεθοδολογία Rosenfarb & Chen	16
2.5 Υπολογισμός ωθήσεων με βάση το Παράρτημα C του EC7	23
2.5.1 Ωθήσεις γαιών με βάση τα διαγράμματα των Caquot & Kerisel	24
2.5.2 Αριθμητική μέθοδος υπολογισμού των ωθήσεων γαιών (EC7)	26
2.6 Σύγκριση και Σχολιασμός των αποτελεσμάτων των μεθοδολογιών	32
2.6.1 Συντελεστές οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων ( $K_{a,h}$ )	32
2.6.2 Συντελεστές οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω συνοχής ( $K_{ac}$ )	35
2.6.3 Συντελεστές οριζόντιων παθητικών ωθήσεων ( $K_{p,h}$ )	39
2.6.4 Συντελεστές οριζόντιων παθητικών ωθήσεων λόγω συνοχής ( $K_{pc}$ )	42
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΥΠΟΥ ΠΡΟΒΟΛΟΥ</b>	
3.1 Εισαγωγή	47

3.2	Ευρωκώδικας 7 (EC 7): Γενικές Αρχές και Σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης	47
3.2.1	Γενικές Αρχές Σχεδιασμού με βάση τον EC 7	49
3.2.2	Σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης με βάση τον EC 7	54
3.3	Υπολογισμός τοίχων τύπου προβόλου με βάση το CIRIA 104	56

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΥΠΟΥ ΠΡΟΒΟΛΟΥ**

4.1	Εισαγωγή	61
4.2	Διατύπωση των αναλυτικών σχέσεων για τον υπολογισμό της ευστάθειας του τοίχου	61
4.3	Παραμετρικές επιλύσεις	65
4.3.1	Δεδομένα των επιλύσεων	65
4.3.2	Αποτελέσματα- Σχολιασμός	66
4.3.2.1	Μη συνεκτικό έδαφος ( $c=0$ KPa)	66
4.3.2.2	Συνεκτικό έδαφος ( $c\neq 0$ KPa)	70

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΛΛΑΥΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΤΥΠΟΥ ΠΡΟΒΟΛΟΥ**

5.1	Εισαγωγή	73
5.2	Περιγραφή του μοντέλου	73
5.3	Δεδομένα των αναλύσεων	75
5.4	Αποτελέσματα- Σχολιασμός	76

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ**

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 – ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1. Σκοπός της Εργασίας

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της επίδρασης των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού ωθήσεων γαιών στον υπολογισμό της ευστάθειας τοίχων αντιστήριξης τύπου προβόλου. Αρχικώς γίνεται διεξοδική παρουσίαση της θεωρίας των κυριότερων μεθοδολογιών υπολογισμού ωθήσεων γαιών καθώς και των αρχών σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης τύπου προβόλου. Με βάση τις παραπάνω πληροφορίες πραγματοποιούνται μια σειρά παραμετρικών και αριθμητικών επιλύσεων τοίχων-προβόλων με σκοπό την αξιολόγηση των ανωτέρω αναλυτικών μεθοδολογιών και τη διεξαγωγή συμπερασμάτων.

### 1.2. Δομή της Εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία χωρίζεται σε 6 κεφάλαια συμπεριλαμβανομένου και του παρόντος.

Στο κεφάλαιο 2 γίνεται εκτενής παρουσίαση των κυριότερων αναλυτικών μεθοδολογιών που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών. Επιπλέον, παρουσιάζονται υπό τη μορφή διαγραμμάτων οι τιμές των συντελεστών ωθήσεων γαιών ( $K_a$ ,  $K_p$ ,  $K_c$ ) που δίνει η κάθε μεθοδολογία με βάση παραμετρικούς υπολογισμούς που πραγματοποιήθηκαν για την περίπτωση κατακόρυφου τοίχου με οριζόντιο έδαφος πίσω από αυτόν. Τέλος, γίνεται αξιολόγηση των ανωτέρω αποτελεσμάτων μέσω κατάλληλων συγκριτικών διαγραμμάτων.

Στο κεφάλαιο 3 γίνεται η παρουσίαση των αρχών και των μεθοδολογιών υπολογισμού τοίχων αντιστήριξης τύπου προβόλου με βάση τον Ευρωκώδικα 7 (EC 7) και το CIRIA report 104 αντίστοιχα. Η παράθεση των ανωτέρω πληροφοριών κρίνεται απαραίτητη καθώς χρησιμοποιούνται στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο της παρούσης διπλωματικής εργασίας με σκοπό τη διερεύνηση της ευστάθειας τοίχων τύπου προβόλου.

Στο κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών επιλύσεων που πραγματοποιήθηκαν με σκοπό τη διερεύνηση της επίδρασης της χρήσης διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού ωθήσεων γαιών στο σχεδιασμό τοίχων

αντιστήριξης τύπου προβόλου. Αρχικά, διατυπώνονται οι αναλυτικές σχέσεις με βάση τις οποίες υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των οριακών ωθήσεων γαιών και περιγράφεται η διαδικασία επίτευξης ευστάθειας τοίχου που εξετάζεται. Κατόπιν, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν υπό τη μορφή κανονικοποιημένων διαγραμμάτων του απαιτούμενου βάθους έμπηξης  $D$  ως προς το ύψος εκσκαφής  $H$  με σκοπό τη σύγκριση και το σχολιασμό τους.

Στο κεφάλαιο 5 εξετάζονται χαρακτηριστικές περιπτώσεις ευστάθειας τοίχων τύπου προβόλου, μέσω αριθμητικών αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρουσιάζονται υπό τη μορφή συγκριτικών διαγραμμάτων των ωθήσεων γαιών και του προβλεπόμενου βάθους έμπηξης  $D$  σε σχέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αναλυτικών μεθοδολογιών.

Τέλος, στο κεφάλαιο 6 γίνεται η σύνοψη των κυριότερων συμπερασμάτων της διπλωματικής εργασίας και γίνονται προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση του θέματος.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 – ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΩΘΗΣΕΩΝ

### 2.1. Εισαγωγή

Το πρόβλημα των εδαφικών ωθήσεων ξεκινάει από τις αρχές του 18<sup>ου</sup> αιώνα όταν το 1717 ο Gautier εντοπίζει 5 σημεία να οποία χρήζουν περαιτέρω έρευνας ανάμεσα στα οποία και ο καθορισμός των διαστάσεων των τοίχων αντιστήριξης γαιών. Σ' αυτήν την ενότητα εξετάζουμε τις κυριότερες μεθόδους που έχουν αναπτυχθεί ανά τα χρόνια μέχρι και σήμερα για τον υπολογισμό των εδαφικών δράσεων και τη μελέτη της ευστάθειας αυτών των κατασκευών.

### 2.2. Μεθοδολογία Rankine

#### 2.2.1. Αρχική επίλυση με βάση τον Rankine

Το 1857 ο Rankine στη δημοσίευση της έρευνάς του με τίτλο :‘Πάνω στην ισορροπία των χαλαρών εδαφών’ θεώρησε μία ομοιογενή εδαφική απόθεση χωρίς συνοχή σε κατάσταση οριακής ισορροπίας υπό τις εξής παραδοχές:

- Ξηρού εδάφους
- Οριζόντιας ελεύθερης επιφάνειας
- Λείας διεπιφάνειας εδάφους – κατασκευής ( $\delta=0$ )
- Κατακόρυφης επιφάνειας επαφής τοίχους-εδάφους

και εξέτασε την ισορροπία των δυνάμεων σ'ένα στοιχειώδη εδαφικό όγκο διαστάσεων  $dx.dy$ .(Σχ.2.1)



Σχ.2.1 Τάσεις στον στοιχειώδη όγκο για την ανάλυση Rankine.

Όρισε έτσι τον συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων ως :

$$K_a = \frac{q_a}{p} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.1)$$

όπου  $q_a = K_a \cdot p$  και  $p = \gamma \cdot z$

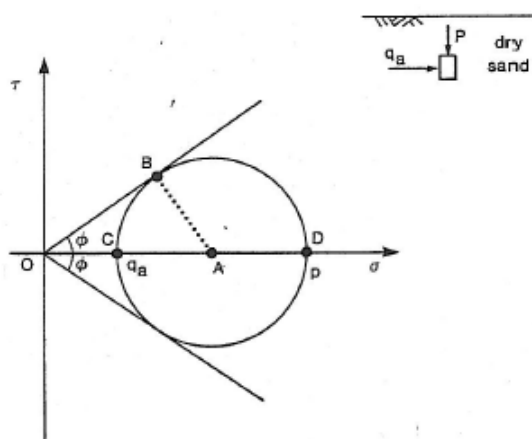
και ολοκληρώνοντας την  $q_a$  με το βάθος:

$$\int_{z=0}^{z=H} q_a dz \tag{2.2}$$

κατέληξε πως η ενεργητική ώθηση δίνεται από τη σχέση:

$$Q_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \tag{2.3}$$

Τα παραπάνω γίνονται καλύτερα κατανοητά αν εξετάσει κανείς την εντατική κατάσταση του στοιχειώδους εδαφικού όγκου στην αστοχία με βάση τον κύκλο του Mohr και το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Λόγω της παραδοχής λείας διεπιφάνειας μεταξύ τοίχους-εδάφους δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στην επαφή τοίχους-εδάφους. Έτσι εξασφαλίζεται ότι οι ορθές τάσεις  $p, q$  παραμένουν συνεχώς κύριες κατά τη μετάβαση από την ουδέτερη στην ενεργητική (ή παθητική) κατάσταση αστοχίας. Στο σχήμα (2.2) που ακολουθεί απεικονίζεται η ενεργητική κατάσταση αστοχίας για τον υπό εξέταση στοιχειώδη όγκο.



Σχ.2.2. Κύκλος του Mohr για την ενεργητική κατάσταση αστοχίας.  
Συνθήκες Rankine ( $c=0, \delta=0, \beta=0$ )

Στην ενεργητική κατάσταση αστοχίας η κατακόρυφη τάση  $p$  παραμένει σταθερή ενώ η πλευρική τάση  $q$  μειώνεται (λόγω μετακίνησης του τοίχου) έως ότου επέλθει αστοχία. Από τη στιγμή που στην επίλυση Rankine δεν υπάρχει παρουσία διατμητικών τάσεων οι  $p, q$  παραμένουν κύριες τάσεις. Η  $p$  είναι γνωστή και απομένει ο καθορισμός της  $q$  σε σχέση με την  $p$ , άρα ο προσδιορισμός του λόγου  $K_a$ .

Έτσι :

$$q_a = OA - AC \quad (2.4)$$

$$p = OA + AD \quad (2.5)$$

$$AC = AD = AB \quad (2.6)$$

και

$$\frac{AB}{OA} = \sin \phi \quad (2.7)$$

Άρα :

$$K_a = \frac{q_a}{p} = \frac{OA - AC}{OA + AD} = \frac{OA - AB}{OA + AB} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.8)$$

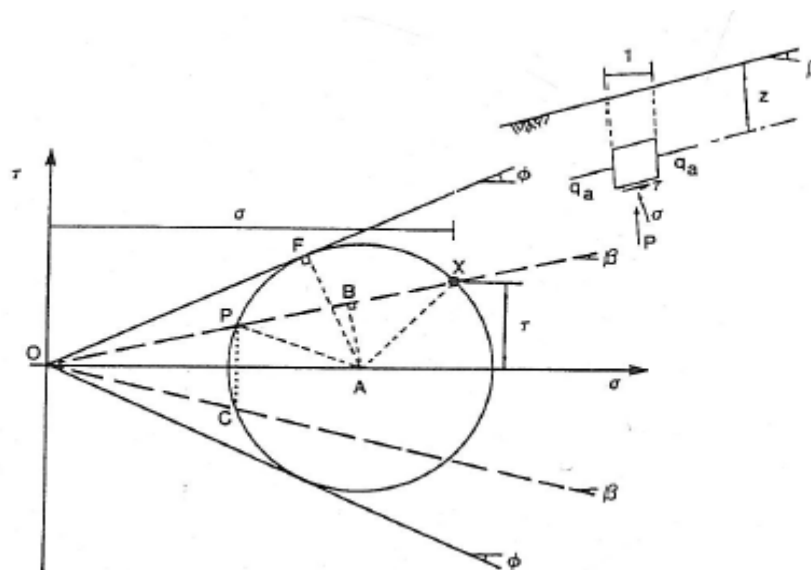
Ομοίως για την παθητική κατάσταση αστοχίας:

$$K_p = \frac{q_p}{p} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.9)$$

Τέλος, με γραφική επίλυση από τον κύκλο του Mohr προκύπτει ότι το επίπεδο αστοχίας για την ενεργητική κατάσταση έχει κλίση ως προς το οριζόντιο επίπεδο  $\theta = 45 + \frac{\phi}{2}$  ενώ αντίστοιχα για την παθητική κατάσταση  $\theta = 45 - \frac{\phi}{2}$ .

### 2.2.2. Επίλυση για κεκλιμένη επιφάνεια

Ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία, η θεωρία του Rankine έχει επεκταθεί και για την περίπτωση εδάφους με ελεύθερη επιφάνεια υπό κλίση ( $\beta \neq 0$ ). (Σχ.2.3.)



Σχ.2.3. Ανάλυση Rankine, ενεργητική κατάσταση αστοχίας-κεκλιμένη επιφάνεια.

Στην περίπτωση αυτή ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων δίνεται από τη σχέση:

$$K_a = \frac{q_a}{p} = \cos \beta \frac{\cos \beta - (\sin^2 \phi - \sin^2 \beta)^{1/2}}{\cos \beta + (\sin^2 \phi - \sin^2 \beta)^{1/2}} = \cos \beta \frac{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}} \quad (2.10)$$

Εάν η ανωτέρω ανάλυση επαναληφθεί για την παθητική κατάσταση ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων αντίστοιχα για τη γενικότερη περίπτωση κεκλιμένης επιφάνειας ( $\beta \neq 0$ ) προκύπτει ίσος με:

$$K_p = \frac{q_p}{p} = \cos \beta \frac{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}} \quad (2.11)$$

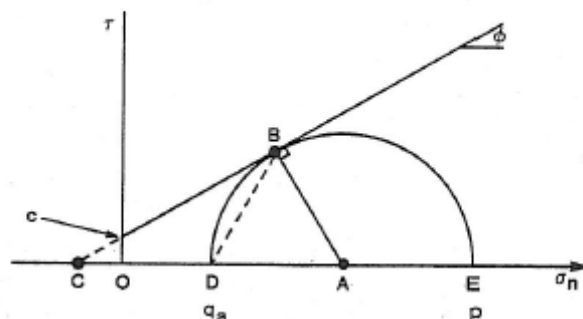
όπου  $\beta$ , η γωνία που σχηματίζει η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους με το οριζόντιο επίπεδο.

### 2.2.3. Επίλυση για συνεκτικό έδαφος

Ο Rankine στους υπολογισμούς των εδαφικών ωθήσεων δεν είχε συμπεριλάβει τη συνοχή ως παράμετρο. Ο Bell (1915) φαίνεται πως ήταν ο πρώτος που έδωσε λύση σε αυτό το πρόβλημα. Έτσι για εδάφη με  $c, \phi \neq 0$ , με οριζόντια ελεύθερη επιφάνεια και κατακόρυφο, λείο τοίχο αντιστήριξης ο Bell κατέληξε στις παρακάτω σχέσεις



ακολουθώντας παρόμοια διαδικασία με αυτή του Rankine μέσω του κύκλου του Mohr.(Σχ.2.4.)



Σχ.2.4.Ενεργητική κατάσταση αστοχίας κατά Rankine-Ανάλυση Bell.

Προκύπτει ότι η ενεργητική ώθηση δίνεται από τη σχέση:

$$q_a = K_a \cdot p - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.12)$$

Ενώ η συνισταμένη των ενεργητικών ωθήσεων:

$$P_a = K_a \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.13)$$

Αντίστοιχα για την παθητική κατάσταση, η συνισταμένη των παθητικών ωθήσεων δίνεται από τη σχέση:

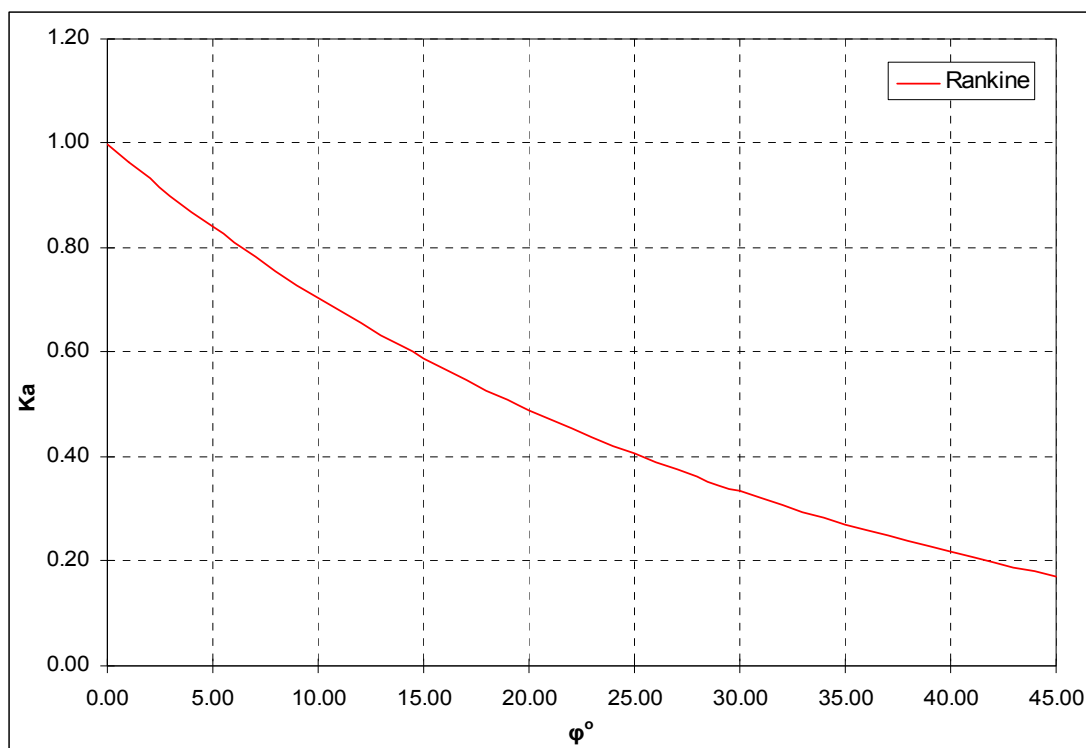
$$P_p = K_p \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} \quad (2.14)$$

Όπου  $K_a$ ,  $K_p$  δίνονται από τις σχέσεις (2.10), (2.11).

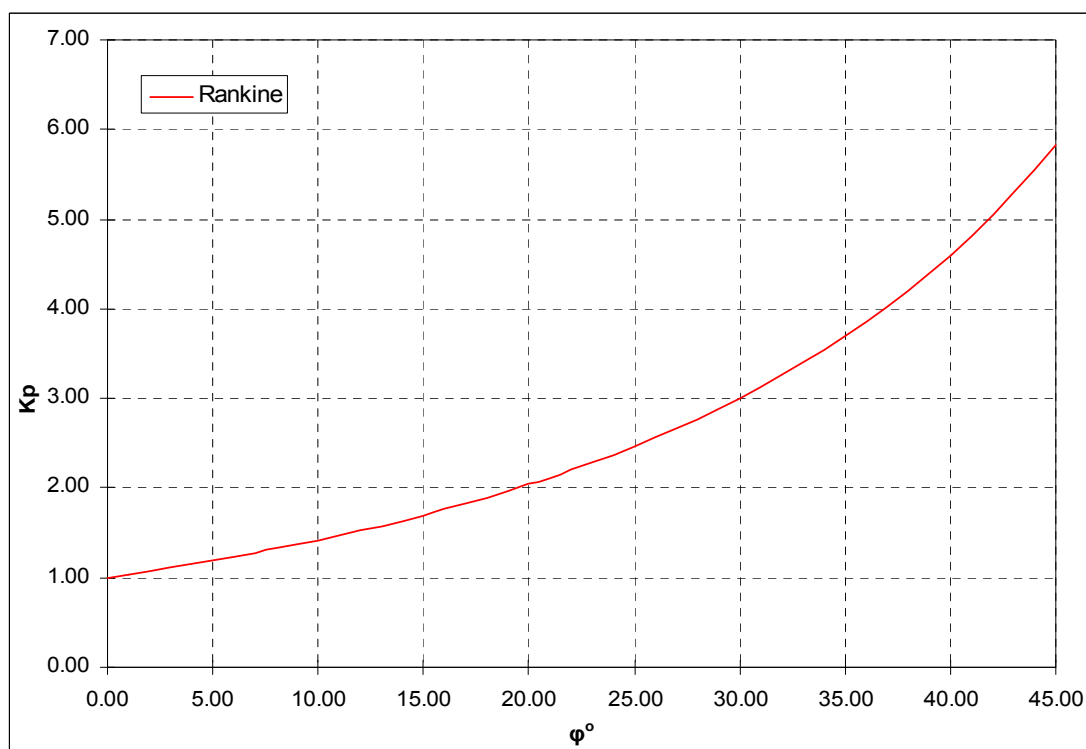
Τέλος, ο Bell διαπίστωσε πως η εισαγωγή της συνοχής στην ανάλυση της ισορροπίας δεν επηρεάζει τη διεύθυνση του επιπέδου αστοχίας η οποία και πάλι προκύπτει για γωνία  $\theta = 45 + \frac{\phi}{2}$  για την ενεργητική κατάσταση και  $\theta = 45 - \frac{\phi}{2}$  για την παθητική κατάσταση αντίστοιχα.

Στα παρακάτω διαγράμματα των σχημάτων (2.5) και (2.6) δίνονται οι τιμές οι οποίες προκύπτουν για τους συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

αντίστοιχα για την περίπτωση τοίχου με οριζόντια επιφάνεια εδάφους ( $\beta=0$ ) όπως αυτές προκύπτουν από τις σχέσεις (2.10) και (2.11) αντίστοιχα.



Σχ.2.5. Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία του Rankine για  $\beta=0$ .



Σχ.2.6. Συντελεστής παθητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία του Rankine για  $\beta=0$ .

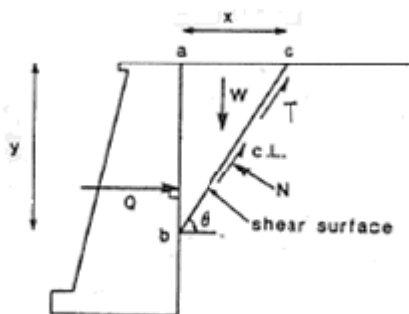
## 2.3. Μεθοδολογία Coulomb

### 2.3.1. Αρχική επίλυση με βάση τον Coulomb

Σε αντίθεση με τη μέθοδο Rankine που εξετάζει την ισορροπία ενός στοιχειώδους εδαφικού όγκου, η μέθοδος Coulomb (1776), εξετάζει την κινηματική ισορροπία ενός εδαφικού όγκου πίσω από μία κατασκευή αντιστήριξης. Κάνοντας την παραδοχή επίπεδης επιφάνειας αστοχίας η μέθοδος βασίζεται στη εύρεση ενός κρίσιμου εδαφικού πρίσματος για το οποίο εξετάζεται η οριακή ισορροπία κατά την αστοχία.

Στο πρίσμα αυτό (Σχ.2.7) ενεργούν οι εξής δυνάμεις:

1. Το ιδίον βάρος  $W$
2. Η συνισταμένη  $F$  της ορθής δύναμης ( $N$ ) και της διατμητικής ( $T$ ) που ασκούνται στο επίπεδο της ολίσθησης(επιφάνεια αστοχίας)
3. Η δύναμη  $Q$  μεταξύ τοίχου και ολισθαίνοντος πρίσματος



Σχ.2.7. Γεωμετρία και δυνάμεις για το δοκιμαστικό μηχανισμό αστοχίας κατά Coulomb. (Ενεργητική κατάσταση)

Από την ισορροπία δυνάμεων του εδαφικού πρίσματος στην αστοχία προκύπτει :

$$Q = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cot \theta \cdot \tan(\theta - \phi) \quad (2.15)$$

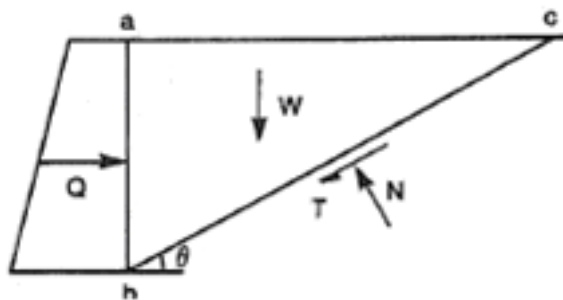
Η σχέση (2.15) δίνει την ώθηση που ασκεί στον τοίχο ένα εδαφικό πρίσμα του οποίου η επιφάνεια αστοχίας κλείνει υπό γωνία  $\theta$  με την οριζόντιο. Για την εύρεση του κρίσιμου πρίσματος, δηλαδή αυτού για το οποίο η ενεργητική ώθηση γίνεται

μέγιστη λαμβάνεται η παράγωγος της εξίσωσης (2.15)  $\frac{dQ}{d\theta} = 0$  και προκύπτει ότι η γωνία του κρίσιμου πρίσματος είναι:  $\theta_{crit} = 45 + \frac{\phi}{2}$ .

Αντικαθιστώντας την  $\theta_{crit}$  στη σχέση (2.15) προκύπτει πως η συνισταμένη των ενεργητικών ωθήσεων δίνεται από τη σχέση:

$$Q_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.16)$$

Επεκτείνοντας την ανάλυση Coulomb για την πρόβλεψη των παθητικών ωθήσεων στο Σχ.(2.8.) παρουσιάζεται ο τοίχος να δρα 'πιέζοντας' το έδαφος ( $c=0, \delta=0$ ).



Σχ.2.8. Γεωμετρία και δυνάμεις για το δοκιμαστικό μηχανισμό αστοχίας κατά Coulomb. (Παθητική κατάσταση)

Από την ισορροπία δυνάμεων του εδαφικού πρίσματος στην αστοχία προκύπτει :

$$Q = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cot \theta \cdot \tan(\theta + \phi) \quad (2.17)$$

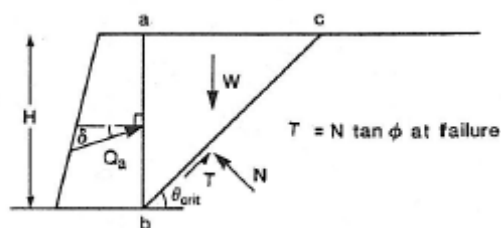
Για την εύρεση του κρίσιμου πρίσματος, δηλαδή αυτό για το οποίο η παθητική ώθηση γίνεται ελάχιστη λαμβάνεται η παράγωγος της εξίσωσης (2.17)  $\frac{dQ}{d\theta} = 0$  και προκύπτει ότι η γωνία του κρίσιμου πρίσματος είναι:  $\theta_{crit} = 45 - \frac{\phi}{2}$ .

Αντικαθιστώντας την  $\theta_{crit}$  στη σχέση (2.17) προκύπτει πως η συνισταμένη των παθητικών ωθήσεων δίνεται από τη σχέση:

$$Q_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.18)$$

### 2.3.2.Επέκταση για μη λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους

Ο **Mayniel** (1808) επέκτεινε την μεθοδολογία του Coulomb λαμβάνοντας υπόψη του στην ανάλυση ισορροπίας και την ύπαρξη τριβής στη διεπιφάνεια τοίχους – εδάφους ( $\delta$ ). (Σχ.2.9.)



Σχ.2.9. Ανάλυση Mayniel για μη συνεκτικό έδαφος.

Από ισορροπία δυνάμεων προκύπτει :

$$Q = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cot \theta \cdot \sin(\theta - \phi) \cdot \sec(\delta + \phi - \theta) \quad (2.19)$$

Διαφορίζοντας την παραπάνω σχέση ως προς  $\theta$  για την εύρεση της μέγιστης τιμής της  $Q$  (ενεργητική ώθηση) προκύπτει η κρίσιμη γωνία :

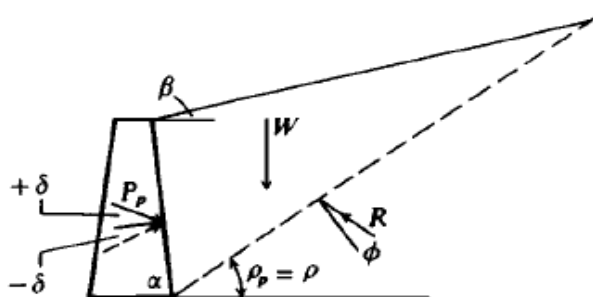
$$\theta_{crit} = \tan^{-1} \left[ \tan \phi + \sec \phi \sqrt{\frac{\tan \phi}{\tan(\phi + \delta)}} \right] \quad (2.20)$$

Με αντικατάσταση στη σχέση (2.19) προκύπτει:

$$Q_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (2.21)$$



Ενώ η παθητική ώθηση για τη γενική περίπτωση Muller-Breslau (Σχ.2.11.) λαμβάνεται:



Σχ.2.11. Ανάλυση Muller-Breslau για μη συνεκτικό έδαφος. (παθητική κατάσταση)

Όπου η παθητική ώθηση προκύπτει:

$$Q_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{f_2}{\sin a \cdot \cos \delta} \tag{2.25}$$

και:

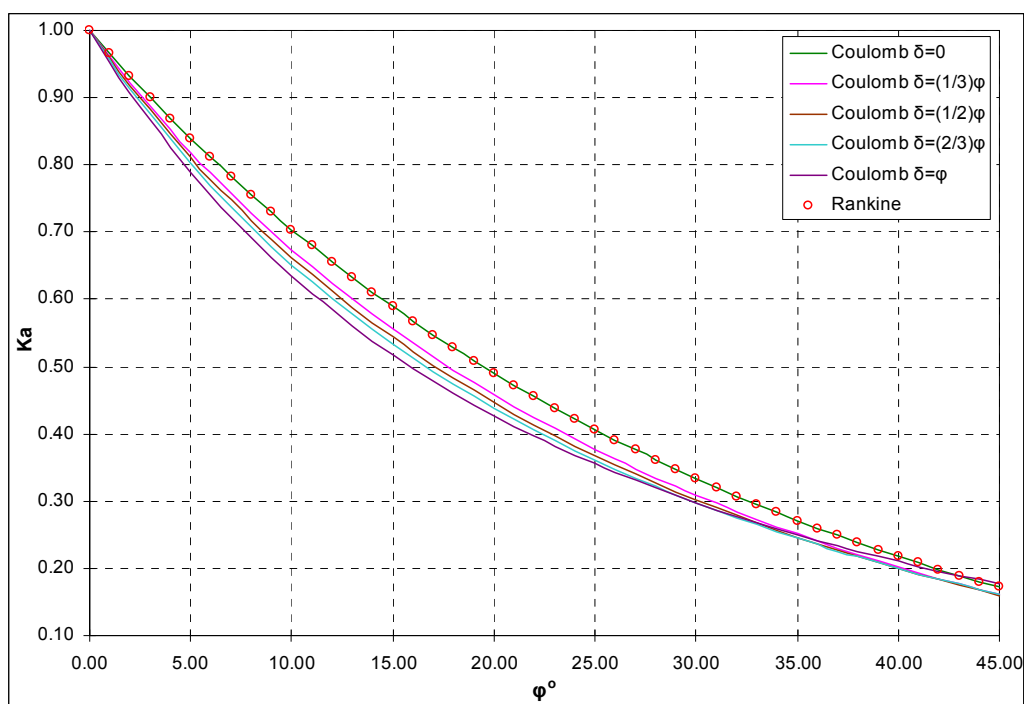
$$f_2 = \frac{\sin^2(a - \phi) \cos \delta}{\sin a \cdot \sin(a + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(a + \delta) \cdot \sin(a + \beta)}} \right]^2} \tag{2.26}$$

Αντίστοιχα προκύπτει ότι ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων για τη γενική περίπτωση της ανάλυσης Coulomb ισούται με:

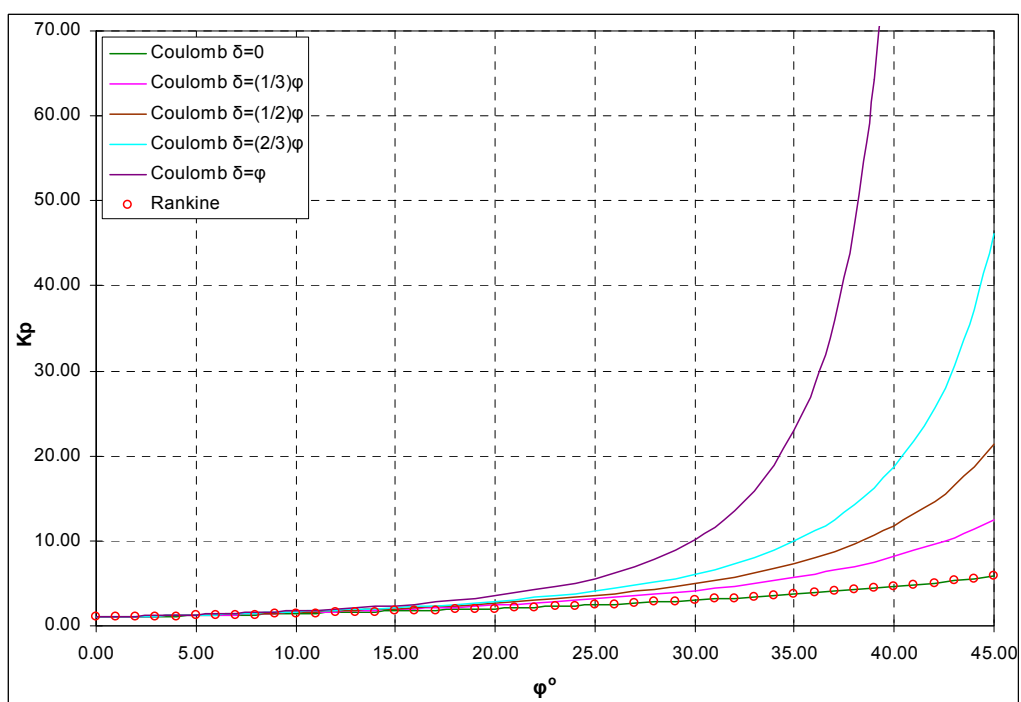
$$K_p = \frac{f_2}{\sin a \cdot \cos \delta} = \frac{\sin^2(a - \phi)}{\sin^2 a \cdot \sin(a + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(a + \delta) \sin(a + \beta)}} \right]^2} \tag{2.27}$$

Στα παρακάτω διαγράμματα των σχημάτων (2.12) και (2.13) δίνονται οι τιμές των συντελεστών των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων, λαμβάνοντας υπόψη την παράμετρο της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (δ) για διαφορετικούς λόγους σε σχέση με τη γωνία τριβής του εδάφους (φ), για την περίπτωση κατακόρυφου τοίχου (α=90°)

με οριζόντια επιφάνεια εδάφους ( $\beta=0$ ), όπως αυτές προκύπτουν από τις σχέσεις (2.24) και (2.27) αντίστοιχα.



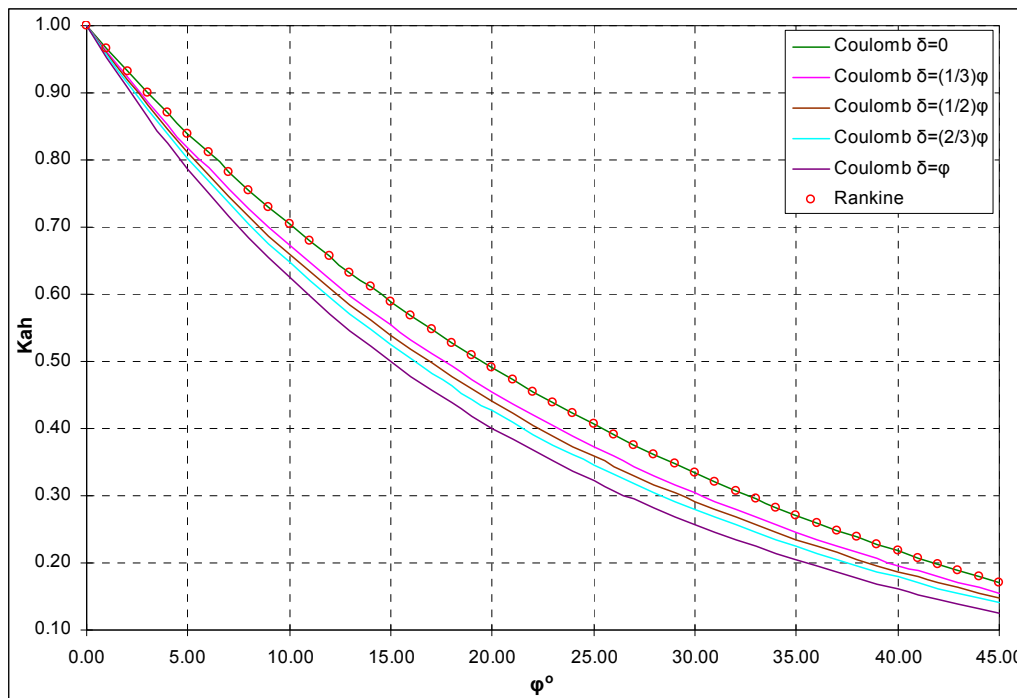
Σχ.2.12. Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία του Coulomb για  $\alpha=90^\circ$ ,  $\beta=0^\circ$ .



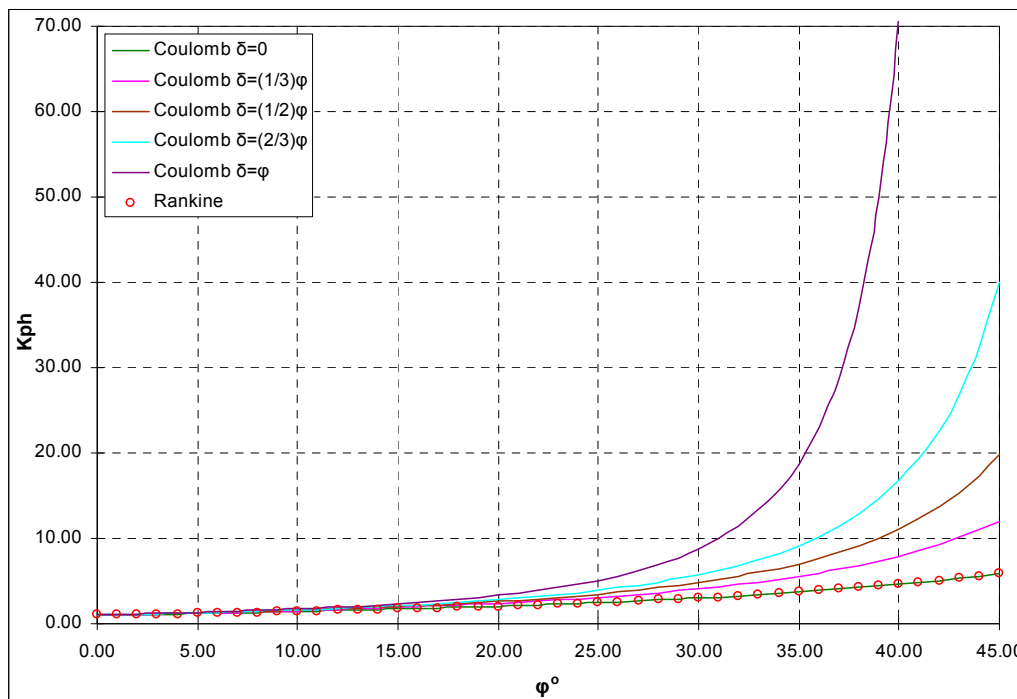
Σχ.2.13. Συντελεστής παθητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία του Coulomb για  $\alpha=90^\circ$ ,  $\beta=0^\circ$ .



Στα παρακάτω διαγράμματα των σχημάτων (2.14), (2.15) παρουσιάζονται οι τιμές των συντελεστών των αντίστοιχων οριζόντιων ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων οι οποίες προκύπτουν επίσης υπό τις ανωτέρω συνθήκες.



Σχ.2.14. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία του Coulomb για  $\alpha=90^\circ$ ,  $\beta=0^\circ$ .



Σχ.2.15. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία του Coulomb για  $\alpha=90^\circ$ ,  $\beta=0^\circ$ .

## 2.4. Μεθοδολογία Rosenfarb & Chen

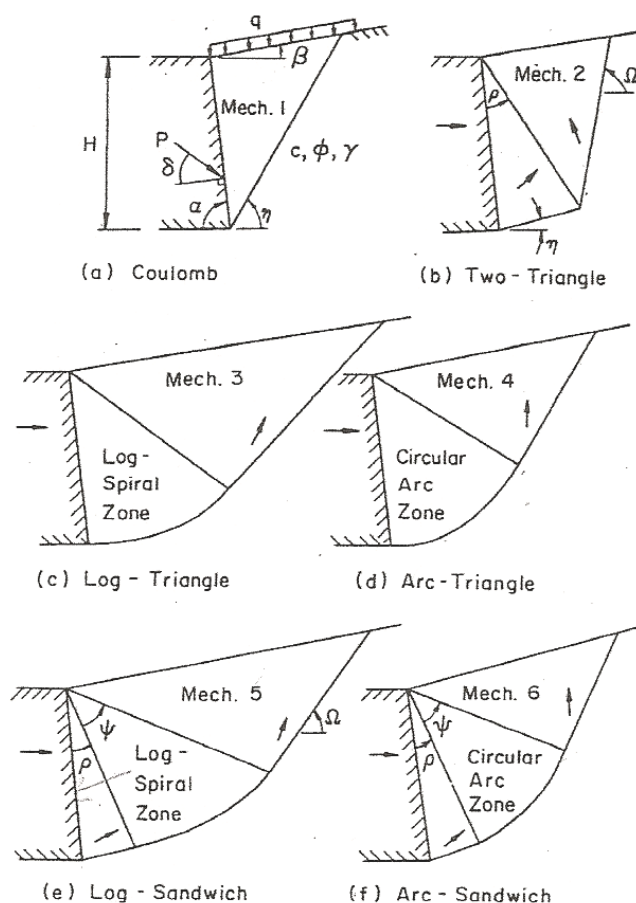
Τόσο η μέθοδος υπολογισμού των εδαφικών ωθήσεων μέσω της θεωρίας του Rankine όσο και αυτή του Coulomb, οι οποίες παρουσιάστηκαν στις αμέσως προηγούμενες παραγράφους της παρούσας εργασίας, οδηγούν σε μη ρεαλιστικές προβλέψεις κύρια σε ότι αφορά τους συντελεστές παθητικών ωθήσεων, λόγω της αδυναμίας τους στην πρόβλεψη της σωστής επιρροής της τριβής στην διεπιφάνεια τοίχους εδάφους (βλέπε και σύγκριση μεθοδολογιών §2.6).

Το πρόβλημα αυτό είχε εντοπιστεί ήδη από πολύ νωρίς και πρώτοι οι Caquot & Kerisel (1948) δημοσίευσαν πίνακες οι οποίοι περιείχαν τιμές τόσο για τους συντελεστές ενεργητικών όσο και παθητικών ωθήσεων βασιζόμενοι σε μη ευθύγραμμες επιφάνειες αστοχίας. Τα διαγράμματα στα οποία συγκεντρώνονται οι λύσεις των Caquot & Kerisel περιέχονται στο παράρτημα C του EC7 και παρουσιάζονται σε επόμενη παράγραφο του παρόντος κεφαλαίου. Σύμφωνα με τον Bowles (1997) αργότερα αρκετοί ακόμα ερευνητές όπως οι Janbu (1957) και οι Shields και Toluany (1973) πρότειναν τιμές για τους συντελεστές ωθήσεως γαιών βασιζόμενοι σε καμπύλες επιφάνειες αστοχίας, χρησιμοποιώντας την μέθοδο των λωρίδων όπως ακριβώς στην ανάλυση της ισορροπίας πρανών.

Από ότι φαίνεται πρώτος ο Sokolovski (1960) πρότεινε λύσεις βασισμένες πάνω στην θεωρία της πλαστικότητας ενώ η πιο διαδεδομένη μέθοδος για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών μέσω αρχών της θεωρίας της πλαστικότητας είναι αυτή των Rosenfarb και Chen (1972).

Οι Rosenfarb και Chen όπως αναφέρεται στον Chen (1975) πραγματοποίησαν οριακές αναλύσεις (limit analysis) προσδιορισμού τόσο του άνω (upper bound) όσο και του κάτω ορίου (lower bound) για την εύρεση της οριακής τιμής της δύναμης η οποία ασκείται στην διεπιφάνεια τοίχου εδάφους από ένα εδαφικό πρίσμα το οποίο βρίσκεται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας πίσω από τον τοίχο τόσο για την περίπτωση ενεργητικών όσο και παθητικών συνθηκών. Η ανάλυση τους αφορούσε σε τοίχο με κεκλιμένη επιφάνεια επαφής με το έδαφος (γωνία  $\alpha$  ως προς την οριζόντιο), γωνία τριβής  $\delta$  στην διεπιφάνεια μεταξύ τοίχου και εδάφους και κεκλιμένο έδαφος πίσω από τον τοίχο με γωνία κλίσης  $\beta$  ως προς το οριζόντιο επίπεδο (βλέπε σχήμα 2.16). Σε ό, τι αφορά την μορφή του εδαφικού πρίσματος το οποίο σχηματίζεται πίσω

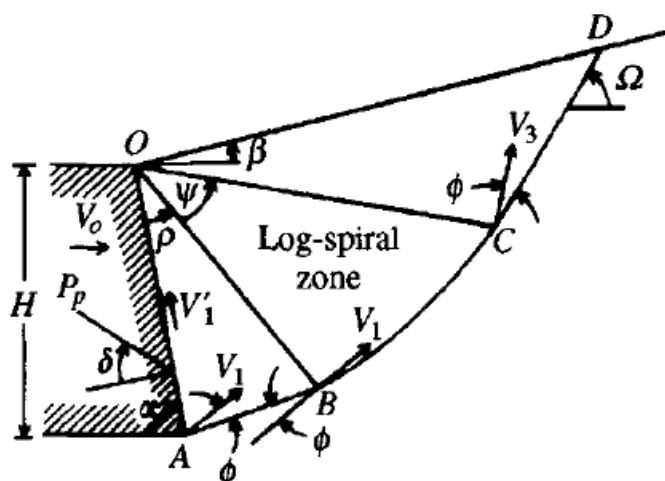
από τον τοίχο δοκίμασαν έξι διαφορετικούς μηχανισμούς αστοχίας που αντιστοιχούν σε έξι διαφορετικές θεωρήσεις σχετικά με τη μορφή της επιφάνειας αστοχίας και οι οποίες φαίνονται στο σχήμα (2.16).



Σχ.2.16. Μορφή των μηχανισμών αστοχίας που χρησιμοποιήθηκαν κατά τις αναλύσεις από τους Rosenfarb και Chen (1972) (πηγή: Chen(1975)).

Όπως φαίνεται και στο σχήμα (2.16) οι μηχανισμοί αυτοί περιελάμβαναν τόσο απλές μορφές αστοχίας με ευθύγραμμη επιφάνεια (Σχ.2.16.α), η οποία είναι ίδια με την μορφή του εδαφικού πρίσματος που θεώρησε ο Coulomb όσο και πιο σύνθετες μορφές αστοχίας οι οποίες λαμβάνουν υπόψη τους μη ευθύγραμμη επιφάνεια αστοχίας. Από τους παραπάνω μηχανισμούς αστοχίας κατόπιν συγκρίσεων των αποτελεσμάτων τόσο μεταξύ τους όσο και με μέχρι τότε ευρέως αποδεκτές λύσεις όπως αυτές του Sokolovski (1960) κατέληξαν ότι ο μηχανισμός ο οποίος οδηγεί στα πιο αξιόπιστα αποτελέσματα είναι ο Log - Sandwich (Σχ.2.16.ε).

Όπως φαίνεται και στο σχήμα (2.17) σύμφωνα με τον μηχανισμό Log - Sandwich η επιφάνεια αστοχίας του εδαφικού πρίσματος προσομοιώνει την καμπύλη επιφάνεια αστοχίας μέσω δύο ευθύγραμμων τμημάτων AB και CD μεταξύ των οποίων παρεμβάλλεται ένα καμπύλο τμήμα BC το οποίο είναι τμήμα λογαριθμικής σπείρας. Το μήκος της κάθε επιφάνεια αστοχίας ελέγχεται από τις γωνίες  $\rho$  και  $\psi$ .



Σχ.2.17. Μηχανισμός αστοχίας τύπου Log - Sandwich κατά τους Rosenfarb και Chen (1972) υπό παθητικές συνθήκες (πηγή: Bowles (1997)) .

Με βάση τον ανωτέρω μηχανισμό και κατάλληλες παραδοχές σχετικά με την κινηματική των επιμέρους εδαφικών πρισμάτων (η παρουσίαση της ακριβούς επίλυσης των Rosenfarb και Chen θεωρείται ότι ξεφεύγει από το σκοπό της παρούσας διπλωματικής) οι Rosenfarb και Chen κατέληξαν σε αναλυτικές σχέσεις οι οποίες δίνουν τους συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων τόσο για το τμήμα των ωθήσεων το οποίο οφείλεται στο βάρος των γαιών και την τυχόν επιφόρτιση (Σχέσεις 2.30 a&b) όσο και για το τμήμα που οφείλεται στον όρο της συνοχής (Σχέσεις 2.31 a&b).

Για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών με βάση τους ανωτέρω συντελεστές χρησιμοποιούνται οι σχέσεις (2.28) και (2.29) για την ενεργητική και την παθητική κατάσταση αστοχίας αντίστοιχα.

$$\sigma_a(z) = K_a [\gamma \cdot z + q - u] + u - c \cdot K_{ac} \quad (2.28)$$

$$\sigma_p(z) = K_p [\gamma \cdot z + q - u] + u + c \cdot K_{pc} \quad (2.29)$$

Για  $\delta < \varphi$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{a\gamma} \\ K_{p\gamma} \end{array} \right\} = \frac{\text{msec } \delta}{\text{msin } a + \tan \delta \cos a - [\tan \delta \cos(a - \rho) / \cos \rho]} \times \left( \begin{array}{l} \frac{\tan \rho \cos(\rho \pm \varphi) \cos(a - \rho)}{\sin a \cos \varphi} + \frac{\cos^2(\rho \pm \varphi)}{\cos \rho \sin a \cos^2 \varphi (1 + 9 \tan^2 \varphi)} \\ \times \left\{ \begin{array}{l} \cos(a - \rho) \left[ \pm 3 \tan \varphi + (\text{m}\mathfrak{B} \tan \varphi \cos \psi + \sin \psi) \right] \\ \times \exp(\text{m}\mathfrak{B} \psi \tan \varphi) \\ + \sin(a - \rho) [1 + (\text{m}\mathfrak{B} \tan \varphi \sin \psi - \cos \psi) \times \exp(\text{m}\mathfrak{B} \psi \tan \varphi)] \end{array} \right\} \\ + \frac{\cos^2(\rho \pm \varphi) \sin(a - \rho - \psi + \beta) \cos(a - \rho - \psi) \exp(\text{m}\mathfrak{B} \psi \tan \varphi)}{\cos \varphi \sin a \cos(a - \rho - \psi \text{ m}\varphi + \beta) \cos \rho} \end{array} \right) \quad (2.30a)$$

Για  $\delta = \varphi$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{a\gamma} \\ K_{p\gamma} \end{array} \right\} = \frac{\text{msec } \delta}{\text{msin } a + \tan \delta \cos a} \times \left( \begin{array}{l} \frac{\sin^2 \rho \cos(\rho \pm \varphi) \cos(a - \rho) \sin(a \text{ m}\varphi)}{\sin^2 a \cos \varphi \cos(\rho \text{ m}\varphi)} \\ \text{m} \frac{\cos^2(\rho \pm \varphi) \sin(a \text{ m}\varphi)}{\sin^2 a \cos^2 \varphi (1 + 9 \tan^2 \varphi) \cos(\rho \text{ m}\varphi)} \\ \times \left\{ \begin{array}{l} \cos(a - \rho) [\pm 3 \tan \varphi + (\text{m}\mathfrak{B} \tan \varphi \cos \psi + \sin \psi) \exp(\text{m}\mathfrak{B} \psi \tan \varphi)] \\ + \sin(a - \rho) [1 + (\text{m}\mathfrak{B} \tan \varphi \sin \psi - \cos \psi) \exp(\text{m}\mathfrak{B} \psi \tan \varphi)] \end{array} \right\} \\ + \frac{\cos^2(\rho \pm \varphi) \sin(a - \rho - \psi + \beta) \cos(a - \rho - \psi) \sin(a \text{ m}\varphi) \exp(\text{m}\mathfrak{B} \psi \tan \varphi)}{\sin^2 a \cos \varphi \cos(a - \rho - \psi + \beta \text{ m}\varphi) \cos(\rho \text{ m}\varphi)} \end{array} \right) \quad (2.30b)$$

Για  $\delta < \varphi$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{ac} \\ K_{pc} \end{array} \right\} = \frac{\sec \delta}{\text{msin } a + \tan \delta \cos a - [\tan \delta \cos(a - \rho) / \cos \rho]} \times \left( \begin{array}{l} \tan \rho + \frac{\cos(\rho \pm \varphi) \sin(a - \rho - \psi + \beta) \exp(\text{m}\mathfrak{B} \psi \tan \varphi)}{\cos \rho \cos(a - \rho - \psi \text{ m}\varphi + \beta)} \\ \text{m} \frac{\cos(\rho \pm \varphi) [\exp(\text{m}\mathfrak{B} \psi \tan \varphi) - 1]}{\sin \varphi \cos \rho} \end{array} \right) \quad (2.31a)$$

Για  $\delta=\varphi$ :

$$\left. \begin{matrix} K_{ac} \\ K_{pc} \end{matrix} \right\} = \frac{\sec \delta}{m \sin a + \tan \delta \cos a} \times \left\{ \begin{matrix} \frac{\cos \varphi \cos(a - \rho)}{\sin a \cos(\rho m \varphi)} + \frac{\sin \rho \sin(a m \varphi)}{\sin a \cos(\rho m \varphi)} \\ + \frac{\cos(\rho \pm \varphi) \sin(a - \rho - \psi + \beta) \sin(a m \varphi) \exp(m \psi \tan \varphi)}{\sin a \cos(a - \rho - \psi m \varphi + \beta) \cos(\rho m \varphi)} \\ \frac{m \cos(\rho \pm \varphi) \sin(a m \varphi) [\exp(m \psi \tan \varphi) - 1]}{\sin \varphi \sin a \cos(\rho m \varphi)} \end{matrix} \right\} \quad (2.31b)$$

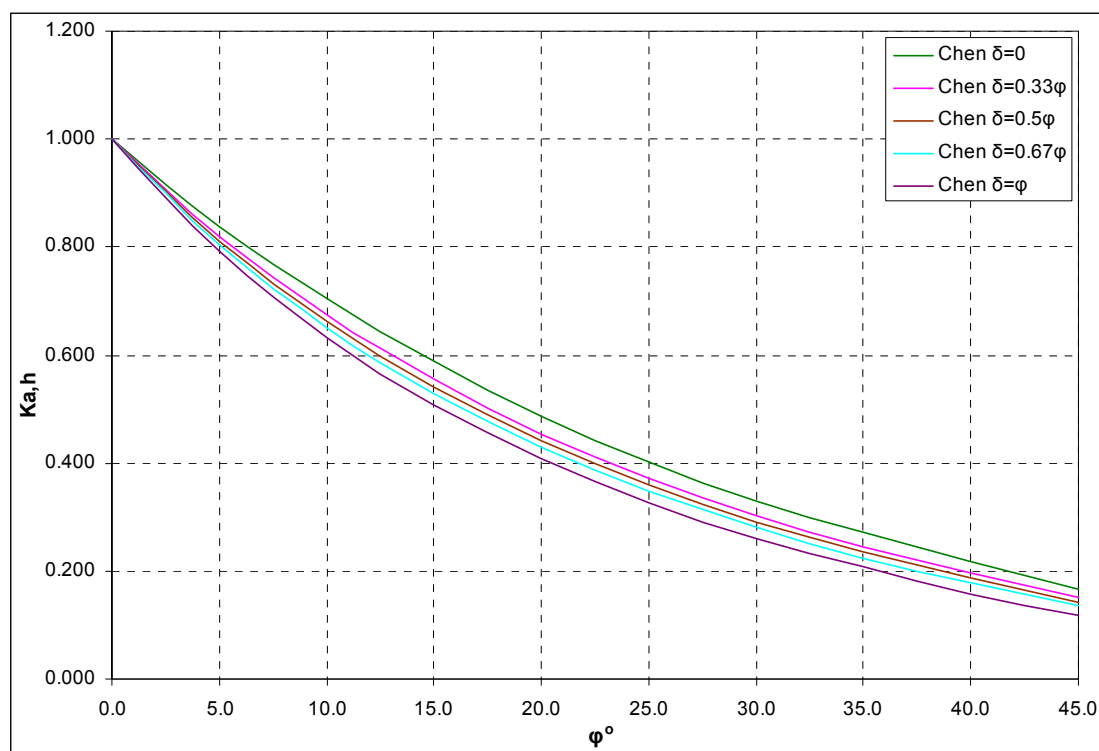
Όπως φαίνεται από τις παραπάνω σχέσεις 2.30 και 2.31 οι εκφράσεις για την εύρεση των συντελεστών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία των Rosenfarb και Chen είναι συνάρτηση όχι μόνο των δεδομένων του εκάστοτε προβλήματος όπως οι γωνίες  $\alpha$  και  $\beta$ , η τριβή στην διεπιφάνεια τοίχους εδάφους  $\delta$  και η γωνία τριβής του εδάφους  $\varphi$  αλλά επίσης εξαρτώνται και από την τιμή των γωνιών  $\rho$  και  $\psi$  οι οποίες καθορίζουν το ακριβές σχήμα της επιφάνειας αστοχίας. Για τον λόγο αυτό η επίλυση των παραπάνω σχέσεων απαιτεί την διενέργεια δοκιμών ως προς τις τιμές των γωνιών  $\rho$  και  $\psi$  με σκοπό την εύρεση της μέγιστης τιμής του συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων και της ελάχιστης τιμής του συντελεστή παθητικών ωθήσεων.

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας και για την εύρεση του συντελεστή παθητικών και ενεργητικών ωθήσεων οι σχέσεις (2.30) και (2.31) εισήχθησαν κατάλληλα σε προγραμματιστικό περιβάλλον Matlab με σκοπό την εκτέλεση δοκιμών και την εύρεση των οριακών τιμών των συντελεστών ωθήσεων. Ως αρχικές τιμές για τις γωνίες  $\rho$  και  $\psi$  χρησιμοποιήθηκαν οι προτεινόμενες από τον Bowles (1997) :

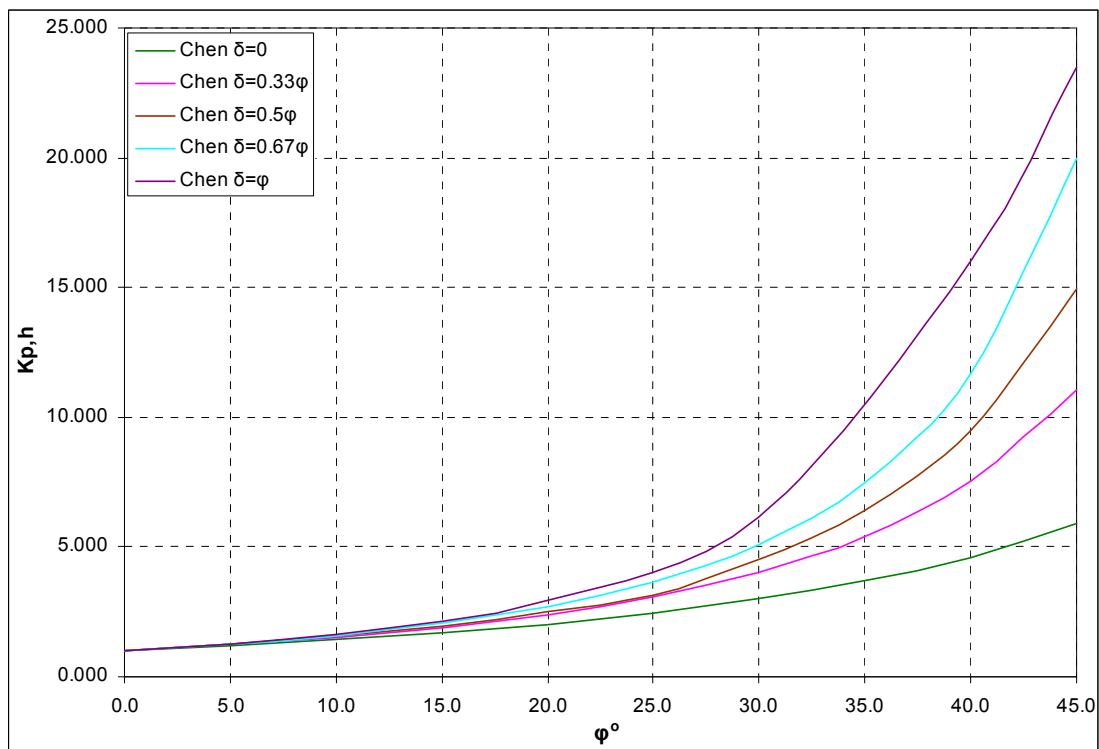
$$\begin{aligned} \rho &= 0.5(\alpha + \beta) \\ \psi &= 0.2(\alpha + \beta) \end{aligned}$$

Τα όρια διακύμανσης των δοκιμαστικών τιμών γύρω από τις παραπάνω αρχικές τιμές κυμαινόντουσαν από 20% έως 70% ανάλογα με τα δεδομένα της ανάλυσης για την επίτευξη σύγκλισης. Ο κώδικας της Matlab για κάθε μία από τις περιπτώσεις (οχτώ συνολικά) των σχέσεων (2.30) και (2.31) δίνεται στο παράρτημα Α.

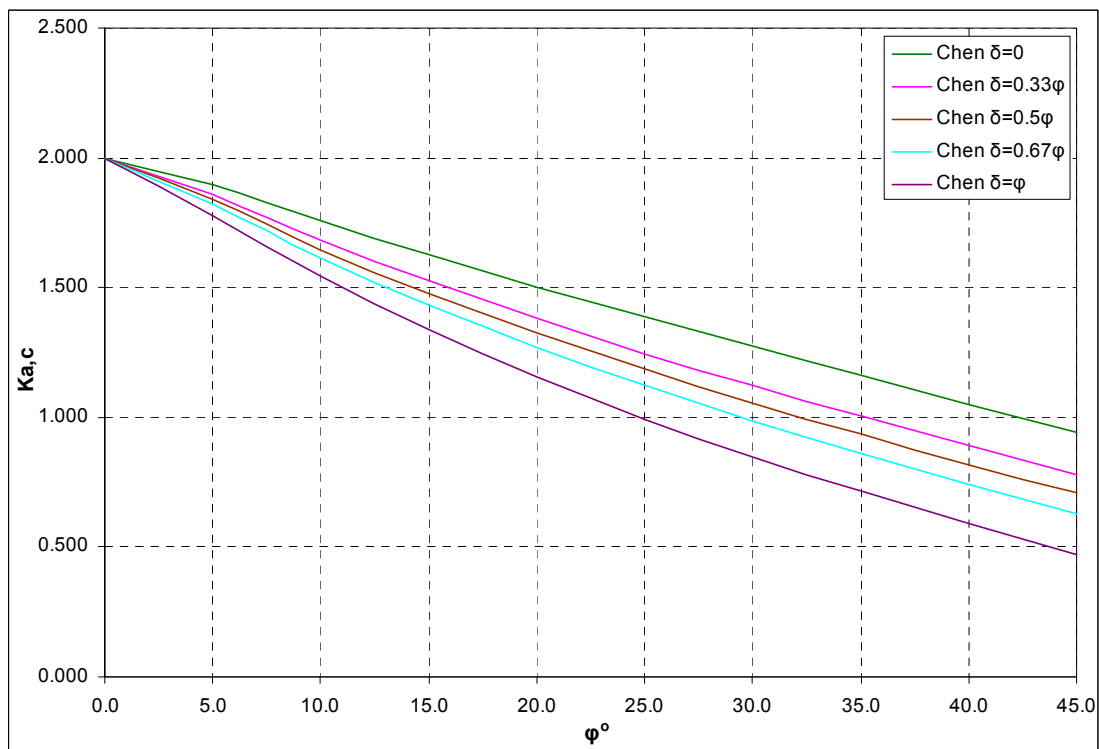
Διεξήχθησαν αναλύσεις για την περίπτωση κατακόρυφου τοίχου με οριζόντιο έδαφος πίσω από αυτόν και για όλους τους συνδυασμούς γωνιών τριβής του εδάφους και της διεπιφάνειας τοίχου εδάφους ( $\varphi=0^\circ$  έως  $45^\circ$  ανά  $5^\circ$  και  $\delta/\varphi=0,1/3,0.5,2/3,1$ ). Οι τιμές που προέκυψαν δίνονται στα διαγράμματα των σχημάτων (2.18), (2.19) για τους συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων αντίστοιχα που αφορούν στον όρο του βάρους γαιών και στα διαγράμματα των σχημάτων (2.20), (2.21) για τους συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων αντίστοιχα που αφορούν στον όρο της συνοχής. Τα παραπάνω αποτελέσματα συγκρίθηκαν με αντίστοιχα από την βιβλιογραφία, για όσες περιπτώσεις βρέθηκαν στοιχεία, για λόγους τεκμηρίωσης της καλής λειτουργίας του κώδικα που εισήχθη στην Matlab. Από τη σύγκριση προέκυψε καλή συμφωνία στις τιμές των συντελεστών ωθήσεων (απόκλιση  $<10^{-2}$ ). Στην συνέχεια της παρούσας εργασίας και για λόγους συντομίας η συγκεκριμένη μεθοδολογία υπολογισμού των ωθήσεων αναφέρεται ως μέθοδος Chen.



Σχ.2.18. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία των Rosenfarb και Chen για  $\alpha=90^\circ$ ,  $\beta=0^\circ$ .

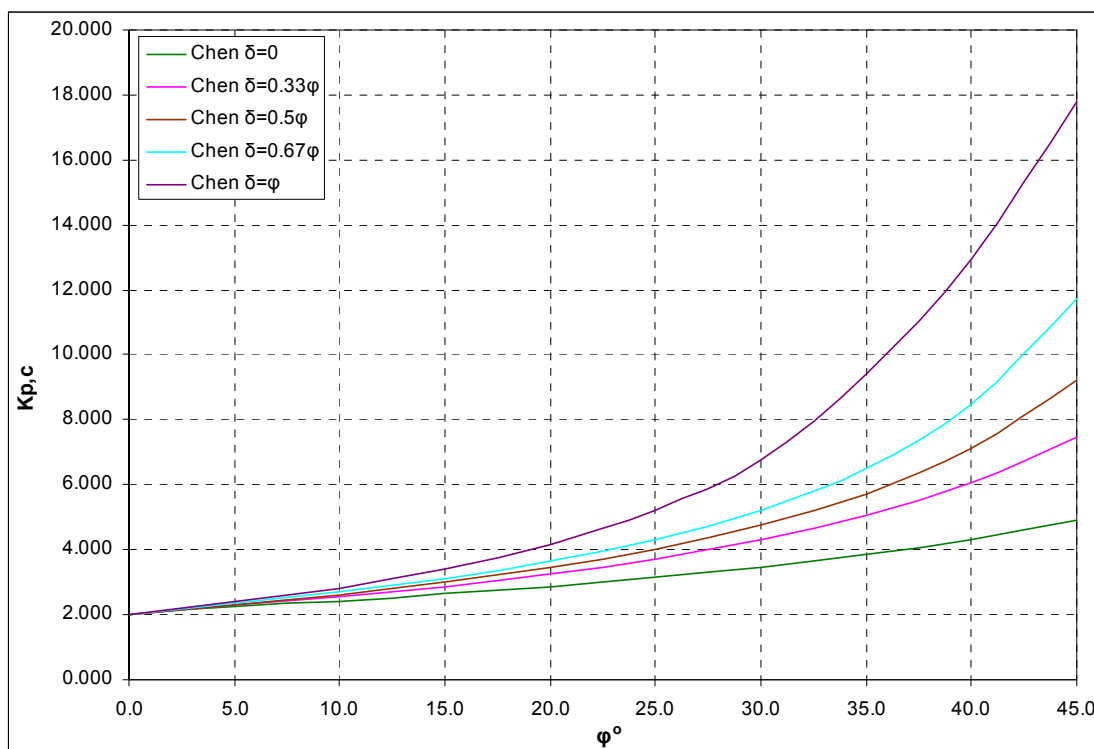


Σχ.2.19. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία των Rosenfarb και Chen για  $\alpha=90^\circ$ ,  $\beta=0^\circ$ .



Σχ.2.20. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω συνοχής με βάση τη μεθοδολογία των Rosenfarb και Chen για  $\alpha=90^\circ$ ,  $\beta=0^\circ$ .





Σχ.2.21. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία των Rosenfarb και Chen για  $\alpha=90^\circ$ ,  $\beta=0^\circ$ .

### 2.5. Υπολογισμός ωθήσεων με βάση το παράρτημα C του EC7

Η παράγραφος C.1. του παραρτήματος C του EC7 αναφέρεται στον τρόπο υπολογισμού των οριακών τιμών των ωθήσεων γαιών. Σύμφωνα με τα αναφερόμενα στο εν λόγω παράρτημα η κατανομή της ώθησης γαιών σε κατακόρυφο τοίχο, η οποία προκαλείται από το ειδικό βάρος γαιών ( $\gamma$ ), το τυχόν επιφανειακό φορτίο ( $q$ ) και τη συνοχή του εδάφους ( $c$ ) θα πρέπει να υπολογίζονται ως εξής:

- ενεργητική κατάσταση:

$$\sigma_a(z) = K_a [\gamma \cdot z + q - u] + u - c \cdot K_{aC} \tag{2.32}$$

$$K_{aC} = 2 \cdot [K_a \cdot (1 + a/c)]^{(1/2)} \leq 2,56\sqrt{K_a} \tag{2.33}$$

- παθητική κατάσταση:

$$\sigma_p(z) = K_p [\gamma \cdot z + q - u] + u + c \cdot K_{pC} \tag{2.34}$$

$$K_{pC} = 2 \cdot [K_p \cdot (1 + a/c)]^{(1/2)} \leq 2,56\sqrt{K_p} \tag{2.35}$$

Όπου:

- a συνάφεια(μεταξύ εδάφους και τοίχου)
- c η συνοχή του εδάφους
- $K_a$  ο συντελεστής οριζόντιας ενεργού ώθησης γαιών
- $K_p$  ο συντελεστής οριζόντιας παθητικής ώθησης γαιών
- q το κατακόρυφο επιφανειακό φορτίο
- z το βάθος υπολογισμού των ωθήσεων
- $\gamma$  το ειδικό βάρος του αντιστηριζόμενου εδάφους
- $\sigma_a(z)$  η τάση κάθετα στον τοίχο σε βάθος z (ενεργητική κατάσταση)
- $\sigma_p(z)$  η τάση κάθετα στον τοίχο σε βάθος z (παθητική κατάσταση)

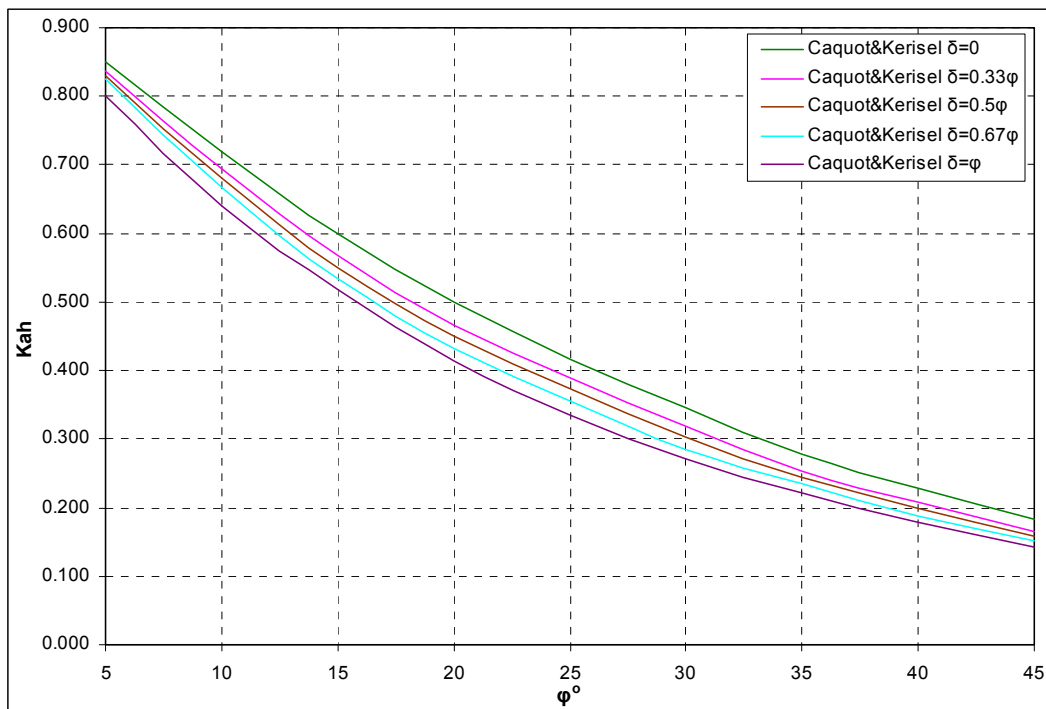
Για τον προσδιορισμό των τιμών των συντελεστών ωθήσεων γαιών, ο EC7 πρότεινε δύο εναλλακτικές. Η πρώτη αφορά στην εκτίμηση των παραπάνω τιμών μέσω των διαγραμμάτων των Caquot & Kerisel και παρουσιάζεται στην παράγραφο 2.5.1 και η δεύτερη στην εκτίμηση των ζητούμενων συντελεστών μέσω της εφαρμογής μιας κλειστής αναλυτικής μεθοδολογίας που παρουσιάζεται στην παράγραφο 2.5.2.

### 2.5.1. Ωθήσεις γαιών με βάση τα διαγράμματα των Caquot&Kerisel

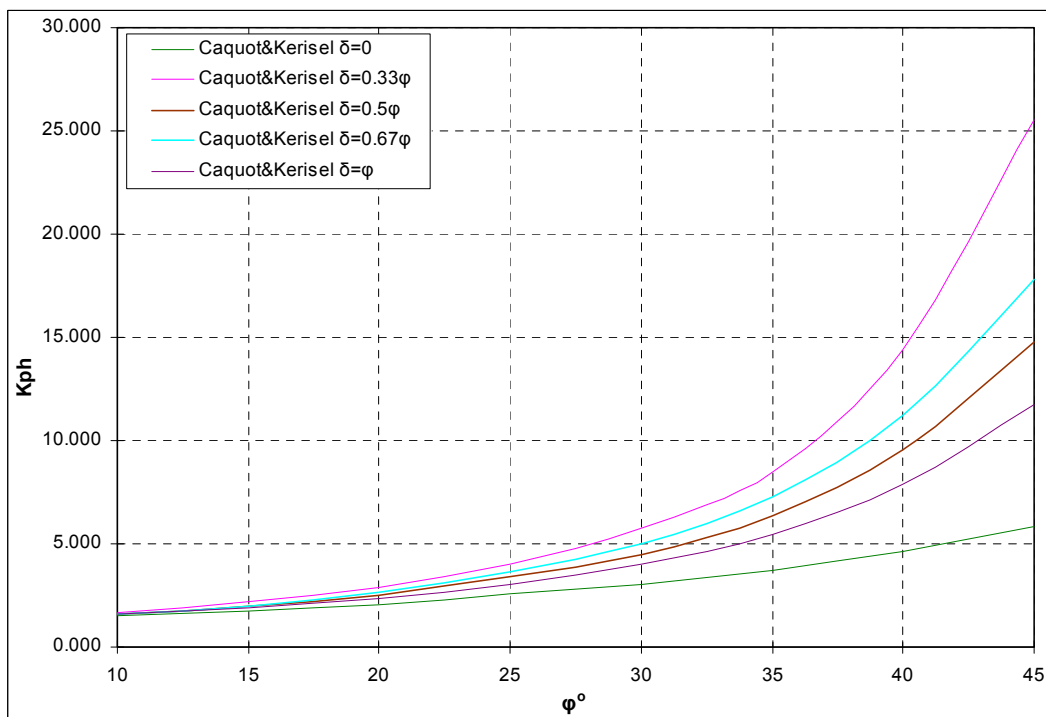
Οι τιμές των συντελεστών της ώθησης γαιών μπορεί να λαμβάνονται από τα σχήματα C.1.1. έως C.1.4. του παραρτήματος C του Ευρωκώδικα 7 για το  $K_a$  και C.2.1 έως C.2.4. για το  $K_p$  αντιστοίχως. Είναι κατά προσέγγιση προς την πλευρά της ασφάλειας. Στα διαγράμματα αυτά, οι τιμές των  $K_a$ ,  $K_p$  έχουν προκύψει με βάση τη θεωρία των Caquot&Kerisel (1948) η οποία βασίζεται σε μη ευθύγραμμη επιφάνειας αστοχίας.

Στα παρακάτω διαγράμματα των σχημάτων (2.22), (2.23) παρουσιάζονται οι τιμές των συντελεστών των οριζόντιων ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων αντίστοιχα για διαφορετικές τιμές του λόγου  $\delta/\phi$ , για την περίπτωση κατακόρυφου

τοίχου, μη συνεκτικού εδάφους και οριζόντιας ελεύθερης επιφάνειας εδάφους. Οι τιμές αυτές προκύπτουν με βάση τα διαγράμματα C.1.1. και C.2.1 του παραρτήματος C του EC7.



Σχ.2.22. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων με βάση το Σχ. C.1.1. του παραρτήματος C του EC7 (Caquot & Kerisel)

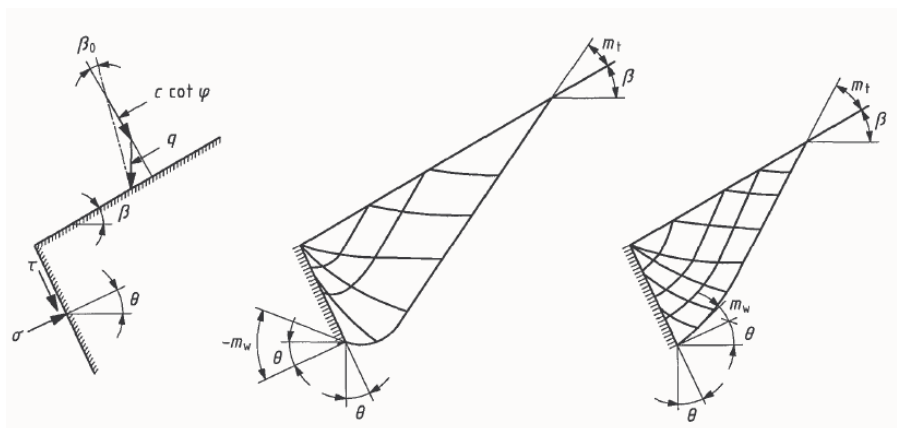


Σχ.2.23. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων με βάση το Σχ. C.2.1. του παραρτήματος C του EC7 (Caquot & Kerisel)

### 2.5.2. Αριθμητική μέθοδος υπολογισμού ωθήσεων γαιών (EC7)

Επιπρόσθετα των διαγραμμάτων των Caquot & Kerisel ο EC7 προτείνει μία αναλυτική διαδικασία υπολογισμού των ωθήσεων η οποία βασίζεται σε ορισμένες συντηρητικές παραδοχές και μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες τις περιπτώσεις υπολογισμού των ωθήσεων. Η μεθοδολογία αυτή στο εξής θα αναφέρεται ως EC7.

Η διαδικασία αυτή διατυπώνεται παρακάτω για την περίπτωση υπολογισμού των παθητικών ωθήσεων. Στην περίπτωση αυτή οι παράμετροι  $\varphi, c, \delta, a$ , υπεισέρχονται στους υπολογισμούς με θετικές τιμές όπως προσημαίνονται και στο σχήμα (2.24). Στην περίπτωση των ενεργητικών ωθήσεων χρησιμοποιείται η ίδια διαδικασία με τη διαφορά ότι οι προαναφερθέντες παράμετροι υπεισέρχονται στους υπολογισμούς με αρνητικές τιμές.



Σχ.2.24. Ορισμός της γεωμετρίας της επιφάνειας ολίσθησης, της κλίσης του εδάφους, της επιφόρτισης και της επανεπίχωσης με βάση το παράρτημα C του EC7.

Η διαδικασία υπολογισμού ξεκινάει με τον προσδιορισμό των γωνιών  $m_t$ ,  $m_w$  και  $\nu$ , οι οποίες ελέγχουν το σχήμα της επιφάνειας αστοχίας. Χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες σχέσεις:

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \phi} \tag{2.36}$$

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \tag{2.37}$$

$$v = m_t + \beta - m_w - \theta \quad (2.38)$$

Σχετικά με την γωνία  $\beta_0$  (Σχ.2.24) η οποία υπεισέρχεται στους παραπάνω υπολογισμούς ισχύουν τα ακόλουθα:

- $\beta_0 > 0$  , όταν η εφαπτομενική συνιστώσα της  $q$  κατευθύνεται προς τον τοίχο ενώ η κάθετη συνιστώσα προς το έδαφος.
- $\beta_0 = \beta$  περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους ( $c=0$ ),
- $\beta_0 = \beta$  όταν η επιφανειακή φόρτιση δρα κάθετα στην επιφάνεια πίσω από τον τοίχο ή είναι μηδενική
- $\beta_0 = \beta$  κατά τον υπολογισμό των ενεργητικών ωθήσεων

Σε ό, τι αφορά την γωνία  $m_w$  αυτή λαμβάνεται αρνητική στην περίπτωση των παθητικών πιέσεων (για  $\varphi > 0$ ) εάν ο λόγος  $\sin \delta / \sin \varphi$  είναι επαρκώς μεγάλος. Σημειώνεται ότι οι παράμετροι της διεπιφάνειας  $\delta$  και  $a$  πρέπει να επιλέγονται έτσι ώστε να ισχύει η σχέση:

$$\frac{a}{c} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \quad (2.39)$$

Παρατηρούμε ότι κατά τον ανωτέρω υπολογισμό για τον προσδιορισμό των γωνιών - παραμέτρων οι οποίες ελέγχουν το σχήμα της επιφάνειας αστοχίας δεν απαιτείται κάποια επαναληπτική διαδικασία όπως για παράδειγμα στην μεθοδολογία των Rosenfarb and Chen (1972), παρά το γεγονός ότι και στις δύο μεθοδολογίες λαμβάνεται υπόψη καμπύλη επιφάνεια αστοχίας, αλλά αντιθέτως έχει διατυπωθεί μια κλειστή αναλυτική λύση. Αυτή η λύση έχει επιλεγθεί από τον EC7 με σκοπό την δημιουργία μιας κατά το δυνατόν πιο εύχρηστης λύσης και εμπεριέχει παραδοχές οι οποίες μειώνουν την ακρίβεια των αποτελεσμάτων, καθιστώντας τα στις περισσότερες - αλλά όχι όλες - τις περιπτώσεις πιο συντηρητικά (βλέπε § 2.6).

Στην συνέχεια της διαδικασίας υπολογίζεται ο συντελεστής  $K_n$  για την κάθετη φόρτιση στην επιφάνεια (π.χ. η κάθετη ώθηση γαιών στον τοίχο από μοναδιαία

ώθηση κάθετη στην επιφάνεια) με βάση την ακόλουθη σχέση όπου η γωνία  $\nu$  τίθεται σε ακτίνια:

$$K_n = \frac{1 + \sin \phi \sin(2m_w + \phi)}{1 - \sin \phi \sin(2m_t + \phi)} \exp(2\nu \tan \phi) \quad (2.40)$$

Με βάση την ανωτέρω σχέση προκύπτουν οι αντίστοιχες σχέσεις για:

- το συντελεστή κατακόρυφης επιφόρτισης  $q$  (ανά  $m^2$  της οριζόντιας προβολής της επιφάνειας):

$$K_q = K_n \cos^2 \beta \quad (2.41)$$

- το συντελεστή που αντιστοιχεί στον όρο της συνοχής:

$$K_c = (K_n - 1) \cot \phi \quad (2.42)$$

- το συντελεστής ειδικού βάρους:

$$K_\gamma = K_n \cos \beta \cos(\beta - \theta) \quad (2.43)$$

Για την περίπτωση όπου  $\phi=0$  προκύπτουν οι ακόλουθες οριακές τιμές:

$$\cos 2m_t = -\frac{P}{c} \sin \beta \cos \beta \quad (2.44)$$

$$\cos 2m_w = \frac{a}{c} \quad (2.45)$$

$$K_q = \cos^2 \beta \quad (2.46)$$

$$K_c = 2\nu + \sin 2m_t + \sin 2m_w \quad (2.47)$$

(όπου  $\nu$  σε ακτίνια), ενώ για το  $K_\gamma$ , εάν το  $\phi=0$ , μία καλύτερη προσέγγιση είναι:

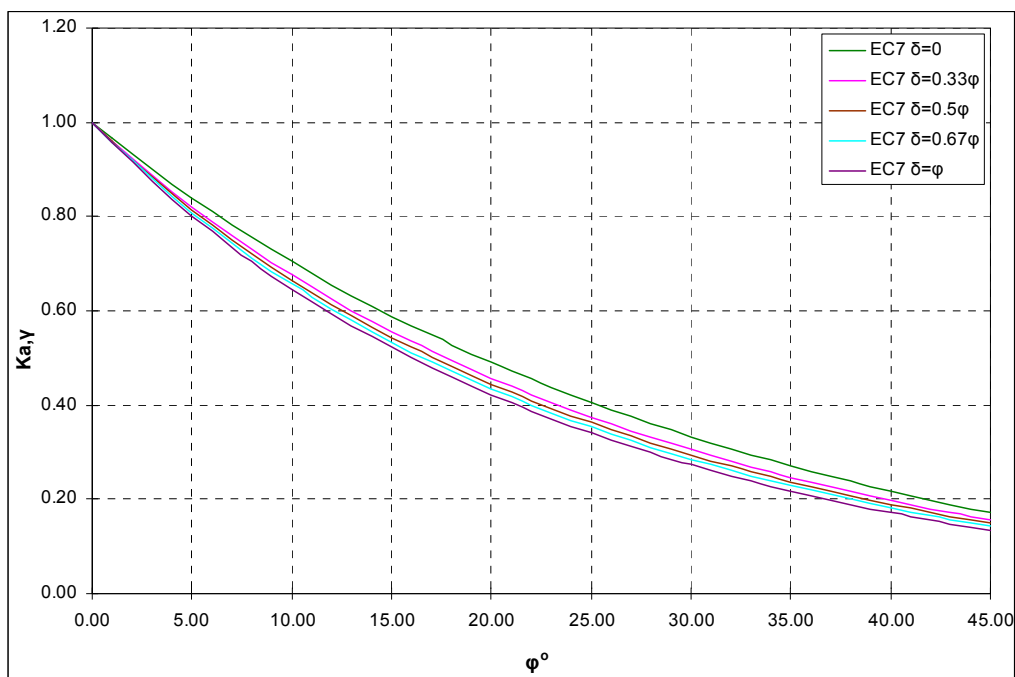
$$K_\gamma = \cos \theta + \frac{\sin \beta \cos m_w}{\sin m_t} \quad (2.48)$$

όπου:

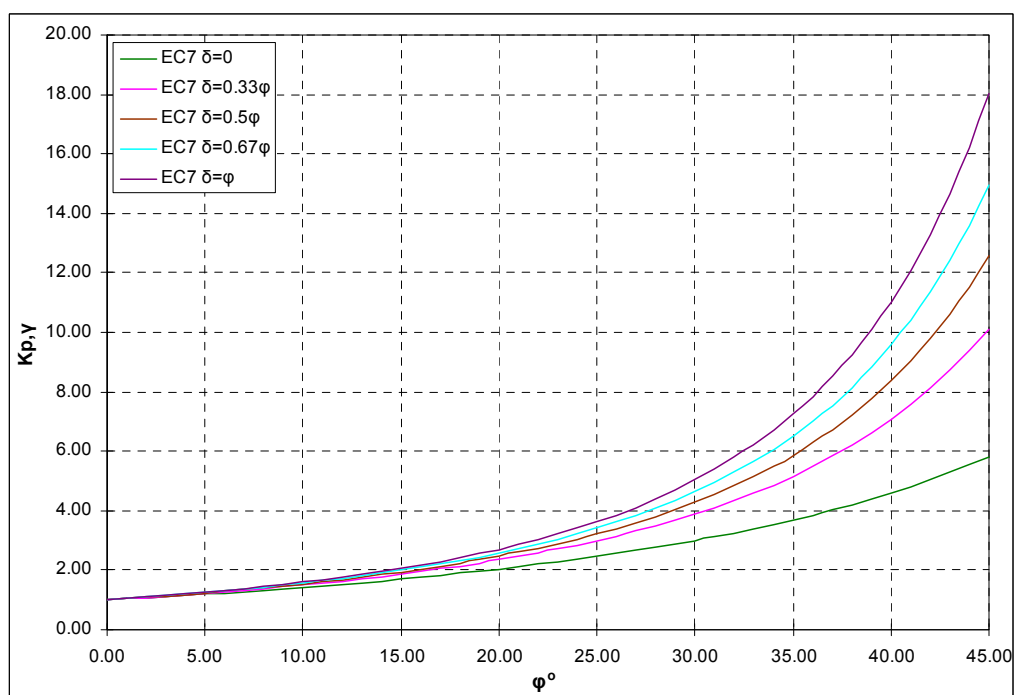
- a πρόσφυση στη διεπιφάνεια τοίχους-εδάφους
- c Η συνοχή του εδάφους
- $K_c$  Ο συντελεστής συνοχής
- $K_n$  Ο συντελεστής για φόρτιση κάθετη στην επιφάνεια
- $K_q$  Ο συντελεστής της κάθετης επιφόρτισης  $q$  (στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας)
- $K_\gamma$  Ο συντελεστής για το ειδικό βάρος του εδάφους  $\gamma$

- $m_i$  Η γωνία που σχηματίζεται ανάμεσα στη διεύθυνση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους, με κατεύθυνση που απομακρύνεται από τον τοίχο, και της εφαπτομενικής διεύθυνσης της διασταυρούμενης επιφάνειας ολίσθησης που οριοθετεί την κινούμενη εδαφική μάζα με κατεύθυνση που απομακρύνεται από την επιφάνεια του εδάφους
- $m_w$  Η γωνία που σχηματίζεται μεταξύ της καθέτου στον τοίχο και της διεύθυνσης της εφαπτομένης της εξωτερικής επιφάνειας ολίσθησης στον τοίχο(θετική όταν η εφαπτομένη τείνει προς τα πάνω πίσω από τον τοίχο)
- $\beta$  Η γωνία που σχηματίζει η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους με την οριζόντιο(θετική όταν η επιφάνεια του εδάφους κλίνει προς τα πάνω καθώς απομακρύνεται από τον τοίχο)
- $\delta$  Η γωνία τριβής που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια τοίχους-εδάφους
- $\varphi$  Η γωνία τριβής του εδάφους
- $\theta$  Η γωνία που σχηματίζεται μεταξύ της κατακόρυφου και της διεύθυνσης του τοίχου(θετική όταν το έδαφος κείται πάνω στον τοίχο)
- $\nu$  Η στροφή της εφαπτομένης κατά μήκος της εξωτερικής επιφάνειας ολίσθησης(θετική όταν η εδαφική μάζα πάνω από την επιφάνεια ολίσθησης έχει κυρτό σχήμα)
- $q$  Το καθολικό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο ανά μονάδα επιφάνειας επί της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους
- $p$  Μία ομοιόμορφη πίεση επιφόρτισης ανά μονάδα επιφάνειας σε οριζόντια προβολή

Στα παρακάτω διαγράμματα των σχημάτων (2.25), (2.26) παρουσιάζονται οι τιμές των συντελεστών των οριζόντιων ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων αντίστοιχα για διαφορετικές τιμές του λόγου  $\delta/\varphi$  για την περίπτωση κατακόρυφου τοίχου και οριζόντιας ελεύθερης επιφάνειας εδάφους. Οι τιμές αυτές προκύπτουν με βάση τις σχέσεις (2.40), (2.43).



Σχ.2.25. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων με βάση την κλειστή αναλυτική λύση του παραρτήματος C του EC7 για  $\theta, \beta=0$ .

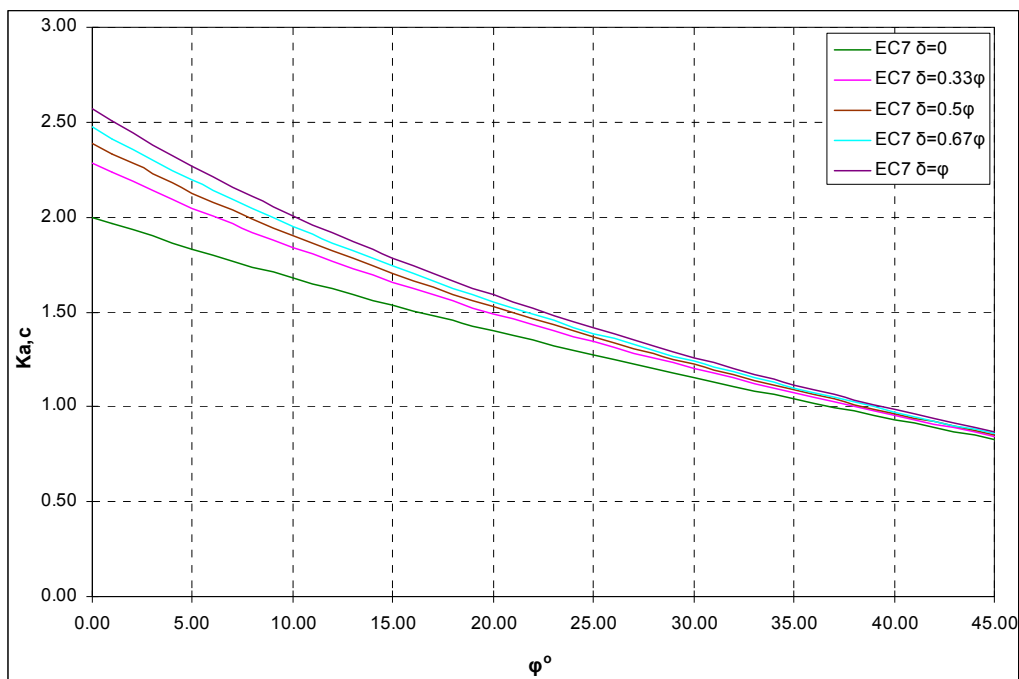


Σχ.2.26. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων με βάση την κλειστή αναλυτική λύση του παραρτήματος C του EC7 για  $\theta, \beta=0$ .

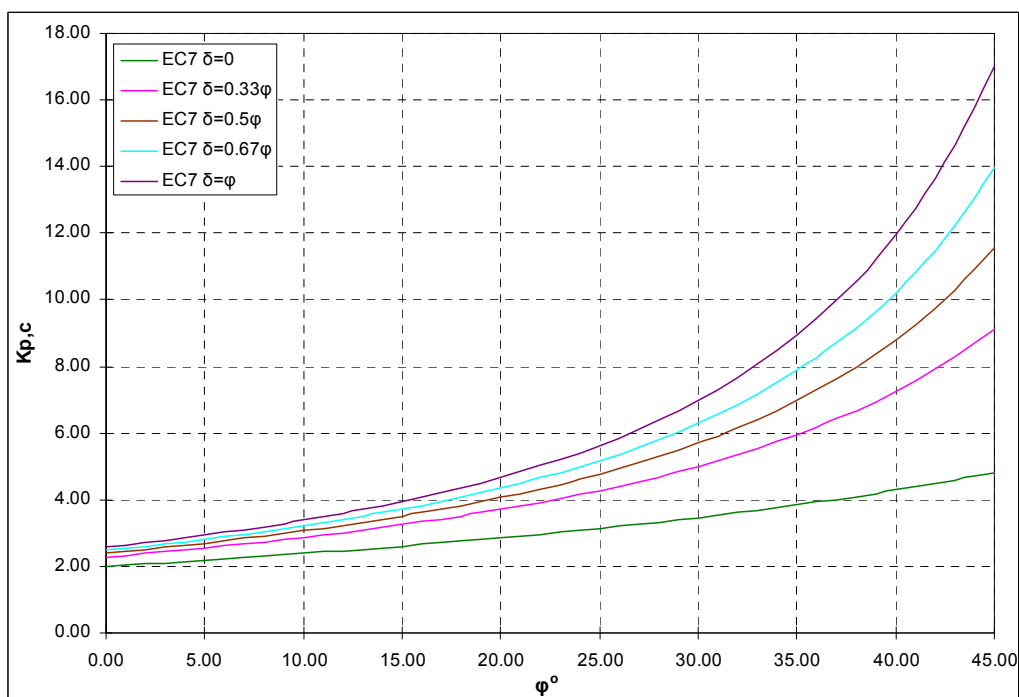
Υπό τις ανωτέρω συνθήκες (κατακόρυφου τοίχου, οριζόντιας ελεύθερης επιφάνειας εδάφους) δίνονται στα παρακάτω διαγράμματα των σχημάτων (2.27), (2.28) οι τιμές των συντελεστών που αναφέρονται στον όρο της συνοχής για την



περίπτωση της ενεργητικής και παθητικής κατάστασης αντίστοιχα όπως προκύπτουν από τη σχέση (2.42).



Σχ.2.27. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω συνοχής με βάση την κλειστή αναλυτική λύση του παραρτήματος C του EC7 για  $\theta, \beta=0$ .



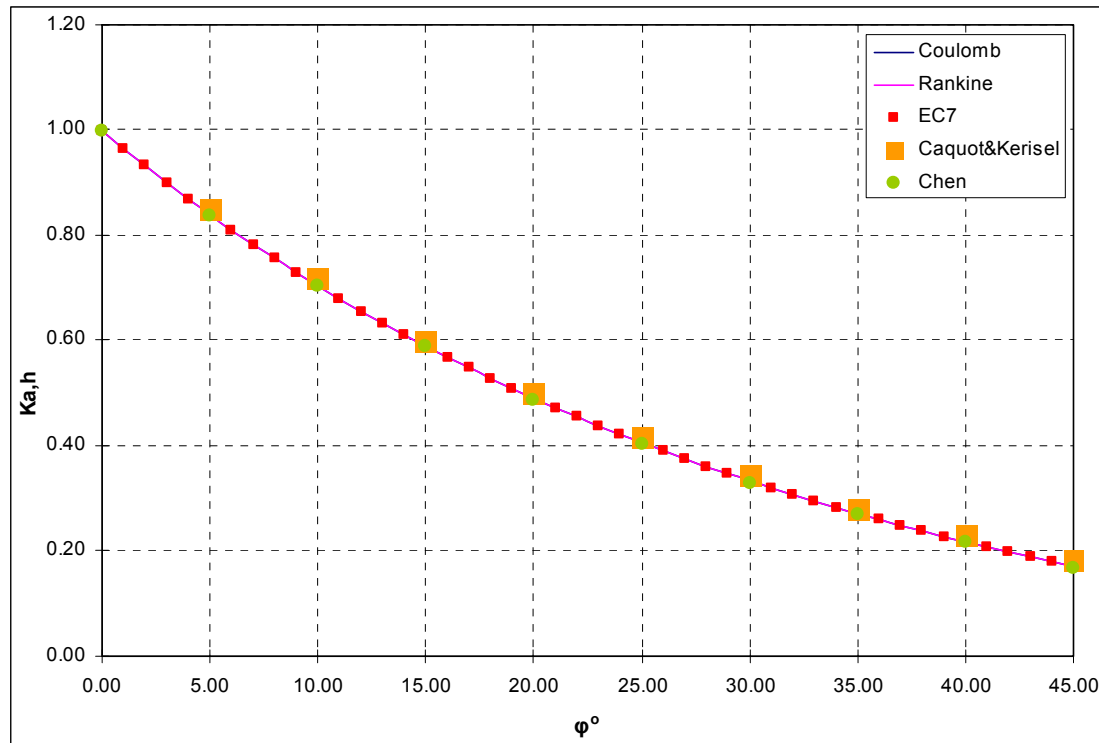
Σχ.2.28. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων λόγω συνοχής με βάση την κλειστή αναλυτική λύση του παραρτήματος C του EC7 για  $\theta, \beta=0$ .

## 2.6. Σύγκριση και σχολιασμός των αποτελεσμάτων των μεθοδολογιών

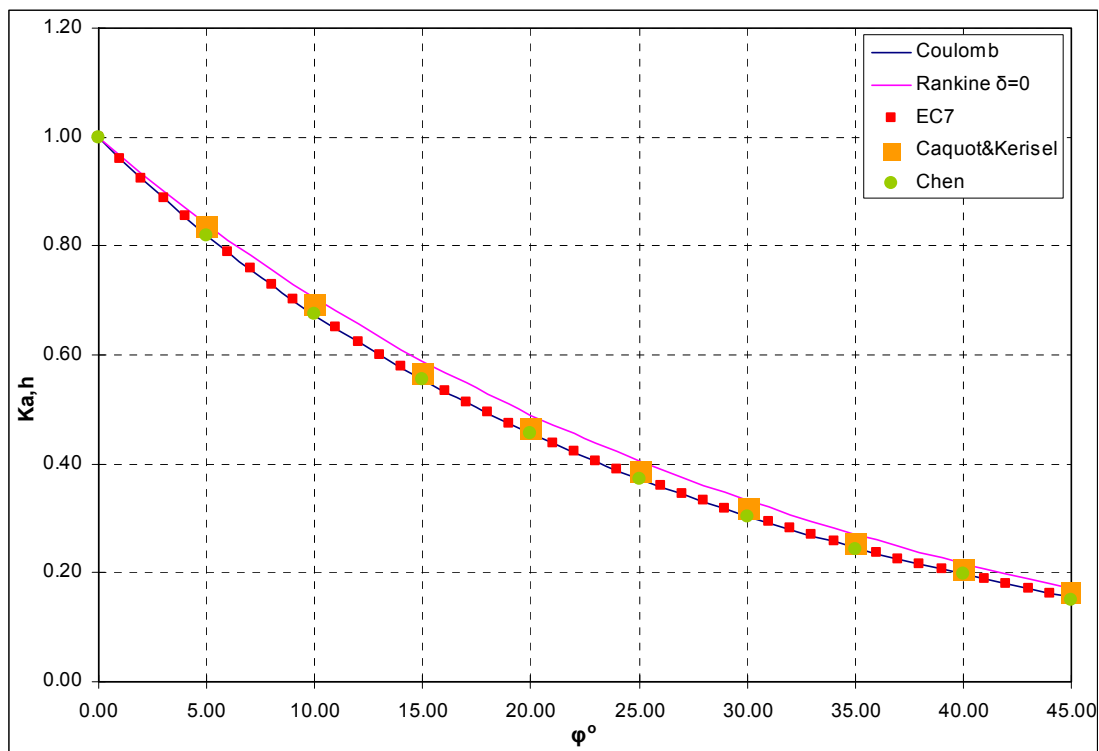
Με σκοπό τη διερεύνηση της επίδρασης της γωνίας εσωτερικής τριβής ( $\varphi$ ) του εδάφους καθώς και της γωνίας ( $\delta$ ) στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους ( $\delta$ ) στους συντελεστές των ωθήσεων  $K_a$ ,  $K_p$ ,  $K_{ac}$ ,  $K_{pc}$  όπως αυτοί προκύπτουν από τις διάφορες μεθοδολογίες, πραγματοποιήθηκαν παραμετρικοί υπολογισμοί κατά τους οποίους η γωνία  $\varphi$  μεταβαλλόταν από  $\varphi=0^\circ$  έως  $\varphi=45^\circ$  και για λόγο  $\delta/\varphi$  ελήφθησαν οι τιμές  $\delta/\varphi = 0, 1/3, 0.5, 2/3, 1$ .

### 2.6.1. Συντελεστές οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων ( $K_{a,h}$ )

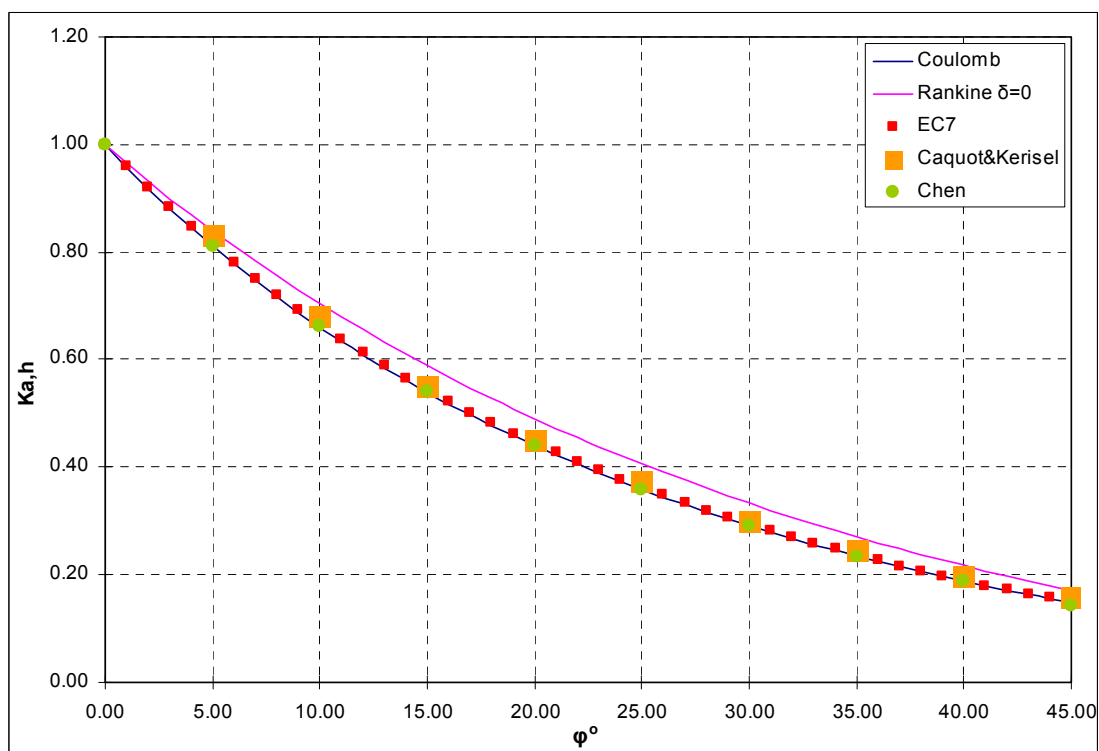
Στα διαγράμματα των σχημάτων (2.29)-(2.33) δίνονται οι τιμές του συντελεστή οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων γαιών όπως αυτές προέκυψαν από τις διάφορες μεθοδολογίες που διερευνήθηκαν.



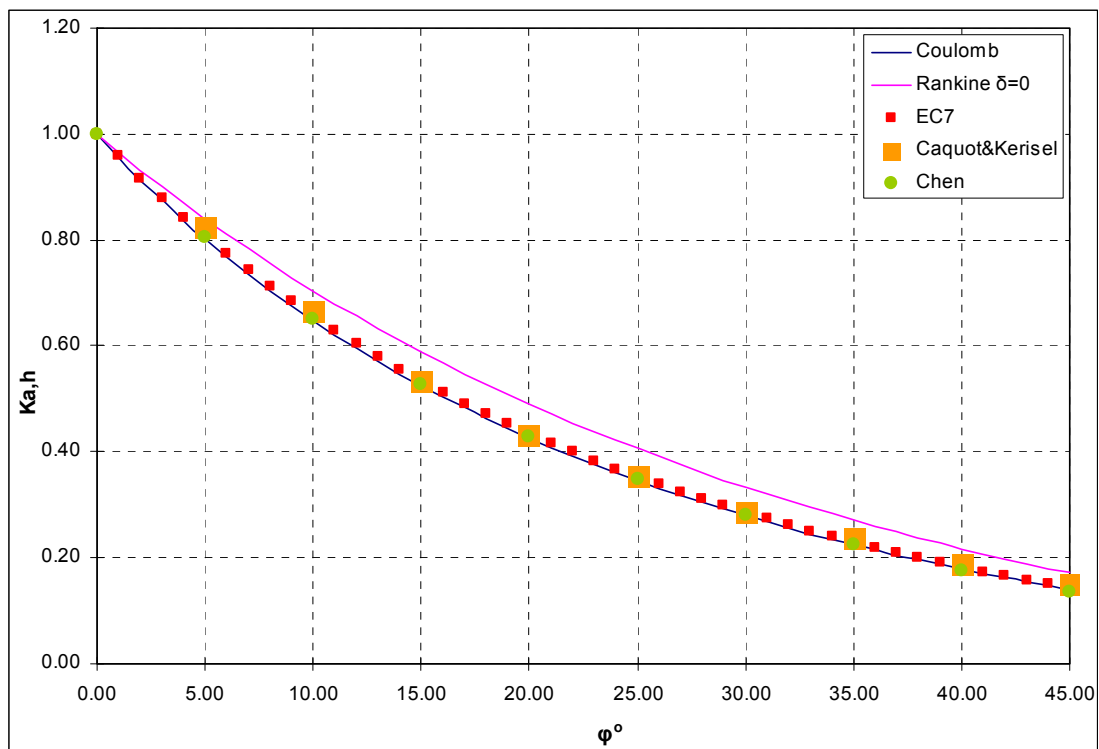
Σχ.2.29. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\varphi=0$



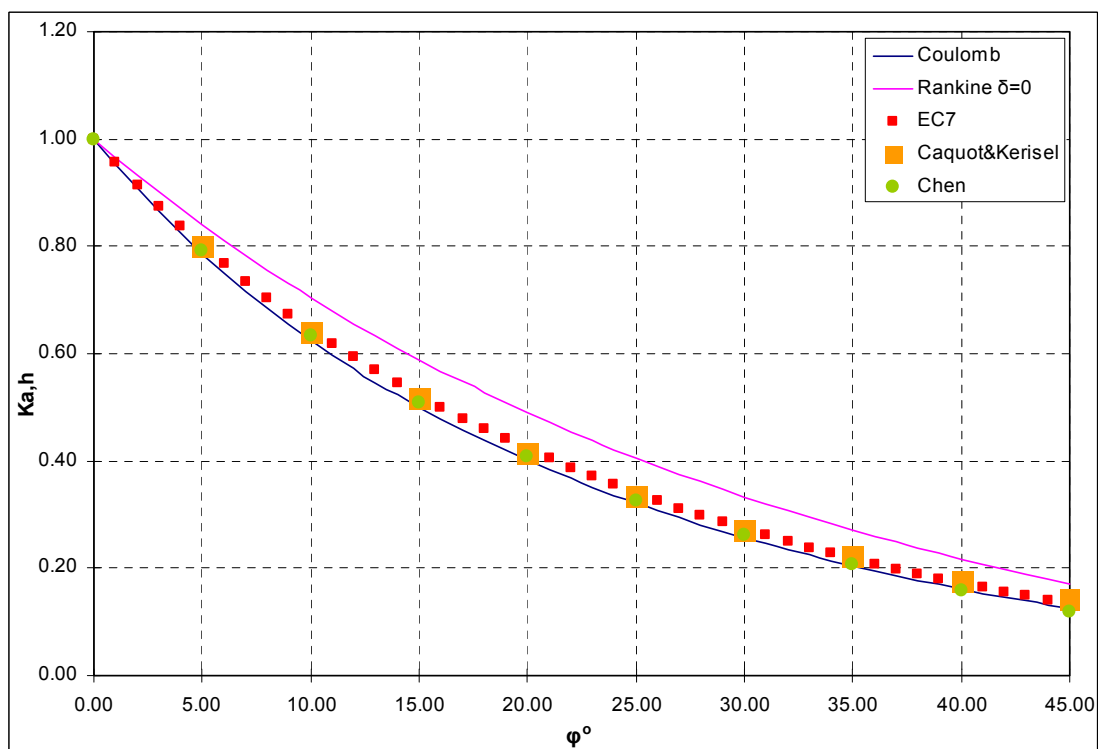
Σχ.2.30. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\varphi=0.33$



Σχ.2.31. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\varphi=0.5$



Σχ.2.32. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\phi=0.67$



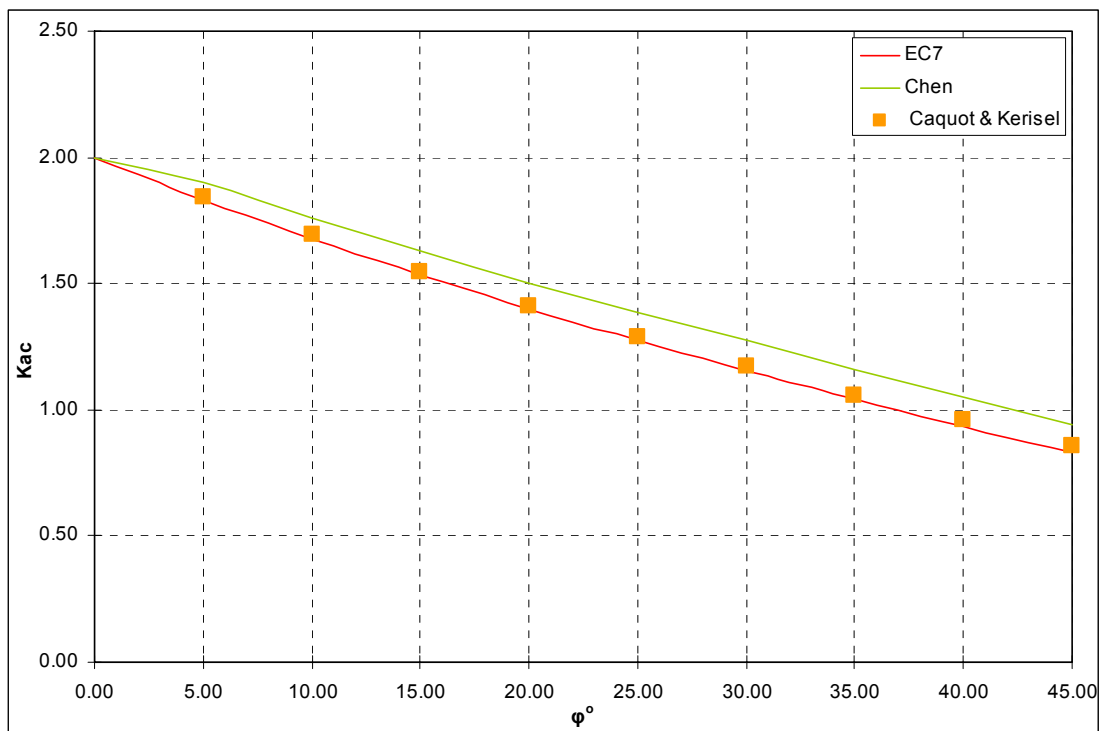
Σχ.2.33. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\phi=1$

Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν, όπως αυτά παρουσιάζονται και στα ανωτέρω διαγράμματα, μπορούν να διατυπωθούν τα ακόλουθα σχόλια:

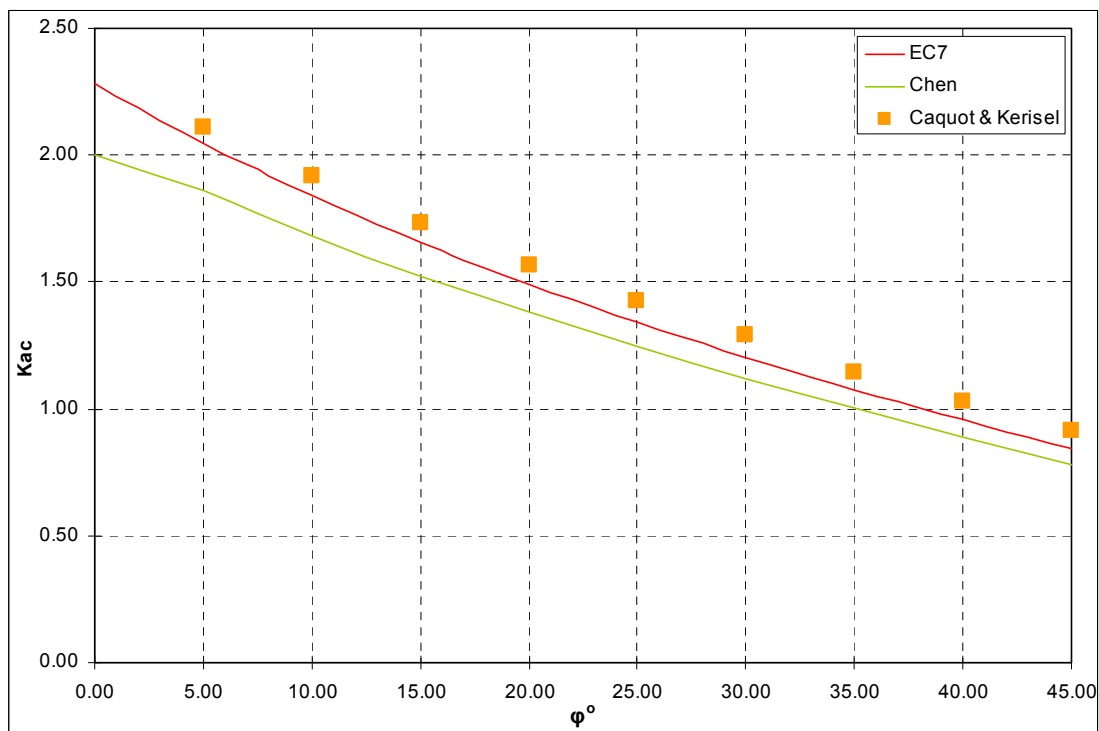
- Για όλες τις μεθοδολογίες παρατηρείται πως καθώς αυξάνεται η γωνία τριβής  $\varphi^{\circ}$  μειώνεται ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων  $K_{ah}$ .
- Για την περίπτωση  $\delta/\varphi=0$  όλες οι μεθοδολογίες ταυτίζονται απόλυτα κάτι που είναι αναμενόμενο αφού η επιφάνεια αστοχίας είναι ευθύγραμμη.
- Για τις τιμές του  $\delta/\varphi >0$  η μεθοδολογία του Rankine προβλέπει συστηματικά μεγαλύτερες τιμές του  $K_{ah}$  και ίδιες με αυτές του  $\delta/\varphi =0$  καθώς δεν λαμβάνει υπόψη την επίδραση της γωνίας  $\delta$ .
- Οι μεθοδολογίες των EC7, Caquot&Kerisel, Chen δίνουν συστηματικά ίδιες τιμές του  $K_{ah}$ .
- Η μεθοδολογία του Coulomb δίνει ελαφρώς μικρότερες τιμές σε σχέση με τις μεθόδους EC7, C&K(Caquot&Kerisel),Chen.
- Η παραπάνω διαφορά είναι πρακτικώς αμελητέα (<5% σε όλες τις περιπτώσεις) κάτι που είναι αναμενόμενο καθώς η επιφάνεια αστοχίας του πρίσματος των ενεργητικών ωθήσεων είναι πρακτικώς ευθύγραμμη. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα οι ακριβέστερες μεθοδολογίες να μην υπερτερούν σε σχέση με τη μέθοδο Coulomb.

### **2.6.2. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω συνοχής ( $K_{ac}$ )**

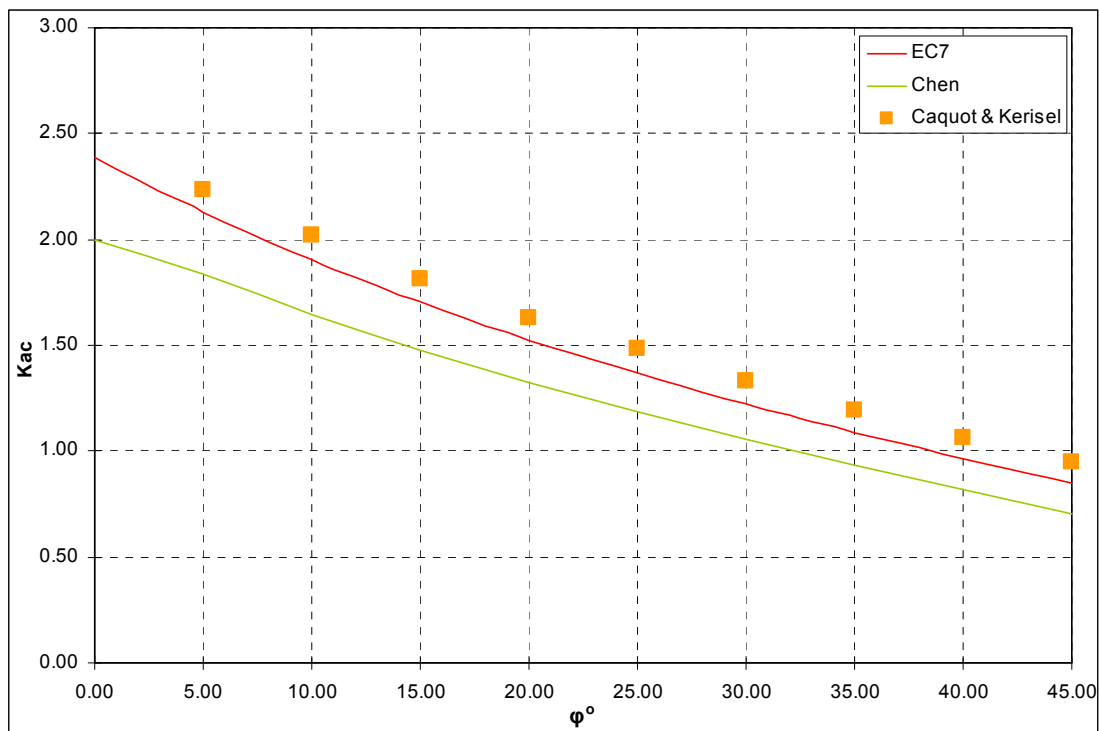
Στα διαγράμματα των σχημάτων (2.34)-(2.38) δίνονται οι τιμές του συντελεστή οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων γαιών που αναφέρεται στον όρο της συνοχής όπως αυτές προκύπτουν από τις διαφορετικές μεθοδολογίες που χρησιμοποιήθηκαν.



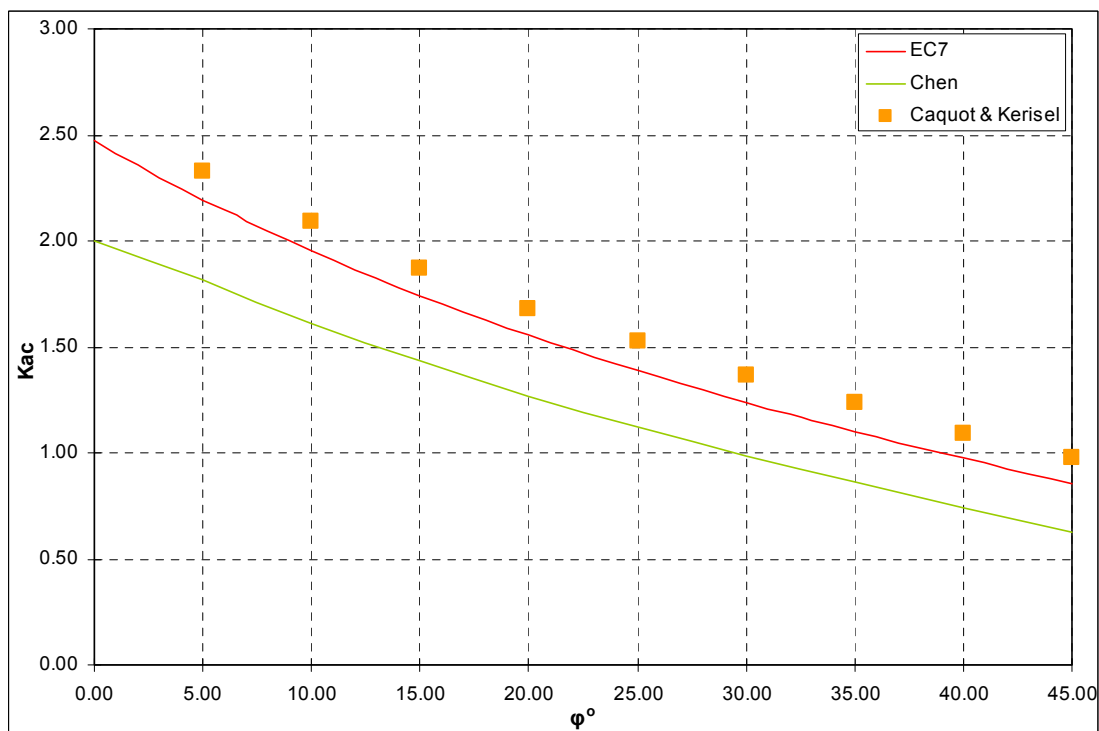
Σχ.2.34. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω συνοχής, για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\phi=0$



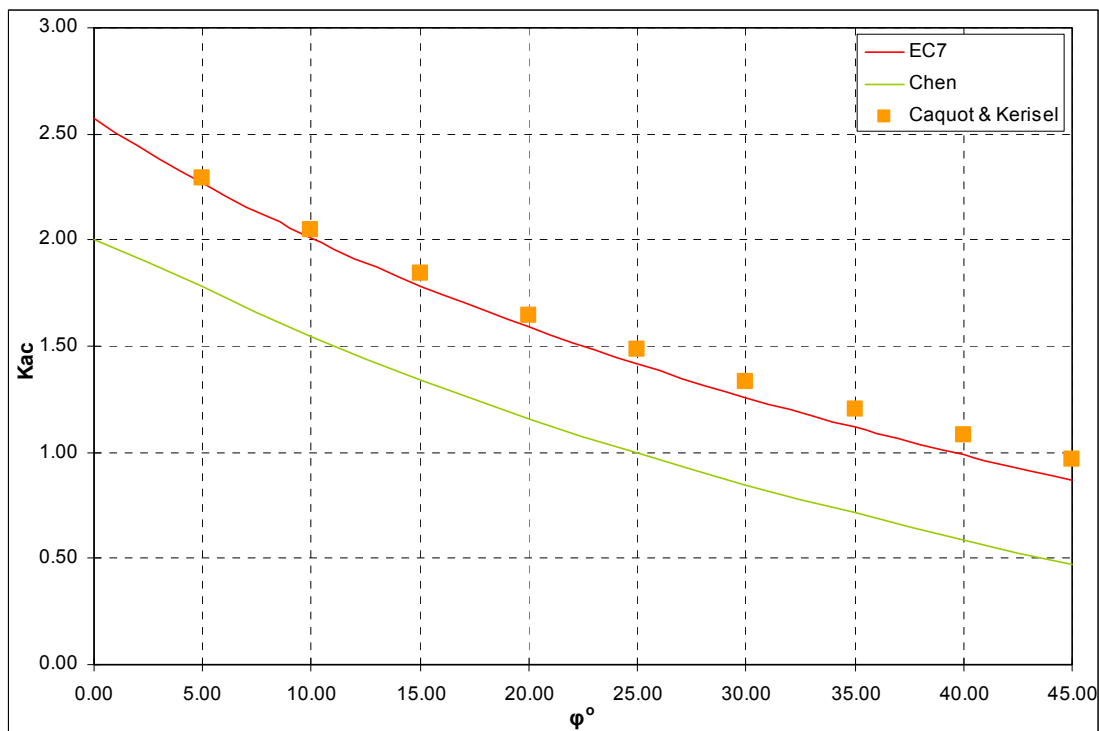
Σχ.2.35. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω συνοχής, για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\phi=0.33$



Σχ.2.36. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω συνοχής, για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\phi=0.5$



Σχ.2.37. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω συνοχής, για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\phi=0.67$



Σχ.2.38. Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω συνοχής, για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\varphi=1$

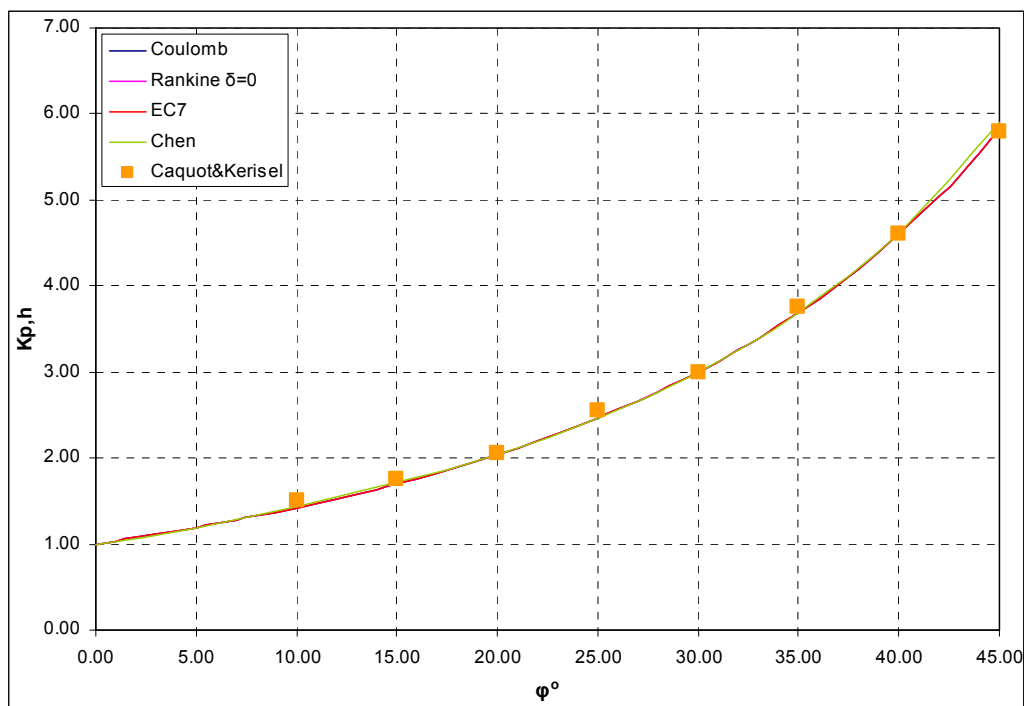
Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν, όπως αυτά παρουσιάζονται και στα ανωτέρω διαγράμματα, μπορούν να διατυπωθούν τα ακόλουθα σχόλια:

- Και για τις τρεις μεθοδολογίες οι οποίες προβλέπουν διαφορετικό όρο για το συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων λόγω συνοχής, προκύπτει ότι ο όρος  $K_{ac}$  μειώνεται όσο αυξάνεται η γωνία τριβής  $\varphi^\circ$ .
- Για την περίπτωση  $\delta/\varphi=0$  οι μεθοδολογίες των C&K , EC7 δίνουν σχεδόν ίδιες τιμές ενώ η μεθοδολογία του Chen δίνει ελαφρώς μεγαλύτερες τιμές (απόκλιση έως 10% σε σχέση με C&K για  $\varphi=35^\circ$ ).
- Για  $\delta/\varphi>0$ , τα αποτελέσματα των τριών μεθοδολογιών αποκλίνουν με τη C&K να δίνει συστηματικά τις μεγαλύτερες τιμές (λιγότερο συντηρητική) και τη μεθοδολογία του Chen να δίνει συστηματικά τις μικρότερες τιμές (η πιο συντηρητική), ενώ η μεθοδολογία του EC7 δίνει ενδιάμεσες τιμές. Τα μεγαλύτερα ποσοστά απόκλισης μεταξύ των αποτελεσμάτων των μεθοδολογιών εμφανίζονται στην περίπτωση όπου  $\delta/\varphi=1$  και αγγίζουν έως και το 50% μεταξύ του Chen και του C&K για  $\varphi=45^\circ$ .

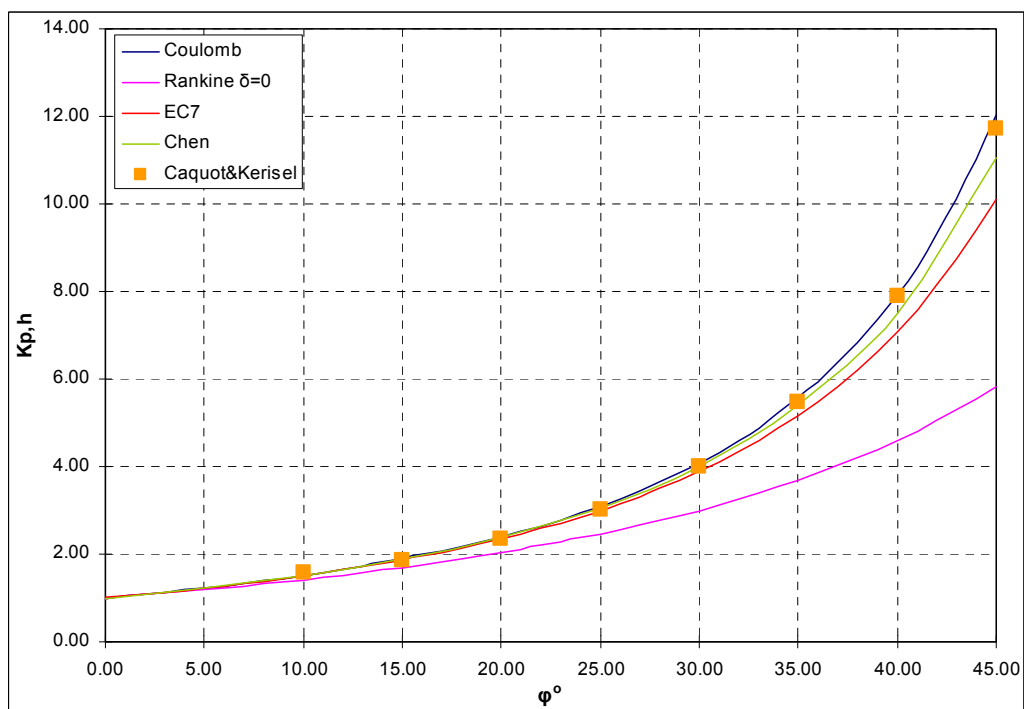


### 2.6.3. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων ( $K_{p,h}$ )

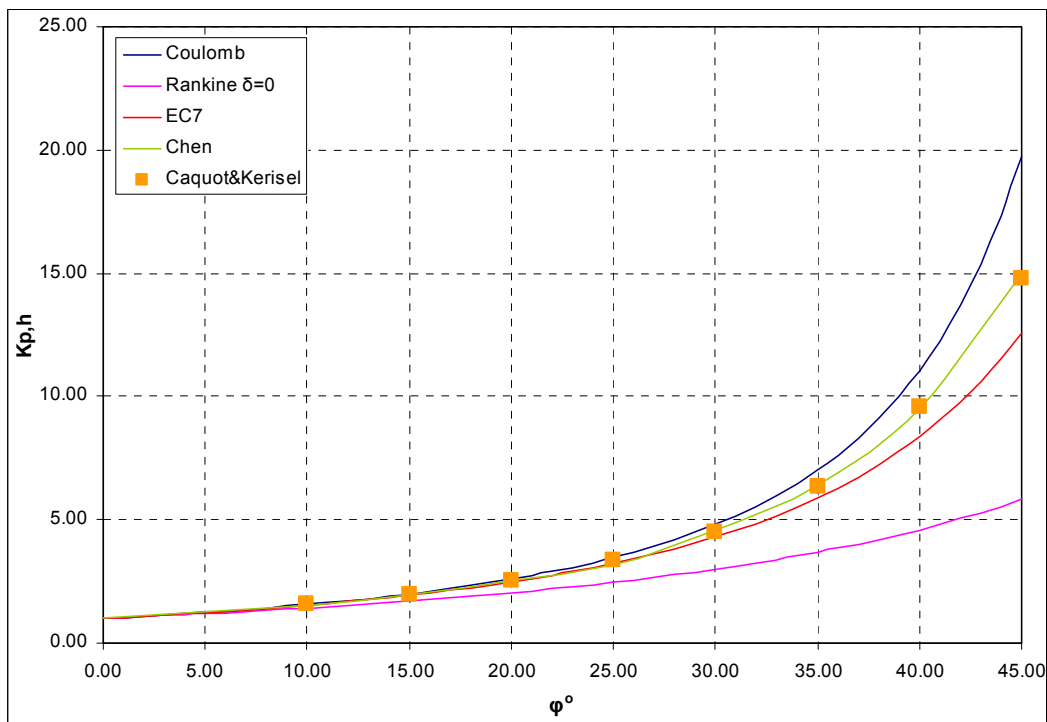
Στα διαγράμματα των σχημάτων (2.39)-(2.43) δίνονται οι τιμές του συντελεστή οριζόντιων παθητικών ωθήσεων γαιών, όπως αυτές προέκυψαν από τις διαφορετικές μεθοδολογίες που χρησιμοποιήθηκαν.



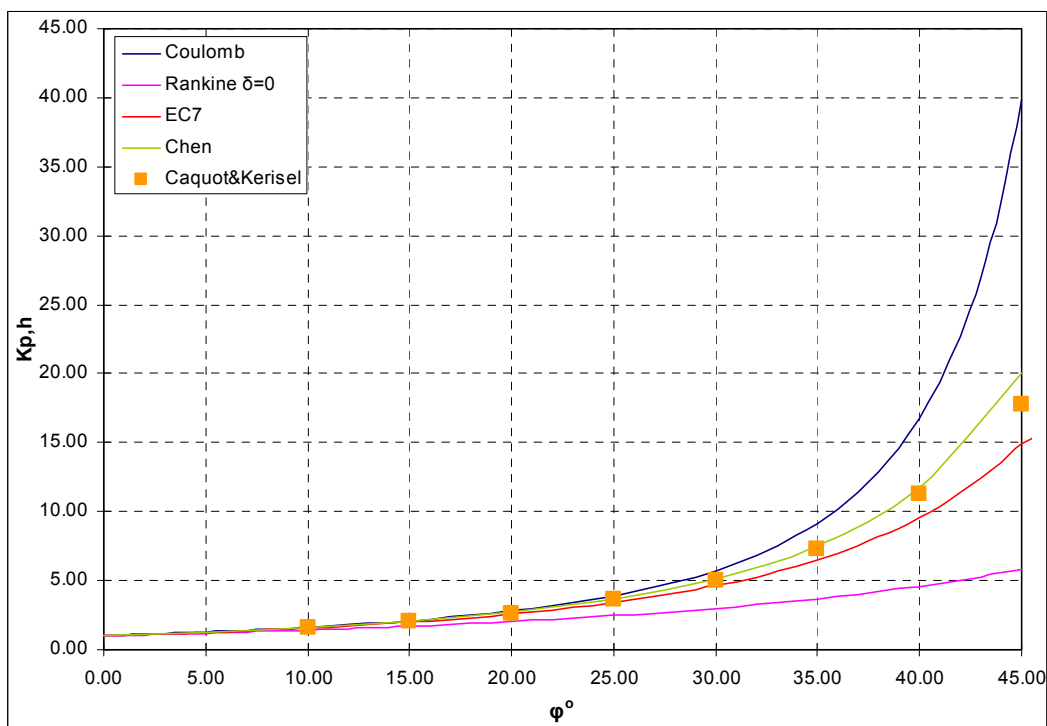
Σχ.2.39. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\varphi=0$



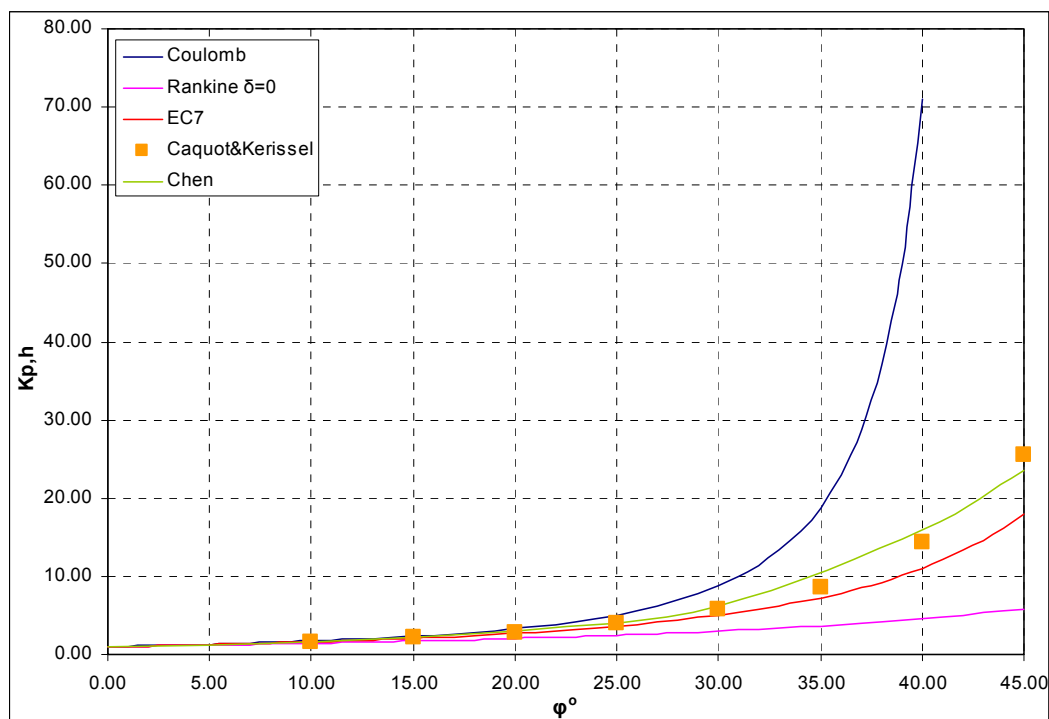
Σχ.2.40. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\varphi=0.33$



Σχ.2.41. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\varphi=0.5$



Σχ.2.42. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\varphi=0.67$



Σχ.2.43. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\varphi=1$

Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν, όπως αυτά παρουσιάζονται και στα ανωτέρω διαγράμματα, μπορούν να διατυπωθούν τα ακόλουθα σχόλια:

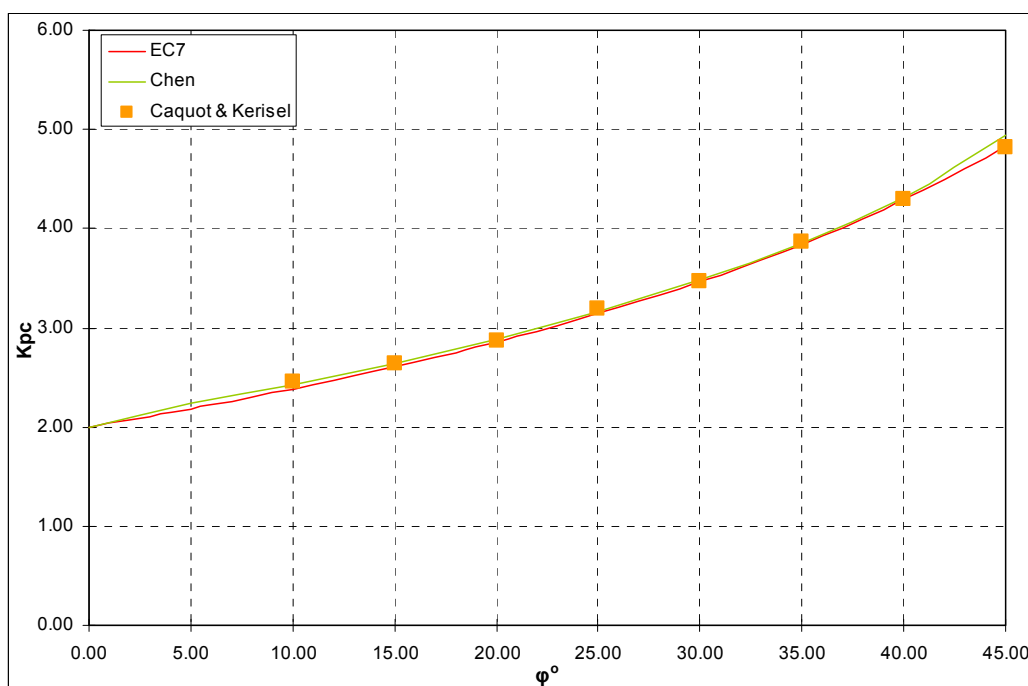
- Για όλες τις μεθοδολογίες παρατηρείται πως η τιμή του συντελεστή οριζόντιων παθητικών ωθήσεων  $K_{ph}$ , αυξάνεται καθώς αυξάνεται η γωνία τριβής του εδάφους.
- Για την περίπτωση  $\delta/\varphi=0$  όλες οι μέθοδοι ταυτίζονται κάτι που είναι αναμενόμενο επειδή η επιφάνεια αστοχίας είναι επίπεδη.
- Για τιμές του  $\delta/\varphi>0$  η μεθοδολογία του Rankine προβλέπει συστηματικά τις μικρότερες τιμές για το  $K_{ph}$  και ίδιες με αυτές για την περίπτωση του  $\delta/\varphi=0$ , καθώς δεν λαμβάνει υπόψη την επίδραση της γωνίας  $\delta$ .
- Για τιμές του  $\delta/\varphi>0$  τα αποτελέσματα που δίνουν οι Chen και C&K είναι πολύ κοντά με ένα μέγιστο ποσοστό απόκλισης 10% (για τις περιπτώσεις  $\varphi=45^\circ$ ,  $\delta/\varphi=0.67$  και  $\varphi=40^\circ$   $\delta/\varphi=1$ , με την μέθοδο του Chen να εμφανίζεται πιο συντηρητική).
- Η μεθοδολογία του EC7, για  $\delta/\varphi>0$ , δίνει τις μικρότερες τιμές για το  $K_{ph}$ , όντας έτσι η πιο συντηρητική ως προς τα αποτελέσματα του  $K_{ph}$  συνολικά.

(εξαιρουμένης της μεθοδολογίας του Rankine), αλλά και σε σχέση με τις άλλες δύο μεθοδολογίες (Chen, C&K) που βασίζονται επίσης σε παραδοχή καμπύλης επιφάνειας. Αυτό οφείλεται στις συντηρητικές παραδοχές που έχουν γίνει με σκοπό την εύρεσης κλειστής αναλυτικής λύσης. Τα ποσοστά απόκλισης της μεθόδου EC7 σε σχέση με τις άλλες μεθοδολογίες κυμαίνονται από 10% (για την περίπτωση  $\varphi=30^\circ$ ,  $\delta/\varphi=0.67$ ), έως και 30% (για την περίπτωση  $\varphi=40^\circ$ ,  $\delta/\varphi=1$ ) όντας όμως πάντοτε πιο συντηρητική.

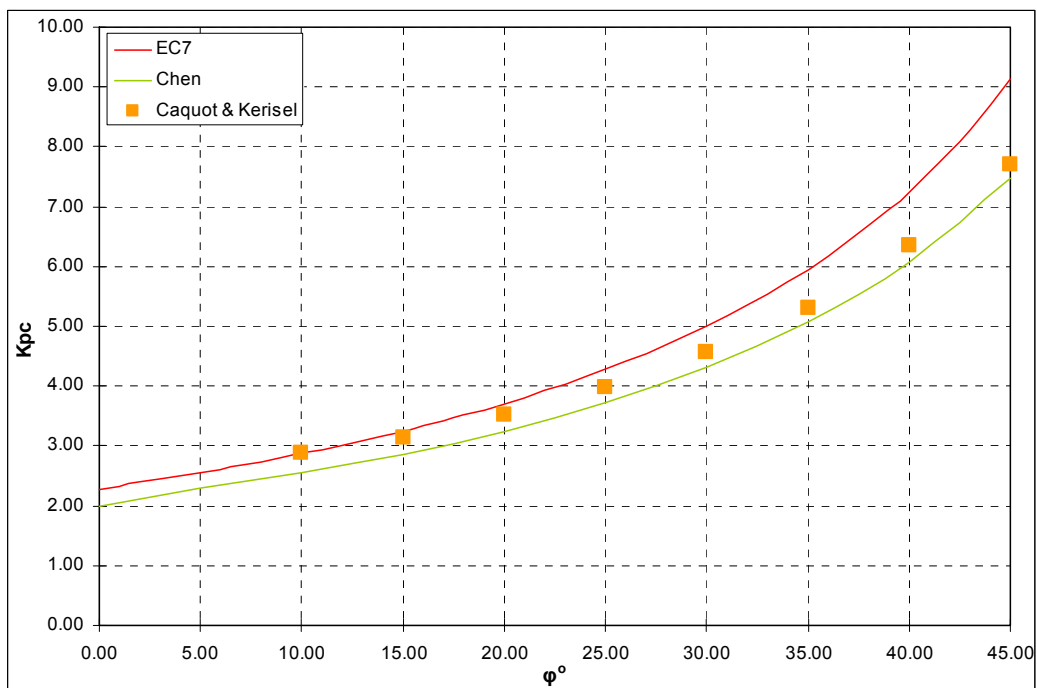
- Η μεθοδολογία του Coulomb, για  $\delta/\varphi > 0$ , φαίνεται να υπερεκτιμά σημαντικά τις τιμές του  $K_{ph}$  ιδιαιτέρως στις περιπτώσεις όπου η γωνία τριβής γαιών-τοίχου  $\delta$ , είναι αρκετά μεγάλη. Αυτό οφείλεται στη θεώρηση επίπεδης επιφάνειας αστοχίας που έχει ως βάση η μεθοδολογία του Coulomb. Τα ποσοστά απόκλισης σε σχέση με τις μεθοδολογίες των Chen και C&K κυμαίνονται από 10% (για την περίπτωση  $\varphi=30^\circ$ ,  $\delta/\varphi=0.5$ ) έως και 400% (στην περίπτωση  $\varphi=40^\circ$ ,  $\delta/\varphi=1$ ).

#### 2.6.4. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων λόγω συνοχής ( $K_{pc}$ )

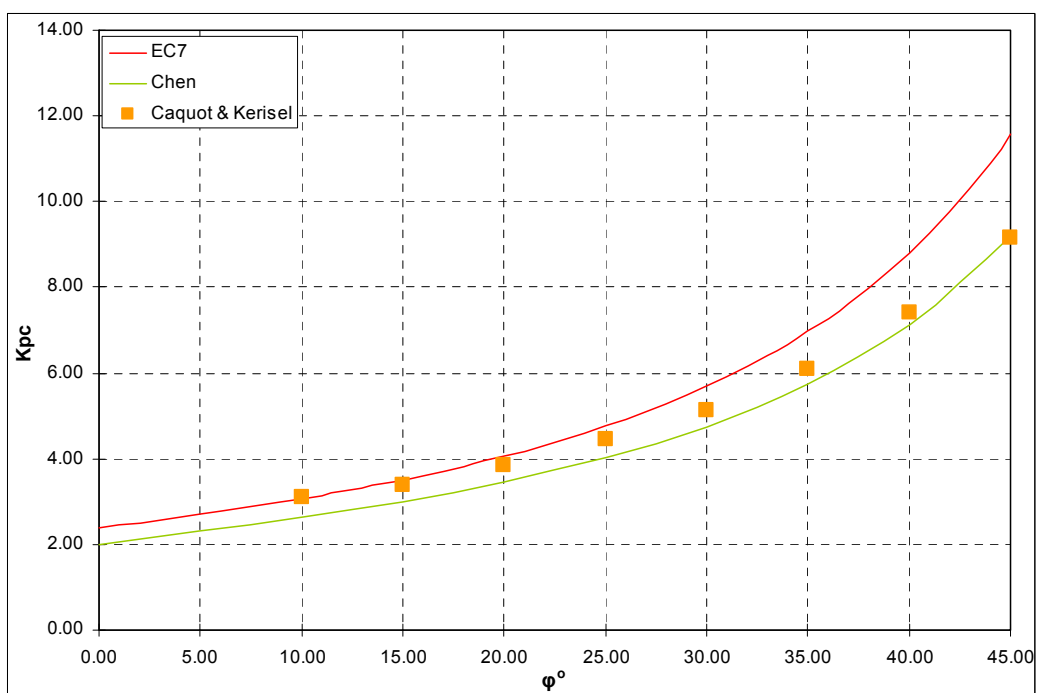
Στα διαγράμματα των σχημάτων (2.44)-(2.48) δίνονται οι τιμές του συντελεστή οριζόντιων παθητικών ωθήσεων γαιών, που αναφέρεται στον όρο της συνοχής όπως αυτές προέκυψαν από τις διαφορετικές μεθοδολογίες.



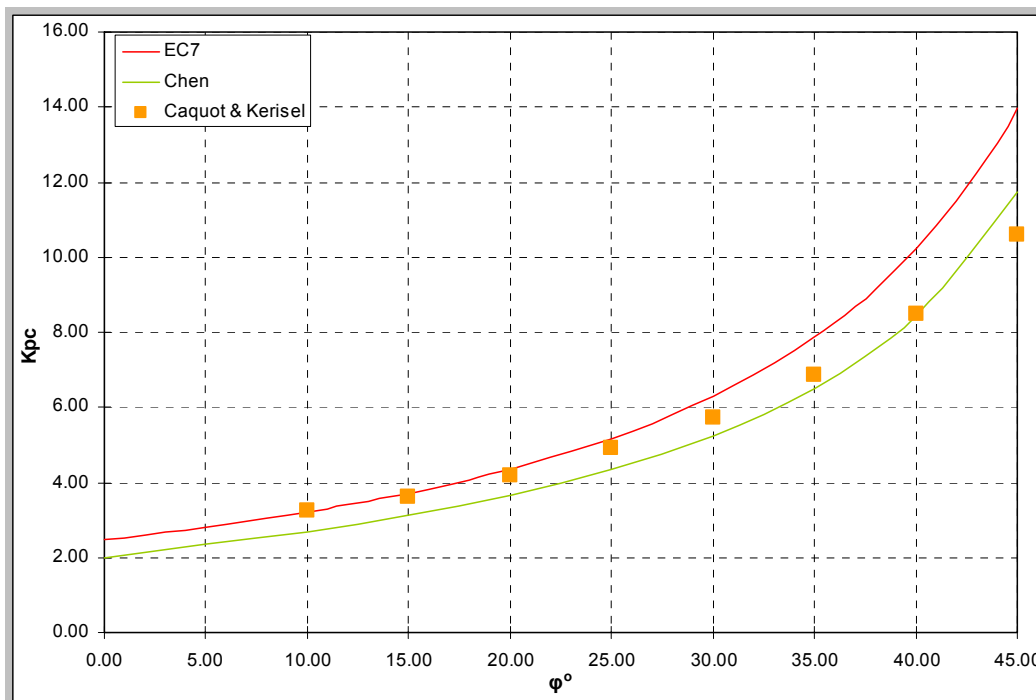
Σχ.2.44. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων λόγω συνοχής, για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\varphi=0$



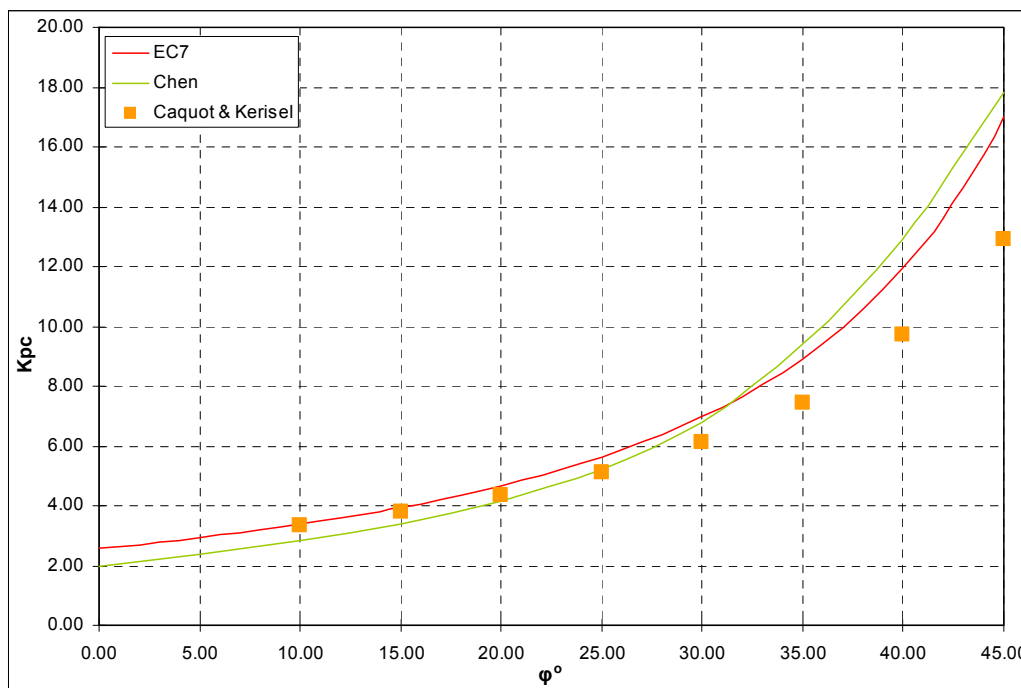
Σχ.2.45. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων λόγω συνοχής, για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\phi=0.33$



Σχ.2.46. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων λόγω συνοχής, για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\phi=0.5$



Σχ.2.47. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων λόγω συνοχής, για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\phi=0.67$



Σχ.2.48. Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων λόγω συνοχής, για τις διαφορετικές μεθοδολογίες και για  $\delta/\phi=1$

Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν, όπως αυτά παρουσιάζονται και στα ανωτέρω διαγράμματα, μπορούν να διατυπωθούν τα ακόλουθα σχόλια:

- Και για τις τρεις μεθοδολογίες (EC7, C&K, Chen) οι οποίες προβλέπουν διαφορετικό όρο για το συντελεστή παθητικών ωθήσεων λόγω συνοχής προκύπτει ότι ο όρος  $K_{pc}$  αυξάνεται όσο αυξάνεται η γωνία τριβής του εδάφους ( $\varphi^{\circ}$ ).
- Για την περίπτωση  $\delta/\varphi=0$  και οι τρεις μεθοδολογίες δίνουν σχεδόν ίδιες τιμές με ποσοστό απόκλισης  $<2,5\%$ .
- Για τιμές του  $0<\delta/\varphi<1$ , τα αποτελέσματα των τριών μεθοδολογιών αποκλίνουν, με τη μεθοδολογία του EC7 να δίνει συστηματικά τις μεγαλύτερες τιμές (λιγότερο συντηρητική), τη μεθοδολογία του Chen να δίνει τις μικρότερες τιμές (η πιο συντηρητική) και τη λύση του C&K να βρίσκεται στο ενδιάμεσο.
- Παρ' όλα αυτά στην περίπτωση όπου  $\delta/\varphi=1$ , για τιμές του  $\varphi>30^{\circ}$ , η μεθοδολογία του Chen φαίνεται να δίνει τις μεγαλύτερες τιμές για το  $K_{pc}$ , ακολουθεί η λύση του EC7 ενώ η μεθοδολογία των C&K δίνει τις μικρότερες τιμές με μέγιστο ποσοστό απόκλισης μεταξύ των μεθοδολογιών Chen και C&K 25% για την περίπτωση του  $\delta/\varphi=1$ ,  $\varphi=45^{\circ}$ .

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΥΠΟΥ ΠΡΟΒΟΛΟΥ

### 3.1. Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται μία συνοπτική περιγραφή των γενικών αρχών του Ευρωκώδικα και των ειδικότερων διατάξεων που αυτός προβλέπει για τα έργα αντιστήριξης καθώς και της μεθοδολογίας υπολογισμού τοίχων αντιστήριξης με βάση το CIRIA 104. Η παράθεση των πληροφοριών αυτών κρίθηκε αναγκαία καθώς αποτελεί τη βάση πάνω στην οποία στηρίζεται η παραμετρική διερεύνηση της ευστάθειας τοίχων τύπου προβόλου που ακολουθεί σε επόμενο εδάφιο της παρούσης εργασίας. Σημαντικό μέρος των παρακάτω πληροφοριών αντλήθηκε από τις ‘Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997)’ των Αναγνωστόπουλος Α., Καββαδάς Μ., Παπαδόπουλος Β. (2009).

### 3.2. Ευρωκώδικας 7 (EC7): Γενικές Αρχές και Σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης

Ο Ευρωκώδικας 7 (αναφέρεται και ως EN 1997 ή EC7) αποτελεί το ευρωπαϊκό πρότυπο (EN) για τις Μελέτες των Γεωτεχνικών Έργων. Σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις ο Ευρωκώδικας 7 πρέπει να χρησιμοποιείται σε όλα τα προβλήματα έργων που περιλαμβάνουν ή επηρεάζονται από το έδαφος και αποτελεί πρότυπο με βάση το οποίο υπολογίζονται τόσο οι γεωτεχνικές δράσεις επί των κατασκευών όσο και οι αποκαλούμενες αντιστάσεις του εδάφους.

Ο Ευρωκώδικας 7 αποτελείται κυρίως από δύο μέρη:

1. EN 1997-1: Ευρωκώδικας 7 – Γεωτεχνικός Σχεδιασμός – Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες (CEN 2004)

Εστιάζεται κυρίως στις αρχές (principles) του γεωτεχνικού σχεδιασμού των έργων Πολιτικού Μηχανικού.

2. EN 1997-2: Ευρωκώδικας 7 – Γεωτεχνικός Σχεδιασμός – Μέρος 2: Γεωτεχνικές Έρευνες και Δοκιμές (CEN 2007)

Περιέχει συμπληρωματικούς κανόνες του 1997-1 σχετικά με τον προγραμματισμό και την παρουσίαση των αποτελεσμάτων των γεωτεχνικών ερευνών, την ερμηνεία και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των δοκιμών κ. α.



Τα περιεχόμενα του Ευρωκώδικα 7 σκοπό έχουν να ικανοποιήσουν δύο βασικές απαιτήσεις:

1. Την εναρμόνιση του τρόπου μελέτης των γεωτεχνικών έργων στην Ε.Ε. μέσω της σύνταξης ενός ενιαίου κώδικα σχεδιασμού.

Σημειώνεται πως ο EC7-1 περιλαμβάνει αποκλειστικά βασικούς κανόνες και αρχές γεωτεχνικού σχεδιασμού και μπορεί να συμπληρώνεται με 'Εθνικά Προσαρτήματα' εφ' όσον αυτό κριθεί σκόπιμο από κάποια χώρα.

2. Εναρμόνιση του γεωτεχνικού με το δομικό σχεδιασμό των έργων Πολιτικού Μηχανικού σύμφωνα με το σύστημα των Ευρωκωδίκων.

Ο Ευρωκώδικας 7 δεν απαιτεί καμία τροποποίηση των έως σήμερα χρησιμοποιούμενων υπολογιστικών προσομοιωμάτων (υπολογιστικών μεθόδων), διαφοροποιείται όμως ως προς τον τρόπο εφαρμογής τους αφού εισάγει στη Γεωτεχνική τη μεθοδολογία σχεδιασμού μέσω των οριακών καταστάσεων. Έτσι εισάγονται νέες έννοιες (για την Γεωτεχνική) όπως: οριακές καταστάσεις αστοχίας/λειτουργικότητας, επιμέρους συντελεστές, χαρακτηριστικές τιμές και τιμές σχεδιασμού δράσεων/ παραμέτρων κ.λπ.

Πιο αναλυτικά, οι αλλαγές που επιφέρει ο EC7 στο Γεωτεχνικό Σχεδιασμό είναι οι εξής :

- Εισάγει τον σχεδιασμό μέσω της μεθοδολογίας των οριακών καταστάσεων όπου οι τιμές σχεδιασμού προκύπτουν μέσω των χαρακτηριστικών τιμών με επιβολή επιμέρους συντελεστών. Οι επιμέρους συντελεστές αντικαθιστούν τον παλαιότερα χρησιμοποιούμενο ενιαίο συντελεστή ασφαλείας.
- Αποσαφηνίζει τη διαφορά μεταξύ δράσεων και αντιστάσεων κατά το γεωτεχνικό σχεδιασμό σύνθετων έργων.
- Εξασφαλίζει ένα ενιαίο τρόπο μελέτης των γεωτεχνικών έργων με τα λοιπά έργα του πολιτικού μηχανικού (μέσω Οριακών Καταστάσεων)
- Εναρμονίζει τον τρόπο μελέτης των γεωτεχνικών έργων στην Ε.Ε. (ως προς τη χρήση της ανάλυσης μέσω Οριακών Καταστάσεων)
- Επιβάλλει τη σύνταξη Εκθέσεων Γεωτεχνικού Σχεδιασμού μετά το πέρας των υπολογισμών.

Επιπλέον:

- Οι τιμές των παραμέτρων που έως τώρα χρησιμοποιούνταν στις αναλύσεις με τη συνήθη πρακτική μπορούν να λαμβάνονται ως χαρακτηριστικές τιμές.
- Καμία αλλαγή δεν απαιτείται στις μέχρι σήμερα εφαρμοζόμενες μεθόδους γεωτεχνικών αναλύσεων και οποιαδήποτε διεθνώς αποδεκτή μέθοδος ανάλυσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί.

### 3.2.1. Γενικές αρχές σχεδιασμού με βάση τον EC7

Ο EC7-1 περιλαμβάνει άρθρα τα οποία διακρίνονται σε δύο κατηγορίες :

1. **Αρχές (Principles)**, οι οποίες περιλαμβάνουν γενικές αναφορές και ορισμούς που είναι υποχρεωτικής εφαρμογής καθώς και απαιτήσεις και αναλυτικά προσομοιώματα για τα οποία δεν επιτρέπεται εναλλακτική θεώρηση.
2. **Κανόνες Εφαρμογής (Application rules)**, οι οποίοι αποτελούν παραδείγματα γενικώς παραδεκτών κανόνων που ακολουθούν τις Αρχές του EC7 και ικανοποιούν τις απαιτήσεις τους. Επιτρέπεται η χρήση εναλλακτικών Κανόνων Εφαρμογής με την προϋπόθεση ότι είναι σύμφωνοι προς τις αρχές του EC7.

Σύμφωνα με τον EC7 το πρώτο στάδιο της διαδικασίας γεωτεχνικού σχεδιασμού απαιτεί την εκτίμηση της πολυπλοκότητας και της επικινδυνότητας του έργου. Για το σκοπό αυτό θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι ακόλουθες παράμετροι:

1. Οι συνθήκες του υπεδάφους.
2. Οι συνθήκες των υπόγειων υδάτων.
3. Η σεισμικότητα της περιοχής.
4. Οι επιδράσεις από το περιβάλλον (π.χ. η υδρολογία, τα επιφανειακά νερά, οι κίνδυνοι συνιζήσεων, κ.α.)
5. Οι συνθήκες σε σχέση με τον περιβάλλοντα χώρο της κατασκευής(π.χ. γειτονικές κατασκευές, τα δίκτυα κοινής ωφέλειας, η κυκλοφορία, κ.α.)
6. Η ευαισθησία και το μέγεθος της υπό μελέτη κατασκευής.

Σύμφωνα με τον σχεδιασμό μέσω οριακών καταστάσεων, εξετάζεται εάν η κατασκευή ή μέρος αυτής ικανοποιεί μια σειρά απαιτήσεων (οριακών καταστάσεων)

πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ανταποκρίνεται στις προδιαγραφές. Διακρίνονται δύο τύποι οριακών καταστάσεων:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS)

Για τη Γεωτεχνική ειδικότερα:

- Ως **οριακή κατάσταση αστοχίας** (ULS) νοείται η δημιουργία ενός μηχανισμού θραύσεως μέσα στο έδαφος ή η πρόκληση αστοχιών στην κατασκευή λόγω μεγάλων παραμορφώσεων στο έδαφος θεμελίωσης.
- Η **οριακή κατάσταση λειτουργικότητας** (SLS) συμβαίνει όταν οι παραμορφώσεις του εδάφους επιφέρουν προβλήματα στη λειτουργικότητα της κατασκευής ή δημιουργούν μη αποδεκτές μετακινήσεις γενικότερα.

Κατά τον EC7-1 οι οριακές καταστάσεις αστοχίας που θα πρέπει να επαληθεύονται ανάλογα με την περίπτωση είναι των εξής πέντε τύπων:

**EQU:** Απώλεια στατικής ισορροπίας της κατασκευής ή του εδάφους ως στερεού σώματος, χωρίς σημαντική συνεισφορά της διατμητικής αντοχής του εδάφους ή των δομικών υλικών στην αντίσταση.

**STR:** Δομικού τύπου οριακή κατάσταση που περιλαμβάνει αστοχία δομικού στοιχείου του έργου ή υπερβολική παραμόρφωση της κατασκευής.

**GEO:** Γεωτεχνικού τύπου αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους, κατά την οποία η αντοχή του εδάφους είναι σημαντική στην εξασφάλιση της αντοχής.

**UPL:** Απώλεια της ισορροπίας της κατασκευής ή του εδάφους λόγω υδατικών πιέσεων ανώσεως (επίπλευση) ή άλλης κατακόρυφης δράσης.

**HYD:** Υδραυλικού τύπου αστοχία (hydraulic heave), όπως εσωτερική διάβρωση ή διασωλήνωση του εδάφους λόγω ροής με έντονη υδραυλική κλίση εντός του εδάφους.

Κατά τον έλεγχο έναντι ULS καταστάσεων θα πρέπει να επαληθεύεται ότι:

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

Όπου  $R_d$  και  $E_d$  οι τιμές σχεδιασμού της αντίστασης και της έντασης αντίστοιχα.

Η εκτίμηση των ανωτέρω μεγεθών γίνεται με βάση τα μεγέθη των δράσεων  $F$  (actions) και των εδαφικών ιδιοτήτων  $X$  (material properties), οι οποίες υπεισέρχονται στους υπολογισμούς με τις λεγόμενες τιμές σχεδιασμού (design values). Οι τιμές σχεδιασμού προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές με εφαρμογή των επιμέρους συντελεστών. Έτσι, οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων ( $F_d$ ) και των ιδιοτήτων των υλικών ( $X_d$ ) που υπεισέρχονται στους ελέγχους έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας υπολογίζονται από τις χαρακτηριστικές τιμές μέσω των σχέσεων (3.2), (3.3):

Για τις δράσεις:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_F \quad (3.2)$$

Για τις ιδιότητες:

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (3.3)$$

όπου:

- $F_k$      χαρακτηριστική τιμή δράσης
- $\gamma_F$      επιμέρους συντελεστής προσαύξησης των δράσεων
- $\gamma_M$      επιμέρους συντελεστής απομείωσης των εδαφικών παραμέτρων
- $X_k$      χαρακτηριστική τιμή εδαφικής παραμέτρου  $X$

Οι ανωτέρω συντελεστές καθορίζουν το βαθμό ασφαλείας του έργου, συνεπώς αντικαθιστούν τον γνωστό ενιαίο συντελεστή ασφαλείας (FS).

Πιο αναλυτικά η τιμή σχεδιασμού της έντασης μπορεί να υπολογιστεί με δύο τρόπους:

1. Οι επιμέρους συντελεστές των δράσεων εφαρμόζονται απευθείας στις δράσεις ( $F_k$ ):

$$E_d = E(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \quad (3.4)$$

2. Επιμέρους συντελεστές ( $\gamma_E$ ) εφαρμόζονται στα αποτελέσματα των δράσεων (E):

$$E_d = \gamma_E E(F_k, X_k / \gamma_M) \quad (3.5)$$

Όπου :

- $\gamma_E$ : επιμέρους συντελεστής επί της χαρακτηριστικής τιμής της έντασης

Αντίστοιχα, για τις αντιστάσεις σχεδιασμού ( $R_d$ ), οι επιμέρους συντελεστές μπορεί να εφαρμόζονται είτε στις ιδιότητες ( $X$ ), είτε στις αντιστάσεις του εδάφους ( $R$ ), είτε και στις δύο ως ακολούθως:

$$R_d = R(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \quad (3.6)$$

$$\text{ή} \quad R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(F_k, X_k) \quad (3.7)$$

$$\text{ή} \quad R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(\gamma_F F_k, X_k) \quad (3.8)$$

Όπου :

$\gamma_R$ : επιμέρους συντελεστής αντίστασης

Οι διαφωνίες τόσο μεταξύ Δομοστατικών και Γεωτεχνικών Μηχανικών όσο και μεταξύ των εθνικών διαφορών των διάφορων χωρών σχετικά με τον τρόπο ανάλυσης των οριακών καταστάσεων STR και GEO, καθώς και οι διαφορετικές δυνατότητες υπολογισμού των τιμών σχεδιασμού εντάσεων και αντιστάσεων κατά τον EC7-1, οδήγησαν στη θέσπιση τριών εναλλακτικών Τρόπων Ανάλυσης (Design Approaches) των γεωτεχνικών έργων έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας τύπου GEO και STR. Οι τρόποι αυτοί διαφοροποιούνται ως προς τη μέθοδο με την οποία διανέμονται οι επιμέρους συντελεστές μεταξύ των δράσεων, εντάσεων, ιδιοτήτων υλικών και αντιστάσεων. Ο εφαρμοστέος τρόπος σε κάθε χώρα, μέλος της ΕΕ αποτελεί 'Εθνική επιλογή' και αναφέρεται στο Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας-μέλους.

Για την Ελλάδα ο Τρόπος Ανάλυσης 2 και συγκεκριμένα η Παραλλαγή DA-2\* αποτελεί την Εθνική Επιλογή για το σύνολο σχεδόν των γεωτεχνικών έργων. Κατά τον Τρόπο Ανάλυσης 2, η εφαρμογή της σχέσης  $E_d \leq R_d$  (σε συνδυασμό με τις σχέσεις, ανωτέρω) δίνει:

$$\text{Παραλλαγή DA-2:} \quad E(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \leq \frac{1}{\gamma_R} R(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \quad (3.9)$$

$$\text{Παραλλαγή DA-2*}: \quad \gamma_E E(F_k, X_k) \leq \frac{1}{\gamma_R} R(F_k, X_k) \quad (3.10)$$

με τον ακόλουθο συνδυασμό επιμέρους συντελεστών: A1+M1+R2 σύμφωνα με το παράρτημα A.3 του EC7.

Πίνακας 3.1. Επιμέρους συντελεστές δράσεων ( $\gamma_F$  ή  $\gamma_E$ )

Δράση		Σύμβολο	Κατηγορία A1
Μόνιμη	Δυσμενής	$\gamma_G$	1.35
	Ευμενής		1.0
Μεταβλητή	Δυσμενής	$\gamma_Q$	1.5
	Ευμενής		0

Πίνακας 3.2. Επιμέρους συντελεστές εδαφικών ιδιοτήτων ( $\gamma_M$ )

Εδαφική Ιδιότητα	Σύμβολο	Κατηγορία M1
γωνία τριβής εδάφους	$\gamma_{\phi'}$	1.0
ενεργός συνοχή	$\gamma_{c'}$	1.0
αστράγγιστη διατμητική αντοχή	$\gamma_{cu}$	1.0
ειδικό βάρος	$\gamma_\gamma$	1.0

Πίνακας 3.3. Επιμέρους συντελεστές αντίστασης ( $\gamma_R$ ) για κατασκευές αντιστήριξης

Αντίσταση	Σύμβολο	Κατηγορία R1
Φέρουσα Ικανότητα	$\gamma_{R,v}$	1.4
Αντίσταση ολίσθησης	$\gamma_{R,h}$	1.1
Εδαφική αντίσταση	$\gamma_{R,e}$	1.4

Στην Παραλλαγή DA-2 εφαρμόζονται οι σχέσεις (3.4) και (3.8) ενώ στην Παραλλαγή DA-2\* οι σχέσεις (3.5) και (3.7) με  $\gamma_M=1$ ,  $\gamma_F=1$ . Επί της ουσίας η κύρια διαφορά μεταξύ των δύο παραλλαγών είναι ότι κατά τον υπολογισμό των αντιστάσεων, οι δράσεις υπεισέρχονται με τις χαρακτηριστικές τιμές στην DA-2\* και με τις τιμές σχεδιασμού στην DA-2. Βεβαίως στις περιπτώσεις όπου στον υπολογισμό των αντιστάσεων δεν υπεισέρχονται οι δράσεις, οι δύο παραλλαγές εκφυλίζονται σε μία:

$$E(\gamma_F F_k, X_k) \leq \frac{1}{\gamma_R} R(X_k) \quad (3.11)$$

Συμπερασματικά, η εθνική επιλογή της Παραλλαγής DA-2\* του Τρόπου Ανάλυσης 2 έγινε για τους εξής λόγους:

- Είναι ο απλούστερος εκ των τριών εναλλακτικών επιλογών του EC7-1 ως προς τον όγκο των υπολογισμών και το βαθμό απόκλισης των αποτελεσμάτων από τις έως σήμερα εφαρμοζόμενες μεθόδους (θεώρηση ενιαίου συντελεστή ασφαλείας FS).
- Πλεονεκτεί σαφώς σε περιπτώσεις μη-γραμμικών αριθμητικών αναλύσεων (π.χ. μέσω πεπερασμένων στοιχείων) αφού λαμβάνεται  $\gamma_M=1$ , με αποτέλεσμα να μην αλλοιώνεται η φύση του προβλήματος αφού στο προσομοίωμα εισάγονται οι χαρακτηριστικές τιμές των εδαφικών ιδιοτήτων.
- Είναι ευχερέως η συσχέτιση του γνωστού ενιαίου συντελεστή ασφαλείας  $FS = R(F_k, X_k) / E(F_k, X_k)$  με τους επιμέρους συντελεστές κατά τη σχέση:

$$FS = \gamma_E \gamma_R \quad (3.12)$$

Συμπληρωματικά, πρέπει να σημειωθεί πως για τον έλεγχο Ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων χωρίς και με δομικά στοιχεία αντιστήριξης, ο Τρόπος Ανάλυσης 3 αποτελεί Εθνική Επιλογή για την Ελλάδα και εφαρμόζεται κατά τον έλεγχο γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων αστοχίας.

### 3.2.2. Σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης με βάση τον EC7

Στο κεφάλαιο 9 του EN 1997-1 περιλαμβάνονται οι απαιτήσεις που αναφέρονται σε έργα που αντιστηρίζουν έδαφος, βράχο ή επίχωση και νερό. Ένα υλικό αντιστηρίζεται εάν διατηρείται σε κλίση πιο απότομη από όση τελικώς θα αποκτούσε εάν δεν υπήρχε το έργο αντιστήριξης. Τα έργα αντιστήριξης περιλαμβάνουν όλους τους τύπους τοίχων και συστημάτων υποστήριξης στα δομικά στοιχεία των οποίων επιβάλλονται δυνάμεις από το υλικό το οποίο αντιστηρίζεται.

Κατά τον υπολογισμό ενός έργου αντιστήριξης θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι ακόλουθες βασικές δράσεις:

- Το βάρος της επίχωσης
- Πρόσθετα εξωτερικά φορτία (π.χ. επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους πίσω από τον τοίχο)
- Το βάρος του νερού υπό μορφή υδροστατικών πιέσεων
- Τυχόν δυνάμεις από κύματα ή παγετό
- Δυνάμεις διήθησης λόγω ροής

- Τυχόν κρουστικά φορτία
- Θερμοκρασιακές μεταβολές

Οι υπολογισμοί του μεγέθους των ωθήσεων και των διευθύνσεων των σχετικών δυνάμεων πρέπει να λαμβάνουν υπόψη:

- Την επιφόρτιση και την κλίση της επιφάνειας του εδάφους
- Την κλίση του τοίχου ως προς την κατακόρυφο
- Τον υδροφόρο ορίζοντα και τις δυνάμεις διήθησης στο έδαφος
- Το μέγεθος και τη διεύθυνση της μετακίνησης του τοίχου ως προς το έδαφος
- Την οριζόντια και κατακόρυφη ισορροπία του συνόλου του έργου αντιστήριξης
- Τη διατμητική αντοχή και το ειδικό βάρος του εδάφους
- Τη δυσκαμψία του τοίχου και του συστήματος αντιστήριξης
- Την τραχύτητα του τοίχου

Το μέγεθος της ενεργοποιούμενης τριβής και πρόσφυσης του τοίχου εξαρτάται από:

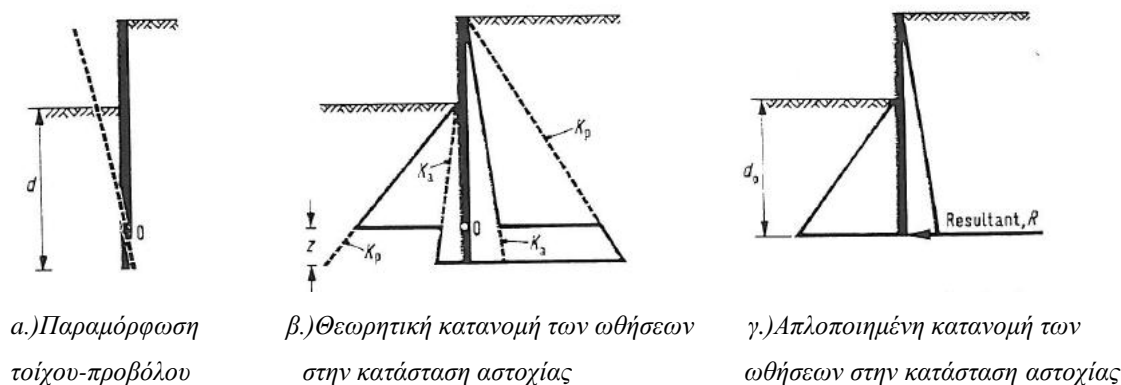
- Τις παραμέτρους αντοχής του εδάφους
- Τα χαρακτηριστικά τριβής της διεπιφάνειας επαφής τοίχου-εδάφους.
- Τη διεύθυνση και το μέγεθος της μετακίνησης του τοίχου ως προς το έδαφος
- Την ικανότητα του τοίχου να αναλαμβάνει τις κατακόρυφες δυνάμεις οι οποίες προέρχονται από την τριβή και την πρόσφυση

Το μέγεθος της διατμητικής τάσης η οποία μπορεί να ενεργοποιηθεί στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους θα πρέπει να προσδιορίζεται από την παράμετρο της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους ( $\delta$ ). Για τοίχο από σκυρόδεμα ή από πασσαλοσανίδες, ο οποίος αντιστηρίζει άμμο ή αμμοχάλικο η χαρακτηριστική τιμή της παραμέτρου σχεδιασμού της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους μπορεί να θεωρηθεί ως  $\delta_d = k \cdot \varphi_{cv;d}$  όπου  $\varphi_{cv;d}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της γωνίας τριβής του εδάφους. Το  $k$  δε θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή  $2/3$  για προκατασκευασμένο σκυρόδεμα ή χαλύβδινες πασσαλοσανίδες ενώ για σκυρόδεμα έγχυτο επί του εδάφους μπορεί να θεωρηθεί τιμή του  $k=1,0$ .



### 3.3. Υπολογισμός τοίχων τύπου προβόλου με βάση το CIRIA 104

Η πιο διαδεδομένη μέθοδος υπολογισμού της ισορροπίας σε τοίχους τύπου προβόλου είναι η λεγόμενη μέθοδος του μη – περιστρεπτού άκρου σύμφωνα με το CIRIA report 104. Ένας τοίχος πρόβολος μπορεί να θεωρηθεί ότι ισορροπεί εφόσον είναι πακτωμένος στο έδαφος. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί για συγκεκριμένο μήκος έμπτυξης  $D$  του πετάσματος στο έδαφος. Ο έλεγχος ολικής ευστάθειας εξασφαλίζει την αποφυγή ανάπτυξης ενός μηχανισμού αστοχίας κατά τον οποίο ο τοίχος μπορεί να περιστραφεί γύρω από ένα σημείο  $O$  κοντά στο κάτω άκρο του όπως φαίνεται και στο σχήμα (3.1.α.).



Σχ.3.1. Συνθήκες πάκτωσης για τοίχο αντιστήριξης τύπου προβόλου

Πιο αναλυτικά, για έναν τοίχο πρόβολο που περιστρέφεται γύρω από ένα σημείο κοντά στο κάτω άκρο του η θεωρητική κατανομή των ωθήσεων είναι της μορφής που αντιστοιχεί σε πακτωμένες συνθήκες (Σχ.3.1.β) όταν ο τοίχος βρίσκεται οριακά σε κατάσταση αστοχίας. Ο υπολογισμός του βάθους έμπτυξης  $d$  που αντιστοιχεί σ' αυτήν την κατανομή των ωθήσεων προκύπτει από την ισορροπία των οριζόντιων δυνάμεων και την ισορροπία των ροπών γύρω από το σημείο  $O$ . Έτσι καταλήγουμε σε δύο εξισώσεις με δύο αγνώστους  $d$  και  $z$ . Οι εξισώσεις που προκύπτουν είναι αρκετά πολύπλοκες, τετάρτου και τρίτου βαθμού και η επίλυσή τους απαιτεί συνεχείς δοκιμές στις τιμές των  $d$  και  $z$  έως ότου ικανοποιηθούν οι εξισώσεις. Αυτή η αριθμητική μέθοδος για τον έλεγχο ευστάθειας του τοίχου προβόλου αναφέρεται ως 'ολική' μέθοδος και μπορεί να επιλυθεί μόνο με τη βοήθεια υπολογιστή.

Προκειμένου να απλοποιηθεί η παραπάνω μέθοδος υπολογισμού γίνεται η εξής θεώρηση: στο θεωρητικό σημείο περιστροφής  $O$  ασκείται μία συγκεντρωμένη δύναμη  $R$  η οποία προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ των παθητικών ωθήσεων πίσω από τον τοίχο και των ενεργητικών μπροστά από τον τοίχο. Με αυτόν τον τρόπο αγνοούμε κατά τους υπολογισμούς το άγνωστο μήκος  $z$ . Θεωρώντας τώρα ισορροπία των ροπών ως προς το κάτω άκρο του τοίχου υπολογίζεται το μήκος έμπηξης  $d_0$ . Λόγω της παραπάνω απλοποίησης η τιμή του  $d_0$  είναι μικρότερη από εκείνη του  $d$  που προκύπτει μέσω της 'ολικής' μεθόδου. Για να ληφθεί υπόψη αυτή η διαφορά αυξάνεται το  $d_0$  κατά ένα ποσοστό 20%. Η προσαύξηση αυτή γίνεται προκειμένου να ληφθεί υπόψη ο απλοποιητικός χαρακτήρας της επίλυσης και δεν έχει την έννοια του συντελεστή ασφαλείας.

Κατά το σχεδιασμό του τοίχου-προβόλου η εξίσωση της ισορροπίας των ροπών χρησιμοποιείται προκειμένου να βεβαιωθεί πως οι ροπές ευστάθειας υπερβαίνουν τις ροπές ανατροπής μέσω ενός συγκεκριμένου συντελεστή ασφαλείας. Ο σκοπός που εξυπηρετεί ο συντελεστής ασφαλείας είναι να ληφθούν υπόψη οι όποιες αβεβαιότητες και η κατάλληλη τιμή του κατά τον σχεδιασμό εξαρτάται από:

- Τη μέθοδο η οποία χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς για το σχεδιασμό.
- Τις γεωμετρικές χαρακτηριστικά (βάθος εκσκαφής, ανύψωση υδροφόρου ορίζοντα κτλ.)
- Τις επιφορτίσεις.
- Την επίδραση σε γειτονικά κτίρια από τις μετακινήσεις του εδάφους.
- Την κατασκευαστική διαδικασία και τον προγραμματισμό.

Τρεις είναι οι βασικές μέθοδοι μέσω των οποίων ο συντελεστής ασφαλείας μπορεί να ενσωματωθεί στο σχεδιασμό ενός δεδομένου τοίχου αντιστήριξης. Κάθε μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε για προσωρινή είτε για μόνιμη ευστάθεια και είναι κατάλληλη τόσο για το σχεδιασμό αυτοφερόμενων πετασμάτων όσο και των πετασμάτων με αγκυρώσεις:

**i.) Συντελεστής ασφαλείας ως προς το μήκος έμπηξης**

Ο τοίχος θεωρείται πως βρίσκεται σε κατάσταση αστοχίας, δηλαδή ότι έχουν αναπτυχθεί πλήρως οι ενεργητικές και οι παθητικές ωθήσεις. Αφού υπολογιστεί το απαιτούμενο βάθος έμπηξης, μέσω της ισορροπίας των ροπών, αυτό προσαυξάνεται κατά ένα συντελεστή  $F_d$ . Η αξιοπιστία της παραπάνω μεθόδου ελέγχεται και γι' αυτό συνίσταται η μέθοδος αυτή να χρησιμοποιείται πάντα σε συνδυασμό με κάποια άλλη μέθοδο για τη διασταύρωση των αποτελεσμάτων.

**ii.) Συντελεστής ασφαλείας ως προς τις εδαφικές παραμέτρους**

Αυτή η μέθοδος βασίζεται στην ικανοποίηση της ισορροπίας υπολογίζοντας τις ωθήσεις μέσω των απομειωμένων εδαφικών παραμέτρων με χρήση ενός συντελεστή  $F_s$ . Έτσι κατά την ανάλυση μέσω ενεργών τάσεων έχουμε:

$$\tan \varphi'_m = \frac{\tan \varphi'}{F_s} \quad (3.13)$$

$$c'_m = \frac{c'}{F_s} \quad (3.14)$$

όπου  $\varphi'_m$ ,  $c'_m$  οι απομειωμένες τιμές των εδαφικών παραμέτρων  $\varphi'$ ,  $c'$  αντίστοιχα.

Επιπλέον, η τιμή της γωνίας τριβής στη διεπιφάνεια τοίχους-εδάφους  $\delta_m$  και της πρόσφυσης  $c_{w,m}$  θα πρέπει να επαναπροσδιορίζεται έτσι ώστε να διατηρείται η ισότητα μεταξύ των λόγων:  $(\delta/\varphi')_m$ ,  $(c_w/c')_m$  και  $\delta/\varphi'$ ,  $c_w/c'$  αντιστοίχως. Η παραπάνω μέθοδος οδηγεί στην αύξηση του συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων  $K_a$  και στη μείωση του συντελεστή παθητικών ωθήσεων  $K_p$  αντιστοίχως, κάτι που τροποποιεί όχι μόνο το μέγεθος αλλά και την κατανομή των ωθήσεων. Η μέθοδος αυτή οδηγεί σε μη ρεαλιστική κατανομή των ωθήσεων γαιών και συνεπώς στην αλλοίωση της πραγματικής φύσης του προβλήματος.

**iii.) Συντελεστής ασφαλείας ως προς τις ροπές**

Σε αυτήν την περίπτωση λαμβάνονται υπόψη οι χαρακτηριστικές τιμές των εδαφικών παραμέτρων (και όχι οι απομειωμένες όπως στην προηγούμενη μέθοδο) και υπολογίζεται το απαιτούμενο βάθος έμπηξης έτσι ώστε οι ροπές ευστάθειας ( $M_r$ ) να υπερβαίνουν πάντα τις ροπές ανατροπής ( $M_o$ ) κατά μία τιμή του συντελεστή ασφαλείας FS:

$$\frac{M_r}{M_o} = FS \quad (3.15)$$



Σχ.3.2. Διαφορετικές μέθοδοι αποτίμησης του λόγου των ροπών ευστάθειας τις τις ροπές ανατροπής

Η μέθοδος αυτή διακρίνεται σε τρεις επιμέρους υπομεθόδους οι οποίες διαφοροποιούνται ως προς τον τρόπο εκτίμησης των ωθήσεων γαιών. Στο σχήμα (3.2) φαίνονται οι κατανομές των ωθήσεων για καθεμία από τις υπομεθόδους αυτές, οι οποίες περιγράφονται στη συνέχεια και είναι οι εξής:

### 1. Μέθοδος των πλήρων ωθήσεων

Η μέθοδος αυτή έγκειται στην απομείωση των πλήρων παθητικών ωθήσεων θεωρώντας ότι οι ολικές παθητικές ωθήσεις ενεργοποιούνται μόνο κατά ένα μέρος στην κατάσταση λειτουργίας του τοίχου και αυτό διότι απαιτούνται σημαντικές μετατοπίσεις για την πλήρη ενεργοποίησή τους. Γενικά στις περισσότερες περιπτώσεις σχεδιασμού η μέθοδος αυτή θεωρείται συντηρητική όταν χρησιμοποιείται συντελεστής ασφαλείας  $F_p=2$  και γι' αυτό είναι και η πλέον διαδεδομένη μέθοδος σχεδιασμού. Εξάιρεση αποτελεί η περίπτωση σχεδιασμού σε μαλακές αργίλους υπό βραχυχρόνιες συνθήκες, ανάλυση πλήρων τάσεων με χρήση αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, όπου η μέθοδος αυτή ενδέχεται να οδηγήσει σε μη συντηρητικά αποτελέσματα και συνίσταται να αποφεύγεται.

### 2. Μέθοδος των συνισταμένων ωθήσεων

Ο συντελεστής ασφαλείας  $F_{np}$  προκύπτει, όπως φαίνεται και στο σχήμα (3.2.β.), από το λόγο που αντιστοιχεί στις ροπές που προκύπτουν από τις ωθήσεις της μη σκιαγραφημένης περιοχής στην παθητική πλευρά του τοίχου προς τις ροπές από τις ωθήσεις στην ενεργητική πλευρά δηλαδή από το διάγραμμα των

συνισταμένων ωθήσεων. Η εμπειρία από την εφαρμογή αυτής της μεθόδου έχει δείξει ότι οδηγεί συστηματικά σε μη συντηρητικά αποτελέσματα σε σχέση με τις υπόλοιπες μεθόδους και γι' αυτό συνίσταται να αποφεύγεται.

### **3. Μέθοδος των Burland&Potts**

Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην επίτευξη της ισορροπίας των ροπών στον τοίχο χρησιμοποιώντας απομειωμένες παθητικές ωθήσεις όπως αυτές φαίνονται στο σχήμα (3.2.γ) με γαλάζιο χρώμα. Οι παραδοχές και η θεωρητική τεκμηρίωση αυτής της μεθόδου δεν παρατίθενται καθώς θεωρείται ότι ξεφεύγει από τα όρια της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΥΠΟΥ ΠΡΟΒΟΛΟΥ

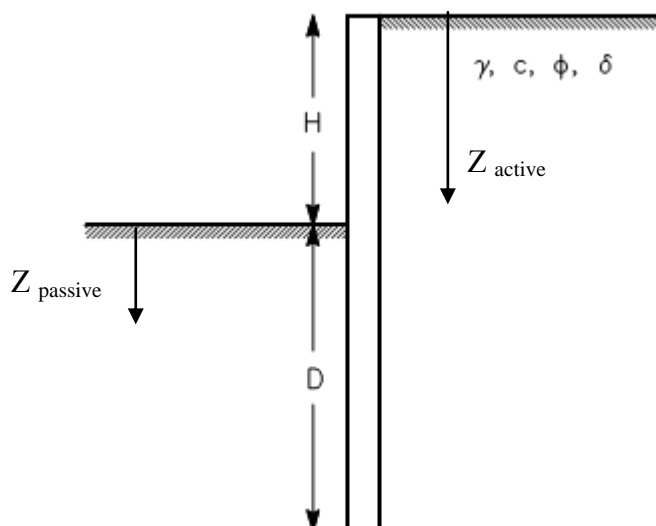
### 4.1. Εισαγωγή

Στον παρών κεφάλαιο διερευνάται η ευστάθεια τοίχων τύπου προβόλου μέσω κατάλληλων παραμετρικών επιλύσεων. Οι επιλύσεις αυτές διεξάγονται με σκοπό να διερευνηθεί η επίδραση της χρήσης διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων γαιών, όπως αυτές έχουν παρουσιαστεί στο 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο της παρούσας εργασίας, όταν αυτές χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό του απαιτούμενου βάθους έμπηξης τοίχων τύπου προβόλου.

Για τον υπολογισμό του απαιτούμενου βάθους έμπηξης χρησιμοποιείται η μεθοδολογία υπολογισμού του CIRIA 104 και πιο συγκεκριμένα η iii, όπως αυτή παρουσιάστηκε στην §3.3 σε συνδυασμό με τις αρχές υπολογισμού του EC7 (τρόπος ανάλυσης, συντελεστές ασφαλείας).

### 4.2. Διατύπωση των αναλυτικών σχέσεων για τον υπολογισμό της ευστάθειας του τοίχου.

Εξετάζεται η πιο απλή περίπτωση ευστάθειας τοίχου τύπου-προβόλου (Σχ.4.1.) όπου το έδαφος είναι ενιαίο σε όλο το βάθος, ο τοίχος αντιστήριξης κατακόρυφος και η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους οριζόντια χωρίς επιφόρτιση.



Σχ.4.1. Τοίχος αντιστήριξης τύπου προβόλου

Αρχικά υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των οριακών ωθήσεων γαιών (ενεργητικών και παθητικών) στις εκατέρωθεν παρειές του τοίχου με βάση τις παρακάτω αναλυτικές σχέσεις:

### Ενεργητικές ωθήσεις

➤ Rankine/Coulomb

$$Z=0\text{m: } \sigma_{ah,o} = -2c\sqrt{K_{ah}} \quad (4.1)$$

$$Z=H\text{m: } \sigma_{ah,H} = K_{ah}\gamma H - 2c\sqrt{K_{ah}} \quad (4.2)$$

$$Z=(H+D)\text{m: } \sigma_{ah,(H+D)} = K_{ah}\gamma(H+D) - 2c\sqrt{K_{ah}} \quad (4.3)$$

➤ Caquot&Kerisel/Chen/EC7

$$Z=0\text{m: } \sigma_{ah,o} = -cK_{ac} \quad (4.4)$$

$$Z=H\text{m: } \sigma_{ah,H} = K_{ah}\gamma H - cK_{ac} \quad (4.5)$$

$$Z=(H+D)\text{m: } \sigma_{ah,(H+D)} = K_{ah}\gamma(H+D) - cK_{ac} \quad (4.6)$$

### Παθητικές ωθήσεις

➤ Rankine/Coulomb:

$$Z=0\text{m: } \sigma_{ph,o} = +2c\sqrt{K_{ph}} \quad (4.7)$$

$$Z=D\text{m: } \sigma_{ph,D} = K_{ph}\gamma D + 2c\sqrt{K_{ph}} \quad (4.8)$$

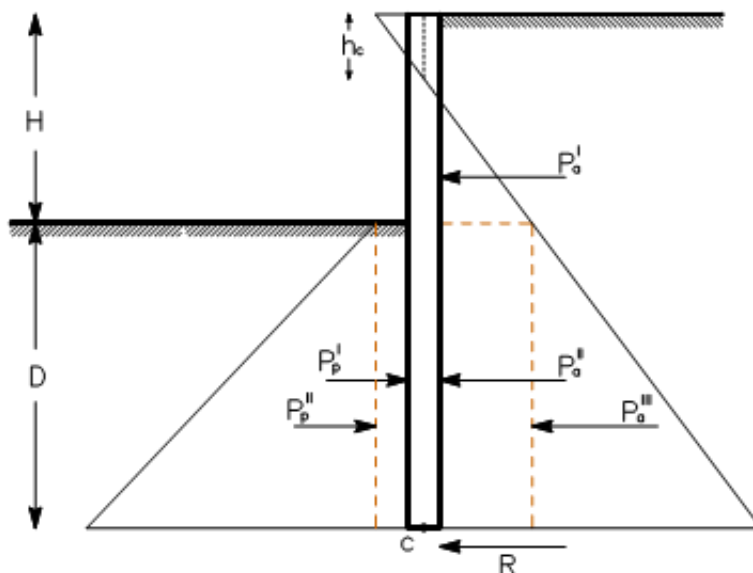
➤ Caquot&Kerisel/Chen/EC7

$$Z=0\text{m: } \sigma_{ph,o} = +cK_{pc} \quad (4.9)$$

$$Z=D\text{m: } \sigma_{ph,D} = K_{ph}\gamma D + cK_{pc} \quad (4.10)$$

Όπου  $K_a$ ,  $K_p$ ,  $K_c$  οι αντίστοιχοι συντελεστές ωθήσεων οι οποίοι προκύπτουν με βάση την κάθε μεθοδολογία όπως αυτές έχουν παρουσιαστεί στο 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Στο σχήμα (4.2.) που ακολουθεί παρουσιάζονται οι κατανομές των ωθήσεων γαιών:



Σχ.4.2. Κατανομή των ωθήσεων γαιών στον τοίχο αντιστήριξης τύπου προβόλου

Με βάση την παραπάνω κατανομή των ωθήσεων ακολουθεί ο υπολογισμός των συνισταμένων των ωθήσεων ( $P$ ) και των αντίστοιχων μοχλοβραχιόνων τους ( $s$ ), ως προς το σημείο  $C$  προκειμένου να υπολογιστούν οι αντίστοιχες ροπές που προκαλούνται από τις ωθήσεις ως προς αυτό το σημείο. Ο υπολογισμός αυτός είναι σύμφωνος με τη μέθοδο iii του CIRIA 104 (βλ. §3.3) και βασίζεται στα πλήρη διαγράμματα των ωθήσεων γαιών. Έχουμε ότι:

**Ενεργητική παρειά**

$$P_a^I = \frac{1}{2} \sigma_{ah,H} (H - h_c) \tag{4.11}$$

$$s_a^I = D + \frac{1}{3} (H - h_c) \tag{4.12}$$

Όπου το ύψος αυτουποστήριξης ( $h_c$ ) προκύπτει:

$$h_c = \frac{2c\sqrt{K_{ah}}}{K_{ah}\gamma} \text{ για τις μεθοδολογίες Rankine/Coulomb}$$



και:  $h_c = \frac{cK_{ac}}{K_{ah}\gamma}$  για τις μεθοδολογίες Caquot&Kerisel/Chen/EC7

$$P_a^{II} = \sigma_{ah,H} D \quad (4.13)$$

$$s_a^{II} = \frac{D}{2} \quad (4.14)$$

$$P_a^{III} = \frac{1}{2} (\sigma_{ah,(H+D)} - \sigma_{ah,H}) D \quad (4.15)$$

$$s_a^{III} = \frac{D}{3} \quad (4.16)$$

### Παθητική παρειά

$$P_p^I = \sigma_{ph,o} D \quad (4.17)$$

$$s_p^I = \frac{D}{2} \quad (4.18)$$

$$P_p^{II} = \frac{1}{2} (\sigma_{ph,D} - \sigma_{ph,o}) D \quad (4.19)$$

$$s_p^{II} = \frac{D}{3} \quad (4.20)$$

Τελικώς η επίλυση για τον υπολογισμό του απαιτούμενου θεωρητικού βάθους έμπηξης γίνεται με βάση τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2\* του EC7. Έχουμε ότι:

$$\gamma_E E(F_k, X_k) \leq \frac{1}{\gamma_R} R(F_k, X_k) \quad (4.21)$$

Στην προκείμενη περίπτωση ως εντάσεις θεωρούνται οι ροπές οι οποίες προκύπτουν από τις ενεργητικές ωθήσεις στη δεξιά παρειά του τοίχου. Για να υπολογιστεί η τιμή σχεδιασμού της έντασης, οι χαρακτηριστικές τιμές των ροπών πολλαπλασιάζονται με τον επιμέρους συντελεστή μόνιμων δράσεων:  $\gamma_E=1.35$  (αφού τα φορτία γαιών θεωρούνται μόνιμα). Έτσι η χαρακτηριστική τιμή της ροπής είναι:

$$M_{Ek} = P_a^I s_a^I + P_a^{II} s_a^{II} + P_a^{III} s_a^{III} \quad (4.22)$$

και η τιμή σχεδιασμού προκύπτει:

$$E_d = M_{Ed} = 1.35 \cdot M_{Ek} \quad (4.23)$$

Ως αντίσταση θεωρείται η ροπή που προκύπτει από την παθητική ώθηση στην αριστερή παρειά του τοίχου. Για τον προσδιορισμό της τιμής σχεδιασμού χρησιμοποιείται ο επιμέρους συντελεστής αντίστασης  $\gamma_R=1.40$  καθώς η παθητική

ώθηση θεωρείται ως εδαφική αντίσταση. Συνεπώς έχουμε για την χαρακτηριστική τιμή της ροπής (αντίστασης):

$$M_{Rk} = P_p^I s_p^I + P_p^{II} s_p^{II} \quad (4.24)$$

ενώ για την τιμή σχεδιασμού:

$$R_d = M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_R} M_{Rk} \quad (4.25)$$

Με βάση τη σχέση (4.21) και με αντικατάσταση όλων των παραπάνω σχέσεων προκύπτει μια τεταρτοβάθμια εξίσωση ως προς το ζητούμενο βάθος έμπηξης D η οποία επιλύεται με δοκιμές. Τέλος, το θεωρητικά απαιτούμενο βάθος έμπηξης το οποίο υπολογίζεται προσ αυξάνεται σύμφωνα με το CIRIA 104 κατά 20% για την πλήρη ανάπτυξη της αντόθησης R.

### 4.3. Παραμετρικές επιλύσεις

#### 4.3.1. Δεδομένα των επιλύσεων

Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν κατά τις επιλύσεις του τοίχου-προβόλου είναι οι εξής:

Ειδικό βάρος εδάφους:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}$

Γωνία τριβής εδάφους:  $\varphi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$

Συνοχή εδάφους:  $c = 0, 5, 10 \text{ kPa}$

Γωνία τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους:  $\delta/\varphi = 0, 1/3, 0.5, 2/3, 1$   
(ως προς τη γωνία τριβής του εδάφους)

Βάθος εκσκαφής:  $H = 4, 6, 8 \text{ m}$

Για την επίλυση του προβλήματος και τον υπολογισμό του απαιτούμενου βάθους έμπηξης η ανωτέρω τεταρτοβάθμια εξίσωση επιλύθηκε με δοκιμές μέσω κατάλληλων υπολογιστικών φύλλων του λογισμικού Excel. Έγιναν επιλύσεις για όλους τους παραπάνω συνδυασμούς τιμών των παραμέτρων και για όλες τις μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων που περιγράφονται στο 2° Κεφάλαιο της εργασίας.

### 4.3.2. Αποτελέσματα - Σχολιασμός

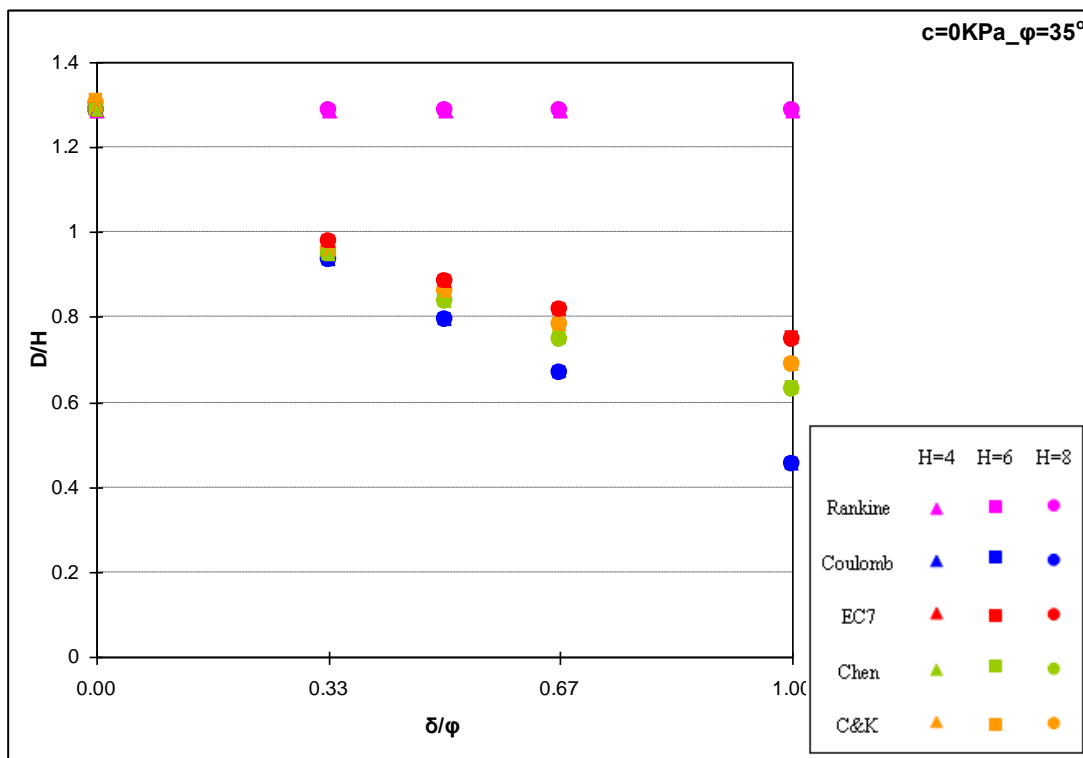
Λόγω του μεγάλου όγκου των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τη διεξαχθείσα παραμετρική διερεύνηση και για λόγους καλύτερης διάρθρωσης της παρούσας διπλωματικής, τα αποτελέσματα αυτά δεν παρουσιάζονται στο συγκεκριμένο εδάφιο αλλά παρουσιάζονται στα συνημμένα παραρτήματα. Πιο συγκεκριμένα, στο Παράρτημα Β δίνονται πινακοποιημένα τα υπολογισθέντα βάθη έμπηξης για όλους τους συνδυασμούς διαφορετικών παραμέτρων και μεθοδολογιών που χρησιμοποιήθηκαν. Επιπρόσθετα, το σύνολο των αποτελεσμάτων δίνονται στο Παράρτημα Γ και υπό τη μορφή διαγραμμάτων του βάθους έμπηξης σε συνάρτηση με το λόγο  $\delta/\varphi$  για κάθε συνδυασμό  $c$ ,  $\varphi$ ,  $H$ .

Με σκοπό τη σύγκριση και το σχολιασμό των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις προαναφερθείσες παραμετρικές αναλύσεις, τα αποτελέσματα κανονικοποιήθηκαν ως προς το βάθος εκσκαφής  $H$ . Όπως αναφέρεται παρακάτω, η κανονικοποίηση αυτή επέφερε ικανοποιητικά αποτελέσματα μόνο σε ό,τι αφορά τις επιλύσεις για την περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους ( $c=0$ ). Το σύνολο των κανονικοποιημένων αποτελεσμάτων, για την περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους δίνονται τόσο υπό τη μορφή διαγραμμάτων του λόγου  $D/H$  ως προς το λόγο  $\delta/\varphi$ , για τις διάφορες τιμές της γωνίας τριβής  $\varphi$ , όσο και υπό τη μορφή διαγραμμάτων του λόγου  $D/H$  ως προς τη γωνία τριβής  $\varphi$  του εδάφους για διάφορες τιμές του λόγου  $\delta/\varphi$ . Το σύνολο των παραπάνω διαγραμμάτων παρουσιάζεται στο Παράρτημα Δ.

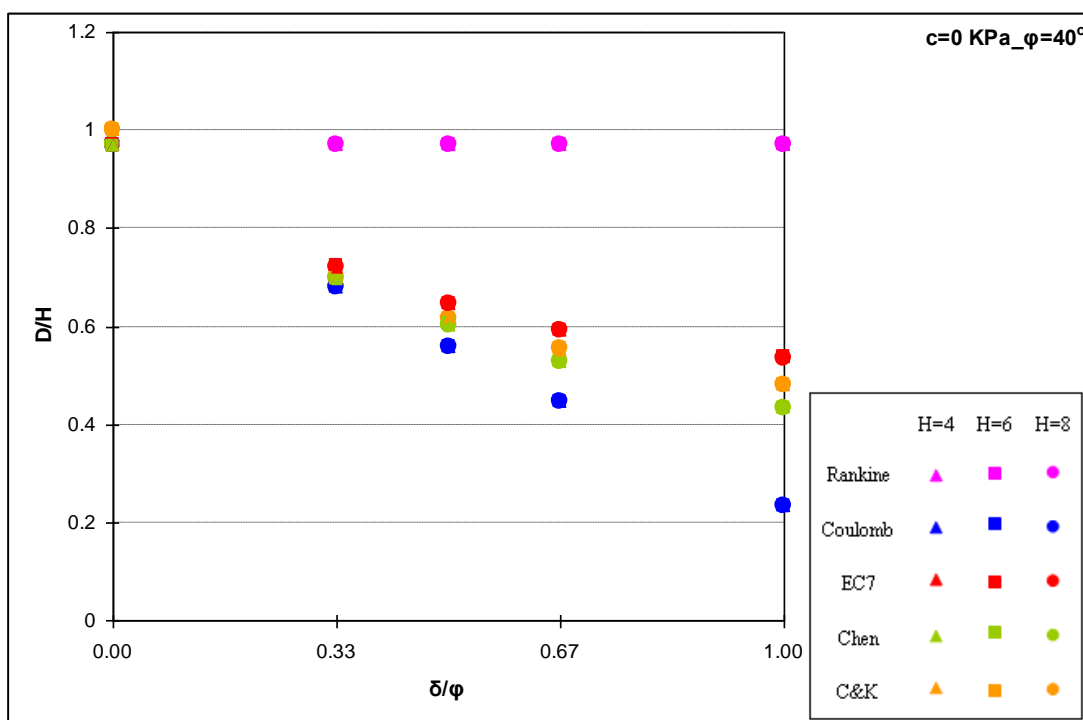
Στη συνέχεια του παρόντος Κεφαλαίου παρουσιάζονται ενδεικτικά διαγράμματα στα οποία σημειώνονται οι μεγαλύτερες αποκλίσεις στα αποτελέσματα των μεθοδολογιών.

#### 4.3.2.1. Μη συνεκτικό έδαφος ( $c=0$ )

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα κανονικοποιημένα διαγράμματα του βάθους έμπηξης, ως προς το ύψος του τοίχου, σε συνάρτηση με το λόγο  $\delta/\varphi$  για τις αναλύσεις που αφορούν σε γωνία τριβής  $\varphi=35^\circ$  και  $\varphi=40^\circ$ .



Σχ.4.3. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  για  $c=0 \text{ kPa}$ ,  $\phi=35^\circ$ ,  $H=4, 6, 8\text{m}$  για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων.



Σχ.4.4. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  για  $c=0 \text{ kPa}$ ,  $\phi=40^\circ$ ,  $H=4, 6, 8\text{m}$  για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων.

Από τα ανωτέρω διαγράμματα αλλά και με βάση το σύνολο των αποτελεσμάτων για την περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους, μπορούν να διατυπωθούν τα ακόλουθα σχόλια:

- Για την περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους, προκύπτει από την κανονικοποίηση των διαγραμμάτων ότι ο λόγος  $D/H$  είναι ανεξάρτητος του αντιστηριζόμενου ύψους.
- Παρατηρείται ότι, όπως αναμενόταν, όσο αυξάνεται ο λόγος  $\delta/\varphi$  αλλά και η γωνία τριβής  $\varphi^\circ$  το απαιτούμενο βάθος έμπηξης μειώνεται.
- Τα αποτελέσματα των επιλύσεων που βασίζονται στη μεθοδολογία του Rankine είναι ανεξάρτητα του λόγου  $\delta/\varphi$  καθώς η εν λόγω μεθοδολογία δεν λαμβάνει υπόψη την επίδραση της γωνίας  $\delta$ .
- Τα αποτελέσματα των ακριβέστερων μεθοδολογιών (Chen, C&K, EC7) είναι σε πολύ καλή συμφωνία μεταξύ τους, με τη μεθοδολογία του EC7 να είναι η πιο συντηρητική και του Chen η λιγότερο συντηρητική από τις τρεις. Τα ποσοστά απόκλισης των αποτελεσμάτων μεταξύ των δύο μεθοδολογιών κυμαίνονται από 5% (για την περίπτωση  $\varphi=40^\circ$ ,  $\delta/\varphi=0.5$ ) έως 20% (για την περίπτωση  $\varphi=40^\circ$ ,  $\delta/\varphi=1$ ).
- Συστηματικά, η μεθοδολογία του Coulomb, για  $\delta/\varphi \neq 0$  και όσο αυξάνει η γωνία  $\varphi$  και ο λόγος  $\delta/\varphi$ , δίνει τα λιγότερο συντηρητικά αποτελέσματα λόγω της σημαντικής υπερεκτίμησης του συντελεστή παθητικών ωθήσεων  $K_p$  (βλέπε και σχολιασμό αποτελεσμάτων §2.5.3)

Για να διερευνηθεί ο βαθμός μη συντηρητικότητας της μεθοδολογίας του Coulomb, διερευνήθηκε ο 'πραγματικός συντελεστής ασφαλείας' που θα είχε ένας τοίχος-πρόβολος αν αυτός είχε διαστασιολογηθεί με τη μεθοδολογία του Coulomb. Πιο αναλυτικά, υπολογίστηκε ο συντελεστής ασφαλείας (FS) που θα είχε ένας τοίχος-πρόβολος με βάθος έμπηξης  $D$ , όπως αυτό προέκυψε με τη ανάλυση Coulomb, στον οποίο όμως αναπτύσσονται ωθήσεις γαιών όπως αυτές προκύπτουν από ακριβέστερες μεθοδολογίες όπως για παράδειγμα αυτή των Caquot&Kerisel η οποία χρησιμοποιήθηκε στην προκειμένη περίπτωση ως μέθοδος αναφοράς. Στον Πίνακα 4.1. παρουσιάζονται οι περιπτώσεις για τις οποίες ο συντελεστής ασφαλείας FS είναι μικρότερος του 1.5.

Πίνακας 4.1. Περιπτώσεις για τις οποίες προκύπτει  $FS < 1.5$  με βάση την ανάλυση Coulomb.

$\varphi^\circ$	$\delta/\varphi$	FS
25	1	1.43
30	1	1.18
35	0.67	1.42
	1	0.80
40	0.67	1.20
	1	0.34

Παρατηρείται ότι η χρήση της μεθοδολογίας του Coulomb καθίσταται εξαιρετικά μη συντηρητική σχεδόν για όλες τις περιπτώσεις όπου ο λόγος  $\delta/\varphi$  είναι ίσος με την μονάδα καθώς και για τις περιπτώσεις όπου  $\delta/\varphi$  είναι ίσο με 0.67 όταν η γωνία τριβής είναι μεγαλύτερη από  $35^\circ$ .

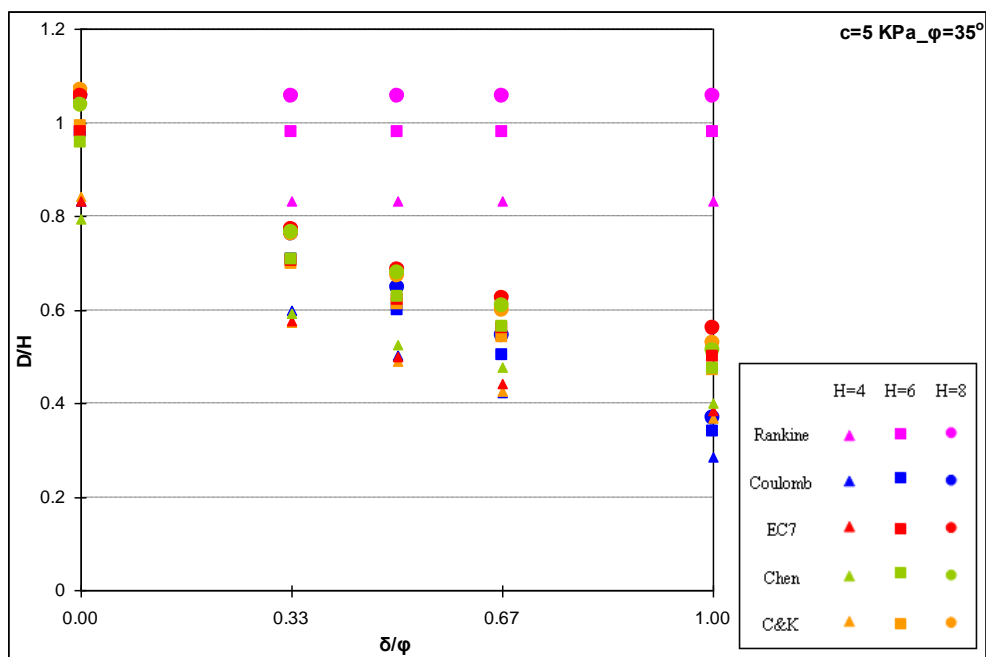
Επισημαίνεται λοιπόν ότι κατά τις αναλύσεις όπου ο υπολογισμός των ωθήσεων γίνεται με χρήση της μεθοδολογίας του Coulomb θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στη τιμή του  $\delta/\varphi$  για την οποία γίνεται η επίλυση και ειδικά κατά τον υπολογισμό των παθητικών ωθήσεων.

Συνίσταται λοιπόν, η τιμή του  $\delta/\varphi$  κατά τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών με τη μέθοδο Coulomb να περιορίζεται σε μία μέγιστη τιμή (π.χ.  $\delta/\varphi=0.5$ ), ανεξαρτήτως της πραγματικής γωνίας τριβής τοίχους-εδάφους για λόγους μη υπερεκτίμησης κυρίως των παθητικών ωθήσεων.

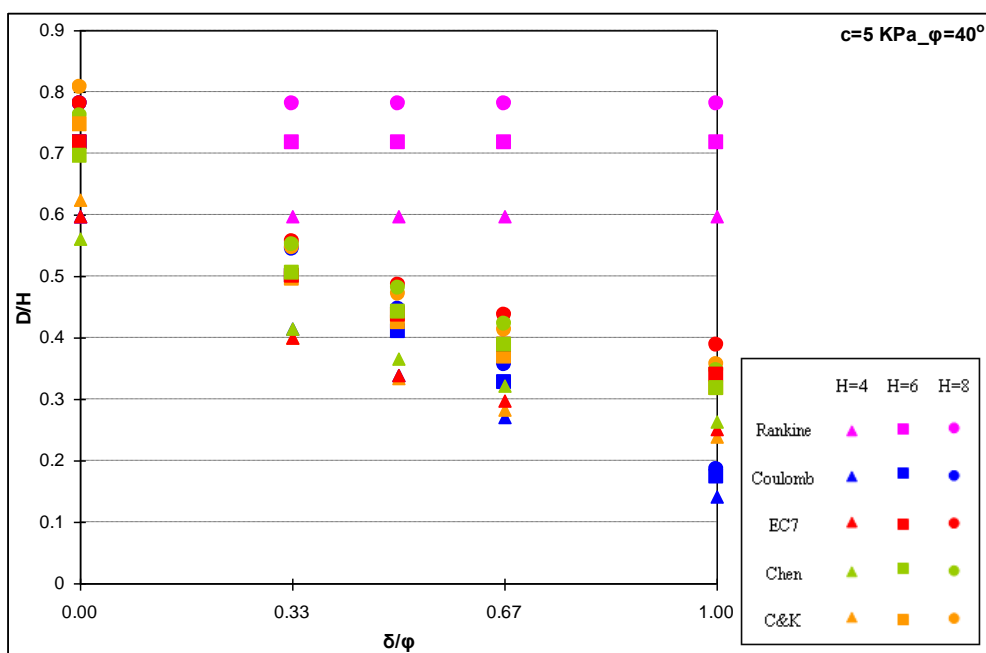
Επισημαίνεται πως η παραπάνω διαπίστωση καθίσταται ακόμα πιο σημαντική κατά τη χρήση του EC7 καθώς με βάση τις Αρχές του EC7 συνίσταται η χρήση της τιμής  $\delta/\varphi=1$  για την περίπτωση τοίχων επί τόπου χυτού σκυροδέματος (όπως είναι οι περισσότεροι τοίχοι τύπου προβόλου) χωρίς όμως να υποχρεώνει ως προς τη μεθοδολογία υπολογισμού των ωθήσεων γαιών, κάτι το οποίο δεν αποκλείει τη χρήση της μεθοδολογίας του Coulomb.

### 4.3.2.2. Συνεκτικό έδαφος ( $c \neq 0$ )

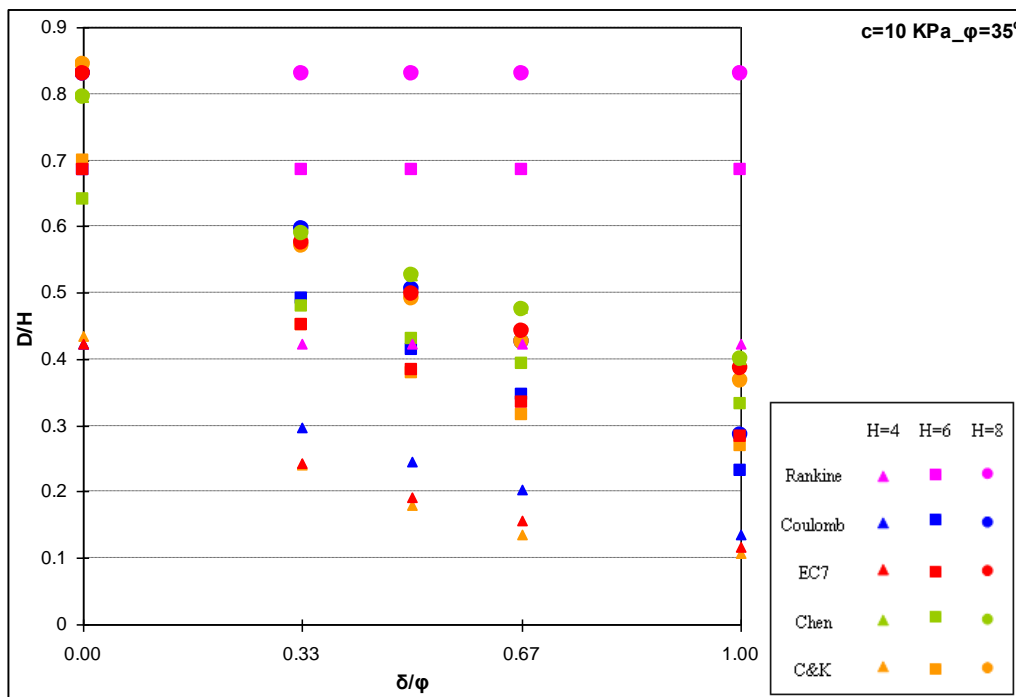
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα κανονικοποιημένα διαγράμματα του βάθους έμπηξης, ως προς το ύψος του τοίχου, σε συνάρτηση με το λόγο  $\delta/\varphi$  για τις αναλύσεις που αφορούν σε γωνία τριβής  $\varphi=35^\circ$  και  $\varphi=40^\circ$ .



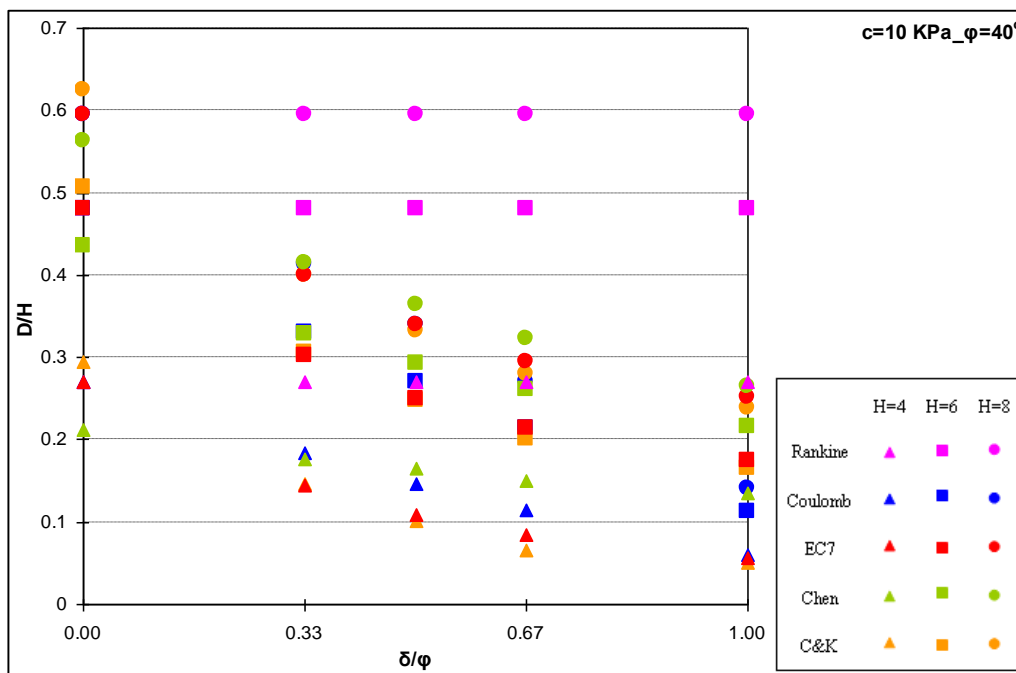
Σχ.4.5. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\varphi$  για  $c=5 \text{ kPa}$ ,  $\varphi=35^\circ$ ,  $H=4, 6, 8\text{m}$  για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων.



Σχ.4.6. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\varphi$  για  $c=5 \text{ kPa}$ ,  $\varphi=40^\circ$ ,  $H=4, 6, 8\text{m}$  για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων.



Σχ.4.7. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\varphi$  για  $c=10 \text{ kPa}$ ,  $\varphi=35^\circ$ ,  $H=4, 6, 8\text{m}$  για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων.



Σχ.4.8. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\varphi$  για  $c=10 \text{ kPa}$ ,  $\varphi=40^\circ$ ,  $H=4, 6, 8\text{m}$  για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων.

Από τα ανωτέρω διαγράμματα αλλά και με βάση το σύνολο των αποτελεσμάτων για την περίπτωση συνεκτικού εδάφους, μπορούν να διατυπωθούν τα ακόλουθα σχόλια:



- Σε αντίθεση με τα αποτελέσματα για την περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους, από τα ανωτέρω κανονικοποιημένα διαγράμματα προκύπτει ότι σε περίπτωση συνεκτικού εδάφους ο λόγος D/H εξαρτάται από το βάθος εκσκαφής H. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται το αντιστηριζόμενο ύψος αυξάνεται και το απαιτούμενο βάθος έμπηξης D καθώς και ο λόγος D/H.
- Όσο αυξάνεται η γωνία τριβής του εδάφους  $\phi^{\circ}$  αλλά και ο λόγος  $\delta/\phi$ , το απαιτούμενο βάθος έμπηξης D μειώνεται.
- Όσο αυξάνεται το αντιστηριζόμενο ύψος η διαφορά μεταξύ των λόγων D/H μειώνεται. Αυτό συμβαίνει διότι η επίδραση του όρου της συνοχής μειώνεται όσο αυξάνει το ύψος του τοίχου.
- Και σε αυτή την περίπτωση παρατηρείται πως τα αποτελέσματα της μεθοδολογίας του Rankine είναι ανεξάρτητα του λόγου  $\delta/\phi$  αφού δεν λαμβάνει υπόψη τη γωνία τριβής  $\delta$ , που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια τοίχους-εδάφους.
- Για τη μεθοδολογία του Coulomb παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται η συνοχή c του εδάφους, τόσο μεγαλύτερη σύγκλιση παρουσιάζει σε σχέση με τις υπόλοιπες μεθοδολογίες δίνοντας μάλιστα κατά περιπτώσεις ( $c=10$  KPa,  $\phi=35^{\circ}$ ,  $40^{\circ}$ ) πιο συντηρητικά αποτελέσματα και από τις μεθοδολογίες του EC7 και των C&K. Αυτό εκτιμάται ότι οφείλεται στο γεγονός ότι οι παραπάνω μεθοδολογίες λαμβάνουν υπόψη τους τη συνάφεια που αναπτύσσεται μεταξύ τοίχους-εδάφους μέσω της σχέσης  $\frac{a}{c} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi}$  (βλ. §2.4.2.). Συνεπώς καθώς αυξάνεται ο όρος  $\delta/\phi$  αυξάνεται και ο όρος  $a/c$  με αποτέλεσμα να μειώνονται περαιτέρω οι ενεργητικές ωθήσεις και να αυξάνονται οι παθητικές δρώντας έτσι ευεργετικά στη συνολική ευστάθεια του τοίχου.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΤΥΠΟΥ ΠΡΟΒΟΛΟΥ

### 5.1. Εισαγωγή

Στο παρόν 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων που διεξήχθησαν στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής. Οι αναλύσεις διεξήχθησαν με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus και κύριος σκοπός τους ήταν η σύγκριση των ωθήσεων γαιών όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση με τα πεπερασμένα στοιχεία, με τις προβλέψεις από τις διάφορες μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων. Παρουσιάζονται ενδεικτικά αποτελέσματα από τρεις αναλύσεις οι οποίες παρουσιάζουν το μεγαλύτερο ενδιαφέρον και βοηθούν στη διεξαγωγή συμπερασμάτων.

### 5.2. Περιγραφή του μοντέλου

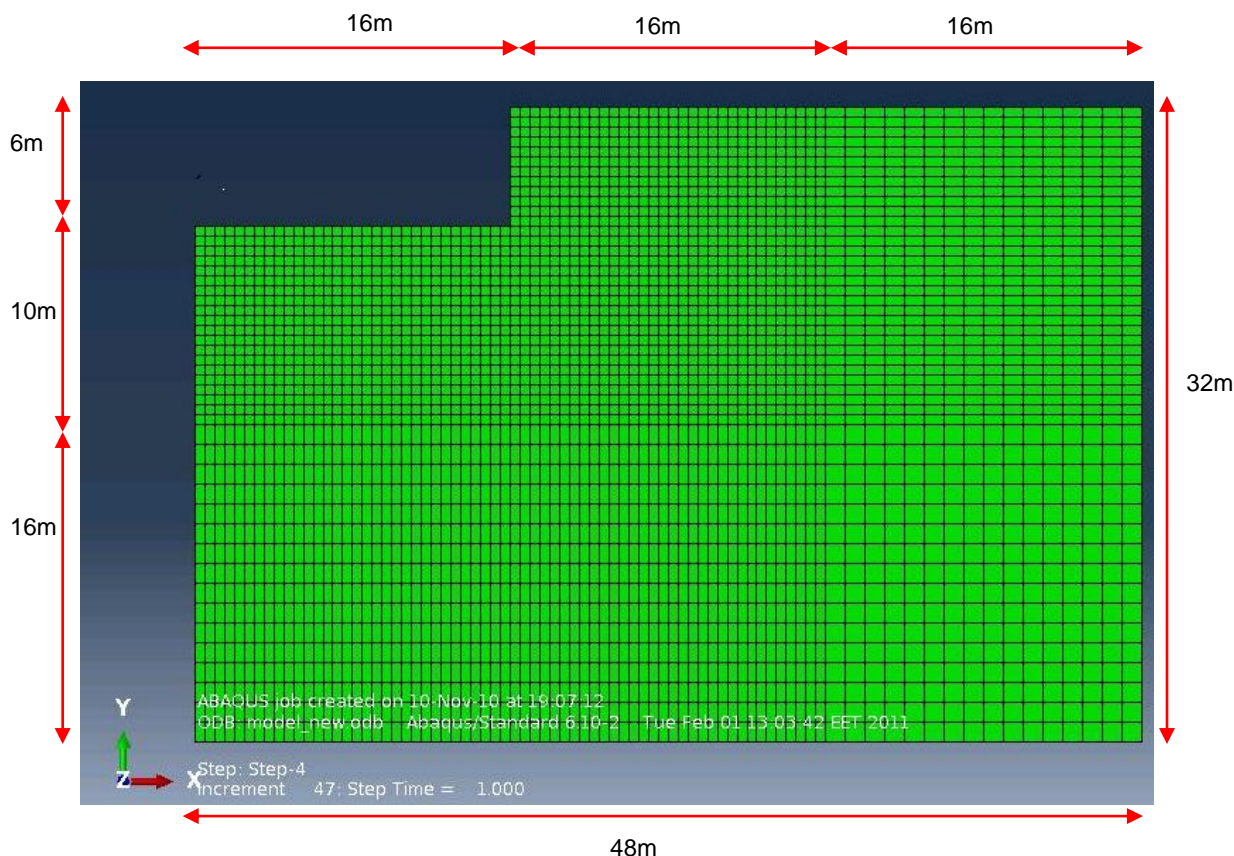
Για τη διερεύνηση του προβλήματος έγινε ανάλυση με τη χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus6.10, ενώ η διακριτοποίηση του μοντέλου έγινε με τη χρήση του προγράμματος MSC. Patran 2003.

Οι συνολικές διαστάσεις του μοντέλου είναι 32m × 48m (Σχ.5.1.). με τέσσερις διαφορετικές περιοχές πύκνωσης. Οι διαστάσεις των πεπερασμένων στοιχείων δεν ήταν σταθερές αλλά κυμαινότουσαν από 0.5×0.5 κοντά στην περιοχή ενδιαφέροντος (τοίχος) και έφταναν μέχρι και 1.0×1.0 στα σύνορα του μοντέλου.

Το πρόβλημα αναλύθηκε ως πρόβλημα επίπεδης παραμόρφωσης (strain plane) και για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκαν πεπερασμένα στοιχεία τύπου CPE8, δηλαδή 8-κομβικά συνεχούς μέσου χωρίς πίεση πόρων. Η ύπαρξη ενδιάμεσου κόμβου στις πλευρές των πεπερασμένων στοιχείων εκτός από την ακρίβεια της ανάλυσης αυξάνει και την ακρίβεια των αποτελεσμάτων και κυρίως τη μορφή της κατανομής των ωθήσεων αφού στην περιοχή ενδιαφέροντος υπάρχουν κόμβοι ανά 0.25m.

Στα σύνορα του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων τοποθετήθηκαν συνοριακές συνθήκες τύπου κύλισης, τόσο κατά τον οριζόντιο όσο και κατά τον

κατακόρυφο άξονα. Η συμπεριφορά του εδάφους θεωρήθηκε ελαστική-απολύτως πλαστική και χρησιμοποιήθηκε ως καταστατικό προσομοίωμα το Mohr-Coulomb σε συνδυασμό με την Γραμμική Ισότροπη Ελαστικότητα για το ελαστικό μέρος των παραμορφώσεων.



Σχ.5.1. Διαστάσεις δικτύου πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε κατά την αριθμητική προσομοίωση

Τα πεπερασμένα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν για το πέτασμα είναι στοιχεία δοκού με 3 κόμβους, δύο ακραίους και έναν στη μέση της ράβδου, τύπου CP3.

Χρησιμοποιήθηκαν διεπιφάνειες τόσο δεξιά όσο και αριστερά του πετάσματος προκειμένου να υπάρξει:

- Δυνατότητα αποκόλλησης πετάσματος - εδάφους λόγω εφελκυσμού.
- Δυνατότητα προσομοίωσης της γωνίας τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ τοίχου και εδάφους.
- Δυνατότητα προσδιορισμού των ωθήσεων που ασκούνται στο πέτασμα από το έδαφος (η διεπιφάνεια λειτουργεί ως μετρητής φορτίου).

Το πετάσμα θεωρήθηκε αβαρές και ελαστικό. Η δυσκαμψία του πετάσματος που προσομοιώθηκε ισοδυναμεί με τη δυσκαμψία μίας πασσαλοτοιχίας (τοίχος τύπου Βερολίνου), από πασσάλους διαμέτρου Φ80 σε αξονική απόσταση 1.60m (Φ80/160) κατασκευασμένων από σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Η αναγωγή του προβλήματος στο τρέχων μέτρο έγινε μέσω του μέτρου ελαστικότητας E του υλικού των πασσάλων το οποίο και δόθηκε στο πρόγραμμα διαιρεμένο με τη μηκοτομηκή απόσταση (S=1.60m).

### 5.3. Δεδομένα των αναλύσεων

Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν κατά τις αριθμητικές αναλύσεις που παρουσιάζονται παρακάτω είναι οι εξής:

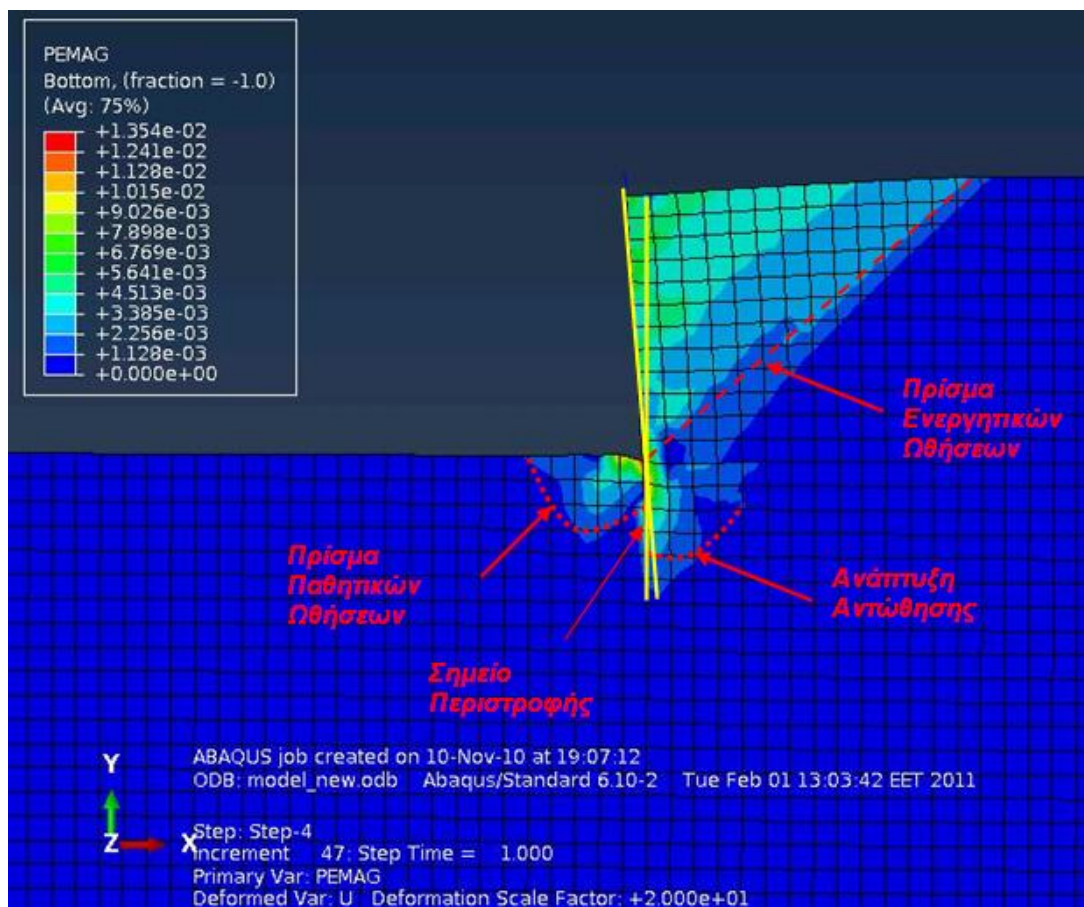
Πιν.5.1. Δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων των πεπερασμένων στοιχείων

	$E_{soil}$ (MPa)	$\gamma$ (KN)	$c$ (KPa)	$\phi^{\circ}$	$\delta/\phi$
<b>Ανάλυση 1</b>	20	20	0	30	2/3
<b>Ανάλυση 2</b>	20	20	0	40	1
<b>Ανάλυση 3</b>	20	20	10	30	2/3

Για λόγους περιορισμού των ανιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους τέθηκε κάτω από το βάθος εκσκαφής δεκαπλάσιο μέτρο ελαστικότητας στο έδαφος.

### 5.4. Αποτελέσματα και Σχολιασμός

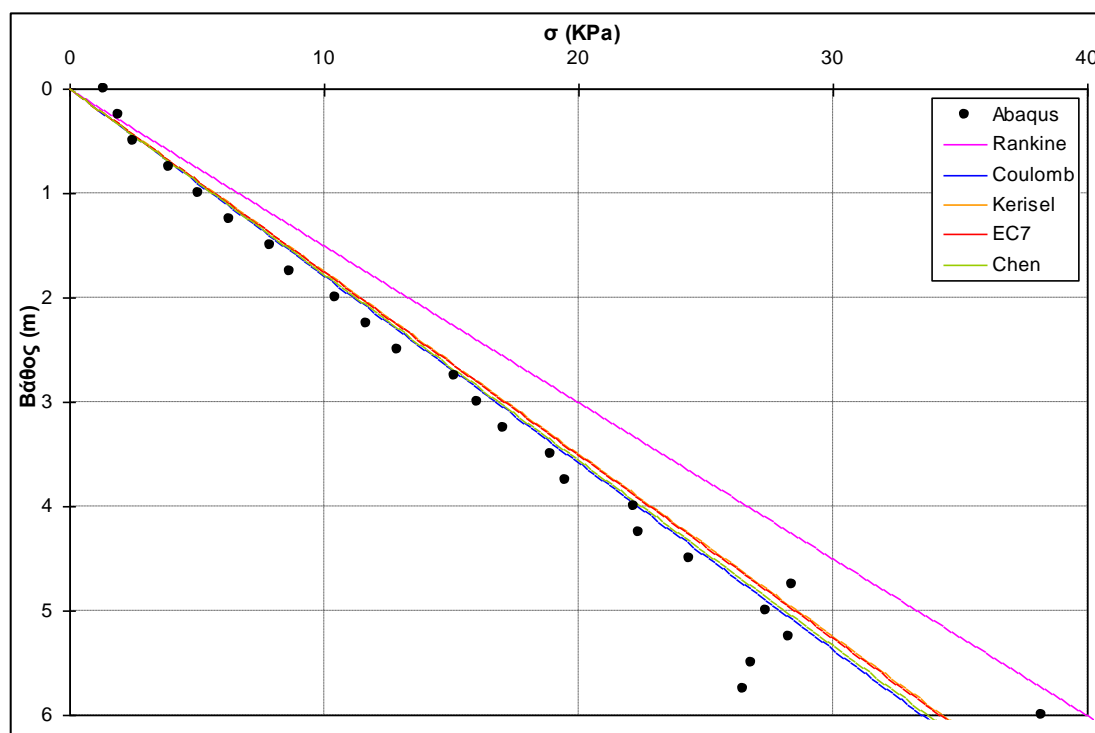
Στο σχήμα 5.2 απεικονίζονται ο παραμορφωμένος φορέας και οι περιοχές πλαστικών παραμορφώσεων που αναπτύχθηκαν κατά την ανάλυση 1.



Σχ.5.2. Παραμορφωμένος φορέας και περιοχές πλαστικών παραμορφώσεων

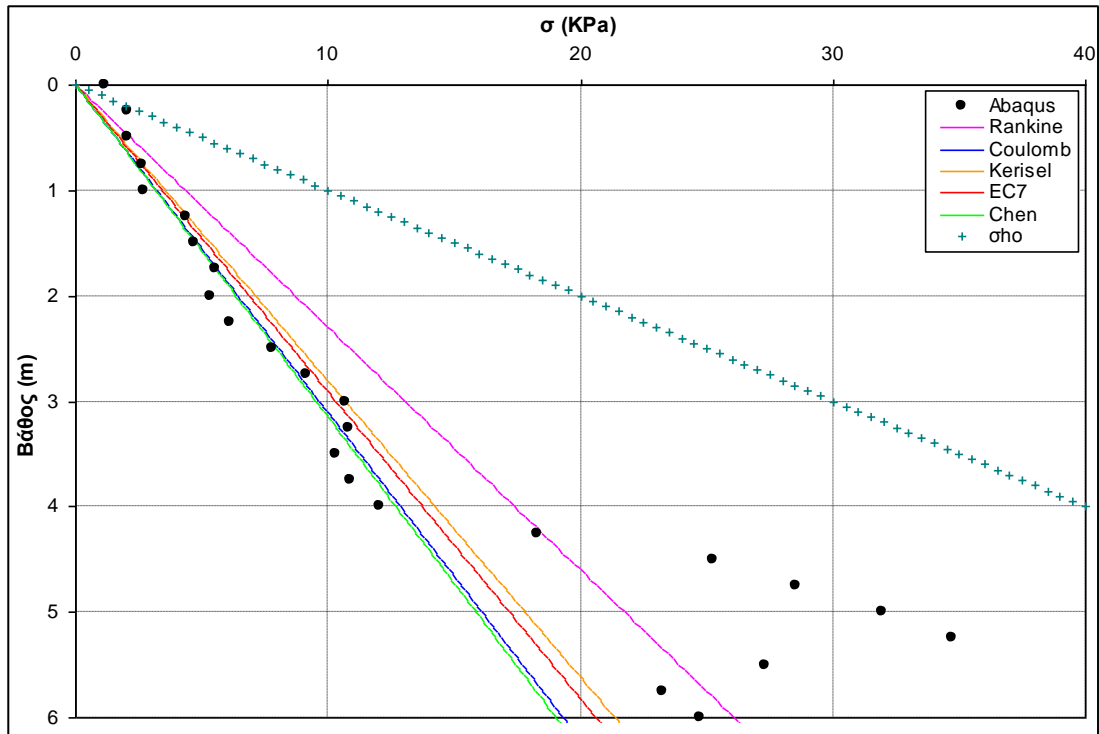
Στο Σχ.5.2. παρατηρείται η ανάπτυξη του πρίσματος των ενεργητικών ωθήσεων όπου η επιφάνεια αστοχίας είναι σχεδόν ευθύγραμμη παρά το μεγάλο λόγο του  $\delta/\phi$  ( $\delta/\phi=0.67$ ). Όσον αφορά το πρίσμα των παθητικών ωθήσεων παρατηρείται πως η επιφάνεια αστοχίας είναι έντονα καμπυλωμένη γεγονός που μαρτυρά την επίδραση της γωνίας  $\delta$  στην ανάπτυξη του πρίσματος των παθητικών ωθήσεων. Τέλος παρατηρείται η ανάπτυξη της αντώθησης, ανάπτυξη επί της ουσίας παθητικών ωθήσεων πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης κάτω από το θεωρητικό σημείο περιστροφής του.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus για τις ωθήσεις (ενεργητικές και παθητικές) που αναπτύσσονται στο πέτασμα σε σχέση με το βάθος στις χαρακτηριστικές περιπτώσεις που εξετάστηκαν. Η παρουσίαση γίνεται υπό τη μορφή συγκριτικών διαγραμμάτων σε σχέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα που έδωσαν οι αναλυτικές μεθοδολογίες.

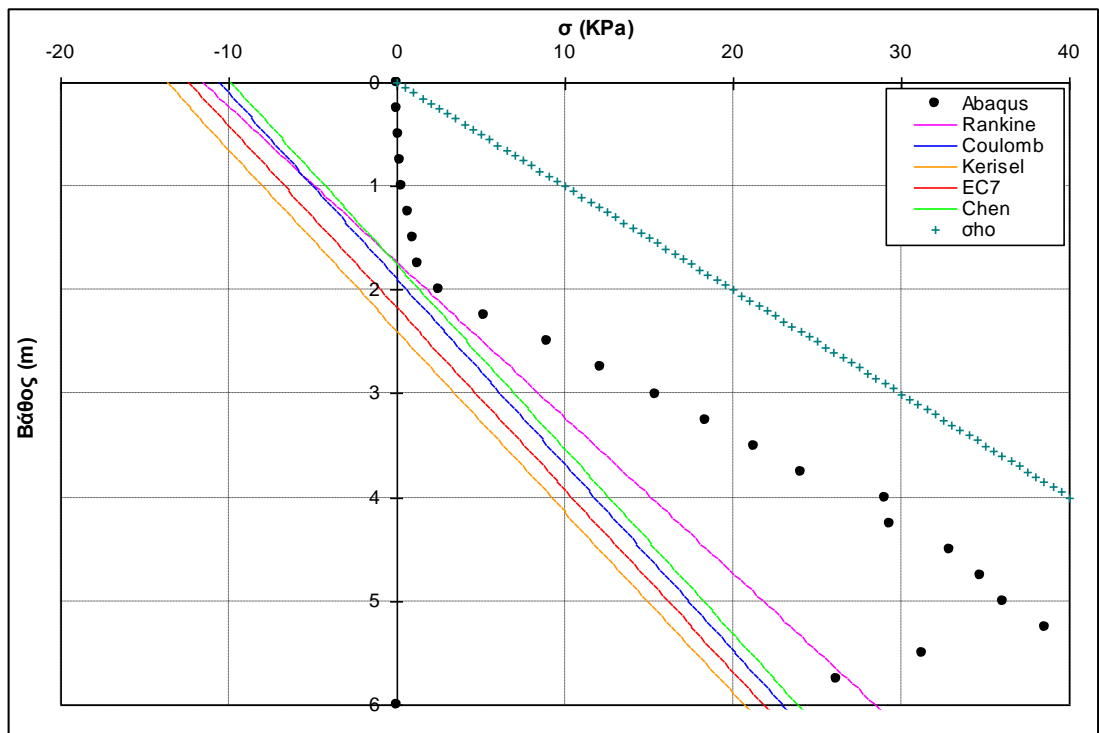


Σχ.5.3. Ενεργητικές ωθήσεις που ασκούνται στο πέτασμα με βάση τα αποτελέσματα του Abaqus σε σύγκριση με τις υπόλοιπες αναλυτικές μεθοδολογίες για  $c=0 \text{ KPa}$ ,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\delta/\varphi=0.67$

Στο σχήμα 5.3. (ανάλυση 1) παρατηρείται πως τα αποτελέσματα που δίνει το Abaqus για τις ενεργητικές ωθήσεις ταυτίζονται με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των υπόλοιπων αναλυτικών μεθοδολογιών, εξαιρουμένης του Rankine, ο οποίος δίνει μεγαλύτερες τιμές για τις ενεργητικές ωθήσεις, όπως ήταν άλλωστε αναμενόμενο αφού δεν λαμβάνει υπόψη του την επίδραση της γωνίας  $\delta$ .



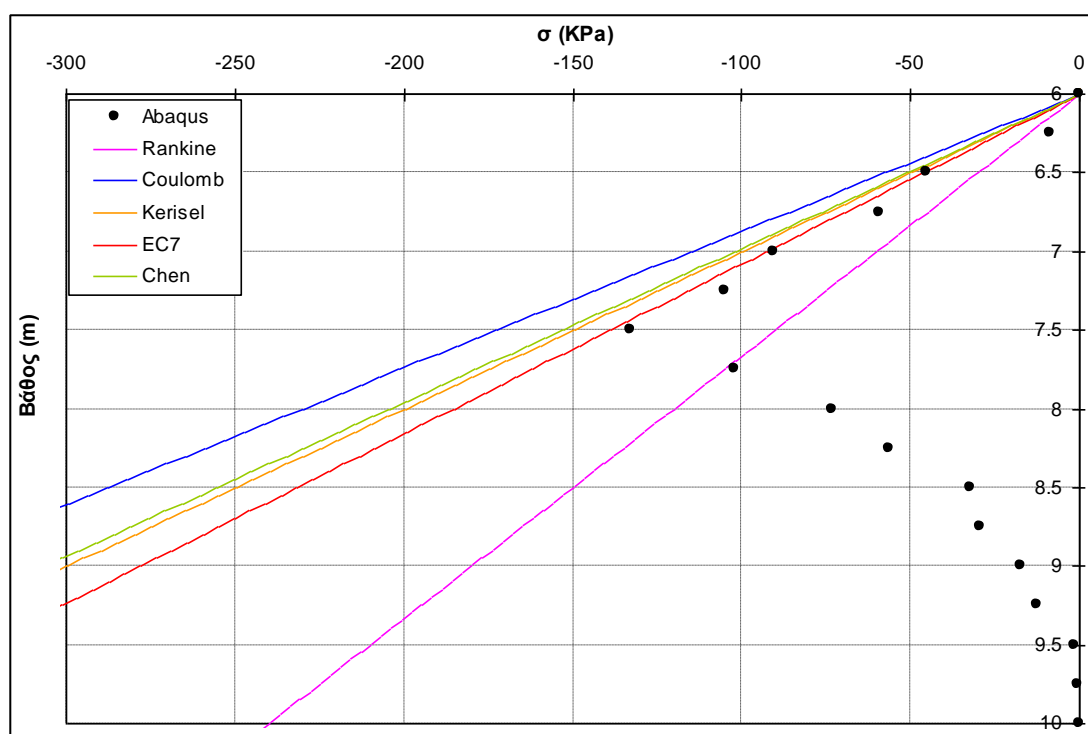
Σχ.5.4.Ενεργητικές ωθήσεις που ασκούνται στο πέτασμα με βάση τα αποτελέσματα του Abaqus, σε σύγκριση με τις υπόλοιπες αναλυτικές μεθοδολογίες για  $c=0 \text{ KPa}$ ,  $\phi=40^\circ$ ,  $\delta/\phi=1$



Σχ.5.5.Ενεργητικές ωθήσεις που ασκούνται στο πέτασμα με βάση τα αποτελέσματα του Abaqus, σε σύγκριση με τις υπόλοιπες αναλυτικές μεθοδολογίες για  $c=10 \text{ KPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $\delta/\phi=0.67$

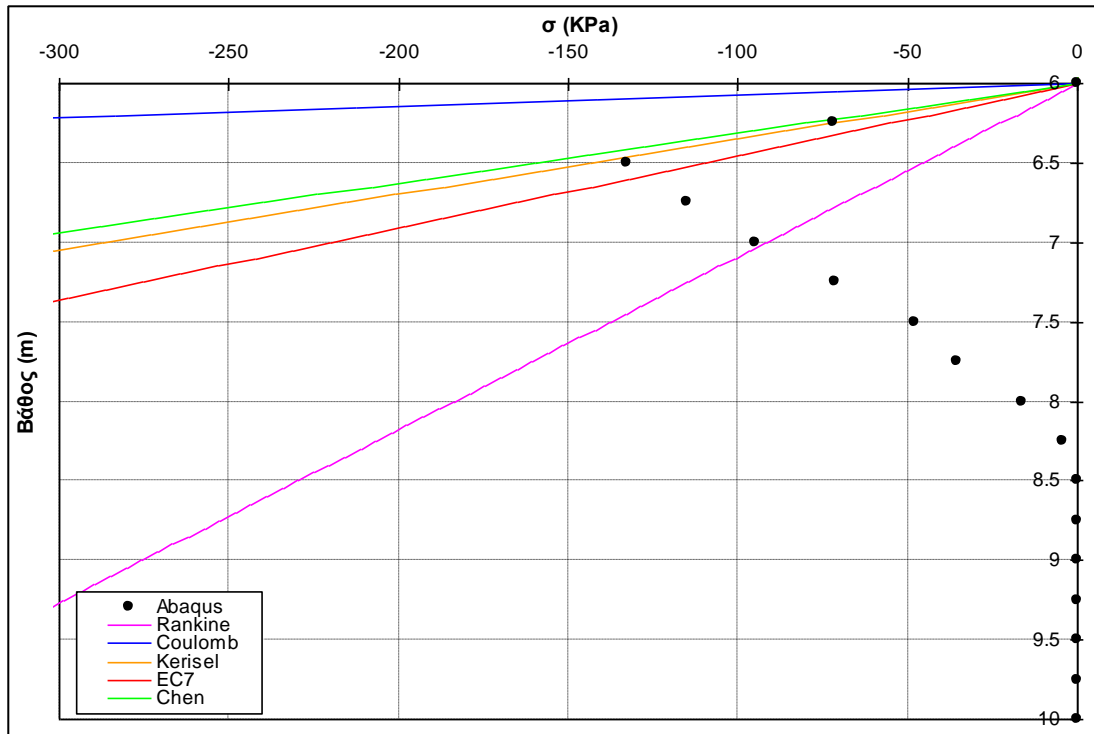
Στα Σχήματα 5.4, 5.5 (ανάλυση 2 και 3 αντίστοιχα) φαίνεται πως με βάση τα αποτελέσματα του Abaqus δεν έχουμε την πλήρη ανάπτυξη των ενεργητικών ωθήσεων σε όλο το βάθος της εκσκαφής. Πιο συγκεκριμένα:

- Στην ανάλυση 2 η ανάπτυξη των οριακών ενεργητικών ωθήσεων λαμβάνει χώρα στο 70% του βάθους εκσκαφής όπου παρουσιάζει και μεγάλη σύγκλιση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αναλυτικών μεθοδολογιών.
- Στην ανάλυση 3 παρατηρείται, συγκριτικά και με την καμπύλη των οριζόντιων γεωστατικών τάσεων που έχει χαραχθεί στο αντίστοιχο διάγραμμα, ότι έχουμε ανάπτυξη των ενεργητικών ωθήσεων σε βαθμό 50% καθ' όλο το βάθος της εκσκαφής. Επιπλέον, φαίνεται ότι στο ίδιο ύψος όπου αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις λόγω συνοχής το Abaqus δίνει μηδενικές ωθήσεις κάτι το οποίο επιβεβαιώνει και τη σωστή λειτουργία των διεπιφανειών στο μοντέλο.

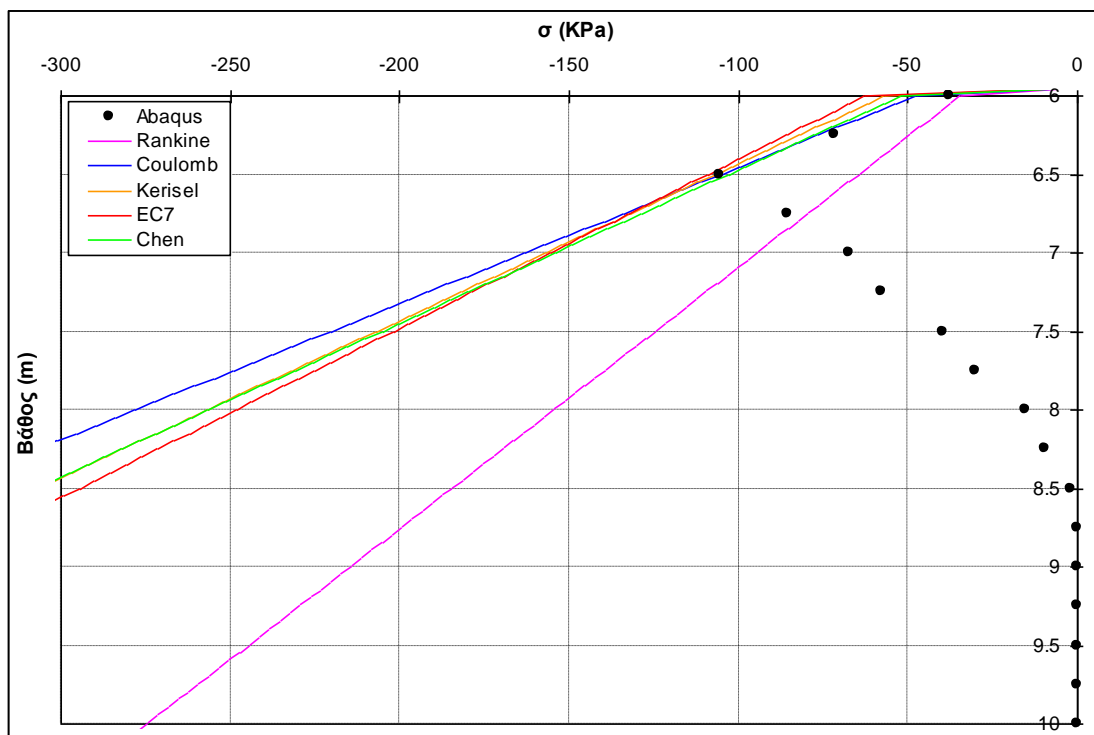


Σχ.5.6. Παθητικές ωθήσεις που ασκούνται στο πέτασμα με βάση τα αποτελέσματα του Abaqus, σε σύγκριση με τις υπόλοιπες αναλυτικές μεθοδολογίες για  $c=0$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\delta/\varphi=0.67$





Σχ.5.7. Παθητικές ωθήσεις που ασκούνται στο πέτασμα με βάση τα αποτελέσματα του Abaqus, σε σύγκριση με τις υπόλοιπες αναλυτικές μεθοδολογίες για  $c=0 \text{ KPa}$ ,  $\phi=40^\circ$ ,  $\delta/\phi=1$



Σχ.5.8. Παθητικές ωθήσεις που ασκούνται στο πέτασμα με βάση τα αποτελέσματα του Abaqus, σε σύγκριση με τις υπόλοιπες αναλυτικές μεθοδολογίες για  $c=10 \text{ KPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $\delta/\phi=0.67$

Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν, όπως παρουσιάζονται και στα ανωτέρω διαγράμματα, μπορούν να διατυπωθούν τα ακόλουθα σχόλια:

- Στις αναλύσεις 1,2 (περιπτώσεις μη συνεκτικού εδάφους) τα αποτελέσματα των παθητικών ωθήσεων που δίνει το Abaqus παρατηρείται πως είναι πολύ κοντά σε σχέση με τα αποτελέσματα που δίνουν οι αναλυτικές μεθοδολογίες μεγαλύτερης ακρίβειας που βασίζονται σε θεώρηση καμπύλης επιφάνειας αστοχίας (Chen, C&K, EC7). Σε σχέση με τη μεθοδολογία του Coulomb παρατηρείται απόκλιση στα αντίστοιχα αποτελέσματα η οποία αυξάνεται καθώς αυξάνεται και ο λόγος δ/φ από την Ανάλυση 1 στη 2. Αυτό επιβεβαιώνει και την παρατήρηση που έχει διατυπωθεί για την υπερεκτίμηση των παθητικών ωθήσεων από τη μεθοδολογία του Coulomb ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου η γωνία  $\delta$  λαμβάνει μεγάλες τιμές (βλ. § 2.6.3.).
- Όσον αφορά τα αποτελέσματα των παθητικών ωθήσεων στην ανάλυση 3 παρατηρείται ότι ξεκινούν από μη μηδενική τιμή λόγω στις ύπαρξης συνοχής και στις οι μεθοδολογίες συγκλίνουν μεταξύ στις ενώ ταυτίζονται με τα αποτελέσματα που δίνει το Abaqus.
- Τέλος, η ανάπτυξη των παθητικών ωθήσεων που δίνει το Abaqus δεν έχουν αναπτυχθεί πλήρως σε όλο το βάθος του τοίχου. Παρατηρείται ότι στην ανάλυση 1 έχουν αναπτυχθεί πλήρως στο 43% του βάθους ενώ στις αναλύσεις 2,3 μόλις στο 20%.

Σ' αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί ότι οι αναλύσεις του Abaqus λαμβάνουν υπόψη στις την παραμορφωσιακή κατάσταση του προβλήματος η οποία είναι συνάρτηση τόσο των γεωμετρικών χαρακτηριστικών στις κατασκευής όσο και στις παραμορφωσιμότητας του εδάφους. Με βάση την παραπάνω επισήμανση εξηγείται και η μη πλήρης ανάπτυξη των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων που δίνει ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων Abaqus. Αυτό καθιστά τα αποτελέσματα μη γενικά αλλά εξαρτώμενα από τα συγκεκριμένα χαρακτηριστικά παραμορφωσιμότητας στις εκάστοτε ανάλυσης ( $E_{\text{soil}}$ ,  $\nu$ ,  $E_{\text{str}}$ ,  $I_y$ ,  $A$ ).

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία έγινε απόπειρα εκτίμησης του “προβλεπόμενου” βάθους έμπτυξης  $D$ . Αποφασίστηκε ως πιο αντιπροσωπευτικό να λαμβάνεται το βάθος για το οποίο μηδενίζονται οι παθητικές ωθήσεις με το σκεπτικό ότι είναι σε καλή συμφωνία με το βάθος έμπτυξης, πριν την προσαύξηση κατά 20%, που υπολογίζεται με βάση το CIRIA 104 (βλ. §3.3.). Στις παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται τα βάθη έμπτυξης που δίνει το Abaqus συγκριτικά με τα αντίστοιχα αποτελέσματα που προκύπτουν από το CIRIA 104 για στις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων χωρίς την εφαρμογή των επιμέρους συντελεστών:

*Πιν.5.2. Βάθη έμπτυξης  $D(m)$  για την Ανάλυση 1 με βάση στις διαφορετικές μεθοδολογίες*

Ανάλυση 1 ( $c=0\text{Kpa}$ , $\varphi=30^\circ$ , $\delta/\varphi=0.67$ )	
Μέθοδοι	Βάθος Έμπτυξης $D(m)$
Abaqus	3.50
Rankine	5.56
Coulomb	3.44
Caquot&Kerisel	3.76
EC7	3.91
Chen	3.68

*Πιν.5.3. Βάθη έμπτυξης  $D(m)$  για την Ανάλυση 2 με βάση στις διαφορετικές μεθοδολογίες*

Ανάλυση 2 ( $c=0\text{Kpa}$ , $\varphi=40^\circ$ , $\delta/\varphi=1$ )	
Μέθοδοι	Βάθος Έμπτυξης $D(m)$
Abaqus	2.50
Rankine	3.40
Coulomb	0.91
Caquot&Kerisel	1.81
EC7	2.00
Chen	1.64

Πιν.5.4. Βάθη έμψηξης  $D(m)$  για την Ανάλυση 3 με βάση στις διαφορετικές μεθοδολογίες

Ανάλυση 3( $c=10\text{Kpa}$ , $\varphi=30^\circ$ , $\delta/\varphi=0.67$ )	
Μέθοδοι	Βάθος Έμψηξης $D(m)$
Abaqus	2.50
Rankine	3.00
Coulomb	1.81
Caquot&Kerisel	1.55
EC7	1.66
Chen	1.93

Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν, στις παρουσιάζονται και στις ανωτέρω πίνακες, μπορούν να διατυπωθούν τα ακόλουθα σχόλια:

- Στην την ανάλυση 1 παρατηρείται συμφωνία του προβλεπόμενου βάθους έμψηξης με τα αποτελέσματα των ακριβέστερων μεθοδολογιών καθώς και στις του Coulomb.
- Στις αναλύσεις 2,3 δεν είναι άμεσα συγκρίσιμα τα αποτελέσματα καθώς δεν έχουμε πλήρη ανάπτυξη των ενεργητικών ούτε των παθητικών ωθήσεων με βάση την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία ενώ η αναλυτική επίλυση κάνει παραδοχή πλήρους ανάπτυξης των ωθήσεων.

Οι παραπάνω αναλύσεις δεν μπορεί να θεωρηθούν πλήρη διερεύνηση του προβλήματος της κατανομής των ωθήσεων σε τοίχους αντιστήριξης τύπου προβόλου αλλά μία πρώτη προσέγγιση του συγκεκριμένου προβλήματος μέσω πεπερασμένων στοιχείων. Τα παραπάνω αποτελέσματα τεκμηριώνουν τη δυνατότητα καλής πρόβλεψης των ωθήσεων γαιών μέσω της χρήσης κατάλληλων στοιχείων διεπιφανειών καθώς επίσης επιβεβαιώνουν και τη μεγάλη εξάρτηση των αποτελεσμάτων από τα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά του προβλήματος και αποτελούν τη βάση για την περαιτέρω διερεύνηση του προβλήματος στα πλαίσια επόμενων εργασιών.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο κεφάλαιο αυτό συνοψίζονται τα κυριότερα συμπεράσματα - σχόλια τα οποία προέκυψαν από τις διερευνήσεις της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Σε μεγάλο βαθμό τα παρακάτω συμπεράσματα έχουν διατυπωθεί και στα εδάφια που προηγήθηκαν κατά τον σχολιασμό των αντίστοιχων αποτελεσμάτων, παρόλα αυτά και για λόγους καλύτερης εποπτείας επαναλαμβάνονται συνοπτικά και στο παρών κεφάλαιο. Τέλος διατυπώνονται και κάποιες ιδέες - προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση του όλου αντικειμένου.

Τα βασικά συμπεράσματα που προκύπτουν από τη διερεύνηση των μεθοδολογιών υπολογισμού ωθήσεων γαιών και της επίδρασης τους στο σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης τύπου προβόλου είναι τα ακόλουθα:

- Η μεθοδολογία του Rankine δίνει συστηματικά τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα για τους συντελεστές των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων γαιών ( $K_a$ ,  $K_p$ ) με τις τιμές ίδιες με εκείνες για την περίπτωση όπου ο λόγος  $\delta/\varphi$  είναι μηδενικός. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι δεν λαμβάνει υπόψη της στους υπολογισμούς την επίδραση της γωνίας τριβής τοίχου-εδάφους  $\delta$ .
- Στην περίπτωση υπολογισμού των ενεργητικών ωθήσεων όλες οι μεθοδολογίες (εξαιρουμένης του Rankine) δίνουν σχεδόν τις ίδιες τιμές για το συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων  $K_a$  (με απόκλιση  $<5\%$ ) για τιμές του λόγου  $\delta/\varphi \geq 0$ . Αυτό εξηγείται λόγω της πρακτικώς ευθύγραμμης επιφάνεια αστοχίας του πρίσματος των ενεργητικών ωθήσεων κάτι που δεν δίνει σε ακριβέστερες μεθοδολογίες κάποιο πλεονέκτημα κατά τον υπολογισμό.
- Στην περίπτωση υπολογισμού των παθητικών ωθήσεων οι τιμές που δίνουν οι ακριβέστερες μεθοδολογίες που βασίζονται στη θεώρηση καμπύλης επιφάνειας αστοχίας (Chen, C&K, EC7) για το συντελεστή παθητικών ωθήσεων  $K_p$  είναι πολύ κοντά μεταξύ τους με τη μέθοδο του EC7 να δίνει τις μικρότερες τιμές λόγω των συντηρητικών παραδοχών της.
- Η μεθοδολογία του Coulomb υπερεκτιμά σημαντικά τις τιμές του συντελεστή παθητικών ωθήσεων ιδιαίτερα για τιμές της γωνίας τριβής του εδάφους  $\varphi \geq 35^\circ$  και του λόγου  $\delta/\varphi > 0.5$  κάτι που οφείλεται στη θεώρηση επίπεδης επιφάνειας αστοχίας.

Τα ανωτέρω συμπεράσματα επαληθεύονται από τα αποτελέσματα των παραμετρικών επιλύσεων τοίχων αντιστήριξης τύπου προβόλου για την περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους:

- Οι ακριβέστερες μεθοδολογίες (Chen, C&K, EC7) δίνουν αποτελέσματα που είναι σε καλή συμφωνία μεταξύ τους με τη μεθοδολογία του EC7 να δίνει τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα από τις τρεις.
- Η μεθοδολογία του Coulomb δίνει τις μικρότερες τιμές για το απαιτούμενο βάθος έμπηξης  $D$  γεγονός που την καθιστά τη λιγότερο συντηρητική. Αν ο τοίχος πρόβολου που έχει διαστασιολογηθεί με βάση τη μεθοδολογία του Coulomb εξετασθεί υπό την ανάπτυξη ωθήσεων που υπολογίζονται από ακριβέστερη μεθοδολογία προκύπτει πως ο συντελεστής ασφαλείας του FS, είναι  $FS < 1.5$  για τις περιπτώσεις όπου ο λόγος  $\delta/\varphi > 0.5$ . Συνίσταται λοιπόν, η τιμή του  $\delta/\varphi$  κατά τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών με τη μέθοδο Coulomb να περιορίζεται σε μία μέγιστη τιμή  $:\delta/\varphi = 0.5$ .
- Στην περίπτωση συνεκτικού εδάφους παρ' όλα αυτά η μεθοδολογία του Coulomb παρουσιάζει ικανοποιητική σύγκλιση στα αποτελέσματα του απαιτούμενου βάθους έμπηξης  $D$ , με τις ακριβέστερες μεθοδολογίες των C&K και EC7 καθώς αυξάνει η τιμή της συνοχής. Αυτό εκτιμάται ότι οφείλεται στο γεγονός ότι οι παραπάνω μεθοδολογίες λαμβάνουν υπόψη τους τη συνάφεια που αναπτύσσεται μεταξύ τοίχου-εδάφους μέγεθος που δρα ευεργετικά στη συνολική ευστάθεια του τοίχου, μέσω της σχέσης  $\frac{a}{c} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi}$  (βλ. §2.4.2.).

Τέλος, όσον αφορά τις αριθμητικές αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία, επιβεβαιώνεται η δυνατότητα καλής πρόβλεψης των ωθήσεων γαιών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων μέσω της χρήσης κατάλληλων στοιχείων διεπιφανειών καθώς επίσης και η μεγάλη εξάρτηση των αποτελεσμάτων από τα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά του προβλήματος.

Κλείνοντας προτείνονται τα παρακάτω θέματα για περαιτέρω διερεύνηση στα πλαίσια μελλοντικών εργασιών:

- Η περαιτέρω διερεύνηση της επίδρασης της συνοχής στον σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης και πιο συγκεκριμένα η διερεύνηση της ορθότητας των τιμών των συντελεστών ωθήσεων γαιών, για τον όρο της συνοχής  $K_{a/pc}$ ,
- Η διερεύνηση της σχέσης μεταξύ της παραμόρφωσης της κατασκευής αντιστήριξης και του αντίστοιχου ποσοστού ανάπτυξης των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων, καθώς και η περαιτέρω διερεύνηση της ακριβούς κατανομής των ωθήσεων.

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- Bell A. L. (1915), *The lateral pressure and resistance of clay and the supporting power of clay foundations*, *Min. Proc. ICE*, 199(1), 233- 272
- Bowles J. E. (1997), *Foundation Analysis and Design*, The McGraw-Hill Companies Inc. , Singapore
- Caquot A. and Kerisel J. (1948), *Tables for the calculation of Passive Pressure Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations*, Gauthier- Villars, Paris
- CEN/ TC 250- BSI (1997), *EN-1997- 1 Eurocode 7: Geotechnical Design- Part 1- General rules*
- Chen, W. W. (1978), *Discussion: Laterally Loaded Piles: Program Documentation* JGED, GT 1, Jan, pp.161-162
- CIRIA (1984), *Report No.104, See Padfield and Mair (1984)*
- Clayton C. R. I. , Militzky J. , Woods R. I. (1993), *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*, Blackie Academic & Professional
- Coulomb C. A. (1776), *Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l' architecture. Memoires de Mathématique et de Physique présentés à l' Académie Royale de Sciences*, Paris, 1773, 7, 343-382
- Gautier H. (1717), *Dissertation sur l' épaisseur des Culées des ponts*, Paris
- Janbu N. (1957), *Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices* 4th ICSMFE, vol. 2, pp. 207-212
- Mayniel K. (1808), *Traité expérimental, analytique et pratique de la poussée des terres et des murs de revêtement*, Paris
- Müller- Breslau H. (1906), *Eradruck auf Stutzmauert*, Alfred Kroner, Stuttgart



- Rankine W. J. (1857), *On the stability of loose earth*, Phil. Trans. Roy. Soc. London 147 (2), 9- 27
- Rosenfarb, J. L., and W. F. Chen (1972), *Limit Analysis Solutions of Earth Pressure Problems*, Fritz Engineering Laboratory Report 355.14, Lehigh University, Bethlehem, PA, 53 pp.
- Shields D. H., and A. Z. Tolunay (1973), *Passive Pressure Coefficients by Method of Slices*, JSMFD, ASCE, vol. 99, SM 12, Dec, pp. 1043-1053.
- Sokolovski V. V. (1960), *Statics of Soil Media*, 2nd ed. Butterworth, London, 237 pp.
- Αναγνωστόπουλος Α. , Καββαδάς Μ. , Παπαδόπουλος Β. (2009), *Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα (EN 1997)*, ΤΕΕ Αθήνα
- Γκαζέτας Γ. (2006), *Σημειώσεις Εδαφομηχανικής*, Τομέας Γεωτεχνικής, ΕΜΠ, Αθήνα
- Καββαδάς Μ. (2006), *Στοιχεία Εδαφομηχανικής*, ΕΜΠ, Αθήνα
- Μπουκοβάλας Γ. (2004), *Σημειώσεις σε Ειδικά Θέματα Ειδικών Θεμελιώσεων*, ΕΜΠ, Αθήνα

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΚΩΔΙΚΑΣ ΜΑΤΛΑΒ

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΚΩΔΙΚΑΣ MATLAB ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ  
ΩΘΗΣΕΩΝ  $K\alpha$  ( $\delta < \varphi$ )

```
% Program to get the
% nonlinear parameters
clear;
clc;
%read parameters
para=load('para.dat');
para=para/180*pi;
% Number of iterations
Nit=1000;
% define the upper and lower bound of the variables you need to
compute
rhomax=0.5*(para(3)+para(4))*1.2;
rhomin=0.5*(para(3)+para(4))/1.2;
psimax=0.2*(para(3)+para(4))*1.2;
psimin=0.2*(para(3)+para(4))/1.2;
%%%%%
delta_step1=(rhomax-rhomin)/Nit;
delta_step2=(psimax-psimin)/Nit;
%%%%%
final_table=[0,0]';

Kactive=0;

for i=1:1:Nit
    for j=1:1:Nit
        rho=rhomin+(delta_step1*(i-1));
        psi=psimin+(delta_step2*(j-1));
        %%%%%%%%%Expression Definition%%%%%%%%%
        %%%% a set %%%%%%%%%%
        a1=1/cos(para(2));
        a2=sin(para(4));
        a3=tan(para(2))*cos(para(4));
        a4=tan(para(2))*cos(para(4)-rho)/cos(rho);
        a=(-a1)/(-a2+a3-a4);
        %%%% b set %%%%%%%%%%
        b1=tan(rho)*cos(rho+para(1))*cos(para(4)-rho);
        b2=sin(para(4))*cos(para(1));
        b=b1/b2;
        %%%% c set %%%%%%%%%%
        c1=cos(rho+para(1));
        c2=cos(rho)*sin(para(4))*(cos(para(1)))^2;
        c3=1+9*(tan(para(1)))^2;
        c=(c1^2)/(c2*c3);
        %%%% d set %%%%%%%%%%
        d1=cos(para(4)-rho);
        d2=3*tan(para(1));
        d3=(-3*tan(para(1))*cos(psi))+sin(psi);
        d4=exp(-3*psi*tan(para(1)));
        d=d1*(d2+d3*d4);
        %%%% f set %%%%%%%%%%
        f1=sin(para(4)-rho);
        f2=(-3*tan(para(1))*sin(psi))-cos(psi);
        f3=exp(-3*psi*tan(para(1)));
        f=f1*(1+f2*f3);
        %%%% f set %%%%%%%%%%
        g1=(cos(rho+para(1)))^2;
        g2=sin(para(4)-rho-psi+para(3));
```

```
g3=cos(para(4)-rho-psi);
g4=exp(-3*psi*tan(para(1)));
g5=cos(para(1))*sin(para(4));
g6=cos(para(4)-rho-psi-para(1)+para(3));
g7=cos(rho);
g=(g1*g2*g3*g4)/(g5*g6*g7);
%%%% end finally!!!! %%%%%%%%%%%%%%%
Kstep=a*(b+c*(d+f)+g);
if Kstep>Kactive
    Kactive=Kstep;
    final_table=[rho,psi]';
end
end
end
final=[Kactive;rho;psi]

save('final.dat','final');
```

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΚΩΔΙΚΑΣ MATLAB ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ  
ΩΘΗΣΕΩΝ  $K\alpha$  ( $\delta=\varphi$ )

```
% Program to get the
% nonlinear parameters
clear;
clc;
%read parameters
para=load('para.dat');
para=para/180*pi;
% Number of iterations
Nit=1000;
% define the upper and lower bound of the variables you need to
compute
rhomax=0.5*(para(3)+para(4))*2.0;
rhomin=0.5*(para(3)+para(4))/2.0;
psimax=0.2*(para(3)+para(4))*2.0;
psimin=0.2*(para(3)+para(4))/2.0;
%%%%%
delta_step1=(rhomax-rhomin)/Nit;
delta_step2=(psimax-psimin)/Nit;
%%%%%
final_table=[0,0]';

Kactive=0;

for i=1:1:Nit
    for j=1:1:Nit
        rho=rhomin+(delta_step1*(i-1));
        psi=psimin+(delta_step2*(j-1));
        %Expression Definition%%%%%%%%%
        %%% a set %%%%%%%%%%
        a1=-1/cos(para(2));
        a2=-sin(para(4))+tan(para(2))*cos(para(4));
        a=a1/a2;
        %%% b set %%%%%%%%%%
        b1=((sin(rho))^2)*cos(rho+para(1))*cos(para(4)-rho);
        b2=sin(para(4)-para(1));
        b3=((sin(para(4)))^2)*cos(para(1))*cos(rho-para(1));
        b=(b1*b2)/b3;
        %%% c set %%%%%%%%%%
        c1=((cos(rho+para(1)))^2)*sin(para(4)-para(1));
        c2=((sin(para(4)))^2)*((cos(para(1)))^2);
        c3=(1+9*(tan(para(1)))^2)*cos(rho-para(1));
        c=c1/(c2*c3);
        %%% d set %%%%%%%%%%
        d1=cos(para(4)-rho);
        d2=3*tan(para(1));
        d3=(-3*tan(para(1))*cos(psi))+sin(psi);
        d4=exp(-3*psi*tan(para(1)));
        d5=sin(para(4)-rho);
        d6=(-3*tan(para(1))*sin(psi))-cos(psi);
        d7=exp(-3*psi*tan(para(1)));
        d=d1*(d2+d3*d4)+d5*(1+d6*d7);
        %%% f set %%%%%%%%%%
        f1=(cos(rho+para(1)))^2;
        f2=sin(para(4)-rho-psi+para(3));
        f3=cos(para(4)-rho-psi);
        f4=sin(para(4)-para(1));
        f5=exp(-3*psi*tan(para(1)));
        f6=((sin(para(4)))^2)*cos(para(1));
```

```
f7=cos(para(4)-rho-psi+para(3)-para(1));
f8=cos(rho-para(1));
f=(f1*f2*f3*f4*f5)/(f6*f7*f8);
%%%% end finally!!!! %%%%%%%%%%%%%%
Kstep=a*(b-(c*d)+f);
if Kstep>Kactive
    Kactive=Kstep;
    final_table=[rho,psi]';
end
end
end
final=[Kactive;rho;psi]
save('final.dat','final');
```

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΚΩΔΙΚΑΣ MATLAB ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΠΑΘΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ  
 $K_p$  ( $\delta < \varphi$ )

```
% Program to get the
% nonlinear parameters
clear;
clc;
%read parameters
para=load('para.dat');
para=para/180*pi;
% Number of iterations
Nit=2000;
% define the upper and lower bound of the variables you need to
compute
rhomax=0.5*(para(3)+para(4))*1.60;
rhomin=0.5*(para(3)+para(4))/1.1;
psimax=0.2*(para(3)+para(4))*1.60;
psimin=0.2*(para(3)+para(4))/1.1;
%%%%%
delta_step1=(rhomax-rhomin)/Nit;
delta_step2=(psimax-psimin)/Nit;
%%%%%
final_table=[0,0]';

Kpassive=10000000;

for i=1:1:Nit
    for j=1:1:Nit
        rho=rhomin+(delta_step1*(i-1));
        psi=psimin+(delta_step2*(j-1));
        %%%%%%%%%Expression Definition%%%%%%%%%
        %%%% a set %%%%%%%%%%
        a1=1/cos(para(2));
        a2=sin(para(4));
        a3=tan(para(2))*cos(para(4));
        a4=tan(para(2))*cos(para(4)-rho)/cos(rho);
        a=(a1)/(a2+a3-a4);
        %%%% b set %%%%%%%%%%
        b1=tan(rho)*cos(rho-para(1))*cos(para(4)-rho);
        b2=sin(para(4))*cos(para(1));
        b=b1/b2;
        %%%% c set %%%%%%%%%%
        c1=cos(rho-para(1));
        c2=cos(rho)*sin(para(4))*(cos(para(1)))^2;
        c3=1+9*(tan(para(1)))^2;
        c=(c1^2)/(c2*c3);
        %%%% d set %%%%%%%%%%
        d1=cos(para(4)-rho);
        d2=3*tan(para(1));
        d3=(3*tan(para(1))*cos(psi))+sin(psi);
        d4=exp(3*psi*tan(para(1)));
        d=d1*(-d2+d3*d4);
        %%%% f set %%%%%%%%%%
        f1=sin(para(4)-rho);
        f2=(3*tan(para(1))*sin(psi))-cos(psi);
        f3=exp(3*psi*tan(para(1)));
        f=f1*(1+f2*f3);
        %%%% f set %%%%%%%%%%
        g1=(cos(rho-para(1)))^2;
        g2=sin(para(4)-rho-psi+para(3));
        g3=cos(para(4)-rho-psi);
```

```
g4=exp(3*psi*tan(para(1)));
g5=cos(para(1))*sin(para(4));
g6=cos(para(4)-rho-psi+para(1)+para(3));
g7=cos(rho);
g=(g1*g2*g3*g4)/(g5*g6*g7);
%%%% end finally!!!! %%%%%%%%%%%%%%
Kstep=a*(b+c*(d+f)+g);
if Kstep<Kpassive
    Kpassive=Kstep;
    final_table=[rho,psi]';
end
end
end
final=[Kpassive;rho;psi]
save('final.dat','final');
```



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΚΩΔΙΚΑΣ MATLAB ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΠΑΘΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ  
Kp ( $\delta=\varphi$ )

```
% Program to get the
% nonlinear parameters
clear;
clc;
%read parameters
para=load('para.dat');
para=para/180*pi;
% Number of iterations
Nit=1000;
% define the upper and lower bound of the variables you need to
compute
rhomax=0.5*(para(3)+para(4))*1.10;
rhomin=0.5*(para(3)+para(4))/1.10;
psimax=0.2*(para(3)+para(4))*1.10;
psimin=0.2*(para(3)+para(4))/1.10;
%%%%%
delta_step1=(rhomax-rhomin)/Nit;
delta_step2=(psimax-psimin)/Nit;
%%%%%
final_table=[0,0]';

Kpassive=10000000;

for i=1:1:Nit
    for j=1:1:Nit
        rho=rhomin+(delta_step1*(i-1));
        psi=psimin+(delta_step2*(j-1));
        %Expression Definition%%%%%%%%%
        %%% a set %%%%%%%%%%
        a1=1/cos(para(2));
        a2=sin(para(4))+tan(para(2))*cos(para(4));
        a=a1/a2;
        %%% b set %%%%%%%%%%
        b1=((sin(rho))^2)*cos(rho-para(1))*cos(para(4)-rho);
        b2=sin(para(4)+para(1));
        b3=((sin(para(4)))^2)*cos(para(1))*cos(rho+para(1));
        b=(b1*b2)/b3;
        %%% c set %%%%%%%%%%
        c1=((cos(rho-para(1)))^2)*sin(para(4)+para(1));
        c2=((sin(para(4)))^2)*((cos(para(1)))^2);
        c3=(1+9*(tan(para(1)))^2)*cos(rho+para(1));
        c=c1/(c2*c3);
        %%% d set %%%%%%%%%%
        d1=cos(para(4)-rho);
        d2=-3*tan(para(1));
        d3=(3*tan(para(1))*cos(psi))+sin(psi);
        d4=exp(3*psi*tan(para(1)));
        d5=sin(para(4)-rho);
        d6=(3*tan(para(1))*sin(psi))-cos(psi);
        d7=exp(3*psi*tan(para(1)));
        d=d1*(d2+d3*d4)+d5*(1+d6*d7);
        %%% f set %%%%%%%%%%
        f1=(cos(rho-para(1)))^2;
        f2=sin(para(4)-rho-psi+para(3));
        f3=cos(para(4)-rho-psi);
        f4=sin(para(4)+para(1));
        f5=exp(3*psi*tan(para(1)));
        f6=((sin(para(4)))^2)*cos(para(1));
```

```
f7=cos(para(4)-rho-psi+para(3)+para(1));
f8=cos(rho+para(1));
f=(f1*f2*f3*f4*f5)/(f6*f7*f8);
%%%% end finally!!!! %%%%%%%%%%%%%%%
Kstep=a*(b+(c*d)+f);
if Kstep<Kpassive
    Kpassive=Kstep;
    final_table=[rho,psi]';
end
end
end
final=[Kpassive;rho;psi]
save('final.dat','final');
```

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΚΩΔΙΚΑΣ MATLAB ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ  
ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΟΝ ΟΡΟ ΤΗΣ ΣΥΝΟΧΗΣ  $Kac$  ( $\delta < \varphi$ )

```
% Program to get the
% nonlinear parameters
clear;
clc;
%read parameters
para=load('para.dat');
para=para/180*pi;
% Number of iterations
Nit=1000;
% define the upper and lower bound of the variables you need to
compute
rhomax=0.5*(para(3)+para(4))*1.2;
rhomin=0.5*(para(3)+para(4))/1.2;
psimax=0.2*(para(3)+para(4))*1.2;
psimin=0.2*(para(3)+para(4))/1.2;
%%%%%
delta_step1=(rhomax-rhomin)/Nit;
delta_step2=(psimax-psimin)/Nit;
%%%%%
final_table=[0,0]';

Kactive=-10000;

for i=1:1:Nit
    for j=1:1:Nit
        rho=rhomin+(delta_step1*(i-1));
        psi=psimin+(delta_step2*(j-1));
        %%%%%%%%%Expression Definition%%%%%%%%%
        %%%% a set %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        a1=1/cos(para(2));
        a2=-sin(para(4));
        a3=tan(para(2))*cos(para(4));
        a4=tan(para(2))*cos(para(4)-rho)/cos(rho);
        a=(a1)/(a2+a3-a4);
        %%%% b set %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        b=tan(rho);
        %%%% c set %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        c1=cos(rho+para(1));
        c2=sin(para(4)-rho-psi+para(3));
        c3=exp(-psi*tan(para(1)));
        c4=cos(rho);
        c5=cos(para(4)-rho-psi-para(1)+para(3));
        c=(c1*c2*c3)/(c4*c5);
        %%%% d set %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        d1=cos(rho+para(1));
        d2=exp(-2*psi*tan(para(1)));
        d3=sin(para(1))*cos(rho);
        d=(d1*(d2-1))/d3;
        %%%% end finally!!!! %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        Kstep=a*(b+c-d);
        if Kstep>Kactive
            Kactive=Kstep;
            final_table=[rho,psi]';
        end
    end
end
final=[Kactive;rho;psi]
```

```
save('final.dat','final');
```

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΚΩΔΙΚΑΣ MATLAB ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ  
ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΟΝ ΟΡΟ ΤΗΣ ΣΥΝΟΧΗΣ  $Kac$  ( $\delta=\varphi$ )

```
% Program to get the
% nonlinear parameters
clear;
clc;
%read parameters
para=load('para.dat');
para=para/180*pi;
% Number of iterations
Nit=1000;
% define the upper and lower bound of the variables you need to
compute
rhomax=0.5*(para(3)+para(4))*1.1;
rhomin=0.5*(para(3)+para(4))/1.1;
psimax=0.2*(para(3)+para(4))*1.1;
psimin=0.2*(para(3)+para(4))/1.1;
%%%%%
delta_step1=(rhomax-rhomin)/Nit;
delta_step2=(psimax-psimin)/Nit;
%%%%%
final_table=[0,0]';

Kactive=-10000;

for i=1:1:Nit
    for j=1:1:Nit
        rho=rhomin+(delta_step1*(i-1));
        psi=psimin+(delta_step2*(j-1));
        %%%%%%%%%Expression Definition%%%%%%%%%
        %%%% a set %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        a1=1/cos(para(2));
        a2=-sin(para(4));
        a3=tan(para(2))*cos(para(4));
        a=(a1)/(a2+a3);
        %%%% b set %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        b1=cos(para(1))*cos(para(4)-rho);
        b2=sin(para(4))*cos(rho-para(1));
        b=b1/b2;
        %%%% c set %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        c1=sin(rho)*sin(para(4)-para(1));
        c2=sin(para(4))*cos(rho-para(1));
        c=c1/c2;
        %%%% d set %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        d1=cos(rho+para(1));
        d2=sin(para(4)-rho-psi+para(3));
        d3=sin(para(4)-para(1));
        d4=exp(-psi*tan(para(1)));
        d5=sin(para(4));
        d6=cos(para(4)-rho-psi-para(1)+para(3));
        d7=cos(rho-para(1));
        d=(d1*d2*d3*d4)/(d5*d6*d7);
        %%%% f set %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        f1=cos(rho+para(1));
        f2=sin(para(4)-para(1));
        f3=exp(-2*psi*tan(para(1)));
        f4=sin(para(1));
        f5=sin(para(4));
        f6=cos(rho-para(1));
        f=(f1*f2*(f3-1))/(f4*f5*f6);
```

```
        %%%% end finally!!!! %%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        Kstep=a*(b+c+d-f);
    if Kstep>Kactive
        Kactive=Kstep;
        final_table=[rho,psi]';
    end
end
end
final=[Kactive;rho;psi]

save('final.dat','final');
```

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΚΩΔΙΚΑΣ MATLAB ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΠΑΘΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ  
ΓΙΑ ΤΟΝ ΟΡΟ ΤΗΣ ΣΥΝΟΧΗΣ  $K_{pc}$  ( $\delta < \varphi$ )

```
% Program to get the
% nonlinear parameters
clear;
clc;
%read parameters
para=load('para.dat');
para=para/180*pi;
% Number of iterations
Nit=1000;
% define the upper and lower bound of the variables you need to
compute
rhomax=0.5*(para(3)+para(4))*1.1;
rhomin=0.5*(para(3)+para(4))/1.1;
psimax=0.2*(para(3)+para(4))*1.1;
psimin=0.2*(para(3)+para(4))/1.1;
%%%%
delta_step1=(rhomax-rhomin)/Nit;
delta_step2=(psimax-psimin)/Nit;
%%%%
final_table=[0,0]';

Kpassive=10000000;

for i=1:1:Nit
    for j=1:1:Nit
        rho=rhomin+(delta_step1*(i-1));
        psi=psimin+(delta_step2*(j-1));
        %Expression Definition%%%%%%%%
        %%% a set %%%%%%%%%
        a1=1/cos(para(2));
        a2=sin(para(4));
        a3=tan(para(2))*cos(para(4));
        a4=tan(para(2))*cos(para(4)-rho)/cos(rho);
        a=(a1)/(a2+a3-a4);
        %%% b set %%%%%%%%%
        b=tan(rho);
        %%% c set %%%%%%%%%
        c1=cos(rho-para(1));
        c2=sin(para(4)-rho-psi+para(3));
        c3=exp(psi*tan(para(1)));
        c4=cos(rho);
        c5=cos(para(4)-rho-psi+para(1)+para(3));
        c=(c1*c2*c3)/(c4*c5);
        %%% d set %%%%%%%%%
        d1=cos(rho-para(1));
        d2=exp(2*psi*tan(para(1)));
        d3=sin(para(1))*cos(rho);
        d=(d1*(d2-1))/d3;
        %%% end finally!!!! %%%%%%%%%
        Kstep=a*(b+c+d);
        if Kstep<Kpassive
            Kpassive=Kstep;
            final_table=[rho,psi]';
        end
    end
end
end
final=[Kpassive;rho;psi]
```

```
save('final.dat','final');
```



ΚΩΔΙΚΑΣ MATLAB ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΠΑΘΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ  
ΓΙΑ ΤΟΝ ΟΡΟ ΤΗΣ ΣΥΝΟΧΗΣ  $K_{pc}$  ( $\delta=\varphi$ )

```
% Program to get the
% nonlinear parameters
clear;
clc;
%read parameters
para=load('para.dat');
para=para/180*pi;
% Number of iterations
Nit=1000;
% define the upper and lower bound of the variables you need to
compute
rhomax=0.5*(para(3)+para(4))*1.10;
rhomin=0.5*(para(3)+para(4))/1.10;
psimax=0.2*(para(3)+para(4))*1.10;
psimin=0.2*(para(3)+para(4))/1.10;
%%%%%
delta_step1=(rhomax-rhomin)/Nit;
delta_step2=(psimax-psimin)/Nit;
%%%%%
final_table=[0,0]';

Kpassive=1000000000;

for i=1:1:Nit
    for j=1:1:Nit
        rho=rhomin+(delta_step1*(i-1));
        psi=psimin+(delta_step2*(j-1));
        %%%%%%%%%Expression Definition%%%%%%%%%
        %%%% a set %%%%%%%%%%
        a1=1/cos(para(2));
        a2=sin(para(4));
        a3=tan(para(2))*cos(para(4));
        a=(a1)/(a2+a3);
        %%%% b set %%%%%%%%%%
        b1=cos(para(1))*cos(para(4)-rho);
        b2=sin(para(4))*cos(rho+para(1));
        b=b1/b2;
        %%%% c set %%%%%%%%%%
        c1=sin(rho)*sin(para(4)+para(1));
        c2=sin(para(4))*cos(rho+para(1));
        c=c1/c2;
        %%%% d set %%%%%%%%%%
        d1=cos(rho-para(1));
        d2=sin(para(4)-rho-psi+para(3));
        d3=sin(para(4)+para(1));
        d4=exp(+psi*tan(para(1)));
        d5=sin(para(4));
        d6=cos(para(4)-rho-psi+para(1)+para(3));
        d7=cos(rho+para(1));
        d=(d1*d2*d3*d4)/(d5*d6*d7);
        %%%% f set %%%%%%%%%%
        f1=cos(rho-para(1));
        f2=sin(para(4)+para(1));
        f3=exp(+2*psi*tan(para(1)));
        f4=sin(para(1));
        f5=sin(para(4));
        f6=cos(rho+para(1));
        f=(f1*f2*(f3-1))/(f4*f5*f6);
```

```
        %%%%% end finally!!!! %%%%%%%%%%%%%%%
        Kstep=a*(b+c+d+f);
    if Kstep<Kpassive
        Kpassive=Kstep;
        final_table=[rho,psi]';
    end
end
end
final=[Kpassive;rho;psi]

save('final.dat','final');
```

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β**

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ ΤΟΥ 4<sup>ου</sup>  
ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ ΥΠΟ ΜΟΡΦΗ ΠΙΝΑΚΩΝ

### ***B.1. Αποτελέσματα παραμετρικών επιλύσεων ως προς το βάθος έμπηξης $D(m)$ για συνοχή εδάφους: $c=0\text{KPa}$***

- Βάθος εκσκαφής:  $H=4\text{m}$

$\phi=250$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	10,09	10,09	9,97	10,09	10,03
	$\delta=0.33\phi$	10,09	7,56	7,98	7,80	7,60
	$\delta=0.5\phi$	10,09	6,64	7,00	7,10	6,80
	$\delta=0.67\phi$	10,09	5,87	6,30	6,62	6,23
	$\delta=\phi$	10,09	4,67	5,65	6,16	5,38

$\phi=300$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	7,03	7,03	7,24	7,03	6,97
	$\delta=0.33\phi$	7,03	5,22	5,47	5,41	5,26
	$\delta=0.5\phi$	7,03	4,54	4,85	4,92	4,70
	$\delta=0.67\phi$	7,03	3,94	4,37	4,57	4,26
	$\delta=\phi$	7,03	2,96	3,88	4,22	3,64

$\phi=350$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	5,15	5,15	5,20	5,15	5,15
	$\delta=0.33\phi$	5,15	3,73	3,84	3,91	3,78
	$\delta=0.5\phi$	5,15	3,18	3,44	3,54	3,35
	$\delta=0.67\phi$	5,15	2,69	3,13	3,26	3,00
	$\delta=\phi$	5,15	1,81	2,76	3,00	2,53

$\phi=400$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	3,88	3,88	4,01	3,88	3,88
	$\delta=0.33\phi$	3,88	2,71	2,80	2,88	2,78
	$\delta=0.5\phi$	3,88	2,23	2,47	2,58	2,41
	$\delta=0.67\phi$	3,88	1,79	2,21	2,36	2,11
	$\delta=\phi$	3,88	0,94	1,92	2,15	1,74

- Βάθος εκσκαφής:  $H=6m$

$\phi=25^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	15,14	15,14	14,95	15,14	15,05
	$\delta=0.33\phi$	15,14	11,33	11,98	11,69	11,39
	$\delta=0.5\phi$	15,14	9,96	10,50	10,67	10,80
	$\delta=0.67\phi$	15,14	8,81	9,46	9,94	9,34
	$\delta=\phi$	15,14	7,01	8,48	9,23	8,08

$\phi=30^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	10,55	10,55	10,86	10,55	10,46
	$\delta=0.33\phi$	10,55	7,82	8,21	8,12	7,90
	$\delta=0.5\phi$	10,55	6,79	7,28	7,38	7,06
	$\delta=0.67\phi$	10,55	5,92	6,55	6,86	6,38
	$\delta=\phi$	10,55	4,44	5,81	6,34	5,46

$\phi=35^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	7,73	7,73	7,86	7,73	7,73
	$\delta=0.33\phi$	7,73	5,60	5,76	5,87	5,68
	$\delta=0.5\phi$	7,73	4,76	5,16	5,30	5,02
	$\delta=0.67\phi$	7,73	4,02	4,69	4,90	4,50
	$\delta=\phi$	7,73	2,71	4,14	4,50	3,79

$\phi=40^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	5,82	5,82	6,01	5,82	5,81
	$\delta=0.33\phi$	5,82	4,08	4,20	4,33	4,18
	$\delta=0.5\phi$	5,82	3,35	3,70	3,86	3,62
	$\delta=0.67\phi$	5,82	2,68	3,32	3,54	3,17
	$\delta=\phi$	5,82	1,39	2,88	3,22	2,60

- Βάθος εκσκαφής:  $H=8m$

$\phi=25^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	20,22	20,22	19,92	20,22	20,04
	$\delta=0.33\phi$	20,22	15,11	15,97	15,59	15,19
	$\delta=0.5\phi$	20,22	13,27	14,00	14,22	13,61
	$\delta=0.67\phi$	20,22	11,75	12,61	13,25	12,46
	$\delta=\phi$	20,22	9,34	11,32	12,30	10,76

$\phi=30^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	14,06	14,06	14,47	14,06	13,96
	$\delta=0.33\phi$	14,06	10,44	10,96	10,82	10,52
	$\delta=0.5\phi$	14,06	9,06	9,71	9,84	9,41
	$\delta=0.67\phi$	14,06	7,88	8,74	9,14	8,52
	$\delta=\phi$	14,06	5,93	7,75	8,46	7,28

$\phi=35^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	10,31	10,31	10,40	10,31	10,31
	$\delta=0.33\phi$	10,31	7,48	7,68	7,82	7,57
	$\delta=0.5\phi$	10,31	6,36	6,88	7,07	6,70
	$\delta=0.67\phi$	10,31	5,36	6,26	6,53	5,99
	$\delta=\phi$	10,31	3,62	5,52	5,99	5,05

$\phi=40^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	7,76	7,76	8,00	7,76	7,75
	$\delta=0.33\phi$	7,76	5,44	5,59	5,77	5,57
	$\delta=0.5\phi$	7,76	4,46	4,93	5,16	4,82
	$\delta=0.67\phi$	7,76	3,58	4,43	4,73	4,22
	$\delta=\phi$	7,76	1,86	3,84	4,28	3,47

## B.2. Αποτελέσματα παραμετρικών επιλύσεων ως προς το βάθος έμπτυξης $D(m)$ για συνοχή εδάφους: $c=5kPa$

- Βάθος εκσκαφής:  $H=4m$

$\phi=25^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	6,98	6,98	6,94	6,98	6,74
	$\delta=0.33\phi$	6,98	5,18	5,17	5,02	5,12
	$\delta=0.5\phi$	6,98	4,54	4,37	4,43	4,62
	$\delta=0.67\phi$	6,98	4,00	3,77	4,02	4,21
	$\delta=\phi$	6,98	3,16	3,34	3,60	3,64

$\phi=30^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	4,72	4,72	4,88	4,72	4,50
	$\delta=0.33\phi$	4,72	3,46	3,42	3,34	3,42
	$\delta=0.5\phi$	4,72	2,99	2,89	2,93	3,07
	$\delta=0.67\phi$	4,72	2,59	2,48	2,64	2,80
	$\delta=\phi$	4,72	1,93	2,17	2,34	2,39

$\phi=35^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	3,32	3,32	3,37	3,32	3,18
	$\delta=0.33\phi$	3,32	2,39	2,29	2,30	2,36
	$\delta=0.5\phi$	3,32	2,02	1,96	1,99	2,10
	$\delta=0.67\phi$	3,32	1,69	1,70	1,76	1,91
	$\delta=\phi$	3,32	1,14	1,48	1,54	1,60

$\phi=40^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerissel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	2,39	2,39	2,50	2,39	2,24
	$\delta=0.33\phi$	2,39	1,66	1,60	1,60	1,66
	$\delta=0.5\phi$	2,39	1,36	1,33	1,36	1,46
	$\delta=0.67\phi$	2,39	1,08	1,13	1,19	1,28
	$\delta=\phi$	2,39	0,56	0,96	1,01	1,06

- Βάθος εκσκαφής:  $H=6m$

$\phi=25^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	12,01	12,01	11,90	12,01	11,74
	$\delta=0.33\phi$	12,01	8,94	9,13	8,88	8,89
	$\delta=0.5\phi$	12,01	7,84	7,84	7,94	8,00
	$\delta=0.67\phi$	12,01	6,91	6,89	7,28	7,31
	$\delta=\phi$	12,01	5,47	6,13	6,64	6,30

$\phi=30^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	8,21	8,21	8,48	8,21	7,97
	$\delta=0.33\phi$	8,21	6,05	6,13	6,01	6,04
	$\delta=0.5\phi$	8,21	5,24	5,29	5,35	5,40
	$\delta=0.67\phi$	8,21	4,55	4,63	4,88	4,91
	$\delta=\phi$	8,21	3,41	4,08	4,40	4,18

$\phi=35^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	5,88	5,88	5,95	5,88	5,74
	$\delta=0.33\phi$	5,88	4,24	4,19	4,22	4,24
	$\delta=0.5\phi$	5,88	3,59	3,66	3,72	3,76
	$\delta=0.67\phi$	5,88	3,02	3,24	3,36	3,38
	$\delta=\phi$	5,88	2,04	2,83	3,00	2,84

$\phi=40^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	4,31	4,31	4,48	4,31	4,16
	$\delta=0.33\phi$	4,31	3,00	2,98	3,00	3,02
	$\delta=0.5\phi$	4,31	2,46	2,54	2,62	2,65
	$\delta=0.67\phi$	4,31	1,97	2,21	2,33	2,33
	$\delta=\phi$	4,31	1,03	1,90	2,04	1,91



- Βάθος εκσκαφής:  $H=8m$

$\phi=25^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	17,05	17,05	16,88	17,05	16,74
	$\delta=0.33\phi$	17,05	12,71	13,10	12,76	12,68
	$\delta=0.5\phi$	17,05	11,15	11,33	11,48	11,36
	$\delta=0.67\phi$	17,05	9,84	10,02	10,58	10,40
	$\delta=\phi$	17,05	7,80	8,94	9,68	8,98

$\phi=30^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	11,71	11,71	12,08	11,71	11,44
	$\delta=0.33\phi$	11,71	8,65	8,86	8,71	8,65
	$\delta=0.5\phi$	11,71	7,50	7,70	7,80	7,74
	$\delta=0.67\phi$	11,71	6,50	6,80	7,15	7,03
	$\delta=\phi$	11,71	4,88	6,01	6,50	5,99

$\phi=35^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	8,45	8,45	8,54	8,45	8,30
	$\delta=0.33\phi$	8,45	6,10	6,10	6,17	6,12
	$\delta=0.5\phi$	8,45	5,17	5,36	5,47	5,42
	$\delta=0.67\phi$	8,45	4,36	4,79	4,98	4,87
	$\delta=\phi$	8,45	2,94	4,21	4,48	4,09

$\phi=40^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	6,24	6,24	6,47	6,24	6,10
	$\delta=0.33\phi$	6,24	4,34	4,37	4,44	4,42
	$\delta=0.5\phi$	6,24	3,56	3,77	3,89	3,85
	$\delta=0.67\phi$	6,24	2,86	3,30	3,49	3,38
	$\delta=\phi$	6,24	1,49	2,86	3,10	2,77

### ***B.3. Αποτελέσματα παραμετρικών επιλύσεων ως προς το βάθος έμπηξης $D(m)$ για συνοχή εδάφους: $c=10\text{KPa}$***

- Βάθος εκσκαφής:  $H=4\text{m}$

$\phi=25^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	4,10	4,10	4,13	4,10	3,71
	$\delta=0.33\phi$	4,10	3,00	2,64	2,56	2,87
	$\delta=0.5\phi$	4,10	2,60	2,05	2,12	2,62
	$\delta=0.67\phi$	4,10	2,28	1,60	1,81	2,41
	$\delta=\phi$	4,10	1,78	1,37	1,51	2,11

$\phi=30^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	2,60	2,60	2,74	2,60	2,26
	$\delta=0.33\phi$	2,60	1,87	1,62	1,57	1,79
	$\delta=0.5\phi$	2,60	1,61	1,22	1,27	1,63
	$\delta=0.67\phi$	2,60	1,38	0,91	1,07	1,52
	$\delta=\phi$	2,60	1,01	0,77	0,86	1,33

$\phi=35^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	1,69	1,69	1,74	1,69	1,43
	$\delta=0.33\phi$	1,69	1,19	0,96	0,97	1,13
	$\delta=0.5\phi$	1,69	0,98	0,72	0,77	1,03
	$\delta=0.67\phi$	1,69	0,82	0,54	0,62	0,97
	$\delta=\phi$	1,69	0,54	0,43	0,47	0,85

$\phi=40^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerissel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	1,08	1,08	1,18	1,08	0,85
	$\delta=0.33\phi$	1,08	0,73	0,59	0,58	0,71
	$\delta=0.5\phi$	1,08	0,59	0,41	0,43	0,66
	$\delta=0.67\phi$	1,08	0,46	0,26	0,34	0,60
	$\delta=\phi$	1,08	0,24	0,20	0,23	0,54

- Βάθος εκσκαφής:  $H=6m$

$\phi=25^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	8,99	8,99	8,95	8,99	8,53
	$\delta=0.33\phi$	8,99	6,64	6,42	6,22	6,50
	$\delta=0.5\phi$	8,99	5,80	5,32	5,40	5,90
	$\delta=0.67\phi$	8,99	5,10	4,48	4,82	5,38
	$\delta=\phi$	8,99	4,01	3,94	4,25	4,64

$\phi=30^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	5,96	5,96	6,20	5,96	5,57
	$\delta=0.33\phi$	5,96	4,36	4,18	4,06	4,27
	$\delta=0.5\phi$	5,96	3,76	3,44	3,49	3,84
	$\delta=0.67\phi$	5,96	3,25	2,86	3,08	3,52
	$\delta=\phi$	5,96	2,41	2,48	2,66	3,01

$\phi=35^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	4,12	4,12	4,20	4,12	3,84
	$\delta=0.33\phi$	4,12	2,94	2,71	2,71	2,88
	$\delta=0.5\phi$	4,12	2,48	2,27	2,30	2,58
	$\delta=0.67\phi$	4,12	2,08	1,90	2,00	2,35
	$\delta=\phi$	4,12	1,39	1,62	1,69	1,99

$\phi=40^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	2,88	2,88	3,04	2,88	2,62
	$\delta=0.33\phi$	2,88	1,98	1,84	1,81	1,97
	$\delta=0.5\phi$	2,88	1,62	1,49	1,50	1,75
	$\delta=0.67\phi$	2,88	1,28	1,20	1,28	1,56
	$\delta=\phi$	2,88	0,67	1,00	1,04	1,30

- Βάθος εκσκαφής:  $H=8m$

$\phi=25^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	13,98	13,98	13,88	13,98	13,49
	$\delta=0.33\phi$	13,98	10,37	10,33	10,02	10,25
	$\delta=0.5\phi$	13,98	9,07	8,74	8,86	9,12
	$\delta=0.67\phi$	13,98	7,99	7,54	8,03	8,44
	$\delta=\phi$	13,98	6,31	6,67	7,21	7,27

$\phi=30^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	9,43	9,43	9,77	9,43	9,00
	$\delta=0.33\phi$	9,43	6,92	6,84	6,68	6,84
	$\delta=0.5\phi$	9,43	5,99	5,80	5,86	6,14
	$\delta=0.67\phi$	9,43	5,18	4,97	5,27	5,59
	$\delta=\phi$	9,43	3,86	4,34	4,67	4,78

$\phi=35^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	6,65	6,65	6,76	6,65	6,36
	$\delta=0.33\phi$	6,65	4,76	4,57	4,60	4,72
	$\delta=0.5\phi$	6,65	4,03	3,92	3,98	4,21
	$\delta=0.67\phi$	6,65	3,40	3,40	3,54	3,80
	$\delta=\phi$	6,65	2,28	2,94	3,08	3,20

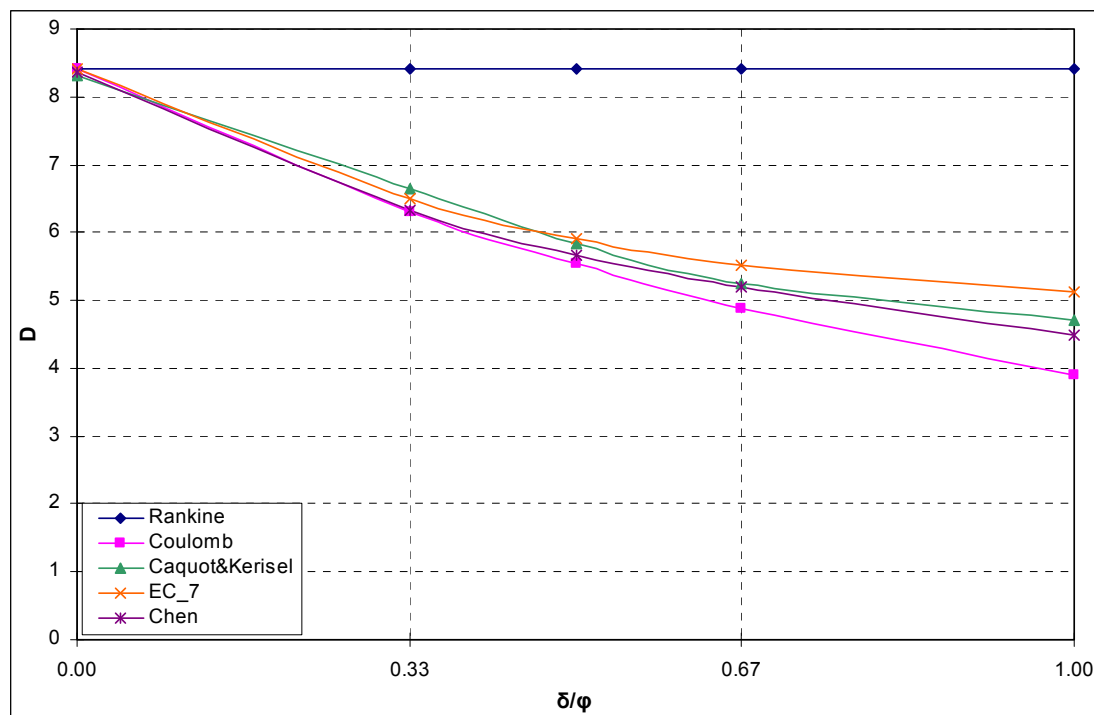
$\phi=40^\circ$		Rankine	Coulomb	Kerisel	EC_7	Chen
	$\delta=0$	4,76	4,76	4,99	4,76	4,50
	$\delta=0.33\phi$	4,76	3,30	3,19	3,19	3,31
	$\delta=0.5\phi$	4,76	2,71	2,66	2,71	2,92
	$\delta=0.67\phi$	4,76	2,16	2,24	2,36	2,58
	$\delta=\phi$	4,76	1,13	1,91	2,02	2,12

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

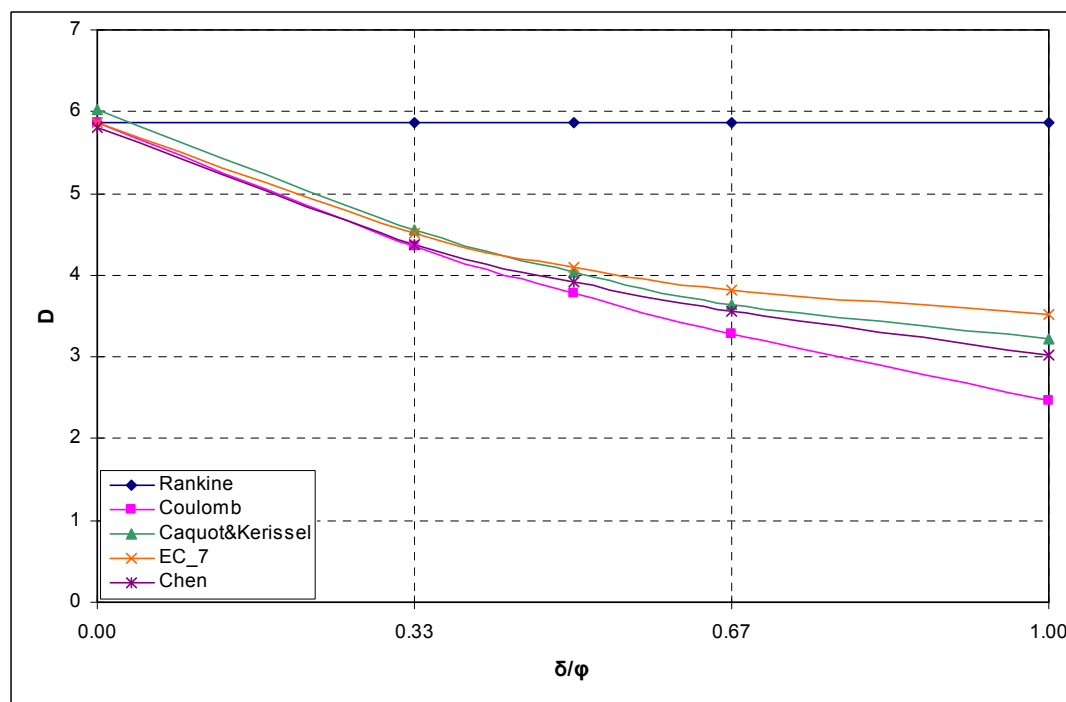
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ ΤΟΥ 4<sup>ου</sup>  
ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ ΥΠΟ ΜΟΡΦΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

### Γ.1. Αποτελέσματα παραμετρικών επιλύσεων ως προς το βάθος έμπτυξης $D(m)$ για συνοχή εδάφους: $c=0\text{KPa}$

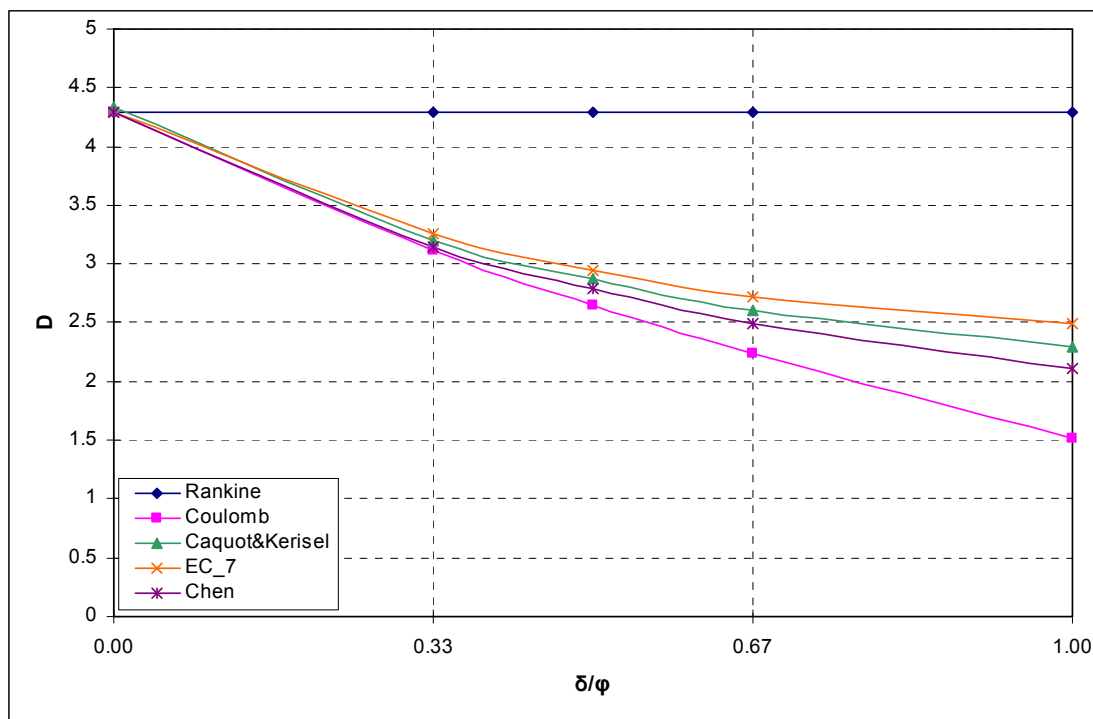
- Βάθος εκσκαφής:  $H=4\text{m}$



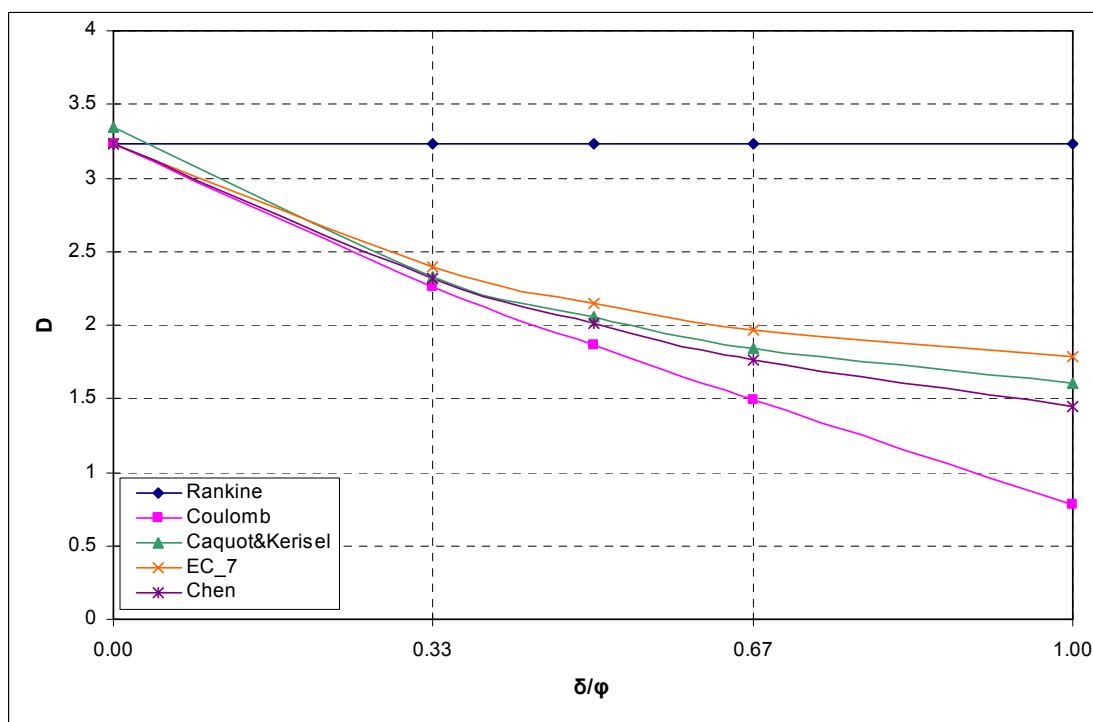
Σχ.Γ.1. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D (m)$  για  $c=0\text{KPa}$ ,  $\phi=25^\circ$ ,  $H=4\text{m}$



Σχ.Γ.2. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D (m)$  για  $c=0\text{KPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $H=4\text{m}$

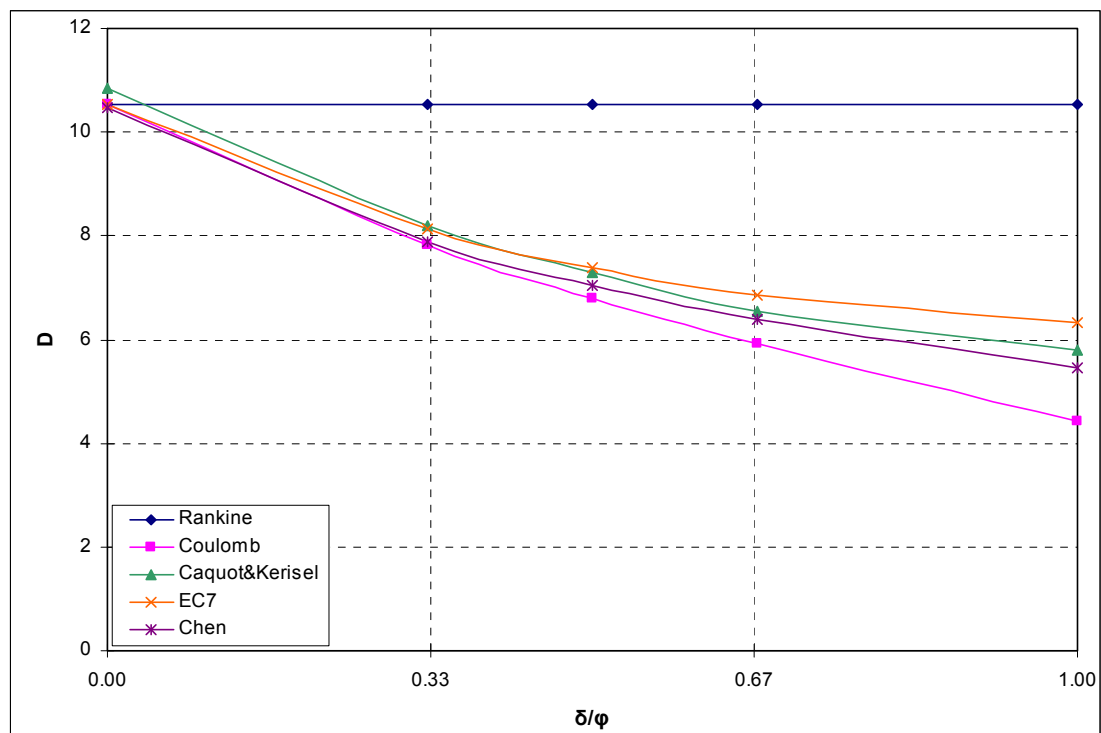


Σχ.Γ.3. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D$  (m) για  $c=0$  KPa,  $\phi=35^\circ$ ,  $H=4m$

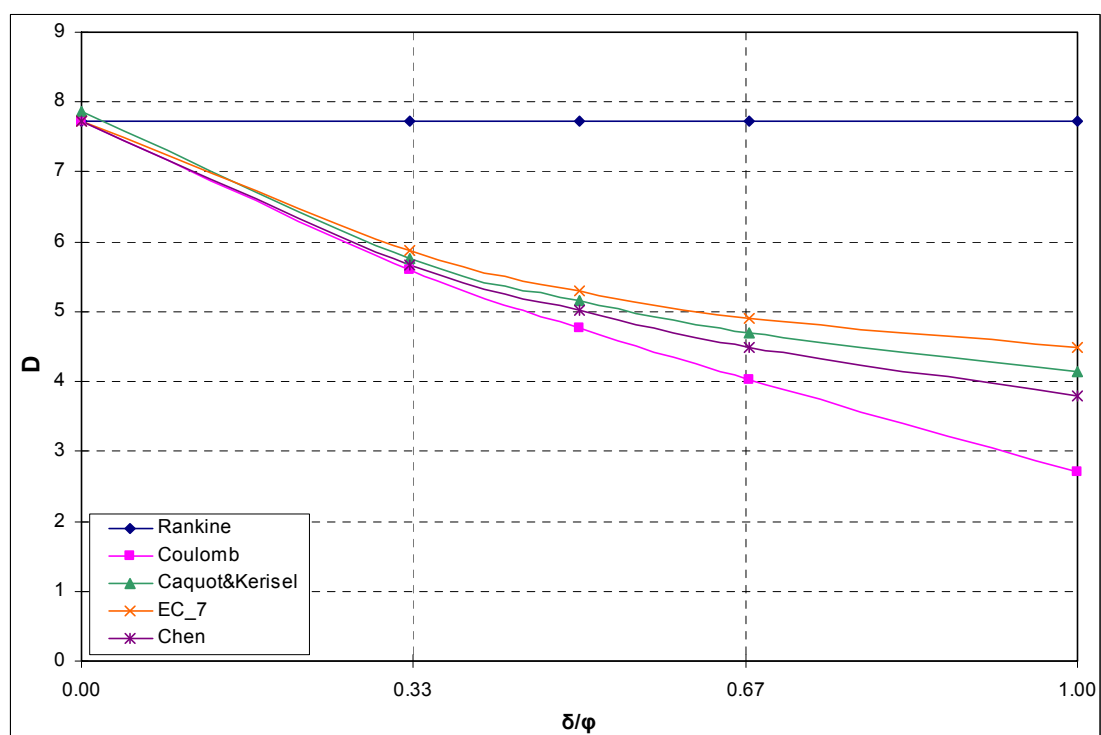


Σχ.Γ.4. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D$  (m) για  $c=0$  KPa,  $\phi=40^\circ$ ,  $H=4m$

• Βάθος εκσκαφής:  $H=6m$

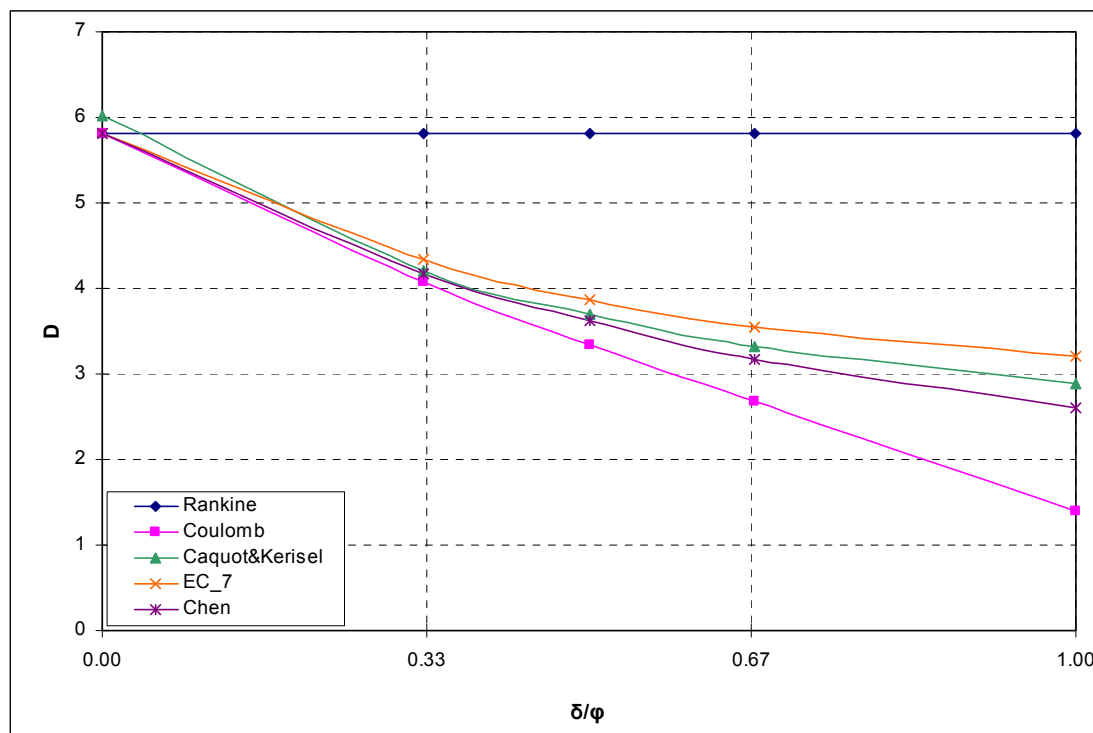


Σχ.Γ.5. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=0$  KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $H=6m$



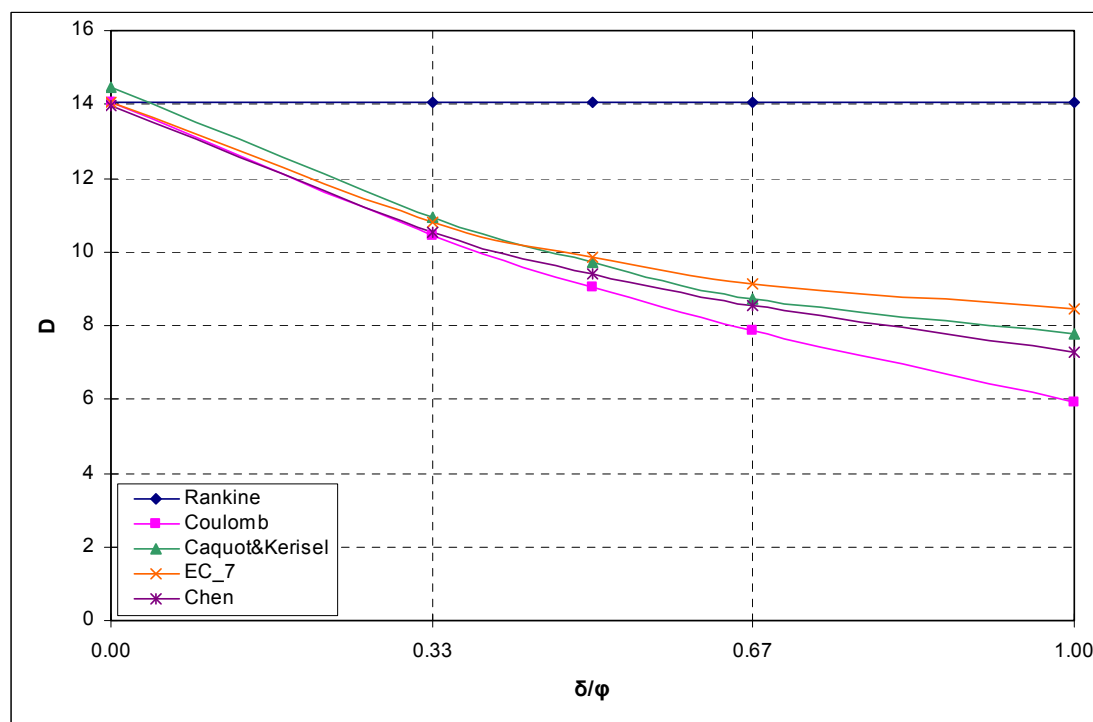
Σχ.Γ.6. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=0$  KPa,  $\phi=35^\circ$ ,  $H=6m$



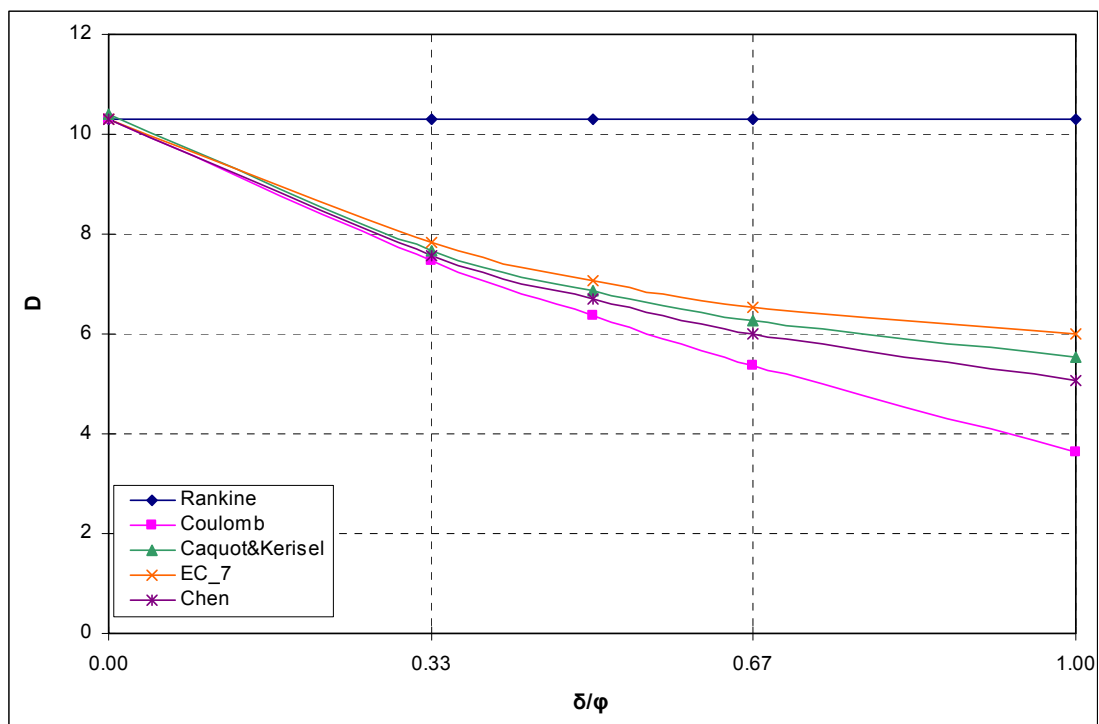


Σχ.Γ.7. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμψηξης  $D$  (m) για  $c=0$  KPa,  $\phi=40^\circ$ ,  $H=6$ m

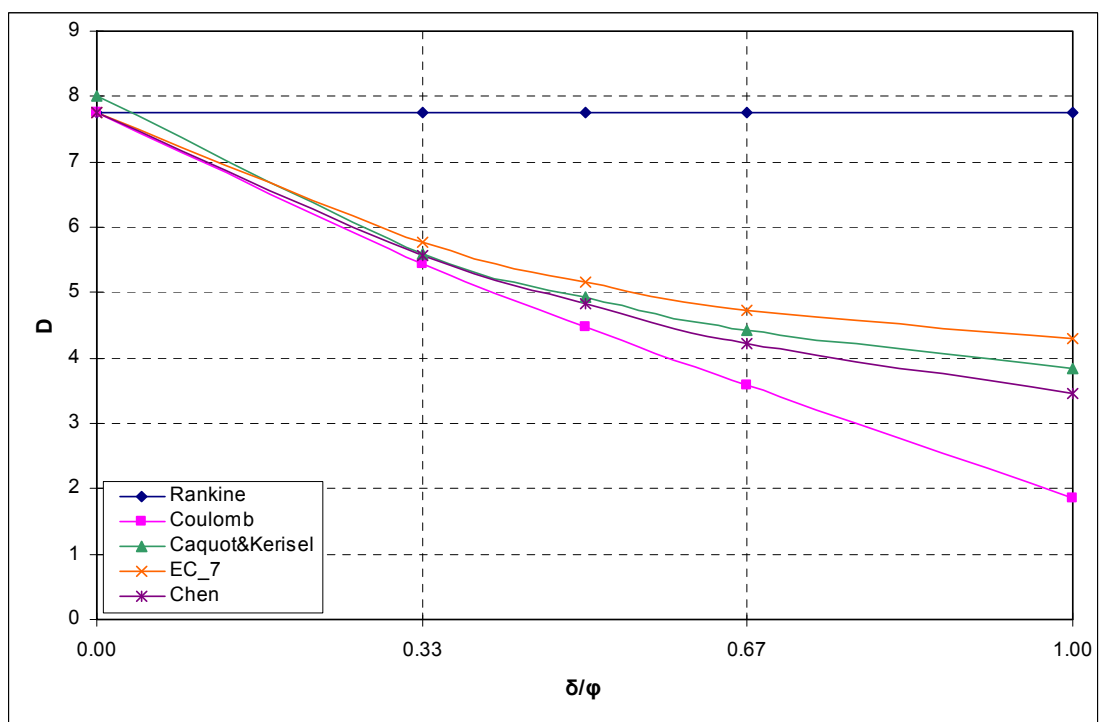
- Βάθος εκσκαφής:  $H=8$ m



Σχ.Γ.8. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμψηξης  $D$  (m) για  $c=0$  KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $H=8$ m



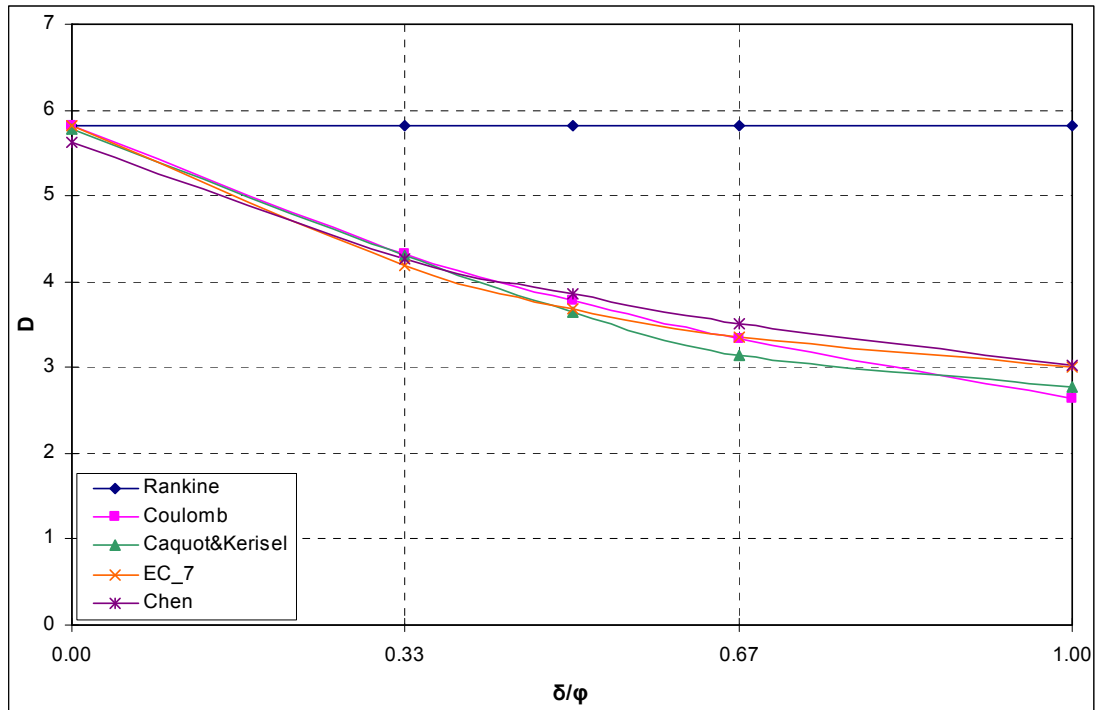
Σχ.Γ.9. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D$  (m) για  $c=0$  KPa,  $\phi=35^\circ$ ,  $H=8m$



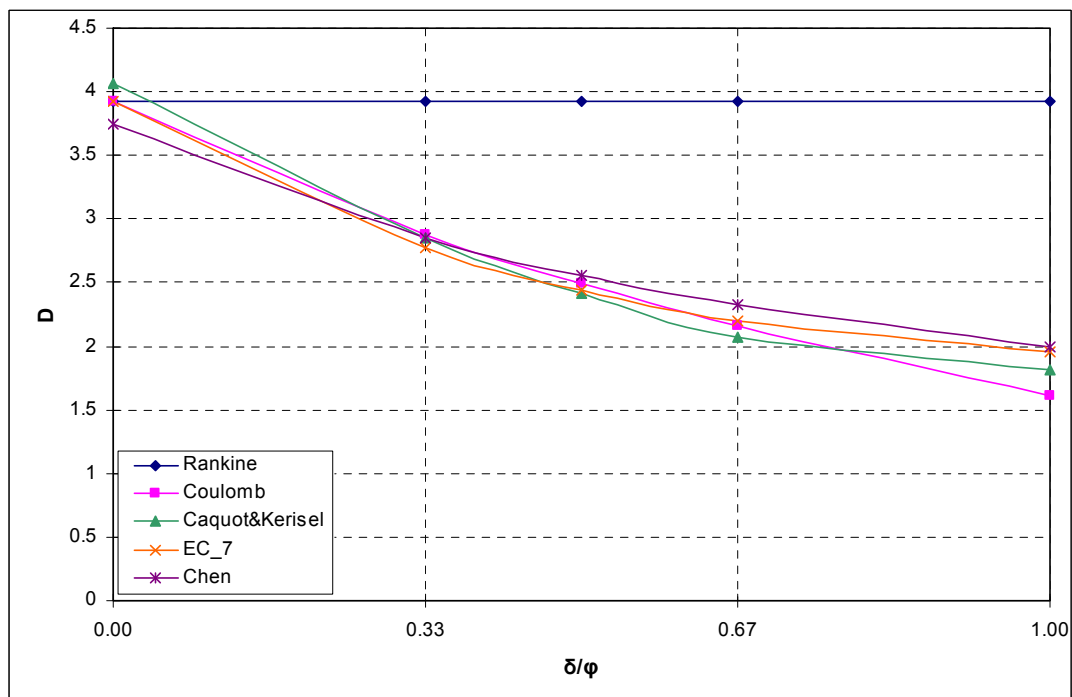
Σχ.Γ.10. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D$  (m) για  $c=0$  KPa,  $\phi=40^\circ$ ,  $H=8m$

## Γ.2. Αποτελέσματα παραμετρικών επιλύσεων ως προς το βάθος έμπηξης $D(m)$ για συνοχή εδάφους: $c=5\text{KPa}$

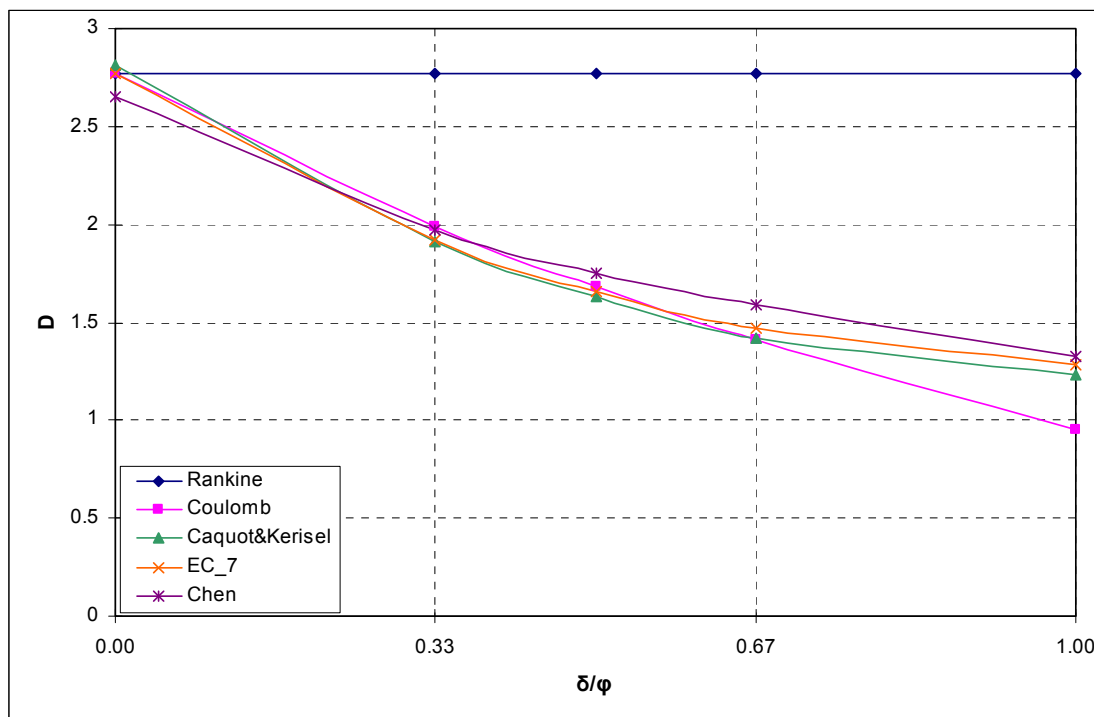
- Βάθος εκσκαφής:  $H=4\text{m}$



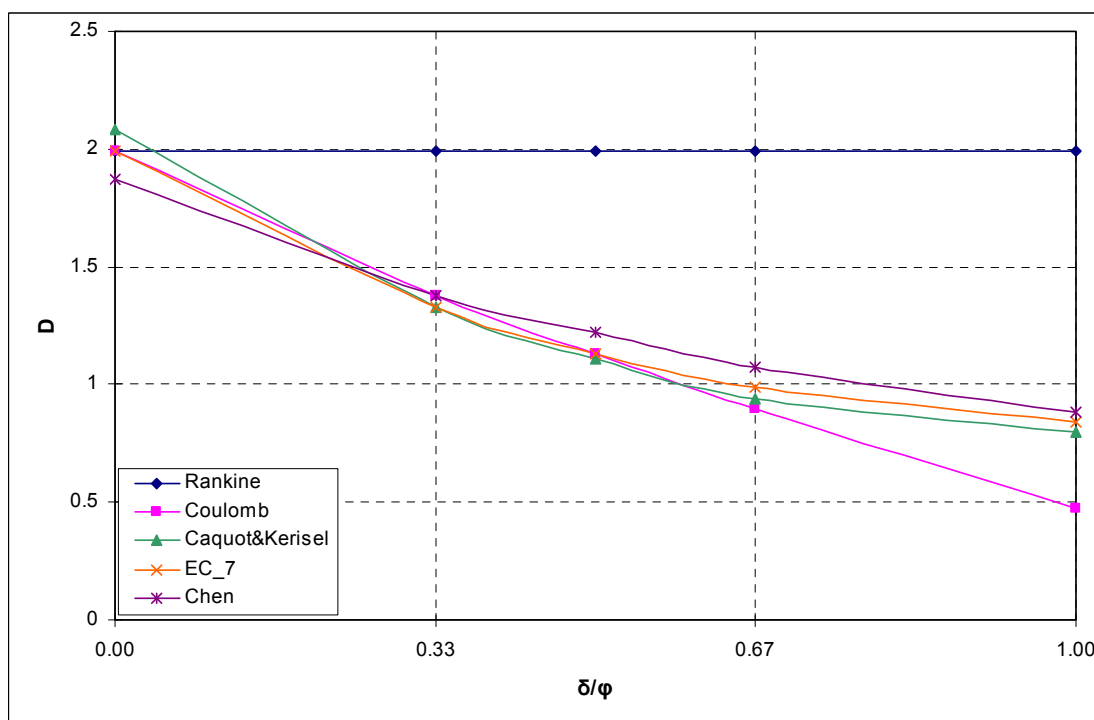
Σχ.Γ.11. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\varphi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=5\text{ KPa}, \varphi=25^\circ, H=4\text{m}$



Σχ.Γ.12. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\varphi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=5\text{ KPa}, \varphi=30^\circ, H=4\text{m}$

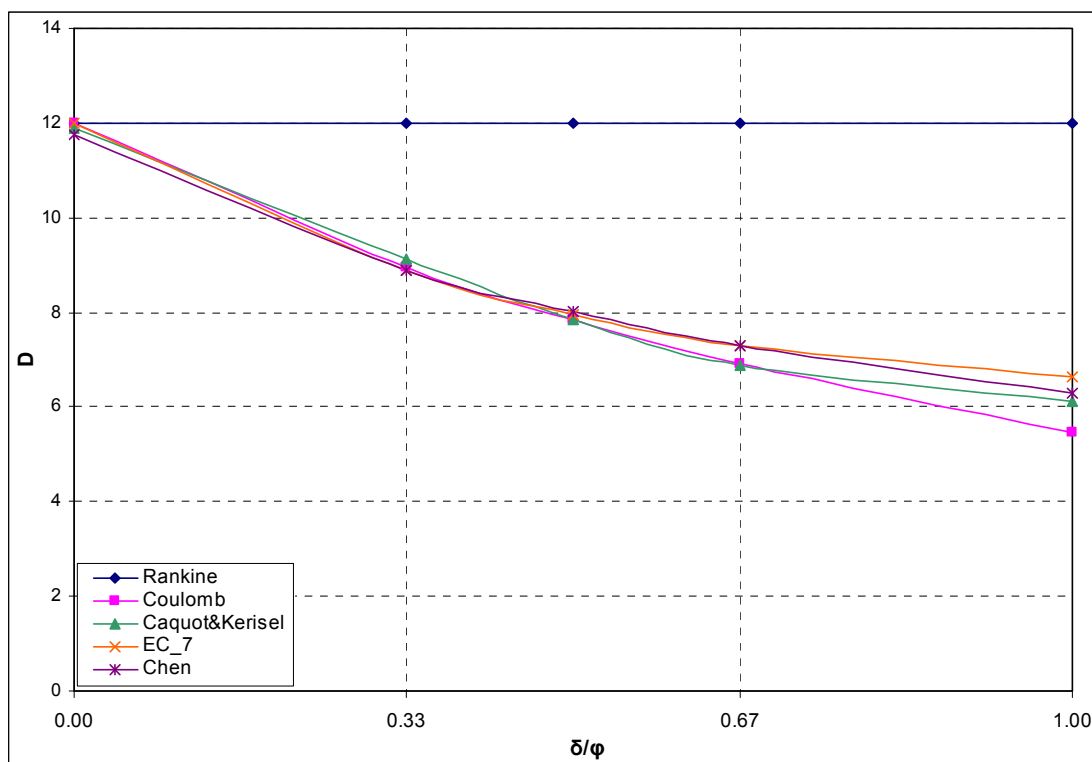


Σχ.Γ.13. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=5$  KPa,  $\phi=35^\circ$ ,  $H=4$ m

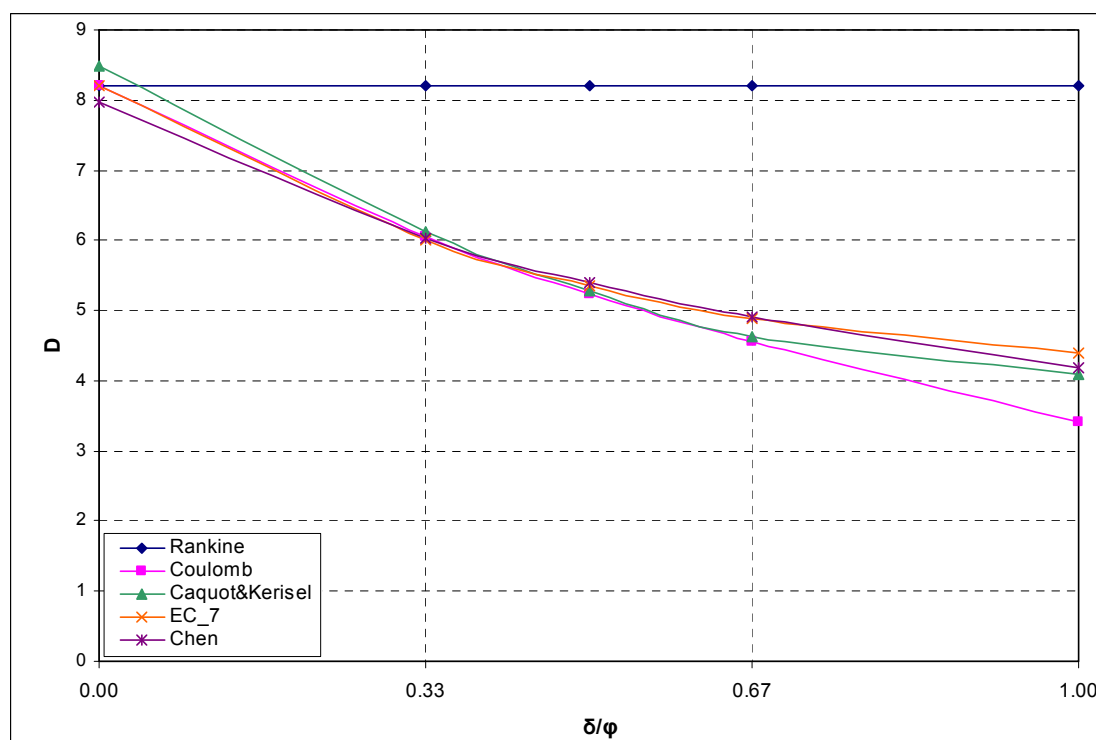


Σχ.Γ.14. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=5$  KPa,  $\phi=40^\circ$ ,  $H=4$ m

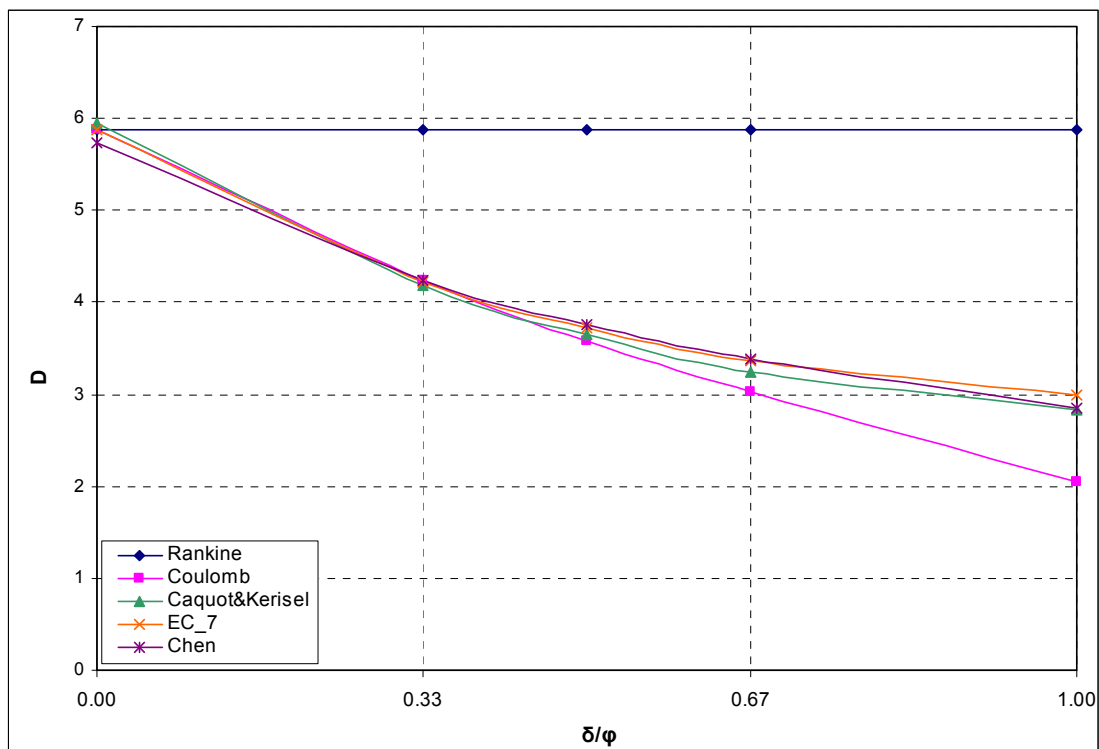
- Βάθος εκσκαφής:  $H=6m$



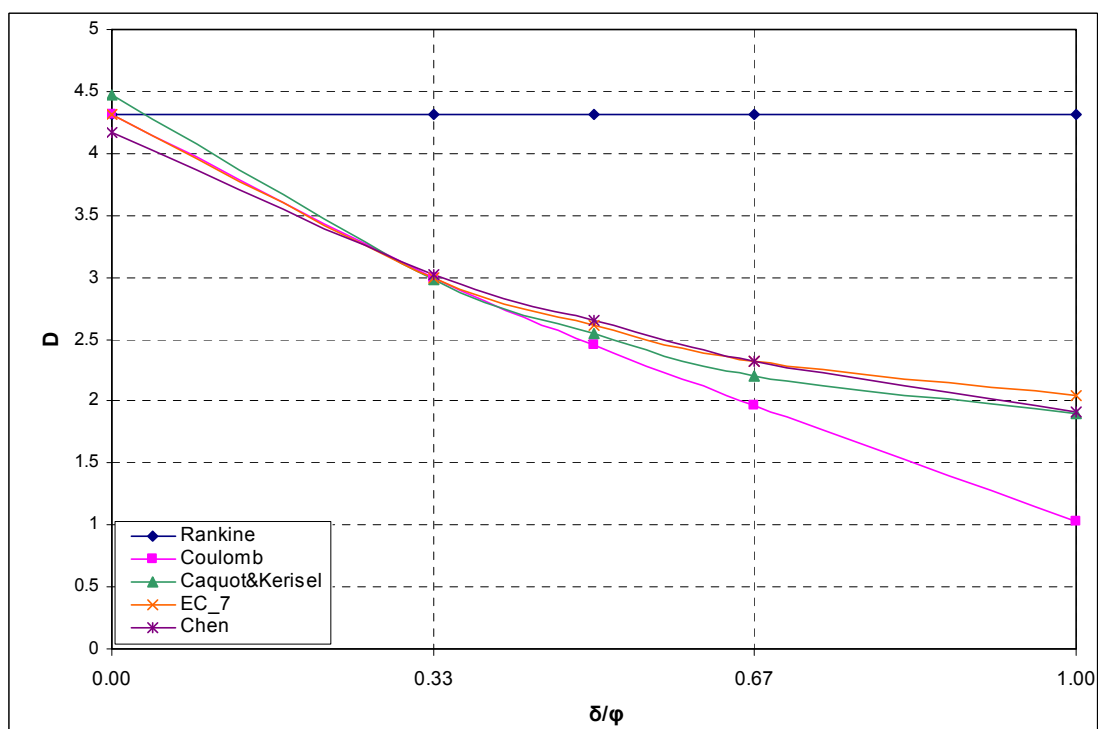
Σχ.Γ.15. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=5 \text{ KPa}$ ,  $\phi=25^\circ$ ,  $H=6m$



Σχ.Γ.16. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=5 \text{ KPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $H=6m$

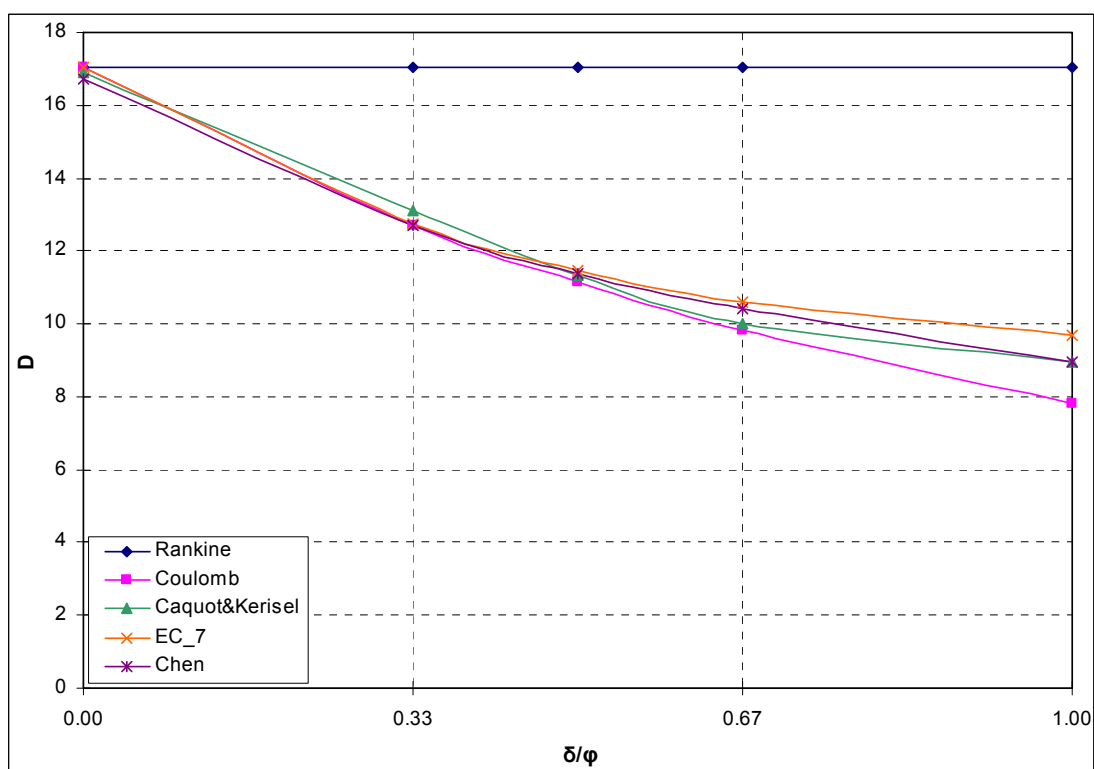


Σχ.Γ.17. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμψηξης  $D$  (m) για  $c=5$  KPa,  $\phi=35^\circ$ ,  $H=6m$

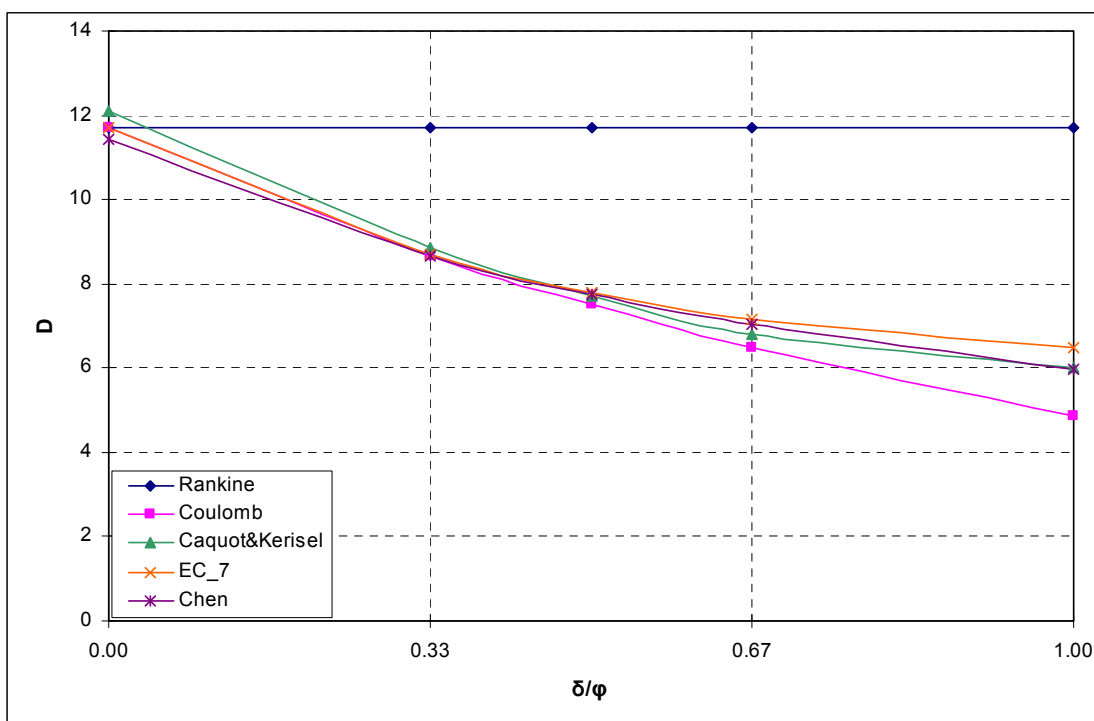


Σχ.Γ.18. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμψηξης  $D$  (m) για  $c=5$  KPa,  $\phi=40^\circ$ ,  $H=6m$

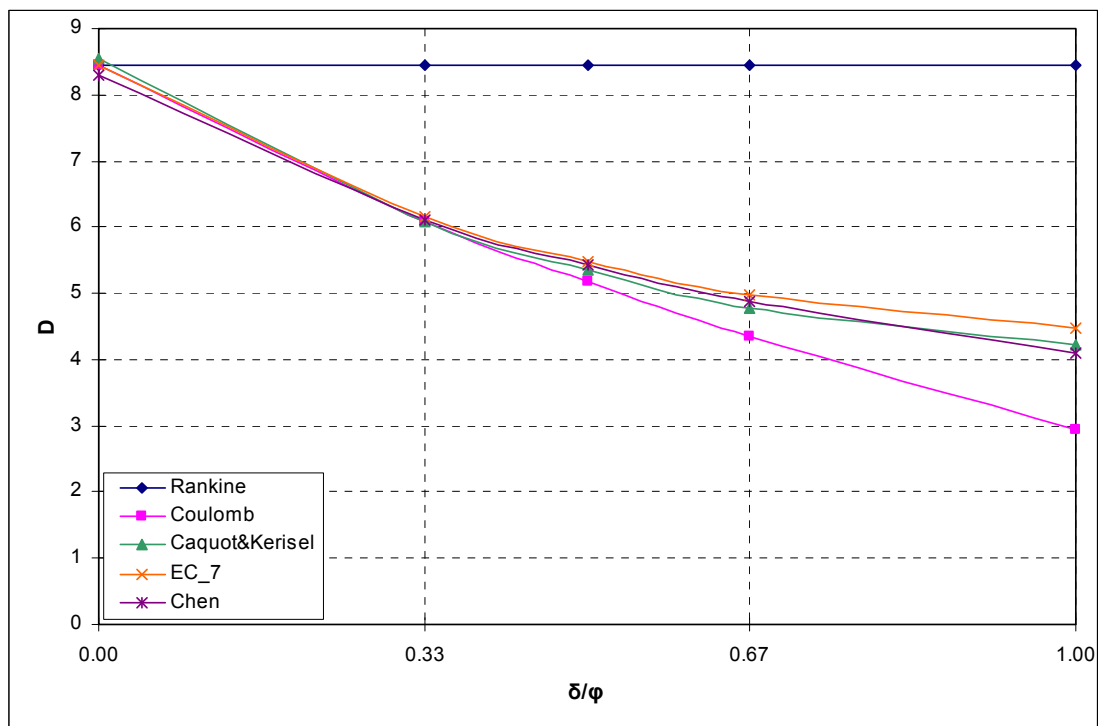
- Βάθος εκσκαφής:  $H=8m$



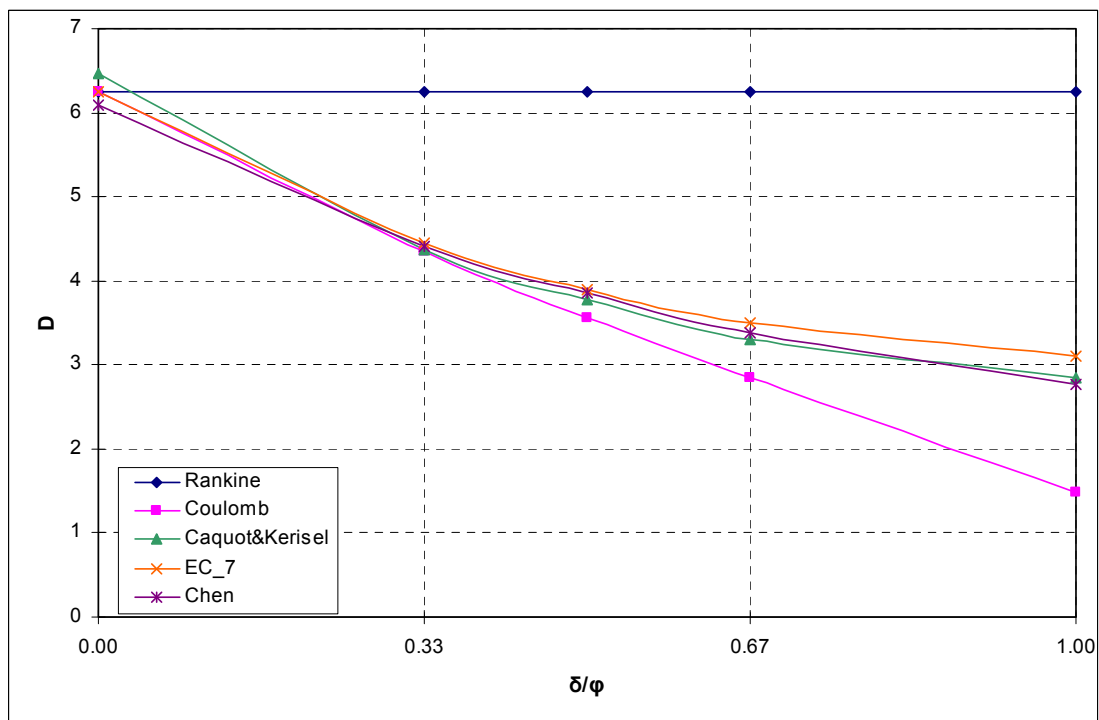
Σχ.Γ.19. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D$  (m) για  $c=5 \text{ KPa}$ ,  $\phi=25^\circ$ ,  $H=8m$



Σχ.Γ.20. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D$  (m) για  $c=5 \text{ KPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $H=8m$



Σχ.Γ.21. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\varphi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=5$  KPa,  $\varphi=35^\circ$ ,  $H=8$ m

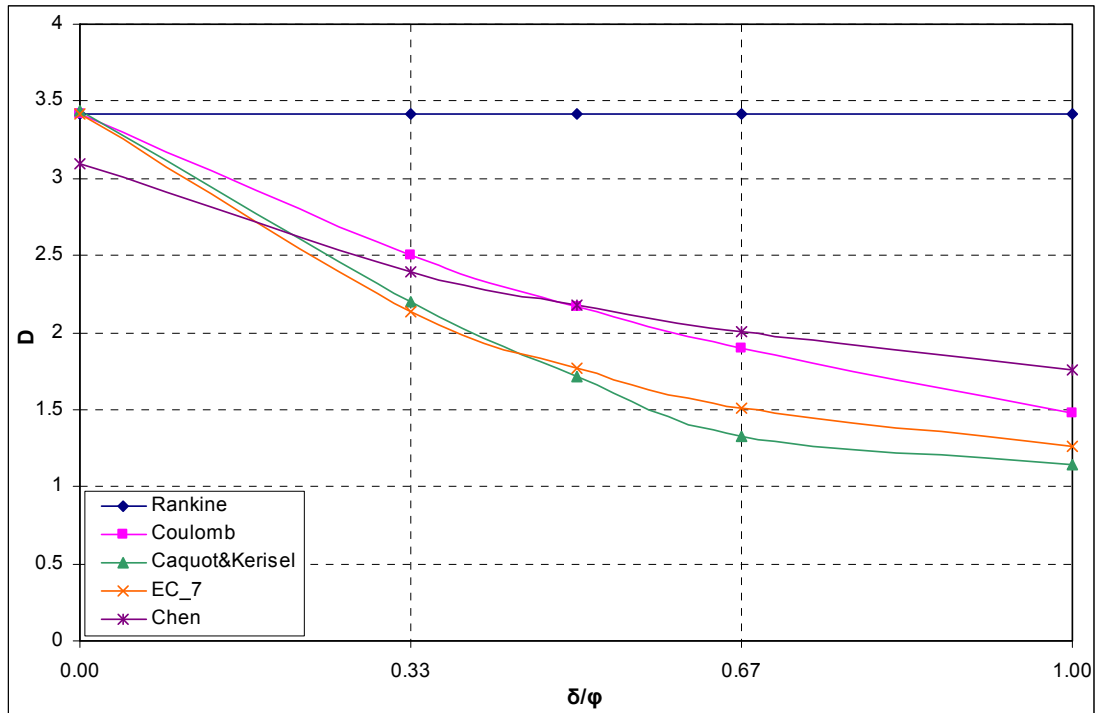


Σχ.Γ.22. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\varphi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=5$  KPa,  $\varphi=40^\circ$ ,  $H=8$ m

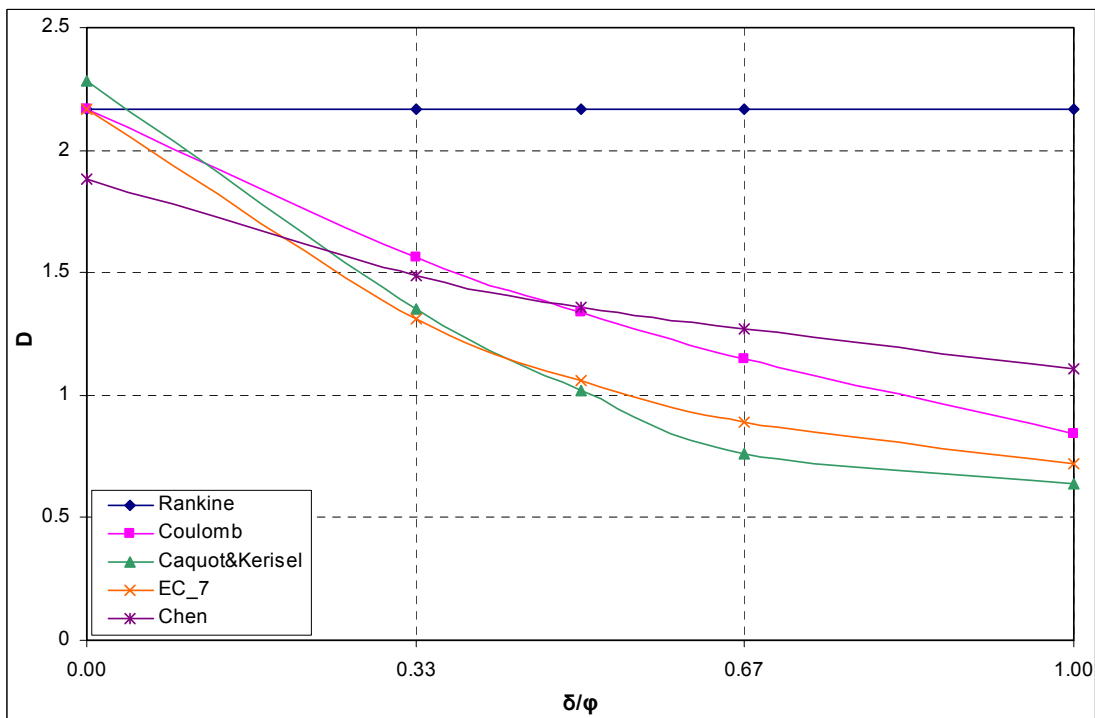


### Γ.3. Αποτελέσματα παραμετρικών επιλύσεων ως προς το βάθος έμπτυξης $D(m)$ για συνοχή εδάφους: $c=10\text{KPa}$

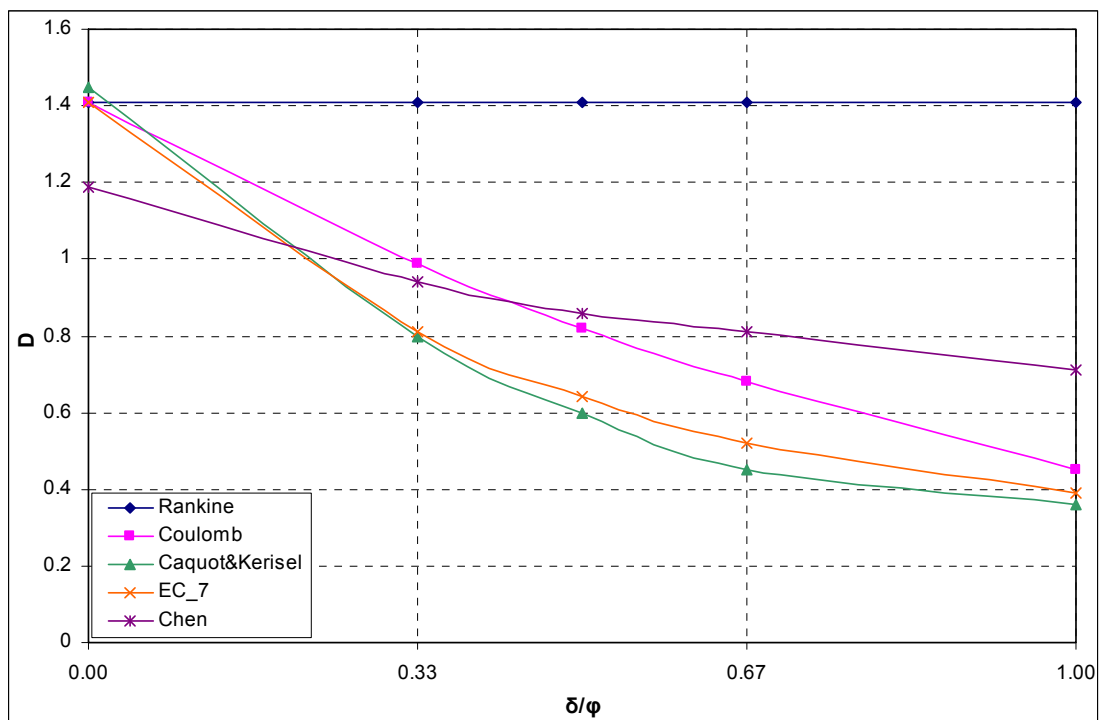
- Βάθος εκσκαφής:  $H=4\text{m}$



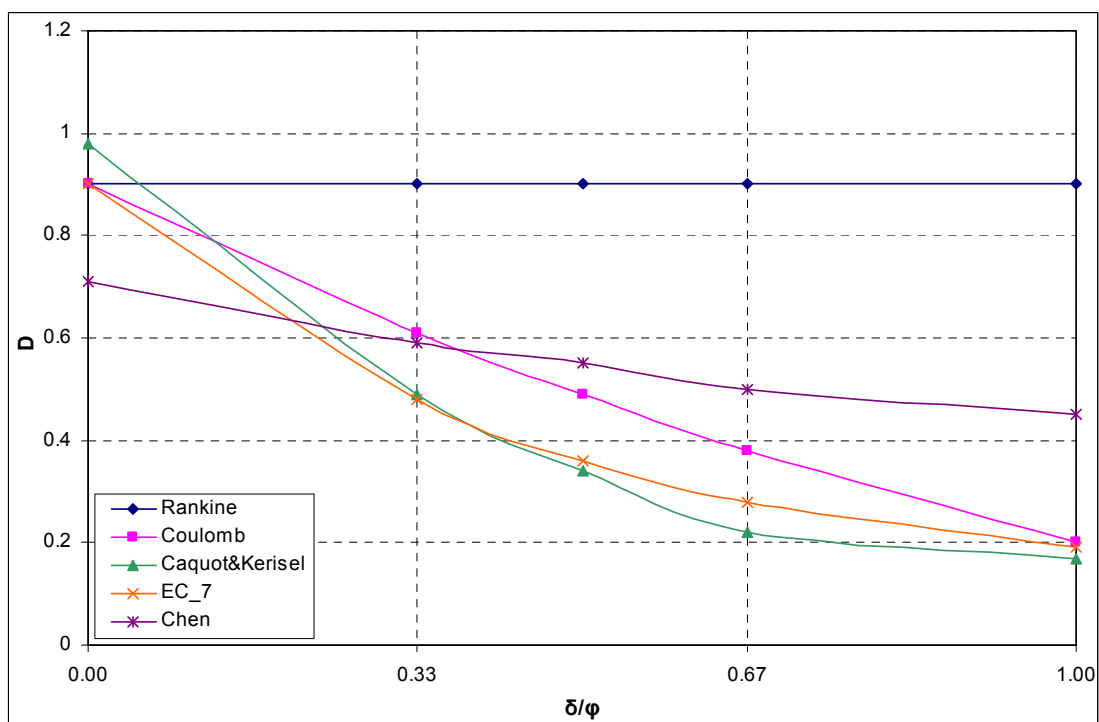
Σχ.Γ.23. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D (m)$  για  $c=10 \text{ KPa}$ ,  $\phi=25^\circ$ ,  $H=4\text{m}$



Σχ.Γ.24. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D (m)$  για  $c=10 \text{ KPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $H=4\text{m}$

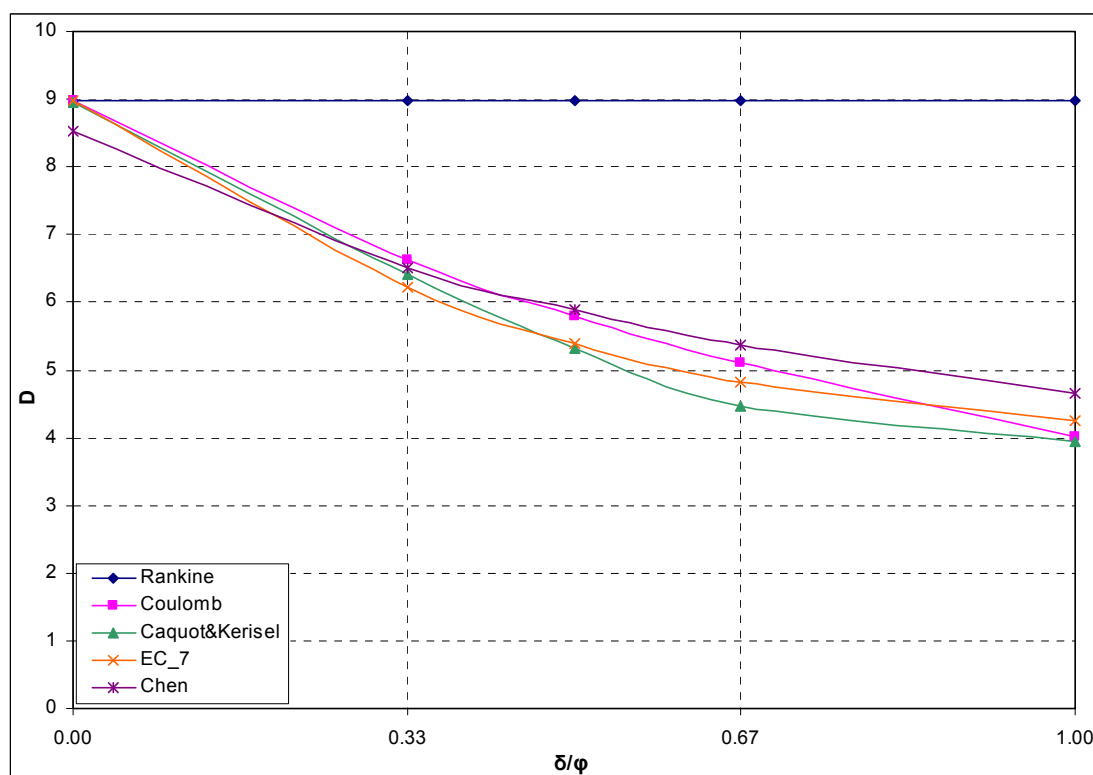


Σχ.Γ.25. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμψηξης  $D$  (m) για  $c=10$  KPa,  $\phi=35^\circ$ ,  $H=4$  m

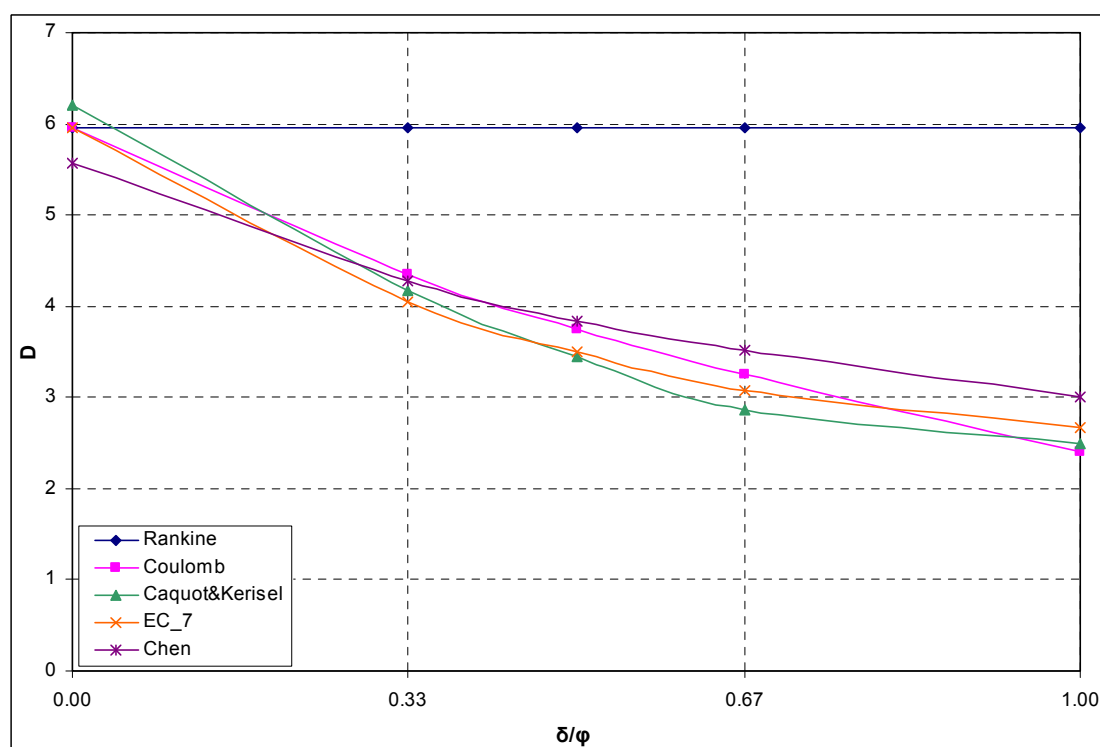


Σχ.Γ.26. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμψηξης  $D$  (m) για  $c=10$  KPa,  $\phi=40^\circ$ ,  $H=4$  m

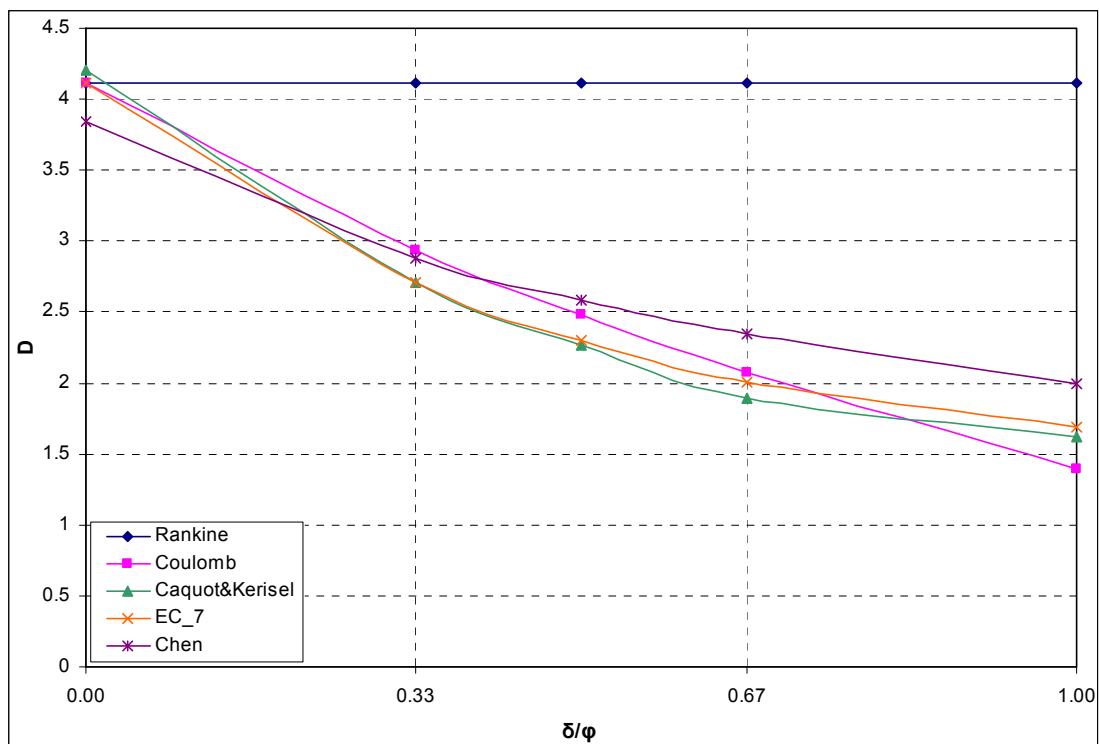
- Βάθος εκσκαφής:  $H=6m$



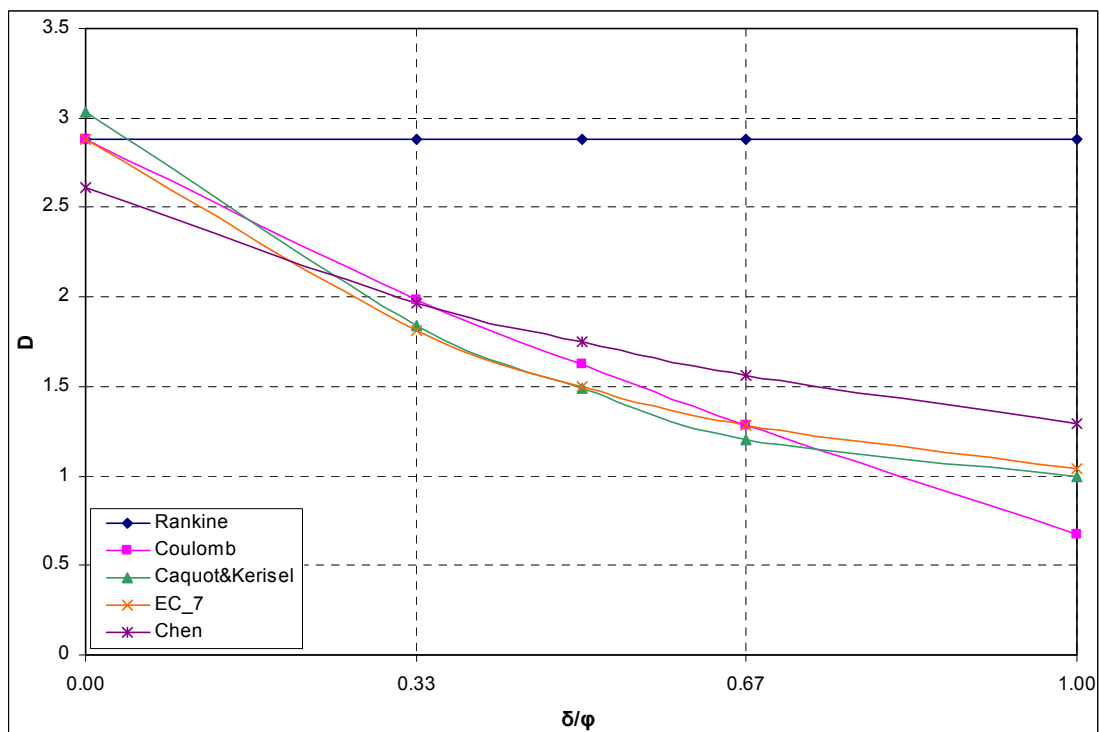
Σχ.Γ.27. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D$  (m) για  $c=10 \text{ KPa}$ ,  $\phi=25^\circ$ ,  $H=6m$



Σχ.Γ.28. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπτυξης  $D$  (m) για  $c=10 \text{ KPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $H=6m$

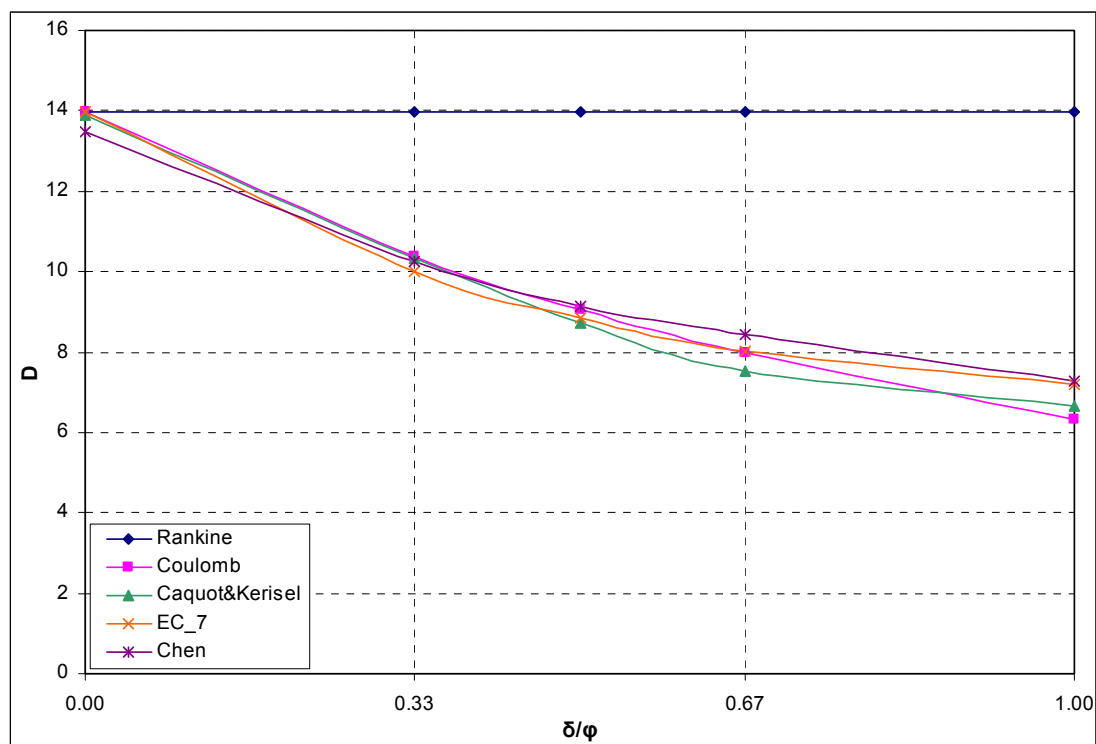


Σχ.Γ.29. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=10$  KPa,  $\phi=35^\circ$ ,  $H=6m$

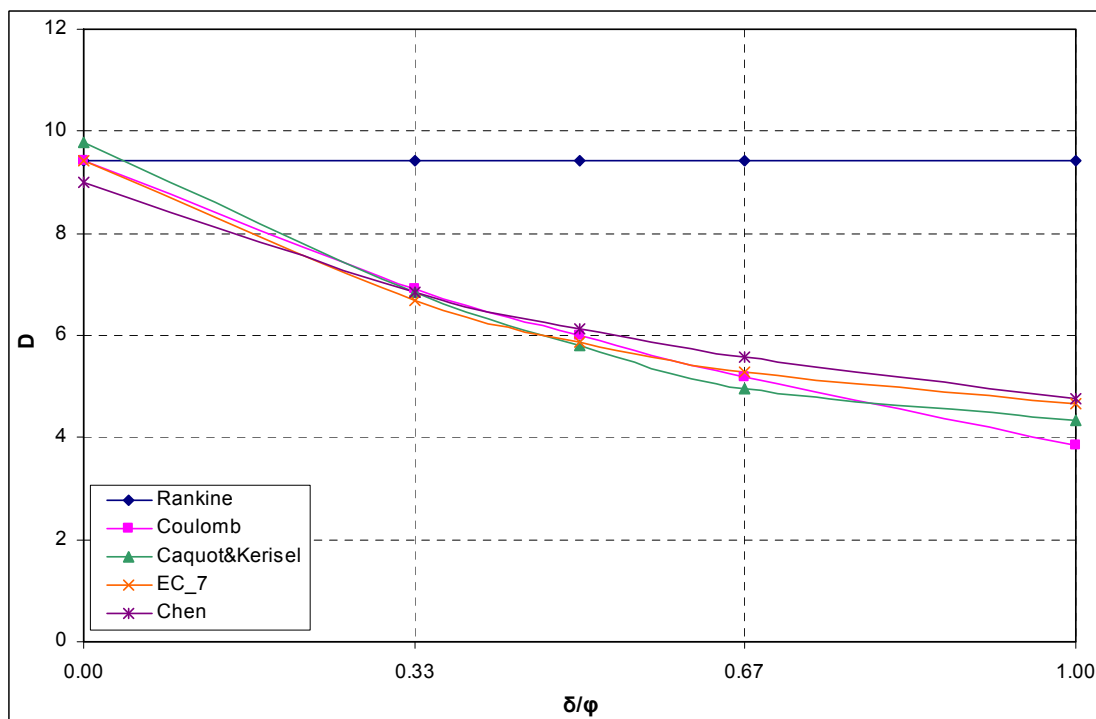


Σχ.Γ.30. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=10$  KPa,  $\phi=40^\circ$ ,  $H=6m$

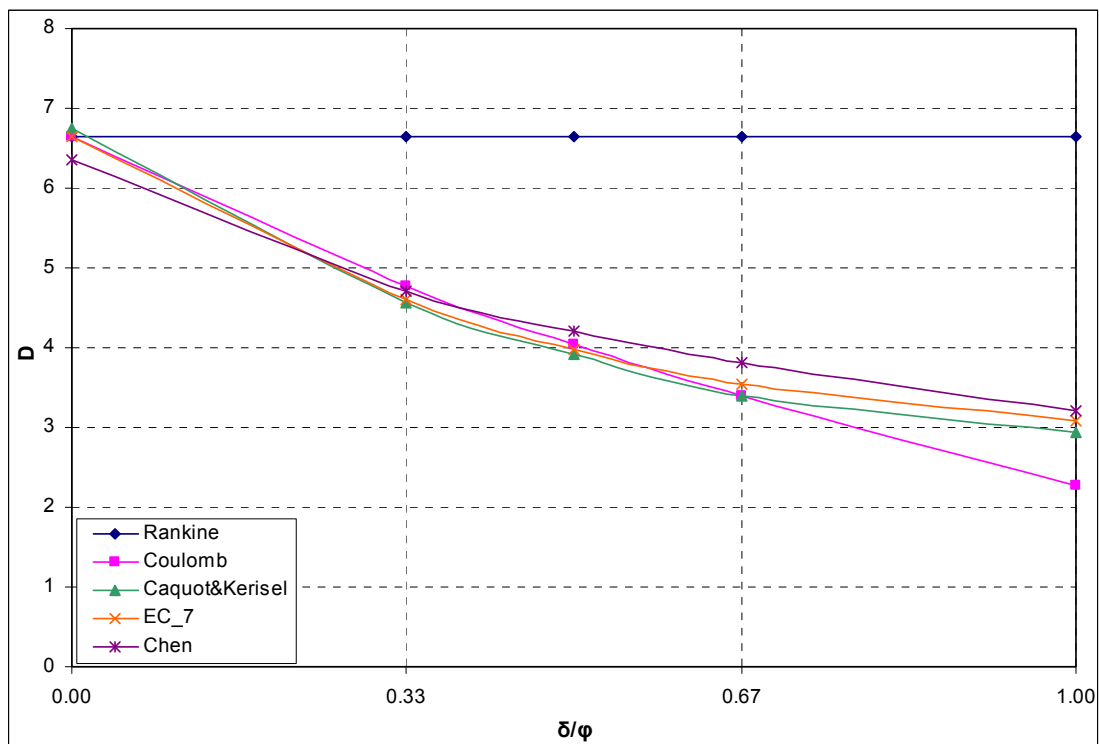
- Βάθος εκσκαφής:  $H=8m$



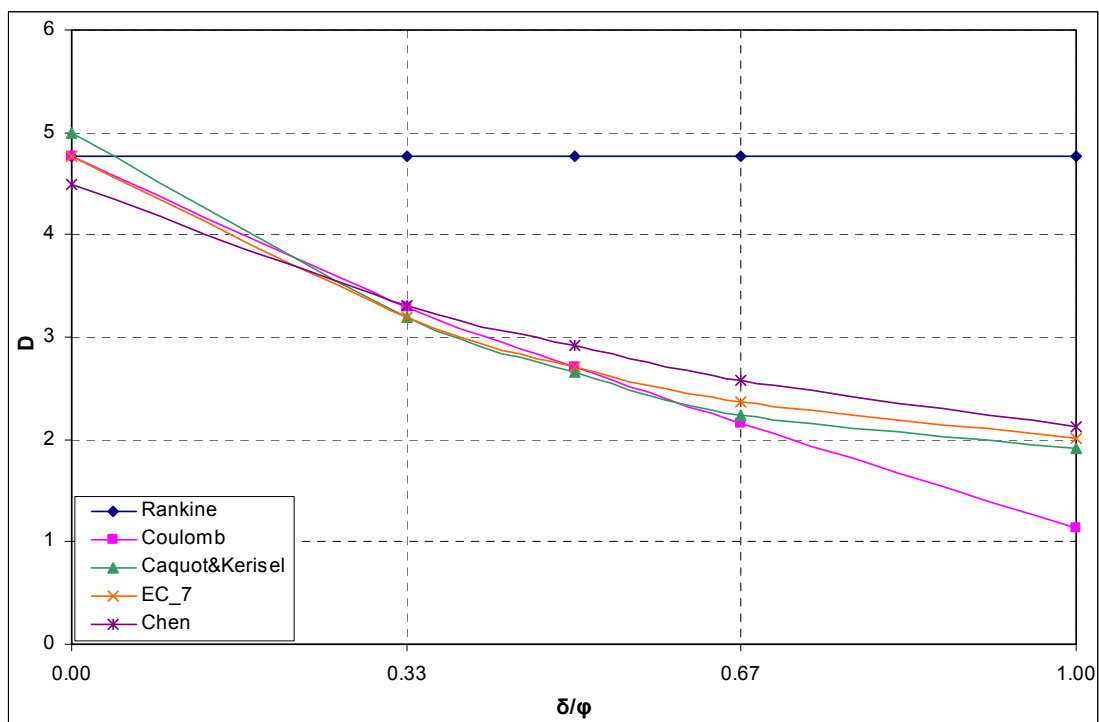
Σχ.Γ.31. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμψηξης  $D$  (m) για  $c=10 \text{ KPa}$ ,  $\phi=25^\circ$ ,  $H=8m$



Σχ.Γ.32. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμψηξης  $D$  (m) για  $c=10 \text{ KPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $H=8m$



Σχ.Γ.33. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=10 \text{ KPa}$ ,  $\phi=35^\circ$ ,  $H=8m$



Σχ.Γ.34. Επίδραση των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού των ωθήσεων σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  στο βάθος έμπηξης  $D$  (m) για  $c=10 \text{ KPa}$ ,  $\phi=40^\circ$ ,  $H=8m$



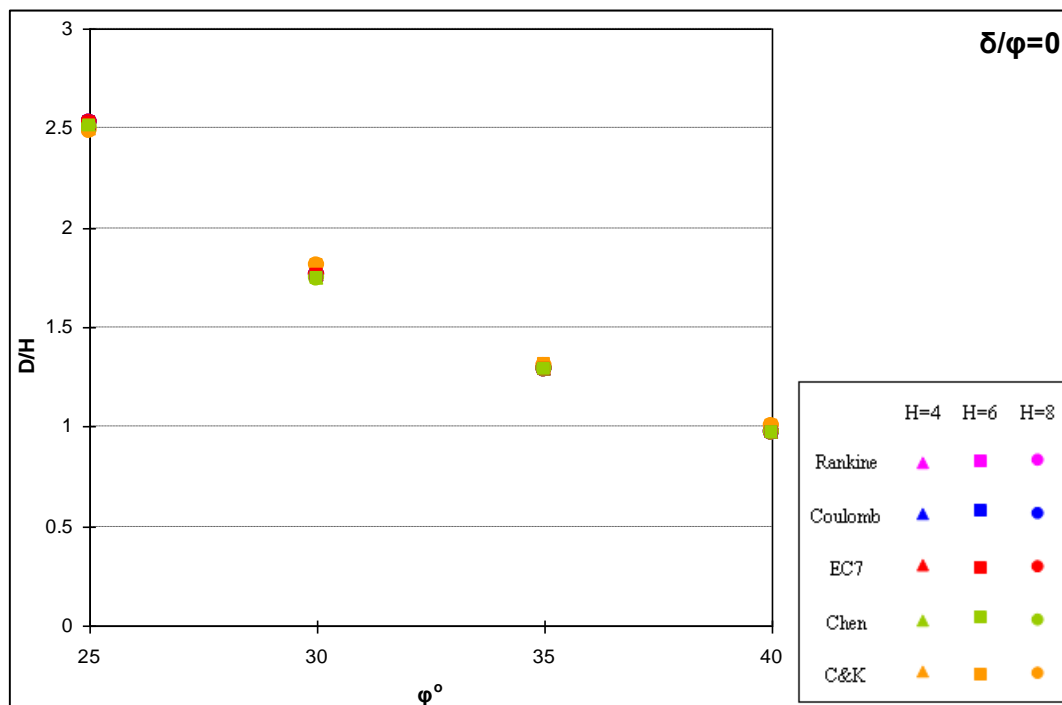
## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ**

ΚΑΝΟΝΙΚΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΥ  
ΒΑΘΟΥΣ ΕΜΠΗΞΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΥ  
ΕΔΑΦΟΥΣ

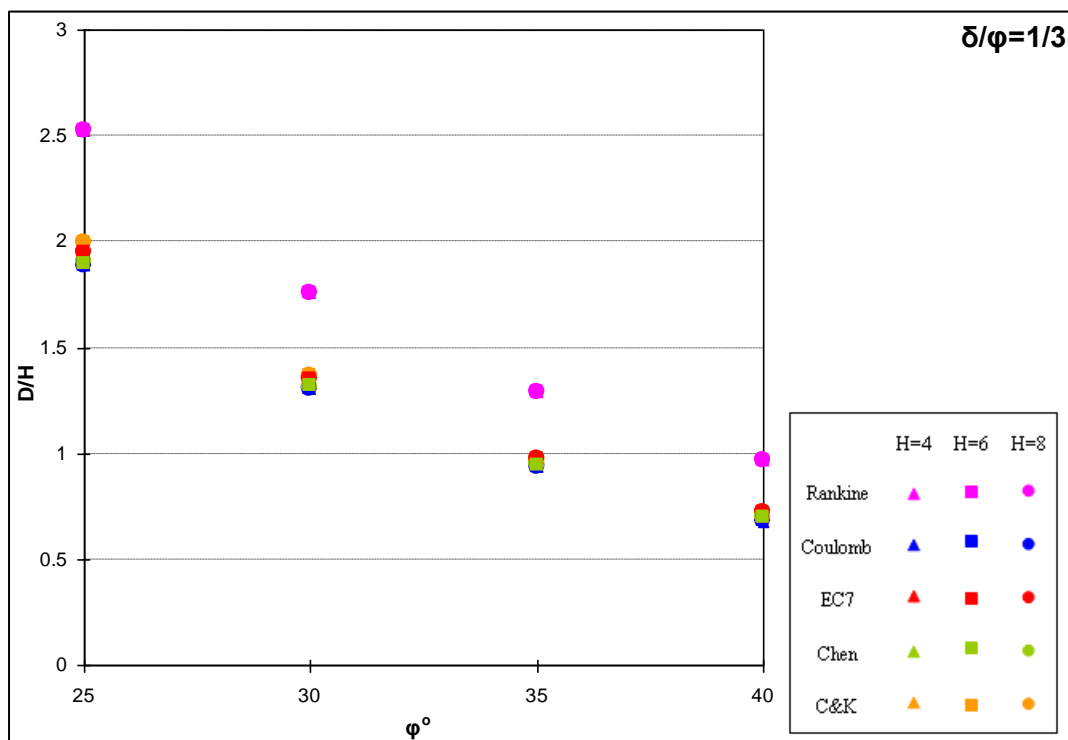


### Δ.1. Κανονικοποιημένα διαγράμματα του βάθους έμπηξης D σε συνάρτηση με τη γωνία τριβής του εδάφους $\varphi^\circ$ .

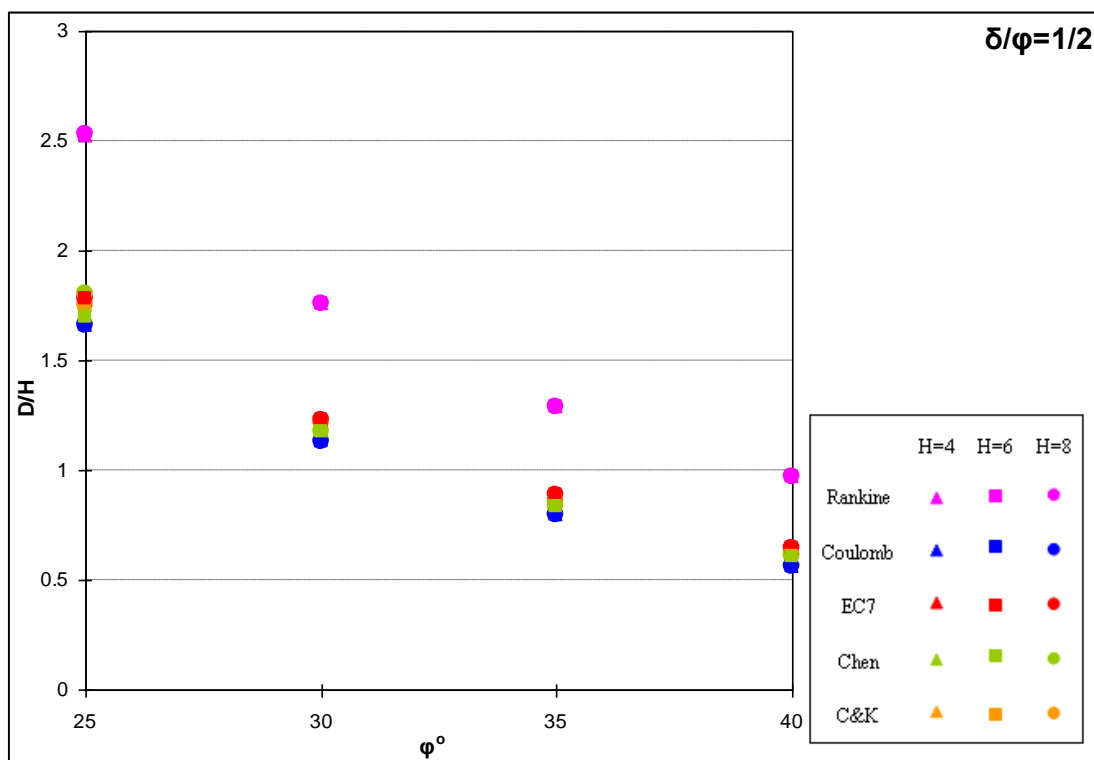
#### Περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους $c=0$ KPa



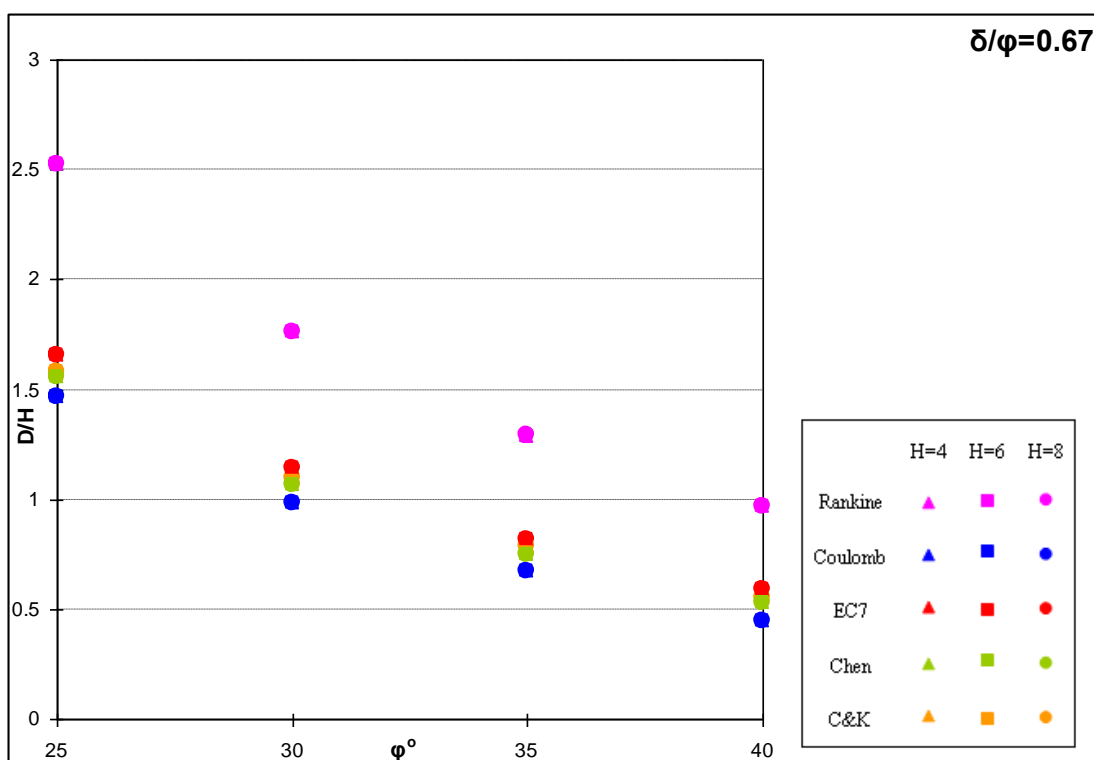
Σχ.Δ.1. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε συνάρτηση με τη γωνία τριβής  $\varphi^\circ$  για  $c=0$  kPa,  $\delta/\varphi=0$ ,  $H=4, 6, 8$  m για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων



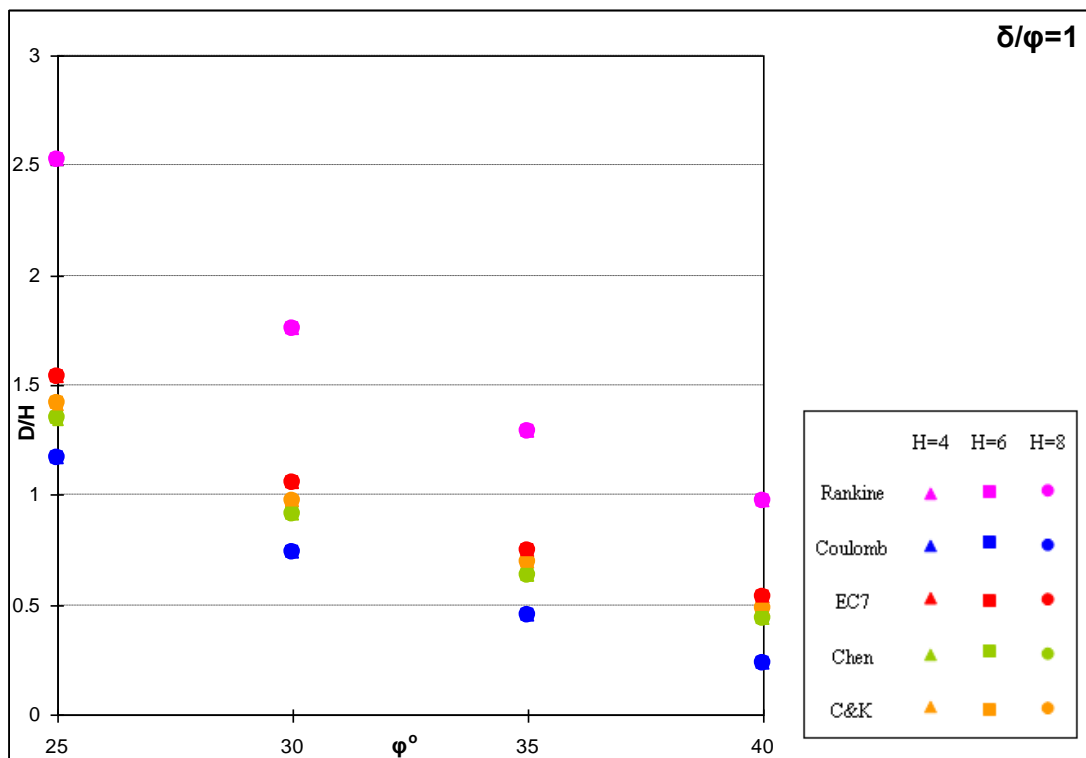
Σχ.Δ.2. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε συνάρτηση με τη γωνία τριβής  $\varphi^\circ$  για  $c=0$  kPa,  $\delta/\varphi=0.33$ ,  $H=4, 6, 8$  m για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων



Σχ.Δ.3. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε συνάρτηση με τη γωνία τριβής  $\varphi^\circ$  για  $c=0 \text{ kPa}$ ,  $\delta/\varphi=0.5$ ,  $H=4, 6, 8\text{m}$  για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων



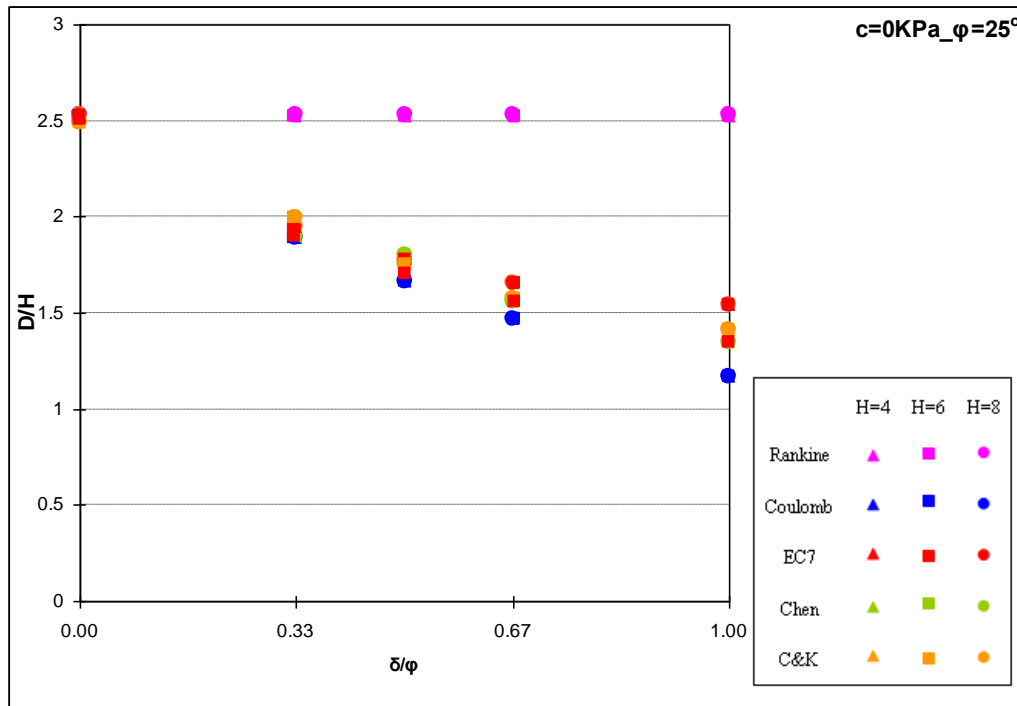
Σχ.Δ.4. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε συνάρτηση με τη γωνία τριβής  $\varphi^\circ$  για  $c=0 \text{ kPa}$ ,  $\delta/\varphi=0.67$ ,  $H=4, 6, 8\text{m}$  για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων



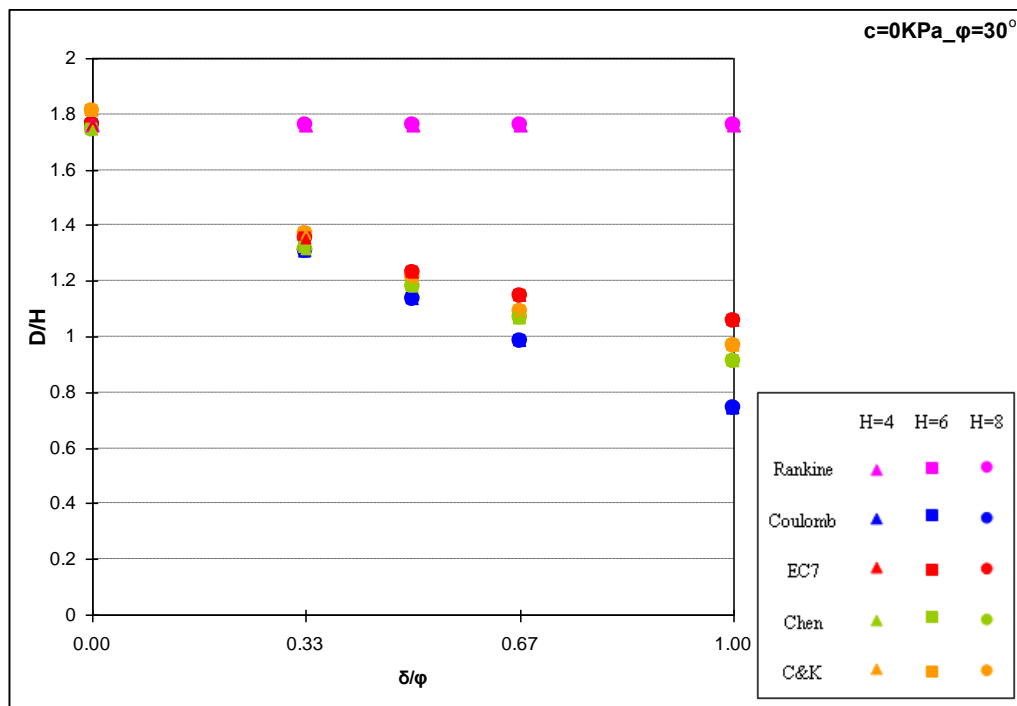
Σχ.Δ.5. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε συνάρτηση με τη γωνία τριβής  $\varphi^\circ$  για  $c=0 \text{ kPa}$ ,  $\delta/\varphi=1$ ,  $H=4, 6, 8\text{m}$  για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων

## Δ.2. Κανονικοποιημένα διαγράμματα του βάθους έμπηξης D σε συνάρτηση με το λόγο δ/φ.

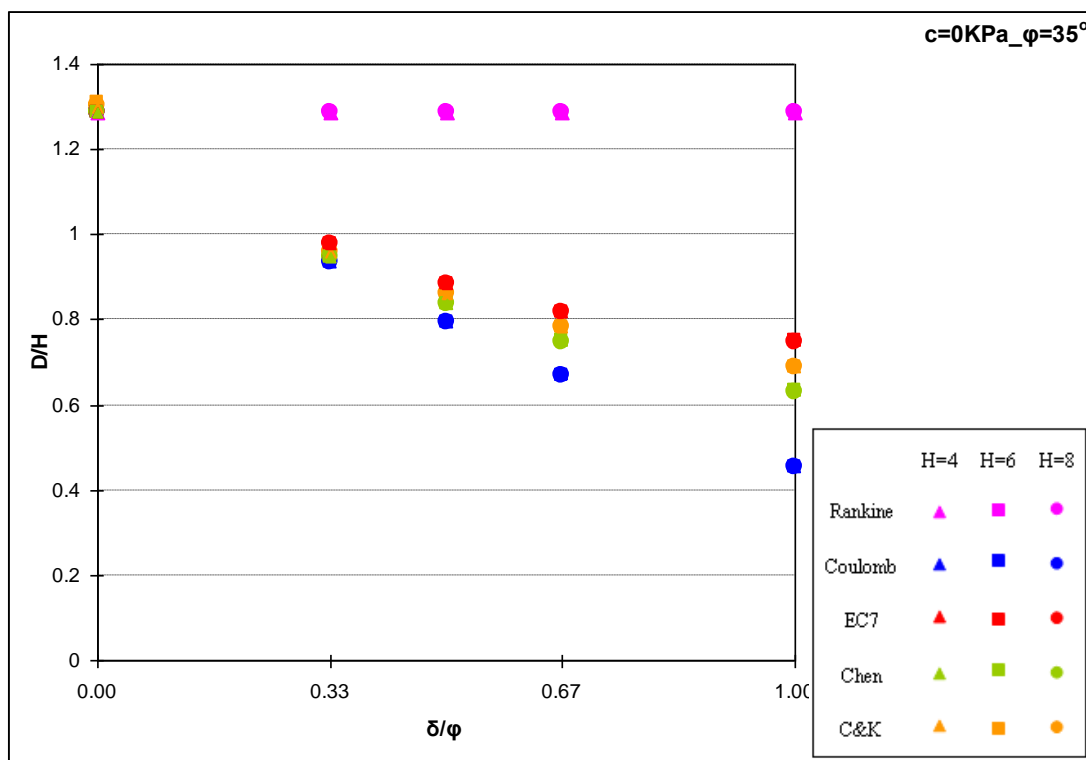
### Περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους $c=0$ KPa



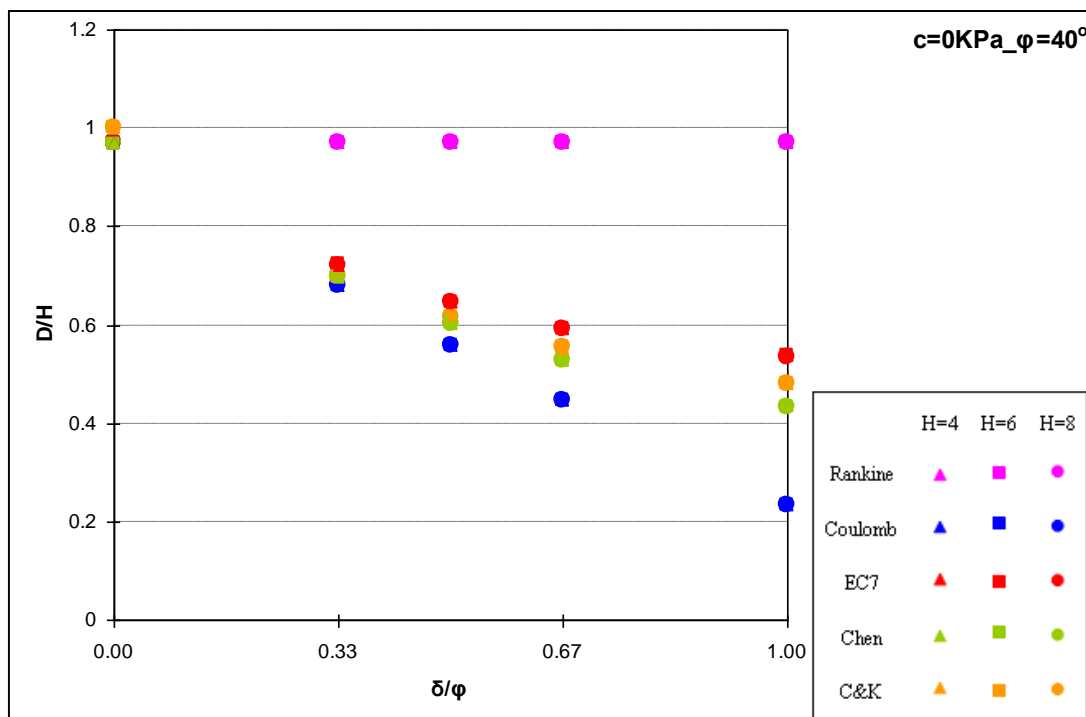
Σχ.Δ.6. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  για  $c=0$  kPa,  $\phi=25^\circ$ ,  $H=4, 6, 8$  m για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων



Σχ.Δ.7. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\phi$  για  $c=0$  kPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $H=4, 6, 8$  m για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων



Σχ.Δ.8. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\varphi$  για  $c=0 \text{ kPa}$ ,  $\varphi=35^\circ$ ,  $H=4, 6, 8 \text{ m}$  για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων



Σχ.Δ.9. Μεταβολή του λόγου  $D/H$  σε σχέση με τον λόγο  $\delta/\varphi$  για  $c=0 \text{ kPa}$ ,  $\varphi=40^\circ$ ,  $H=4, 6, 8 \text{ m}$  για τις διαφορετικές μεθοδολογίες υπολογισμού των ωθήσεων

