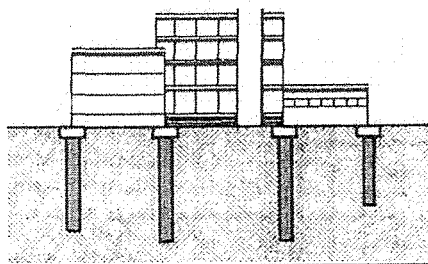


ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : Δρ. Τρ. ΚΟΚΚΙΝΟΣ

**ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΕΝΑ ΥΠΟΓΕΙΟ  
ΣΕ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ ΠΟΛΥ ΜΑΛΑΚΗ ΑΡΓΙΛΙΚΗ ΣΤΡΩΣΗ  
ΚΑΙ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΛΥΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΣΚΑΦΗ  
ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ**



**ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**Ι. ΚΟΥΤΣΟΥΒΑΣ  
Χ. ΣΕΡΕΠΑΣ**

**ΑΙΓΑΛΕΩ 2008**

Ευχαριστούμε ιδιαίτερα  
τον επιβλέπων Δρ. Τρ. Κόκκινος που στάθηκε πολύτιμος  
αρωγός καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσης  
Πτυχιακής εργασίας.

I. Κουτσουβάς  
Χ. Σερέπας

# **ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ**

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΡΩΤΟ** ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΔΕΥΤΕΡΟ** ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΤΡΙΤΟ** ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΤΕΤΑΡΤΟ** ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΕΤΑΣΜΑ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΕΜΠΤΟ** ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ ΣΕ ΟΜΟΙΟΓΕΝΗ ΑΡΓΙΛΙΚΟ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟ – ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΕΝΙΚΟΤΕΡΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ ΛΩΡΙΔΩΝ ΚΑΤΑ BISHOP

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΕΚΤΟ** ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΚΑΘΙΣΗΣΕΩΝ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΕΒΔΟΜΟ** ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΜΑΛΑΚΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΜΕ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ-ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΟΓΔΩΟ** ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟΥ ΠΑΣΣΑΛΟΥ

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΕΝΑΤΟ** ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΚΚΕΝΤΡΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΚΑΙ ΚΑΘΙΣΗΣΕΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΟΜΑΔΑΣ

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΔΕΚΑΤΟ** ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ ΠΟΥ ΕΞΕΤΑΣΘΗΚΑΝ

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

---

Αντικείμενο της διπλωματικής αποτελεί η μελέτη θεμελιώσεως ενός κτιρίου διαστάσεων 30,250m X 10,375m, το οποίο θα ανεγερθεί στο κέντρο οικοπέδου διαστάσεων 85,000m X 65,000m (τοπογραφικό διάγραμμα στο παράρτημα)

Το κτίριο θα θεμελιωθεί σε στάθμη -3,50m λόγω παρουσίας υπογείου χώρου.

Η στατική μελέτη έδωσε για τα υποστυλώματα και τα τοιχεία (σχέδιο ξυλοτύπου) τα φορτία και τις ροπές του Πίνακα 1.

Παράλληλα με τις εναλλακτικές λύσεις θεμελιώσεων εξετάζονται και εναλλακτικές λύσεις για την προσωρινή αντιστήριξη του μετώπου εκσκαφής των 3,5m.

Όπως φαίνεται από την περιγραφή της εδαφικής στρωματογραφίας του οικοπέδου (Σελίδα 1) του έργου η οποία προέκυψε από την εδαφοτεχνική έρευνα, η προβληματική στρώση του οικοπέδου είναι η επιφανειακή πολύ μαλακή άργιλος, πάχους 13,3m και όλες οι εξεταζόμενες λύσεις αφορούν την παράκαμψη ή βελτίωση της, προ της κατασκευής.



ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΣΤΥΛΩΝ - ΣΤΥΛΟΣ 7

ΣΤΥΛΟΣ 7 / ΔΙΑΤΟΜΗ 150.0/ 30.0 - d'=22.5 , w= 0.0 C20/S500 1η Στάθμη

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΣΥΝΔ.	LC	N	V2	V3	T	M2	M3
1/ 0.00								
		1	-65.55	0.12	-7.82	0.00	-17.38	-1.22
		2	-14.89	0.15	0.25	0.00	-5.56	-0.41
		3	30.76	0.69	-29.79	-0.10	44.17	1.65
		4	-21.34	-0.38	-25.01	0.05	36.21	-0.85
		5	45.59	-3.27	16.38	-0.07	-28.60	-6.42
		6	-70.96	-4.26	-31.83	0.05	53.46	-8.46
2/ 4.20								
		1	-112.80	0.12	-7.82	0.00	-50.20	-0.70
		2	-14.89	0.15	0.25	0.00	-4.52	0.21
		3	30.76	0.69	-29.79	-0.10	-80.95	-1.25
		4	-21.34	-0.38	-25.01	0.05	-68.81	0.75
		5	45.59	-3.27	16.38	-0.07	40.18	7.32
		6	-70.96	-4.26	-31.83	0.05	-80.24	9.45

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΣΤΥΛΩΝ - ΣΤΥΛΟΣ 12

ΣΤΥΛΟΣ 12 / ΔΙΑΤΟΜΗ 30.0/ 30.0 - d'= 4.0 , w= 0.0 C20/S500 1η Στάθμη

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΣΥΝΔ.	LC	N	V2	V3	T	M2	M3
1/ 0.00								
		1	-283.30	2.41	0.47	0.00	-1.31	-6.74
		2	-80.83	0.76	0.14	0.00	-0.39	-2.11
		3	0.60	-0.49	-3.53	-0.01	7.29	-1.04
		4	-0.57	0.44	-3.54	0.00	7.33	0.94
		5	4.59	-5.39	0.73	-0.01	-1.51	-11.39
		6	4.54	-5.20	-0.02	0.00	0.06	-11.00
	ΚΡΙΣΙΜΟΣ		-503.70				-22.55	-26.52
2/ 4.20								
		1	-292.75	2.41	0.47	0.00	0.66	3.37
		2	-80.83	0.76	0.14	0.00	0.20	1.07
		3	0.60	-0.49	-3.53	-0.01	-7.52	1.01
		4	-0.57	0.44	-3.54	0.00	-7.55	-0.90
		5	4.59	-5.39	0.73	-0.01	1.58	11.23
		6	4.54	-5.20	-0.02	0.00	-0.03	10.85

2. ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η εδαφοτεχνική έρευνα περιλάμβανε την εκτέλεση τριών (3) γεωτρήσεων με παράλληλη εκτέλεση επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών.

2.2 ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται για κάθε γεώτρηση το βάθος της, καθώς και το υψόμετρο κεφαλής της. Ως στάθμη αναφοράς έχει ληφθεί η επιφάνεια της θάλασσας (0,00).

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΣΤΑΘΜΗ-ΚΕΦΑΛΗΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ (m)	ΒΑΘΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ (m)
Γ1	+0,20	-33,30
Γ2	+0,25	-23,90
Γ3	+0,30	-31,70

Πίνακας 2.1 : Βάθη και υψόμετρα κεφαλών

Κατά την διάρκεια των γεωτρήσεων έγινε συνεχής δειγματοληψία και ελήφθησαν τα εξής ειδών δείγματα:

- 1. Αδιατάρακτα δείγματα με δειγματολήπτη λεπτού τοιχώματος και εσωτερικό πλαστικό σωλήνα.
- 2. Αντιπροσωπευτικά, ημιδιαταραγμένα με δειγματολήπτη απλού τοιχώματος και διάνοιξη της γεωτρήσεως "εν ξηρώ" (δείγματα "με φραγμό").
- 3. Αντιπροσωπευτικά, ημιδιαταραγμένα κατά την εκτέλεση της

τυποποιημένης δοκιμής διεισδύσεως (SPT) με το διαιρετό δειγματολήπτη Terzaghi.

## **2.3 ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΕΣ**

Κατά την διάρκεια των γεωτρήσεων έγιναν επίσης Τυποποιημένες Δοκιμές Διεισδύσεως (Standard Penetration Test), για την εκτίμηση της επί τόπου πυκνότητας και συνεκτικότητας των εδαφικών στρώσεων.

Επίσης, στις τρεις γεωτρήσεις έγιναν στη μαλακή αργιλική στρώση αμέσως κάτω από τον πυθμένα, επί τόπου δοκιμές πτερυγίου (Field Vane Test).

## **2.4 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ**

Όλα τα δείγματα των γεωτρήσεων μεταφέρθηκαν στο εργαστήριο όπου έγινε μακροσκοπική εξέταση τους και προταξινόμηση και στη συνέχεια υποβλήθηκαν στις εξής εργαστηριακές δοκιμές:

### **1. Δοκιμές κατάταξης**

- (i). Κοκκομετρικές αναλύσεις με κόσκινα.
- (ii). Κοκκομετρικές αναλύσεις με υδρόμετρο (αραιόμετρο)
- (iii). Προσδιορισμός ορίων (Atterberg)

### **2. Δοκιμές προσδιορισμού φυσικών χαρακτηριστικών**

- (i). Προσδιορισμός φυσικής υγρασίας  $w$
- (ii). Προσδιορισμός υγρού και ξηρού φαινομένου βάρους γυγρ, γξηρ.
- (iii). Προσδιορισμός ειδικού βάρους στερεών σωματιδίων  $\gamma_s$ .

### **3. Δοκιμές προσδιορισμού παραμέτρων διατμητικής αντοχής και παραμορφωσιμότητας**

- (i). Δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης για τον προσδιορισμό της αντοχής

σε ανεμπόδιστη θλίψη ( $q_u$ ) και έμμεσα της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $C_u$ .

(ii).Δοκιμές στερεοποιήσεως για τον προσδιορισμό των παραμέτρων συμπίεστότητας (μέτρο συμπίεσης  $E_s$ , δείκτης συμπίεστότητας  $C_c$  καθώς και του συντελεστή μονοδιάστατης στερεοποίησης  $C_v$ ).

(iii).Τριαξονικές δοκιμές χωρίς αρχική στερεοποίηση χωρίς στράγγιση κατά την επιβολή της αποκλίνουσας τάσης ( $UU$ ) για τον προσδιορισμό της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $C_u$ .

(iv).Τριαξονικές δοκιμές με αρχική στερεοποίηση χωρίς στράγγιση κατά την επιβολή της αποκλίνουσας τάσης ( $CUPP$ ) για τον προσδιορισμό των παραμέτρων διατμητικής αντοχής υπό συνθήκες πλήρους στραγγίσεως  $c'$  ,  $\phi'$ .

Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών εμφανίζονται στα φύλλα των Εδαφοτεχνικών Τομών Γεωτρήσεων στο Παράρτημα μαζί με τα αναλυτικά αποτελέσματα ορισμένων εργαστηριακών δοκιμών προσδιορισμού μηχανικών χαρακτηριστικών.

### 3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ

---

#### 3. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

Σύμφωνα με τις γεωτρήσεις που πραγματοποιήθηκαν στην δεδομένη περιοχή, στο υπέδαφος εμφανίζονται τέσσερις (4) διακριτές εδαφικές στρώσεις.

-Μία ΠΟΛΥ ΜΑΛΑΚΗ ΑΡΓΙΛΟΣ, τεφρού χρώματος, πάχους τουλάχιστον δέκα μέτρων.

-Το δεύτερο στρώμα είναι ΛΕΠΤΟ ΠΥΚΝΟ ΑΜΜΟΧΑΛΙΚΟ πάχους τουλάχιστον τριών μέτρων.

-Το τρίτο στρώμα πάχους επτά μέτρων χαρακτηρίζεται ως ΣΤΙΦΡΗ ΑΜΜΩΔΗΣ ΑΡΓΙΛΟΣ, καστανού ως καστανότεφρου χρώματος.

-Το τέταρτο και τελευταίο στρώμα που συναντούν οι γεωτρήσεις χαρακτηρίζεται ως ΠΥΚΝΟ ΑΜΜΟΧΑΛΙΚΟ και φθάνει έως την στάθμη -34,70 m.

Με βάση τις επί τόπου και εργαστηριακές δοκιμές προσδιορίστηκαν τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των προαναφερθέντων στρωμάτων.

Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται τα βάθη που εμφανίζονται τα στρώματα σε κάθε γεώτρηση καθώς και οι φυσικές και μηχανικές ιδιότητες τους.

**3.1 Στρώση 1 -ΠΟΛΥ ΜΑΛΑΚΗ ΑΡΓΙΛΟΣ-  
Συγκεντρωτικά αποτελέσματα-Πίνακες**

Η άργιλος είναι πολύ μαλακή, τεφρού χρώματος τοπικά και μεγάλης πλαστικότητας.

Κατά το Αμερικανικό Ενοποιημένο Σύστημα (A.U.S.C.S.) χαρακτηρίζεται ως CL (τοπικά ως CH)Κατ εμφανίζεται στις διάφορες γεωτρήσεις, στα παρακάτω βάθη:

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΑΠΟ	ΕΩΣ (m)	ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (m)
Γ1	ΚΕΦΑΛΗ	-13,00	13,00
Γ2	ΚΕΦΑΛΗ	-13,80	13,80
Γ3	ΚΕΦΑΛΗ	-14,40	14,40

**Πίνακας 3.1 : Βάθη οροφής και πάχη στρώματος 1.**

Τα μηχανικά ή φυσικά χαρακτηριστικά του στρώματος δίδονται από τον ακόλουθο πίνακα.

Φυσικά ή μηχανικά χαρακτηριστικά	Από	Έως	Πλήθος	Μέση τιμή
Ποσοστό χαλικών (No4) (%)	6	18	18	1,333
Ποσοστό άμμου (No4 – No200) (%)	1	29	18	5,501
Ποσοστό Λεπτόκοκκων (No200) (%)	56	99	18	93,166
Όριο υδαρότητας LL (%)	32	56	18	49,400
Όριο πλαστικότητας PL (%)	13	27	18	21,055
Δείκτης πλαστικότητας PI (%)	14	35	18	27,997
Φυσική υγρασία w (%)	25	71	24	52,000
Σχετική υδαρότητα LI	0,63	1,85	18	1,116
Υγρό φαινόμενο βάρος γw (KN/m <sup>3</sup> )	16,3	17,9	13	17,100
Ειδικό βάρος γs (KN/m <sup>3</sup> )	2,66	2,77	16	2,715
Λόγος κενών eo	1,21	1,67	13	1,428
Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT	0,00	0,00	0,00	0,00
Αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη qu (Kpa)	5	25	5	14,800
Παράμετροι διατμητικής αντοχής από τριαξονικές δοκιμές UU C (Kpa)				
Φ(0)	0,00	0,00	0,00	0,00
Δείκτης συμπίεστότητας Cc	0,39	0,45	4	0,423
Συντελεστής στερεοποίησης Cv (*10-4 cm <sup>2</sup> /sec	2,92	3,33	2	3,125

Πίνακας 3.2:Φυσικά ή μηχανικά χαρακτηριστικά στρώματος 1

**3.2 Στρώση 2 –ΛΕΠΤΟ ΠΥΚΝΟ ΑΜΜΟΧΑΛΙΚΟ-  
Συγκεντρωτικά αποτελέσματα-Πίνακες**

Το στρώμα αποτελείται από λεπτό αμμοχάλικο πυκνής δομής, με αργίλο-ιλύ τεφρού χρώματος.

Κατά το αμερικάνικο Ενοποιημένο Σύστημα (A.U.S.C.S.) χαρακτηρίζεται ως SC και SC-CM και εμφανίζεται στις διάφορες γεωτρήσεις, στα παρακάτω βάθη.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΑΠΟ	ΕΩΣ (m)	ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ
Γ1	-13,00	-15,20	2,20
Γ2	-13,80	-17,40	3,60
Γ3	-14,40	-18,40	4,00

**ΠΙΝΑΚΑΣ 3.3 : Βάθη οροφής και πάχη στρώματος 2.**



Τα μηχανικά ή φυσικά χαρακτηριστικά του στρώματος δίδονται από τον ακόλουθο πίνακα.

Φυσικά ή μηχανικά χαρακτηριστικά	Από	Έως	Πλήθος	Μέση τιμή
Ποσοστό χαλικών (No4) (%)	37	78	5	47,000
Ποσοστό χονδρόκοκκης άμμου (No4 – No10) (%)	7	17	5	11,400
Ποσοστό μεσόκοκκης άμμου (No10- No40) (%)	8	20	5	13,600
Ποσοστό λεπτόκοκκης άμμου (No40- No200) (%)	3	10		8,400
Ποσοστό άμμου (No4-No200) (%)	18	45	5	33,400
Ποσοστό λεπτόκοκκων (No200) (%)	4	27	5	19,600
Όριο υδαρότητας LL (%)	19	42,5	5	34,660
Όριο πλαστικότητας PL (%)	13	19	5	16,200
Δείκτης πλαστικότητας PI (%)	5	26,5	5	18,160
Φυσική υγρασία w (%)	0,00	0,00	0,00	0,00
Υγρό φαινόμενο βάρος γw (KN/m³)	19	19	3	19
Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT	21	50	5	40,60

**Πίνακας 3.4:Φυσικά ή μηχανικά χαρακτηριστικά στρώματος 2**

**3.3 Στρώση 3 –ΣΤΙΦΡΗ ΑΜΜΩΔΗ ΑΡΓΙΛΟΣ-  
Συγκεντρωτικά αποτελέσματα-Πίνακες**

Η άργιλος είναι αμμώδης, καστανού χρώματος έως καστανότεφρου. Είναι στιφρή με μεγάλη πλαστικότητα.

Κατά το Αμερικανικό Ενοποιημένο Σύστημα (A.U.S.C.S.) χαρακτηρίζεται ως CH (τοπικά ως CL) και εμφανίζεται στις διάφορες γεωτρήσεις, στα παρακάτω βάθη :

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΑΠΟ	ΕΩΣ (m)	ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (m)
Γ1	-15,20	-23,10	7,90
Γ2	-17,40	-23,90	6,50
Γ3	-18,40	-24,80	6,40

**Πίνακας 3.5 : Βάθη οροφής και πάχη στρώματος 3.**

Τα μηχανικά ή φυσικά χαρακτηριστικά του στρώματος δίδονται από τον ακόλουθο πίνακα.

Φυσικά ή μηχανικά χαρακτηριστικά	Από	Έως	Πλήθος	Μέση τιμή
Ποσοστό χαλικών (No4) (%)	1	18	8	7,750
Ποσοστό άμμου (No4–No200) (%)	12	30	8	19,750
Ποσοστό λεπτόκοκκων (No200) (%)	60	85	8	72,500
Όριο υδαρότητας LL (%)	30	53	11	44,875
Όριο πλαστικότητας PL (%)	15	22	11	18,273
Δείκτης πλαστικότητας PI (%)	15	34	11	25,250
Φυσική υγρασία w (%)	23	33	12	28,417
Σχετική υδαρότητα LI	0,18	0,65	10	0,374
Υγρό φαινόμενο βάρος γw (KN/m³)	18,7	21,4	11	19,470
Ειδικό βάρος γs (KN/m³)	2,58	2,75	10	2,666
Λόγος κενών eo	0,52	0,86	11	0,751
Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT	9	28	9	14,556
Αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη qu (Kpa)	46	232	7	109,429
Παράμετροι διατμητικής αντοχής από τριαξονικές δοκιμές UU Cc (KPa)				
Φ(0)	0,00	0,00	0,00	0,00
Δείκτης συμπιεστότητας Cc	0,00	0,00	0,00	0,00
Συντελεστής στερεοποίησης Cv (*10-4 cm2/sec)	0,00	0,00	0,00	0,00

Πίνακας 3.6:Φυσικά ή μηχανικά χαρακτηριστικά στρώματος 3

**3.4 Στρώση 4 –ΠΥΚΝΟ ΑΜΜΟΧΑΛΙΚΟ-  
Συγκεντρωτικά αποτελέσματα -Πίνακες-**

Το στρώμα αποτελείται από χαλίκια πυκνής έως πολύ πυκνής δομής, με άμμο και λίγη ίλη τεφρού χρώματος.

Κατά το Αμερικανικό Ενοποιημένο Σύστημα (Α.Υ.Σ.Ο.Σ.) χαρακτηρίζεται ως SC και SC-CM και εμφανίζεται στις διάφορες γεωτρήσεις, στα παρακάτω βάθη :

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΑΠΟ	ΕΩΣ (m)	ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (m)
Γ1	-23,10	-33,30	10,20
Γ3	-24,80	-31,70	6,90

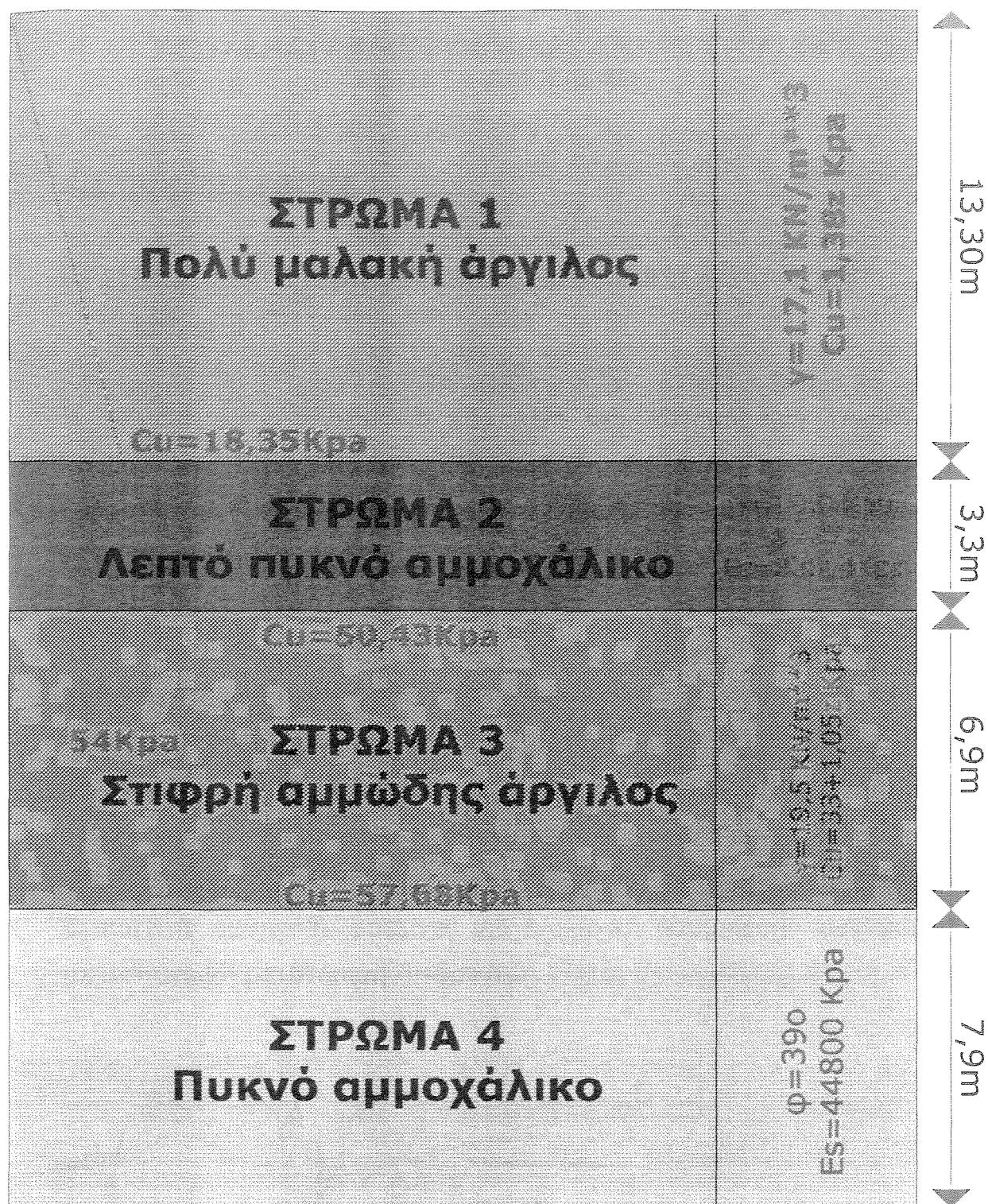
**Πίνακας 3.7 : Βάθη οροφής και πάχη στρώματος 4.**

Τα μηχανικά ή φυσικά χαρακτηριστικά του στρώματος δίδονται από τον ακόλουθο πίνακα.

Φυσικά ή μηχανικά χαρακτηριστικά	Από	Έως	Πλήθος	Μέση τιμή
Ποσοστό χαλικών (No4) (%)	32	56	5	44,000
Ποσοστό χονδρόκοκκης άμμου (No4 – No10) (%)	8	18	5	11,600
Ποσοστό μεσόκοκκης άμμου (No10-No40) (%)	12	18	5	15,800
Ποσοστό λεπτόκοκκης άμμου (No40-No200) (%)	6	11		8,600
Ποσοστό άμμου (No4-No200) (%)	32	41	5	36,000
Ποσοστό λεπτόκοκκων (No200) (%)	8	26	5	20,000
Όριο υδαρότητας LL (%)	21	32	5	28,250
Όριο πλαστικότητας PL (%)	13	15	5	13,800
Δείκτης πλαστικότητας PI (%)	8	19	5	14,500
Φυσική υγρασία w (%)	0,00	0,00	0,00	0,00
Υγρό φαινόμενο βάρος γ <sub>w</sub> (KN/m <sup>3</sup> )				
Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT	37	50	8	46,625

### Πίνακας 3.8:Φυσικά ή μηχανικά χαρακτηριστικά στρώματος 4

Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα συμπίπτει με το φυσικό έδαφος. Από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της εδαφοτεχνικής έρευνας (η οποία παρουσιάζεται αναλυτικά στο παράρτημα Β3) προέκυψε η υπολογιστική στρωματογραφία του σχήματος 3.1



ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ  
σχήμα 3.1

#### 4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΥΤΟΦΕΡΟΜΕΝΩΝ ΚΑΙ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΩΝ ΠΕΤΑΣΜΑΤΩΝ ΜΕ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΑΠΛΗΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΩΜΑΤΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

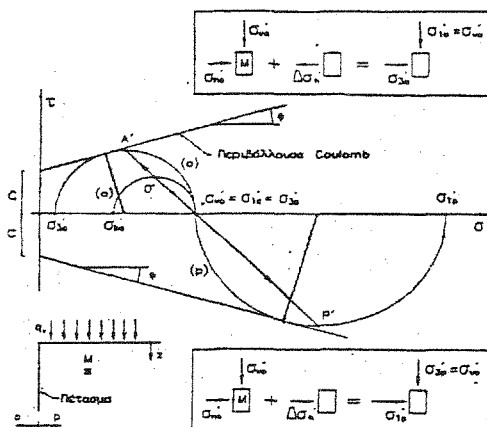
##### 4.1. ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ

##### α) ΓΕΝΙΚΕΥΜΕΝΗ ΘΕΩΡΙΑ RANKINE ΣΕ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ $c=0$ , $\phi \neq 0$

ή  $c \neq 0$ ,  $\phi = 0$

Η θεωρία αυτή ισχύει για (α) λεία και κατακόρυφη επιφάνεια κατασκευής και αντιστήριξης ώστε να μην αναπτύσσονται διατμηματικές τάσεις στην επιφάνεια επαφής κατασκευής - εδάφους, (β) η επιφάνεια του εδάφους να είναι οριζόντια και η αρχική εντατική κατάσταση γεωστατική και ομοιόμορφη.

Στην γενική περίπτωση εδάφους με συνοχή και γωνία διατμηματικής αντοχής (π.χ. προστερεοποιημένη άργιλος - μακροχρόνια ώθηση) η θεωρία Rankine όπως φαίνεται και στο Σχήμα (4.1.) προβλέπει δύο εφαπτομενικούς κύκλους προς την περιβάλλουσα Mohr-Coulomb που αντιστοιχούν στις δύο οριακές καταστάσεις, την ενεργητική (active) για την πλευρική «εκτόνωση» των γαιών με αντίστοιχη μετατόπιση  $\delta_a$  και την παθητική (passive) για πλευρική «συμπίεση» των γαιών με αντίστοιχη μετατόπιση  $\delta = \delta_p > \delta_a$ .



**Σχήμα 4.1.**

Για εφαπτομενικό προς τον περιβάλλοντα κύκλο ισχύει:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left[ \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + c \cot \phi \right] \sin \phi$$

Από την παραπάνω σχέση για μεν την ενεργητική κατάσταση ( $\sigma_{ho} = \sigma_{30}$ ,  $\sigma_{vo} = \sigma_{10}$ ) προκύπτει:

$$\sigma_{ho} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sigma_{vo} - \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi}$$

Με κατάλληλο μετασχηματισμό της τελευταίας προκύπτει τελικά:

$$\sigma_{ho} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \sigma_{vo} - 2c \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων  $\tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$  ονομάζεται συντελεστής πλευρικών ενεργητικών ωθήσεων κατά Rankine ( $K_a^R$ ).

$$\text{Έτσι } \sigma_{ha} = K_a^R \cdot \sigma_{vo} - 2c \sqrt{K_a^R}$$

Αντίστοιχα για την παθητική κατάσταση ( $\sigma_{hp} = \sigma'_{1p}$ ,  $\sigma_{vo} = \sigma_{3p}$ ).

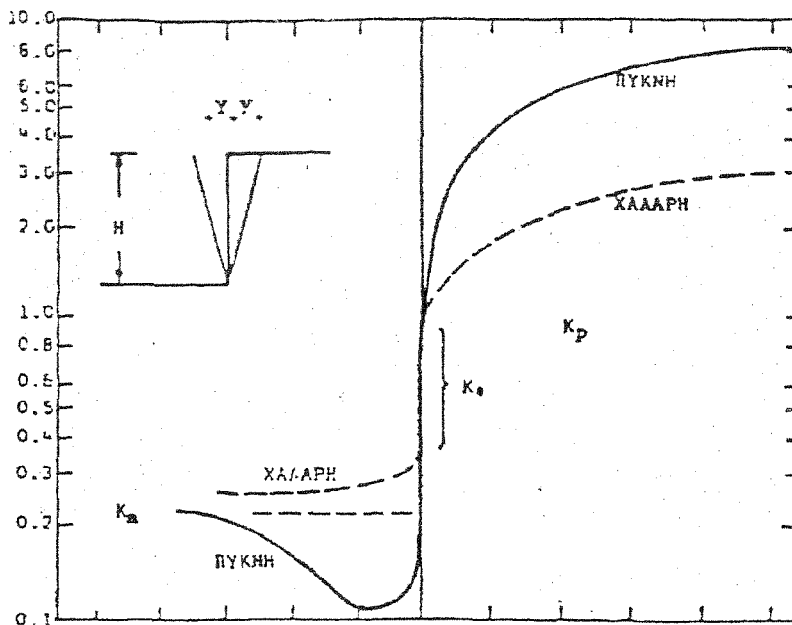
$$\sigma_{ho} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \sigma_{vo} - 2 \cdot c \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Ο συντελεστής  $\tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$  ονομάζεται συντελεστής πλευρικών παθητικών (ωθήσεων κατά Rankine ( $K_p^R$ ))

$$\sigma_{ha} = K_p^R \cdot \sigma_{vo} - 2c \sqrt{K_p^R}$$



Οι απαραίτητες μετατοπίσεις  $\delta$  για την επίτευξη των οριακών καταστάσεων (ενεργητικής και παθητικής) ως ποσοστό του ελεύθερου ύψους αντιστήριξης. Η της κατασκευής παρουσιάζεται για διάφορους τύπους εδαφών στον παρακάτω Πίνακα 4.1.



**Σχήμα**

Τύπος εδάφους	H/Y	
	Ενεργός ώθηση	Παθητική ώθηση
Πυκνό μη συνεκτικό	0,001	0,02
Χαλαρό μη συνεκτικό	0,004	0,06
Στιφρό συνεκτικό	0,010	0,02
Μαλακό συνεκτικό	0,020	0,04

**Πίνακας 4.1.**

Τέλος παρατίθεται ο πίνακας Bell στον οποίο εμφανίζονται για περίπτωση εδάφους με  $c \neq 0$ ,  $\phi \neq 0$  αλλά λείου τοίχου χωρίς τριβή και συνάφεια ( $\delta' = 0$ ,  $C_w = 0$ ) συντελεστές  $K_a$ ,  $K_{ac}$ ,  $K_p$ ,  $K_{pc}$  που

υπεισέρχονται στις σχέσεις:

$$\sigma_{ha} = K_a \cdot \sigma'_{vo} - K_{ac} \cdot C$$

$$\sigma_{ha} = K_p \cdot \sigma'_{vo} - K_{pc} \cdot C'$$

Για την περίπτωση εδαφών με  $C=0$  (κοκκώδη εδάφη, μακροχρόνιες ωθήσεις σε άργιλο αποφόρτιση ή τελείως «χαλαρωμένο» υλικό) ισχύουν οι σχέσεις:

$$\sigma_{ho} = K_a^R \cdot \sigma_{vo'} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \sigma_{vo'}$$

$$\sigma_{ho} = K_a^R \cdot \sigma_{vo'} = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \sigma_{vo'}$$

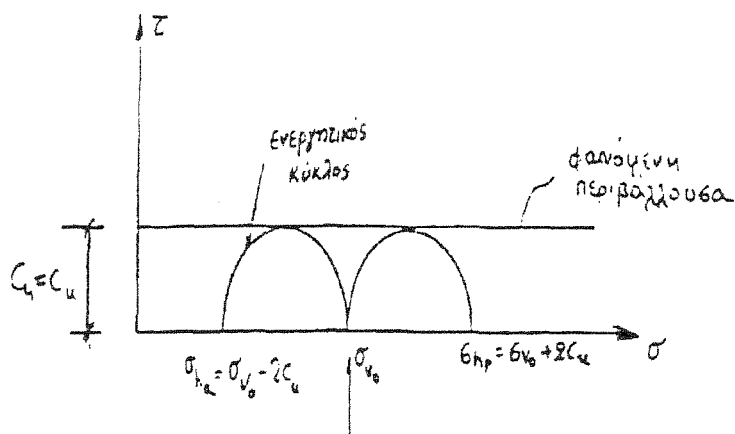
Προφανώς ισχύει πάντοτε  $K_a^R \leq 1, K_a^R = \frac{1}{K_a^R} \geq 1$ )

Επίσης εδώ θα πρέπει να τονισθεί ότι σε περίπτωση που η ενεργητική πίεση  $\sigma_{ha}$  προκύπτει αρνητική (προφανώς για  $c \neq 0$ ) σ' όλο το αντίστοιχο ύψος διανοίγεται εφελκυστική ρωγμή μεταξύ κατασκευής αντιστηρίξεως και αντιστηριζομένου εδάφους και επομένως θεωρητικώς αρνητικές ωθήσεις δεν λαμβάνονται υπόψη στην ισορροπία ενώ κατά τη δυσμενέστερη θεώρηση μπορεί να ληφθούν υπόψη για την ισορροπία στο αντίστοιχο ύψος υδροστατικές πιέσεις του νερού που διεισδύει στην εφελκυστική ρωγμή.

## β) ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΘΕΩΡΙΑΣ RANKINE ΣΕ ΚΑΘΑΡΩΣ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟ ΕΛΔΑΦΟΣ

$$(C=C_u, \phi=0)$$

Στην περίπτωση που το αντιστηριζόμενο έδαφος μπορεί να θεωρηθεί καθαρώς συνεκτικό ( $S_u=C_u \neq 0, \phi=\phi_o=0^\circ$ ) δηλαδή σε περίπτωση αναζήτησης βραχυπρόθεσμων ωθήσεων που ασκεί οποιαδήποτε κορεσμένη ( $S_v=100\%$ ) άργιλος, η θεωρία Rankine ισχύει για τη φαινόμενη περιβάλλουσα και οι κύκλοι αστοχίας αναφέρονται σε ολικές τάσεις.



ΟΛΙΚΗ ΓΕΩΣΤΑΤΙΚΗ

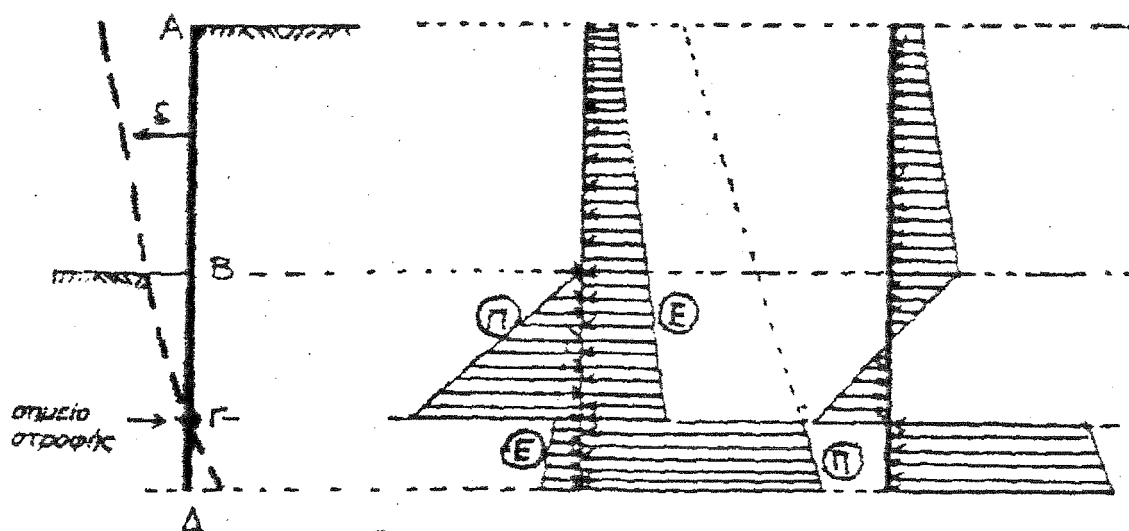
Σχήμα

**4.2. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΥΤΟΦΕΡΟΜΕΝΩΝ ΠΕΤΑΣΜΑΤΩΝ**

Η μελέτη ενός αυτοφερόμενου πετάσματος περιλαμβάνει τον προσδιορισμό:

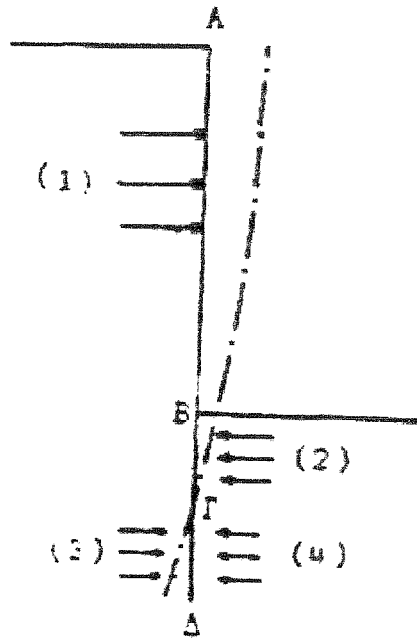
- (α) του ύψους του ή πιο συγκεκριμένα του απαραίτητου μήκους πάκτωσης που εξασφαλίζει την ευστάθεια της κατασκευής,
- (β) την επιλογή της κατάλληλης διατομής βάσει της απαιτούμενης ροπής αντιστάσεως  $W$ , για την ανάληψη της μέγιστης καμπτικής ροπής  $M_{\max}$ .

Στην περίπτωση αυτοφερόμενου πετάσματος η μορφή της ελαστικής γραμμής και τα εκατέρωθεν διαγράμματα ωθήσεων εμφανίζονται στο Σχήμα 4.2.



**Σχήμα 4.2.**

Ένα αυτοφερόμενο πέτασμα από τις ωθήσεις που ασκούνται σε αυτό υπόκειται σε περιστροφή γύρω στο σημείο που βρίσκεται στο πακτωμένο τμήμα του (Σχήμα 4.3.)

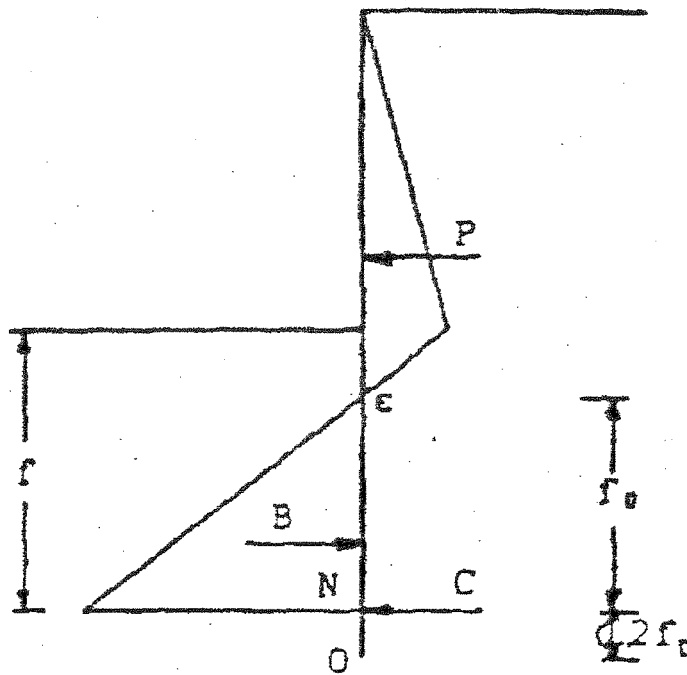
Σχήμα 4.3.

Μεταξύ Α και Γ ασκούνται ενεργητικές ωθήσεις (1) και παθητικές ωθήσεις (2).

Μεταξύ Γ και Δ η μετακίνηση της αντιστήριξης προκαλεί την κινητοποίηση τάσεων αντήθησης (3) και ενεργητικών ωθήσεων (4).

Στην περίπτωση των ελευθέρως πακτουμένων πασσαλοσανίδων λαμβάνεται υπόψη μη πλήρη πάκτωση, αλλά επαρκής γιατί έτσι ο σχεδιασμός οδηγεί σε οικονομικότερη λύση.

Το διάγραμμα των επιπονήσεων στο πέτασμα σε κατάσταση οριακής ισορροπίας, υπολογίζεται με βάση τις ακόλουθες απλουστευτικές παραδοχές (Σχήμα 4.4.)

Σχήμα 4.4

- i) Η ροπή κάμψεως  $M$  στο σημείο στροφής  $N$ , όπου αντιστρέφεται και η φορά των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων είναι μηδενική.
- ii) Οι τάσεις αντώθησης που ασκούνται κάτω από το σημείο περιστροφής  $N$  του πετάσματος, μπορούν να αντικατασταθούν από τη συνισταμένη τους  $C$  με την υπόθεση εφαρμογής στο σημείο  $N$ .
- iii) Το σημείο  $N$  βρίσκεται σε απόσταση  $0,2 f_0$  από το πόδι του πετάσματος.
- iv) Οι τάσεις που ασκούνται στο πέτασμα πάνω από το σημείο  $N$  είναι οι αντίστοιχες οριακές από ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις.

Για να προσδιοριστεί το άγνωστο μήκος  $f$  καταστρώνεται η εξίσωση των ροπών των συνισταμένων δυνάμεων των ωθήσεων προς το  $N$  και για να βρεθεί το μέγεθος  $C$  της παθητικής αντώθησης καταστρώνεται η εξίσωση ισορροπίας των οριζοντίων δυνάμεων.

Στη συνέχεια είναι δυνατός ο προσδιορισμός της μέγιστης ροπής ( $dM/dz=0$ ) καθώς και των παραμορφώσεων του πετάσματος από την εξίσωση:

$$EI \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = M(z)$$

Στην πρακτική εφαρμογή επίσης, για λόγους ασφαλείας οι παθητικές ωθήσεις διαιρούνται με συντελεστή τάξης μεγέθους (1,5÷2,0).

Στην πρακτική εφαρμογή ειδικά σε αμμώδη εδάφη όπου οι μετατοπίσεις για πλήρη ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων είναι σχετικά μεγάλες (Υ/Η από 0,01 έως 0,06) και για λόγους αποφυγής τόσο μεγάλων μετατοπίσεων λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας  $F_p=1,5$  έως 2,0 με ανάλογη αύξηση του μήκους εμπήξεως για επίτευξη της ισορροπίας.

### **Υπολογισμός μέγιστης καμπικής ροπής**

Από το διάγραμμα των ωθήσεων υπολογίζεται το διάγραμμα των τεμνουσών δυνάμεων και ακολούθως το διάγραμμα των καμπτικών ροπών.

Η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στο σημείο μηδενισμού της τέμνουσας (Σχήμα 5.4).

Έστω  $Z'$  η απόσταση από το Ε μέχρι το σημείο μηδενισμού των τεμνουσών  $\Psi$  όπου  $\Sigma Q=0$ .

θα είναι:

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot (Z')^2 \cdot \frac{P_3 \cdot \gamma \cdot (K_p - K_a)}{P_3 + \gamma_w \cdot h_2} \Rightarrow Z' = \sqrt{\frac{2 \cdot F \cdot (P_3 + \gamma_w \cdot h_2)}{P_3 \cdot \gamma \cdot (K_p - K_a)}}$$

Η μέγιστη ροπή είναι:

$$MQ_o = M_{\max} = F_1 \cdot (Z + Z') - \frac{1}{2} \cdot \frac{P_3 \cdot \bar{\gamma} \cdot (K_p - K_a)}{P_3 + \gamma_w \cdot h_2} \cdot (Z')^1 \cdot (Z')^1 \cdot \frac{Z'}{3}$$

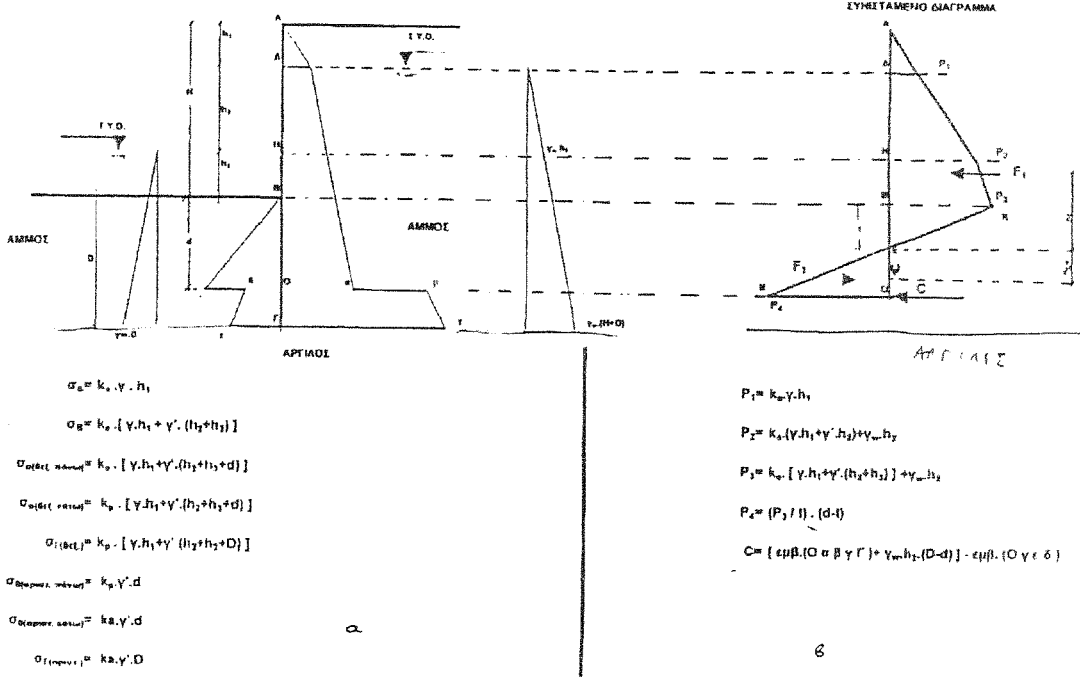
Από την  $M_{\max}$  και την επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του υλικού του πετάσματος, προκύπτει η ροπή αντίστασης, και από αυτή τη διατομή.

$$W = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{επιτρ.}}}$$

Για την εκτίμηση της  $\sigma_{\text{επιτρ.}}$  παρατίθεται ο Πίνακας 5.2. και για την επιλογή διατομής πασσαλοσανίδες βάσει της απαιτούμενης ροής αντιστάσεως  $W$  οι πίνακες 5.3 (α) έως 5.3 (.....)

Στο παρακάτω σχήμα 4.5 παρατίθενται τα επιμέρους διαγράμματα ωθήσεων καθώς και το διάγραμμα των συνισταμένων ωθήσεων (βάσει των παραπάνω απλουστευτικών παραδοχών), για αυτοφερόμενο πέτασμα πασσαλοσανίδων σε άμμο με διαφορετικές στάθμες νερού εκατέρωθεν, αλλά με πασσαλοσανίδες που απλώς διεισδύουν στο υποκείμενο αργιλικό στρώμα ώστε να διακόπτεται η ροή.





**Σχήμα 4.5.**

Όσον αφορά τα κορεσμένα συνεκτικά εδάφη σ' αυτά συνήθως οι συνθήκες ταχείας φόρτισης ( $C_u \neq 0, \phi_u = 0^0$ ) δίδουν δυσμενέστερα αποτελέσματα και οι συνθήκες ισορροπίας του αυτοφερόμενου πετάσματος έχουν ως εξής:

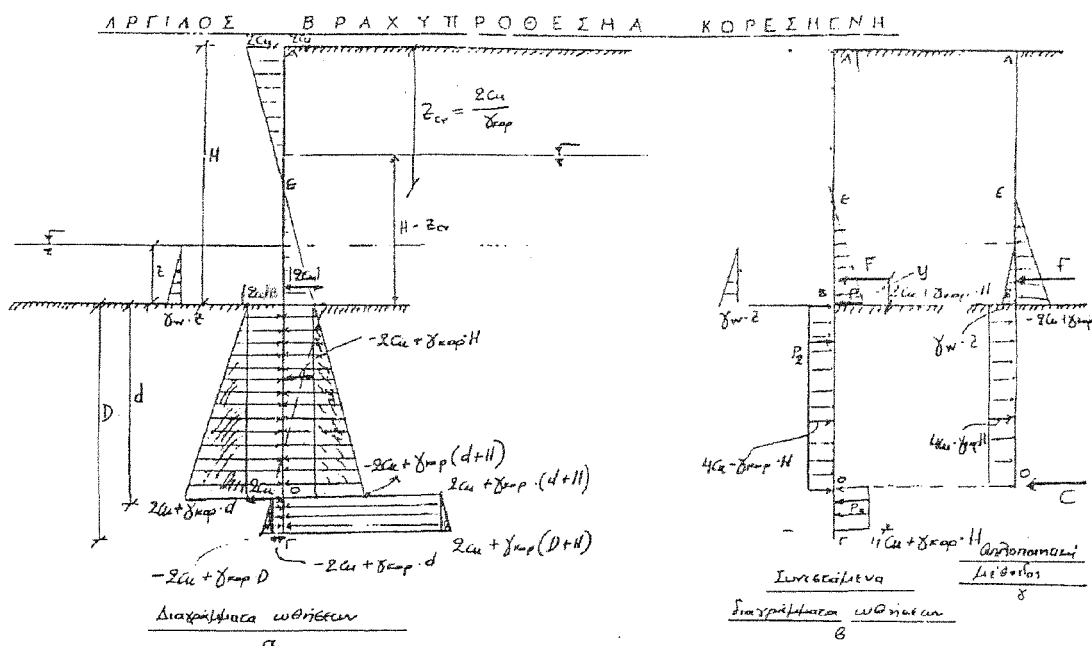
Αμέσως μετά την εκσκαφή και την αντιστήριξη οι συνθήκες της φόρτισης είναι αστράγγιστες.

Στην περίπτωση αυτή οι ολικές ενεργητικές ωθήσεις μπορούν να

υπολογιστούν με την παραδοχή  $C = S_u = \frac{q_u}{2}, \phi = 0$ .

$S_u \rightarrow$  αστράγγιστη διατμητική αντοχή

$Q_u \rightarrow$  αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη



**Σχήμα 4.6.**

Η αναλυτική αντιμετώπιση του προβλήματος είναι η εξής: από το αναλυτικό διάγραμμα των ωθήσεων του Σχήματος (4.6α) προκύπτει το συνιστάμενο διάγραμμα των ωθήσεων (Σχήμα 4.6β).

Στο τμήμα ΕΟ δεξιά καθώς και στο ΟΓ αριστερά αναπτύσσονται ενεργητικές ωθήσεις, ενώ στο ΒΟ αριστερά παθητικές ωθήσεις και στο ΟΓ δεξιά παθητικές αντωθήσεις.

Οι ωθήσεις στο τμήμα ΑΕ είναι αρνητικές και αγνοούνται.

Η τάση  $P_1$  στη θέση Β είναι:  $P_1 = -2C_u + \gamma_{\text{κορ}} H$

Στο διάστημα  $BO$  η τάση έχει σταθερή τιμή που είναι:

$$P_2 = 4C_u + \gamma_{\text{кор}} H$$

Στο διάστημα ΓΟ η τάση έχει σταθερή  $P_3 = 4C_u + 2C_u + \gamma_{\text{κορ}} H$ .

Επειδή στην βραχυπρόθεσμα κορεσμένη άργιλο χρησιμοποιούνται ολικές τάσεις και όχι ενεργές, θα ληφθούν υπόψη μόνο τα τμήματα των υδροστατικών διαγραμμάτων που βρίσκονται εκτός της αργιλικής στρώσεως πυθμένα.

Από την ισορροπία των οριζόντιων δυνάμεων προκύπτει:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2}(-2C_u + \gamma_{\text{κορ}} H) \cdot (H - Z_{\text{cr}}) - \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot Z^2 - (4c_u - \gamma_{\text{κορ}} \cdot H)d + (4C_u + \gamma_{\text{κορ}} H) \cdot (D - d) = 0 \Rightarrow d' = \frac{1}{8C_u} [F + 4(C_u - \gamma_{\text{κορ}} \pm H)D] \quad (1)$$

$$\text{όπου } F = \frac{1}{2}(-2C_u + \gamma_{\text{κορ}} \cdot H) \cdot (H - Z_{\text{cr}}) - \frac{1}{2} \gamma_w \cdot Z^2$$

Από την εξίσωση ροπών προς το Γ, είναι:

$$\Sigma M_1 = 0 \Rightarrow F \gamma + D) - 4(C_u - \gamma_{\text{κορ}} \cdot H)d \cdot (D - \frac{d}{2} + 4C_u - \gamma_{\text{κορ}} \cdot H) \cdot \frac{(D - d)^2}{2} = 0 \quad (2)$$

Από ης εξισώσεις (1), (2) προκύπτει ένα σύστημα εξισώσεων ως προς d, D.

Το πραγματικό βάθος έμψηξης της πασσαλοσανίδας είναι 1,2 D.

### **Απλοποιητική μέθοδος βραχυπρόθεσμα κορεσμένης αργίλου**

Η απλουστευμένη μέθοδος εδώ είναι η εξής (Σχήμα 4.6γ)

Αντικαθίσταται η διαφορά των παθητικών ωθήσεων δεξιά, μείον τις ενεργητικές ωθήσεις αριστερά από μια συγκεντρωμένη δύναμη C, ασκούμενη περίπτωση στο σημείο στροφής O.

Από την ισορροπία των οριζοντίων δυνάμεων, θα είναι:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2}(-2C_u + \gamma_{\text{κορ}} H) \cdot (H - Z_{\text{cr}}) - \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot Z^2 - (4c_u - \gamma_{\text{κορ}} \cdot H)d + C = 0$$

Από την εξίσωση των ροπών ως προς το O, προκύπτει:

$$\Sigma M_0 = 0 \Rightarrow \frac{1}{2}(-2C_u + \gamma_{\text{κορ}} H) \cdot (H - Z_{\text{cr}}) [d + \frac{1}{3}(H - Z_{\text{cr}})] -$$

$$-\frac{1}{2}\gamma_u \cdot Z^2 \cdot [d + \frac{Z}{3}] - (4C_u - \gamma_{\text{κορ}} \cdot H) \cdot \frac{d^2}{2} = 0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{1}{6}[-2C_u + \gamma_{\text{κορ}} \cdot H] \cdot [H - Z_{\text{c6}}]^2 + \frac{1}{2} \cdot (-2C_u + \gamma_{\text{κορ}} \cdot H) \cdot \frac{d^2}{2} = 0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{1}{2}[4C_u + \gamma_{\text{κορ}} \cdot H] \cdot d^2 - \frac{1}{2}[-2C_u + \gamma_{\text{κορ}} \cdot H] - \gamma_w Z^2]d -$$

$$-\frac{1}{6}[(-2C_u + \gamma_{\text{κορ}} \cdot H)(H - Z_{\text{cr}})^2 - \gamma_w Z^3] = 0$$

Η παραπάνω εξίσωση είναι 2<sup>ου</sup> βαθμού ως προς d, που είναι και ο μοναδικός άγνωστος.

Από την εξίσωση  $\Sigma F_x = 0$  με γνωστό πλέον το d μπορεί να προσδιορισθεί η C.

Το βάθος d προσαυξάνεται κατά 20+40%.

Είναι  $D = (1,2 + 1,4)d$

### ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΡΟΗΣ

Από το διάγραμμα των ωθήσεων υπολογίζεται το διάγραμμα των τεμνουσών δυνάμεων και ακολούθως το διάγραμμα των καμπτικών ροπών.

Η μέγιστη ροή εμφανίζεται στο σημείο μηδενισμού του διαγράμματος των τεμνουσών.

Έστω Z' η απόσταση από το B μέχρι το σημείο μηδενισμού των τεμνουσών Q<sub>0</sub>.

$$\text{θα ισχύει: } F = (4C_u + \gamma_{\text{κορ}} \cdot H) \cdot Z' \Rightarrow Z' = \frac{1}{C_u + \gamma_{\text{κορ}} \cdot H}$$

Η ροπή στο σημείο Q<sub>0</sub>, είναι η μέγιστη και είναι:

$$MQ_0 = M_{\text{max}} = F \cdot (\gamma + z') - (4C_u - \gamma_{\text{κορ}} \cdot H) \cdot \frac{(Z)^2}{2}$$

$$\text{αυτή η διατομή του } W = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_{\text{επιτρεπόμενο}}}$$

### **4.3. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΕΤΑΣΜΑΤΩΝ ΜΕ ΜΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗ ΚΑΙ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΛΕΥΘΕΡΗΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ**

#### **4.3.1. Επίδραση του μήκους εμπήξεως στον τρόπο λειτουργίας του πετάσματος**

Στην περίπτωση του πετάσματος με αγκύρωση απαιτείται ο προσδιορισμός:

- (α) του ύψους του
- (β) η εκλογή κατάλληλης διατομής πασσαλοσανίδας
- (γ) ο προσδιορισμός του μεγέθους της απαιτούμενης δύναμης αγκυρώσεως
- (δ) ο σχεδιασμός του σώματος παθητικής αγκυρώσεως κυρίως όσον αφορά την μορφή και διαστάσεις του σώματος αγκυρώσεως και την ελάχιστη απαιτούμενη απόστασή του από το κυρίως πέτασμα (δηλαδή το μήκος του ελκυστήρα καθώς και την απαιτούμενη διατομή του ελκυστήρα.

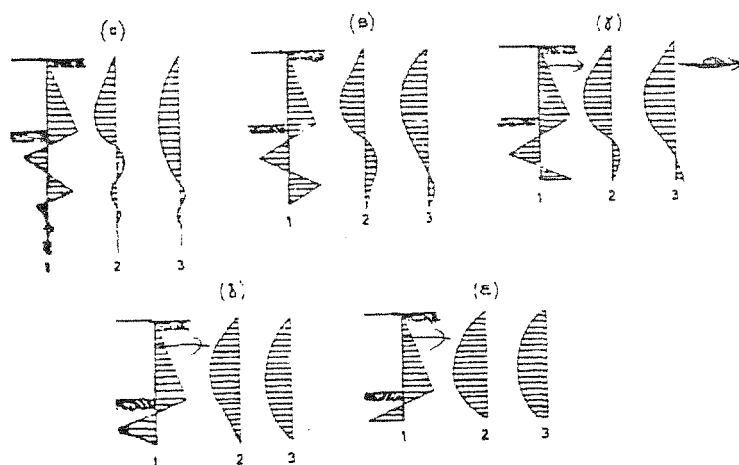
Στα Σχήματα 4.7α έως 4.7ε παρουσιάζεται η επιρροή του μήκους εμπήξεως του πετάσματος κάτω από τον πυθμένα εκσκαφής στα διαγράμματα ωθήσεων, καμπτικών ροπών και ελαστικής γραμμής πετάσματος αγκυρωμένου στην κορυφή.

Είναι φανερό ότι στο σχήμα 4.7α το μήκος εμπήξεως υπερεπαρκεί για την πλήρη πάκτωση, στο σχήμα 4.7β απλώς επαρκή και το κάτω άκρο του πετάσματος παραμένει αμετακίνητο στο σχήμα 4.7γ μετατοπίζεται ελαφρώς αλλά και πάλι θεωρείται ότι δημιουργούνται συνθήκες επαρκούς πακτώσεως (έτσι σχεδιάζονται τα αγκυρωμένα εύκαμπτα πετάσματα όπου οι απαιτούμενες μετατοπίσεις είναι μικρές).

Επίσης στο σχήμα 4.7δ το μήκος εμπήξεως είναι αρκετά μικρό ώστε να μην δημιουργείται αντιστροφή των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων, οι δε μετατοπίσεις να αυξάνονται και να

απαιτείται μεγαλύτερη δύναμη αγκυρώσεως. Στην εικόνα αυτή αντιστοιχεί ο απλοποιητικός υπολογισμός ακάμπτου πετάσματος.

Τέλος στο σχήμα 4.7ε το μήκος εμπήξεως είναι ανεπαρκές, διότι είτε εξαντλείται η παθητική ώθηση με ανάλογη μετατόπιση του κάτω άκρου και συνολικά του πετάσματος και σημαντική επιβάρυνση του αγκυρίου είτε ακόμη και η πλήρης ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων δεν επαρκεί για την ισορροπία, οπότε όλοι οι ανωτέρω παράγοντες επιβραδύνονται και ο σχεδιασμός αυτός δεν παρέχει ασφάλεια.



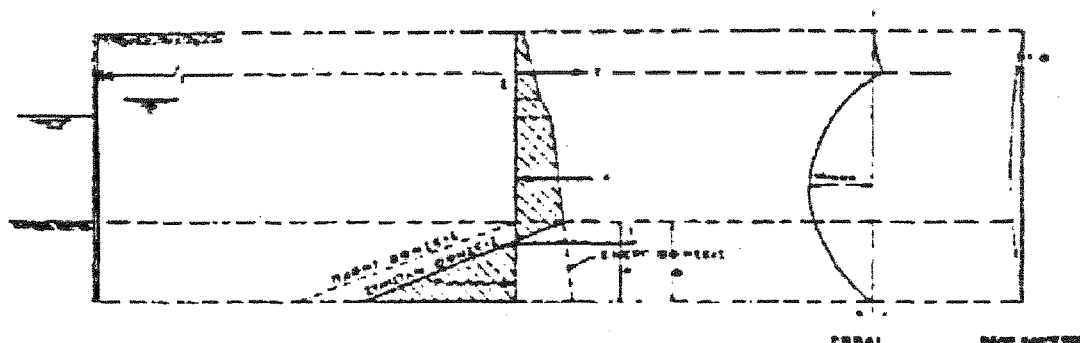
**Σχήμα 4.7**

### 4.3.2. Σχεδιασμός εγκυρωμένου πασσαλότυπου με την απλοποιημένη (ισοστατική) μέθοδο ακάμπτου πετάσματος.

#### **α) Μη συνεκτικό έδαφος (άμμος)**

Η περίπτωση πετάσματος με αγκύρωση και απλή στήριξη επιλύεται με την παραδοχή ότι η κατανομή των ωθήσεων είναι τριγωνική. Στις δύο όψεις του πετάσματος ασκούνται ταυτόχρονα η ενεργός και η οριακή παθητική ώθηση (Σχήμα 4.8).

Το πέτασμα θεωρείται άκαμπτο και περιστρεφόμενο, χωρίς όμως να μετακινείται πλευρικά, στην στάθμη αγκύρωσης.



**Σχήμα 4.8.**

Ο υπολογισμός συνίσταται στο να προσδιορισθεί το βάθος έμπηξης  $D$  και η δύναμη της αγκύρωσης  $A$ .

Το βάθος του σημείου μηδενισμού των ωθήσεων προσδιορίζεται όπως και στην περίπτωση των ελεύθερα πακτωμένων αντιστηρίξεων.

Θεωρώντας ισορροπία ροπών ως προς το σημείο αγκύρωσης το μήκος έμπηξης προσδιορίζεται ως εξής:

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow \left[ \frac{1}{2} P \alpha (H + D) \right] \left[ \frac{2}{3} (H + D) - a \right] - \frac{1}{2} P_1 D \left[ (H - \alpha) + \frac{2}{3} D \right] = 0.$$

Η παραπάνω εξίσωση είναι τρίτου βαθμού ως προς D και μπορεί να επιλυθεί με δοκιμές.

Η δύναμη αγκύρωσης  $F_a$  υπολογίζεται από την ισορροπία οριζοντίων δυνάμεων:

$$\Sigma F=0 \Rightarrow F_o + \frac{1}{2} P_{\beta} \cdot D - \frac{1}{3} P_a (H+D) = 0 \Rightarrow F_a = \frac{1}{2} [P_a (H+D) - P_{\beta} \cdot D]$$

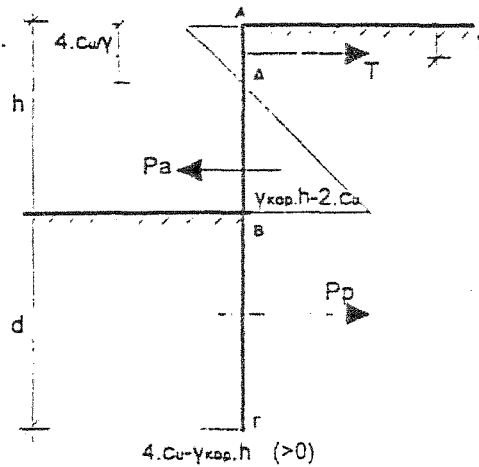
Οι τιμές D και  $F_a$  και οι αντίστοιχες καμπτικές ροπές χαρακτηρίζουν τη συμπεριφορά του πετάσματος σε κατάσταση οριακής ισορροπίας και για το λόγο αυτό δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν αυτούσιες για τη διαστασιολόγηση του έργου.

Έτσι το πραγματικό μήκος εμπήξεως  $D'$  της πασσαλοσανίδας λαμβάνεται μεγαλύτερο προς αποφυγή εξαντλήσεων της παθητικής ωθήσεως και αστοχίας της κατασκευής. Από τον Tschebotarioff προτείνεται αύξηση του μήκους D κατά 70% (ή απλούστερα  $D'=2D$ ) για να υπάρχει συντελεστής ασφαλείας 2, όσον αφορά την ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων.



**β) Άργιλος – Ταχεία φόρτιση (βραχυπρόθεσμη ισορροπία)**

Η κατανομή των ωθήσεων είναι όπως στο παρακάτω Σχήμα (4.9):



**Σχήμα 4.9.**

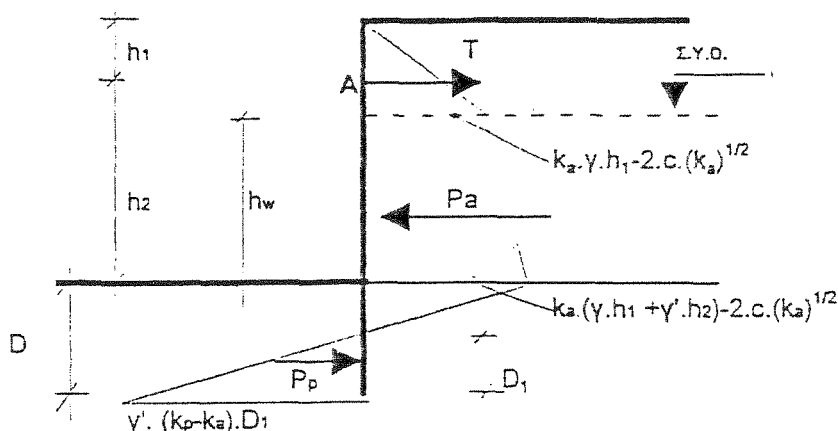
Το βάθος έμπηξης  $d$  προκύπτει από τη λύση της εξίσωσης:

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow P_a \left[ \frac{2}{3} \left( H - \frac{2C_u}{\gamma} \right) + \frac{2C_u}{\gamma} - t \right] - P_p \left[ \frac{d}{2} + H - t \right] = 0$$

Η δύναμη της αγκύρωσης  $A$  υπολογίζεται από την ισορροπία οριζοντίων δυνάμεων.

$$\Sigma F_x = 0 \quad P_p + F_a = P_a \quad F_a = P_a - P_p$$

## γ) Άργιλος – Βραδεία φόρτιση (μακροπρόθεσμη ισορροπία)

**Σχήμα 4.10**

Το βάθος μηδενισμού των ωθήσεων υπολογίζεται όπως και στην άμμο. Τα δύο ζητούμενα μεγέθη που είναι το βάθος εμπήξεως  $D=Y+D_1$  και η δύναμη αγκυρώσεως  $T_a$ , προκύπτουν από τις στερεοστατικές εξισώσεις ισορροπίας, ως προς στάθμη αγκυρώσεως  $K$ . (Σχήμα 4.10).

Από την εξίσωση των ροπών  $\Sigma M_K=0$  προκύπτει το βάθος εμπήξης της πασσαλοσανίδας, ενώ από την εξίσωση της ισορροπίας των οριζοντίων δυνάμεων προκύπτει η δύναμη αγκυρώσεως  $F_A$ .

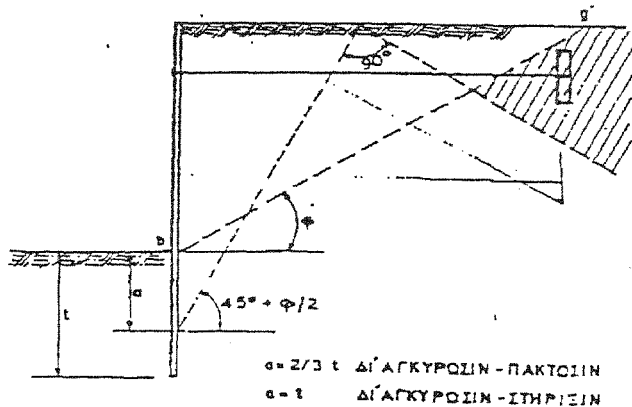
**4.3.3. Σχεδιασμός και θέση σώματος αγκυρώσεως**

Ο απλούστερος τρόπος μορφώσεως της αγκύρωσης συνίσταται στη χρησιμοποίηση μιας μεταλλικής ράβδου (τένοντα) της οποίας το ένα άκρο προσαρμόζεται στην πασσαλοσανίδα και το άλλο άκρο στο σώμα αγκυρώσεως που βρίσκεται σε αρκετή απόσταση από αυτή.

Το σώμα μπορεί να είναι:

**α)** Μεμονωμένος όγκος από οπλισμένο ή άοπλο σκυρόδεμα είτε μεμονωμένη μεταλλική πασσαλοσανίδα με κεντρική ή έκκεντρη προσαρμογή της ράβδου αγκυρώσεως.

Ο υπολογισμός της ράβδου αγκυρώσεως γίνεται για δύναμη αγκυρώσεως κατά 20% μεγαλύτερη της δύναμη αγκυρώσεως  $T$  η οποία έχει προκύψει από τον στατικό υπολογισμό της αντιστηρίξεως.



Για την ανάπτυξη πλήρους παθητικής ωθήσεως, στην περίπτωση των κοκκοδών εδαφών, θα πρέπει το πρίσμα των παθητικών ωθήσεων μπροστά από το σώμα αγκυρώσεως, το οποίο κλίνει υπό γωνία  $45^\circ - \varphi/2$  ως προς την οριζόντια, να μην επικαλύπτεται από το πρίσμα των ενεργητικών ωθήσεων πίσω από τον πασσαλότοιχο, το οποίο κλίνει υπό γωνία  $45^\circ + \varphi/2$  ως προς την οριζόντια.

Το μήκος του τένοντα δηλαδή η θέση του σώματος αγκυρώσεως, θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να ικανοποιείται η παραπάνω συνθήκη. Για μεγαλύτερη ασφάλεια ο Terzaghi προτείνει την τοποθέτηση του σώματος αγκυρώσεως σε τέτοια θέση ώστε να βρίσκεται πίσω από το επίπεδο που διέρχεται από το κάτω άκρο της πασσαλοσανίδας και σχηματίζει γωνία  $\varphi$  ως προς την οριζόντια (γωνία κλίσης φυσικού πρανούς).

Μ' αυτό τον τρόπο αποφεύγεται γενικώς η αστοχία λόγω ολισθήσεως ολόκληρου του συστήματος αντιστηρίξεως-αγκυρίου.

Ο Packshaw προτείνει το σώμα αγκυρώσεως να τοποθετείται πίσω από το επίπεδο που κλίνει γωνία  $\varphi$  ως προς την οριζόντια και διέρχεται από το σημείο τομής πυθμένα-πασσαλοσανίδας.

**b)** Επιμήκης δοκός από σκυρόδεμα στην οποία προσαρμόζονται περισσότερες ράβδοι, ή συνεχής σανιδότοιχος από πασσαλοσανίδες. Η ισορροπία της δυνάμεως αγκυρώσεως  $T$  προς το συνιστάμενο διάγραμμα ωθήσεων εκφράζεται από τη σχέση:

$$A = (1/S) * (P_p/F - P_a) * l$$

Όπου:

$A \rightarrow$  Δύναμη αγκυρώσεως ανά μέτρο μήκους

$S \rightarrow$  Απόσταση μεταξύ διαδοχικών ράβδων αγκυρώσεως.

$L \rightarrow$  Μήκος σώματος αγκυρώσεως

( $l=S \rightarrow$  για την περίπτωση συνεχούς σώματος αγκυρώσεως)

$P_p \rightarrow$  Συνιστάμενη ενεργητική ώθηση

$F \rightarrow$  Συντελεστής ασφαλείας 1,5 - 2,0

Η σχέση αυτή εφαρμόζεται τόσο για κοκκώδη εδάφη ( $\varphi \neq 0$ ,  $C=0$ ), όσο και για εδάφη με  $\varphi \neq 0$  και  $C=0$ .

Ακόμη εφαρμόζεται για  $l > 1,5$  όπου η επιρροή των τριβών είναι περιορισμένη σε σχέση με τις ωθήσεις.

Τέλος για την επιλογή της διατομής του ελκυστήρα χρησιμοποιούνται τα δεδομένα του πίνακα 5.4.

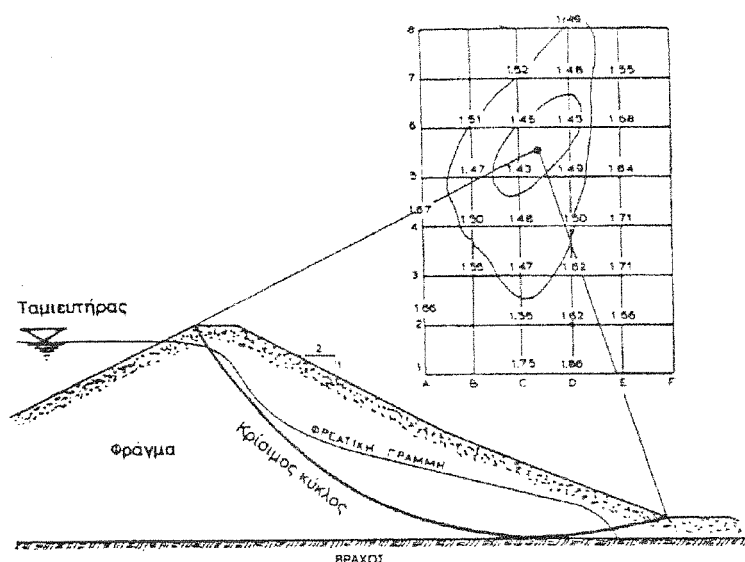
## 5. ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ ΣΕ ΟΜΟΙΟΓΕΝΗ ΑΡΓΙΛΙΚΟ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟ ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΕΝΙΚΟΤΕΡΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ ΛΩΡΙΔΩΝ ΚΑΤΑ BISHOP

---

Στα αργιλικά εδαφικά πρανή η συνήθης επιφάνεια αστοχίας είναι κυκλική.

Πρανές σε ομοιογενή άργιλο υπό αστράγγιστες συνθήκες ( $C_u \neq 0$ ,  $\phi = 0$ ).

Ο έλεγχος της ευστάθειας ενός πρανούς δεν εξαντλείται με τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας κάποιου πιθανού κύκλου ολίσθησης, εκτός εάν πρόκειται για συγκεκριμένη αστοχία με γνωστή τη θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Κατά τη μελέτη πρανών που πρόκειται να κατασκευασθούν ζητείται να προσδιορισθεί ο **κρίσιμος κύκλος ολίσθησης**, δηλαδή το κέντρο και η ακτίνα του κύκλου που δίνει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας για κύκλους με διάφορες θέσεις του κέντρου και για κάθε θέση του κέντρου με διάφορες τιμές της ακτίνας, υπολογισμοί που καθιστούν απαραίτητη τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή. Το σχήμα 5.9. παρουσιάζει ένα τυπικό κানাβο κέντρων πιθανών κύκλων ολίσθησης, τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας και τη θέση του κρίσιμου κύκλου στην περίπτωση του κατάντη πρανούς ενός χωμάτινου φράγματος.



**Σχήμα 5.1.**  
**Έλεγχος ευστάθειας κατόντη πρανούς φράγματος**

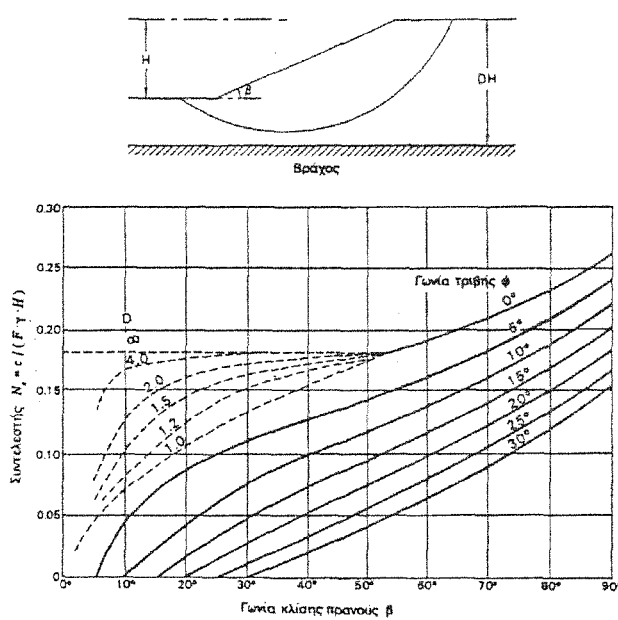
Ο έλεγχος της ευστάθειας πρανών με απλή γεωμετρία σε ομοιόμορφους εδαφικούς σχηματισμούς απλουστεύεται σημαντικά με τη χρήση νομογραφημάτων, στα οποία δίνεται ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς σαν συνάρτηση των (σταθερών) παραμέτρων  $c$ ,  $\phi$  του εδάφους και της γεωμετρίας (γωνία κλίσης και ύψους του πρανούς). Το Σχήμα 5.1 παρουσιάζει ένα νομογράφημα αυτού του τύπου (νομογράφημα Taylor), με το οποίο υπολογίζεται ο **συντελεστής ευστάθειας**  $N_s$ . Ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς προκύπτει από το συντελεστή ευστάθειας ως εξής:

$$F = \frac{c}{N_s \gamma H}$$

Το νομογράφημα αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε ομοιόμορφα εδάφη χωρίς υδροφόρο ορίζοντα καθώς και για ελέγχους ευστάθειας τύπου « $\phi=0$ ».

Κατά τον προσδιορισμό του κρίσιμου κύκλου ολίσθησης και του αντίστοιχου συντελεστή ασφαλείας πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι εξής παράγοντες.

1. Η πιθανή μορφή της επιφάνειας ολίσθησης που πολλές φορές δεν είναι κυκλική.



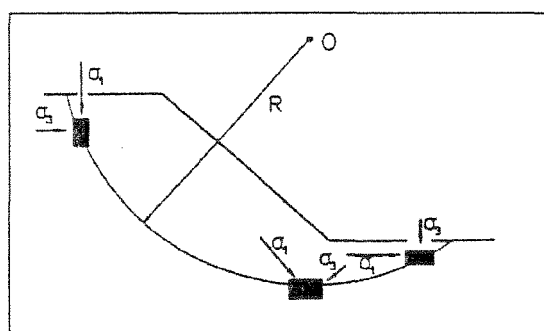
**Σχήμα 5.1.**  
**Συντελεστής ευστάθειας κατά Taylor**

2. Η εμφάνιση ρωγμών στην κορυφή του πρανούς πριν από την ολίσθηση. Οι ρωγμές αυτές μηδενίζουν τη συνοχή του εδάφους και αποτελούν δίοδο για την είσοδο νερού, το οποίο ασκεί υδροστατικές πιέσεις και μειώνει το συντελεστή ασφαλείας.
3. Η τριδιάστατη γεωμετρία της επιφάνειας ολίσθησης σε σχέση με τις συνήθεις μεθόδους υπολογισμού του βασίζονται σε αστοχία με κυλινδρική επιφάνεια ολίσθησης (απείρου μήκους). Οι αστοχίες φυσικών πρανών και επιχωμάτων συνήθως έχουν περιορισμένο μήκος, γεγονός που εισάγει την ανάγκη διόρθωσης του συντελεστή ασφαλείας, ώστε να περιληφθεί και η επιρροή της διατμητικής αντοχής των άκρων της επιφάνειας

ολίσθησης. Η πρόσθετη αυτή διατμητική αντοχή, που αμελείται στους διδιάστατους υπολογισμούς, αυξάνει τον πραγματικό συντελεστή ασφαλείας του πρανούς.

4. Οι τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής ( $c, \phi$ ) του εδάφους, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν στους υπολογισμούς. Ειδικότερα:

(α) Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους δεν είναι σταθερές "ιδιότητες" του υλικού αλλά εξαρτώνται από το είδος της επιβαλλόμενης έντασης. Σε συνήθη πρανή η αστοχία συμβαίνει υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης και με



Σχήμα 5.2: Κύριες τάσεις κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης

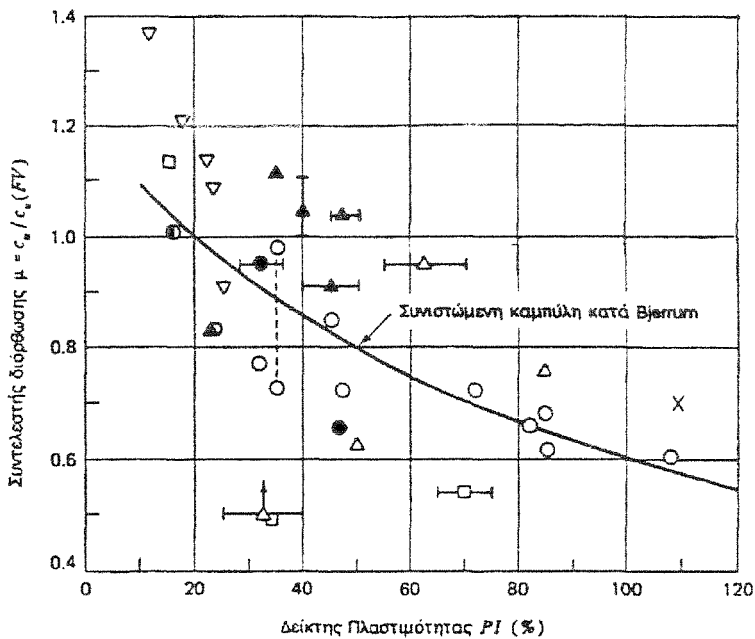
στροφή των διευθύνσεων των κυρίων τάσεων σε χαρακτηριστικές θέσεις της επιφάνειας ολίσθησης. Λόγω της στροφής των κυρίων τάσεων δεν είναι ακριβής η

χρήση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής που προκύπτουν από τη δοκιμή

κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης (και από άλλες εργαστηριακές και επιτόπου δοκιμές). Η διόρθωση του πιθανού σφάλματος μπορεί να γίνει με εμπειρικούς διορθωτικούς συντελεστές. Το Σχήμα 5.3 παρουσιάζει τις τιμές του εμπειρικού συντελεστή ( $\mu$ ) κατά Bjerrum για τη διόρθωση της τιμής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που προσδιορίζεται από την επιτόπου Δοκιμή Πτερυγίου,  $c_u(FV)$ , σε εκτιμήσεις της ευστάθειας πρανών σε μαλακές αργίλους με τη μέθοδο ανάλυσης τύπου " $\phi=0$ ". Η τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που πρέπει να χρησιμοποιηθεί στους υπολογισμούς δίνεται από τη σχέση:

$$c_u = \mu \cdot c_u(FV)$$





**Σχήμα 5.3.**  
**Συντελεστής διόρθωσης Bjerrum**

**(β)** Οι τιμές των  $(c, \phi)$  εξαρτώνται από την ταχύτητα φόρτισης, η οποία είναι πολύ μεγαλύτερη στο Εργαστήριο (όπου μία δοκιμή διαρκεί το πολύ μερικές ημέρες) απ' ότι στη φύση (όπου η κατασκευή ενός πρανούς μπορεί να διαρκέσει μερικούς μήνες). Επιπλέον, δεν πρέπει να αγνοηθεί η επιρροή της διατάραξης κατά τη δειγματοληψία και τη μόρφωση των δοκιμών στις τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής που μετρούνται στο εργαστήριο.

**(γ)** Στις υπερστερεοποιημένες αργίλους, οι παράμετροι διατμητικής αντοχής  $(c, \phi)$  που αντιστοιχούν στη μέγιστη διατμητική τάση (μέγιστη διατμητική αντοχή), είναι διαφορετικές από αυτές που αντιστοιχούν σε μεγάλες παραμορφώσεις (παραμένουσα διατμητική αντοχή). Συνεπώς, οι τιμές των  $(c, \phi)$  που πρέπει να χρησιμοποιηθούν κατά την ανάλυση της ευστάθειας πρανών σε υπερστερεοποιημένες

αργίλους δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένες. Βεβαίως, κατά την ολίσθηση του πρανούς οι διατμητικές παραμορφώσεις κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας είναι μεγάλες, γεγονός που συνηγορεί στη χρήση των παραμέτρων παραμένουσας αντοχής, αλλά κατά την έναρξη της ολίσθησης οι παραμορφώσεις δεν είναι ίδιες σε όλο το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης. Συνεπώς, κατά την έναρξη της ολίσθησης ορισμένα εδαφικά σημεία έχουν υπερβεί την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή και οδεύουν προς την παραμένουσα αντοχή, ενώ άλλα δεν έχουν φθάσει ακόμη τη μέγιστη αντοχή (προοδευτική θραύση). Η λύση του προβλήματος απαιτεί θεώρηση του συμβιβαστού των παραμορφώσεων κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης και δεν μπορεί να αντιμετωπισθεί με τις μεθόδους των λωρίδων, οι οποίες υποθέτουν ότι η κατάσταση αστοχίας συμβαίνει ταυτόχρονα σε όλο το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης. Μία "ακριβέστερη" ανάλυση μπορεί να γίνει με αριθμητικές μεθόδους (π.χ. τη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων), οι οποίες λαμβάνουν υπόψη την καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους μέσω του καταστατικού νόμου συμπεριφοράς. Όμως η πολυπλοκότητα των μεθόδων αυτών σε συνδυασμό με την ανυπαρξία αξιόπιστων καταστατικών νόμων κοινής αποδοχής περιορίζουν το πεδίο των πρακτικών τους εφαρμογών.

5. Η ευστάθεια των πρανών πρέπει να εξετάζεται σε όλες τις πιθανές συνθήκες. Τυπικά, εφόσον η κατασκευή ενός πρανούς γίνεται με ρυθμό που να δικαιολογεί αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, πρέπει να ελέγχεται η ευστάθεια αμέσως μετά την κατασκευή με τη μέθοδο των ολικών τάσεων (ανάλυση " $\phi=0$ "). Στη συνέχεια, πρέπει να ελέγχεται η μακρόχρονη λειτουργία του πρανούς με τη μέθοδο των ενεργών τάσεων για τις δυσμενέστερες συνθήκες επιφόρτισης και υδροφορίας. Τέλος, στην περίπτωση χωμάτων φραγμάτων πρέπει να γίνεται και

έλεγχος ευστάθειας του ανάντη πρανούς του φράγματος για συνθήκες απότομου καταβιβασμού της στάθμης του ταμιευτήρα (υπό αστράγγιστες συνθήκες). Σε όλες τις περιπτώσεις, τέλος, πρέπει να γίνεται έλεγχος της ευστάθειας των πρανών με σεισμική επιφόρτιση, δεδομένου ότι πολλές αστοχίες πρανών έχουν παρατηρηθεί κατά τη διάρκεια σεισμών.

6. Η γνώση της ακριβούς κατανομής των υδατικών πιέσεων κατά μήκος της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης επηρεάζει σημαντικά τον υπολογιζόμενο συντελεστή ασφαλείας. Σε πρανή στα οποία είναι εγκατεστημένα (αρκετά, κατάλληλα και καλώς λειτουργούντα) πιεζόμετρα, οι υδατικές πιέσεις πόρων κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης μπορούν να εκτιμηθούν με παρεμβολή μεταξύ των τιμών που μετρούνται στις θέσεις των πιεζομέτρων. Στα περισσότερα πρανή, όμως, όπου οι συνθήκες υδροφορίας είναι άγνωστες καθώς και σε πρανή που πρόκειται να κατασκευασθούν, οι πιέσεις πόρων πρέπει να εκτιμηθούν, γεγονός που εισάγει σφάλματα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας.

**Ανάλυση Ευσταθείας υπό Αστράγγιστες Συνθήκες σε Ανομοιογενές Έδαφος : Πρανές Εκσκαπτόμενο σε Άργιλο.**

**5.2.Πρανές σε μαλακή, κανονικά στερεοποιημένη άργιλο με αστράγγιστη αντοχή, γραμμικά αυξανόμενη με το βάθος**

Η θεώρηση σταθερής (στον χώρο), αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $S_u$  δεν ήταν παρά μια απλοποίηση της πραγματικότητας. Σε μερικές σφιγρές υπερστερεοποιημένες αργίλους η απλοποίηση αυτή μπορεί να αποτελεί μια ικανοποιητική προσέγγιση. Ο κανόνας όμως στην φύση είναι η ανομοιογένεια!

Ως παράδειγμα, μια οριζόντια εδαφική απόθεση κορεσμένης και κανονικώς - στερεοποιημένης ("απροφόρτιστης") αργίλου έχει αστράγγιστη διατμητική αντοχή η οποία είναι ανάλογη προς την ενεργό μέση τάση  $((\bar{\sigma}_v + 2\bar{\sigma}_h)/3$ . Επειδή δε τόσο το  $\bar{\sigma} = \bar{\gamma} z$ , όσο και το  $\bar{\sigma}_h = K_o \bar{\gamma} z$  είναι ανάλογα του βάθους  $z$  από την επιφάνεια, η  $S_u$  είναι επίσης σχεδόν ανάλογη προς το  $z$ , εάν θεωρήσουμε το  $\gamma$  σταθερό — μια λογικότερη απλοποίηση.

Από πειραματικές μετρήσεις σε εκατοντάδες αργίλους ανά τον κόσμο τα τελευταία 50 χρόνια, προέκυψε η εμπειρική σχέση

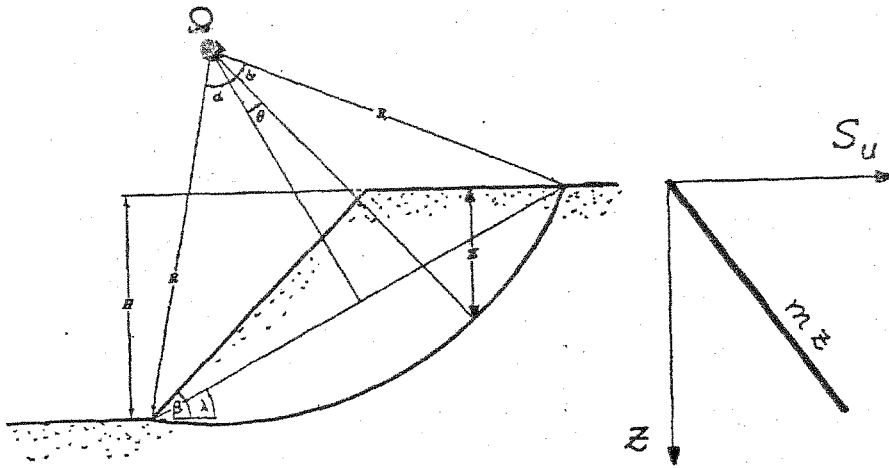
$$S_u \approx \xi \bar{\sigma}_{vo}$$

$$\xi \approx 0.11 + 0.0037 (PI)$$

όπου  $PI$  ο δείκτης πλασιμότητας της αργίλου (Skempton 1957). Π.χ. για μια συνηθισμένη τιμή,  $PI \approx 35$ , προκύπτει  $\xi=0.24$ . Ενώ για  $PI=100$ ,  $\xi=0.48$ . Έτσι λοιπόν, τελικώς ισχύει:

$$S_u \approx \xi \bar{\gamma} z$$

για την αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργιλικής απόθεσης υπό γεωστατικές συνθήκες.  $\bar{\gamma}$  = το ενεργό ειδικό βάρος του εδαφικού υλικού.



**Σχήμα 5.4.**  
Γεωμετρία του ανομοιογενούς πρανούς και του δοκιμαστικού κύκλου αστοχίας

Σε μια τέτοια κορεσμένη απροφόρτιση αργιλική απόθεση "κατασκευάζεται" πρανές γωνίας  $\beta$ , με (σχετικώς ταχεία) εκσκαφή. Η συνεπαγόμενη αφαίρεση φορτίου προκαλεί ασφαλώς αλλαγές στις ολικές τάσεις:  $\Delta\sigma < 0$ , εν γένει. Οι αλλαγές αυτές όμως "αντισταθμίζονται" από τις αλλαγές στις πιέσεις του ύδατος των πόρων, έτσι ώστε ("με όρους ολικών τάσεων") σε κάθε σημείο του πρανούς η διατμητική αντοχή να διατηρεί την αρχική γεωστατική της τιμή:

$$S_u = m z$$

$$\text{όπου } m = \xi \bar{\gamma}$$

**Γενική Αναλυτική Επίλυση**

Για πρανές ύψους  $H$  και γωνίας  $\beta$  η γενική λύση έχει δοθεί από τους Gibson & Morgenstern το 1962 στο βρετανικό / διεθνές περιοδικό Geotechnique. Θεωρώντας τον τυχόντα κύκλο ( $\Omega$ ,  $R$ ) του σχήματος, η ροπή ανατροπής (του βάρους δηλαδή του πρίσματος  $AB\Gamma$  ως προς  $\Omega$ ) προκύπτει από την ροπή του κυκλικού τμήματος  $\Omega B\Gamma$  κατόπιν αφαιρέσεως των ροπών των δύο "συμπληρωματικών" τριγώνων. Τελικώς :

$$M_{\text{ανατρ.}} = \frac{\gamma H^3}{12} [1 - 2\cot^2\beta + 3\cot\lambda \cot\beta + 3\cot\alpha \cot\lambda - 3\cot\alpha \cot\beta]$$

όπου οι γωνίες  $\alpha$ ,  $\lambda$  είναι βοηθητικές για τον προσδιορισμό του κέντρου του κύκλου  $\Omega$ . Το  $\gamma$  είναι το ολικό ειδικό βάρος του κορεσμένου υλικού.

Η ροπή αντιστάσεως δίδεται από την γενική Σχέση (17α), η οποία τώρα γράφεται ως

$$M_{\text{αντ}} = R \int_{-\alpha}^{\alpha} S_U(z) R d\theta$$

Απ' την γεωμετρία :

$$z = R \cos(\lambda + \theta) - R \cos(\alpha - \lambda) + H$$

$$\frac{R}{H} = \frac{1}{2 \sin \alpha \sin \lambda}$$

Αντικαθιστώντας τις ανωτέρω δύο σχέσεις και εκτελώντας την (κοπιώδη μεν αλλά χωρίς καμιά θεωρητική δυσχέρεια) ολοκλήρωση, λαμβάνουμε:

$$M_{\text{αντ}} = \frac{mH^3}{4 \sin^2 \alpha \sin^2 \lambda} [\cot \lambda - \alpha(1 - \cot \lambda \cot \alpha)]$$

Ο δοκιμαστικός συντελεστής ασφαλείας  $Y$  προκύπτει ως ο λόγος  $M_{αντ}/M_{ανατρ}$

Παρατηρείστε ότι

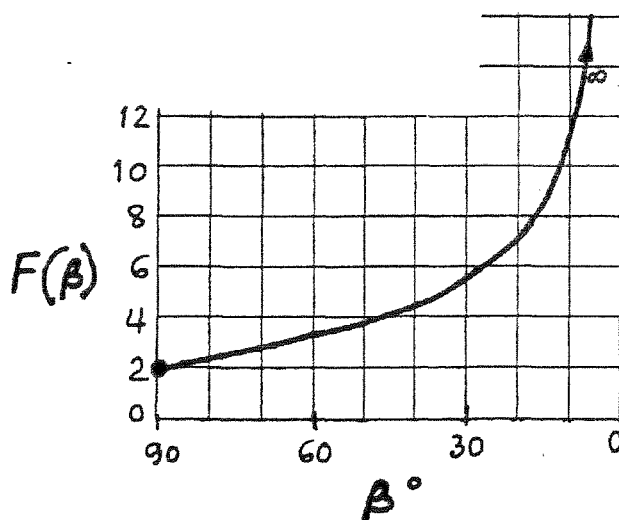
$$Y = Y(a, \lambda) = \frac{m}{\gamma} F(\beta, a, \lambda)$$

δηλαδή ότι ο (τυχόν δοκιμαστικός) συντελεστής ασφαλείας είναι ανεξάρτητος του ύψους του πρανούς! Υπενθυμίζουμε ότι, αντίθετα, στο ομοιογενές πρανές ο συντελεστής ασφαλείας είναι αντιστρόφως ανάλογος του  $H$ .

Ο πραγματικός συντελεστής ασφαλείας λαμβάνεται από την ελαχιστοποίηση της  $Y = Y(a, \lambda)$  για όλες τις δυνατές τιμές των  $a$  και  $\lambda$ . Αναλυτική επίλυση του προβλήματος αυτού δεν είναι δυνατή. Με αριθμητική "σάρωση" όμως προέκυψε ο (ελάχιστος) συντελεστής ασφαλείας ως αποκλειστική συνάρτηση της γωνίας  $\beta$ :

$$Y(\beta) = \min Y(a, \lambda) = \frac{m}{\gamma} F(\beta)$$

όπου η συνάρτηση  $F(\beta)$  δίδεται γραφικά στο σχήμα 5.5.



**Σχήμα 5.5.**

Η συνάρτηση  $F(\beta)$  για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας  $Y(\beta) = (m/\gamma)F(\beta)$

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχει η περίπτωση του κατακόρυφου πρανούς,  $\beta = 90^\circ$ :

$$Y(90^\circ) = \frac{2m}{\gamma} = 2\xi \frac{\bar{\gamma}}{\gamma} \approx \xi$$

Επειδή δε  $\xi < 1$ , με απειρο-ελάχιστες εξαιρέσεις, συμπεραίνεται ότι δεν είναι δυνατόν να σταθεί πρανές κατακόρυφο σε κανονικώς στερεοποιημένη άργιλο. Μάλιστα δε στην συνήθη περίπτωση  $\xi \approx 0.25$ , για επίτευξη ευσταθείας πρέπει:

$$Y(\beta) = F(\beta) \xi \frac{\bar{\gamma}}{\gamma} \approx \frac{1}{8} F(\beta) \geq 1$$

οπότε, από το διάγραμμα του Σχ.5.5, προκύπτει  $\beta \leq 17^\circ$ , μόνον.

### **Άσκηση:**

**(α)** Ζητείται η επαλήθευση της Σχέσης (.....) και του αντίστοιχου διαγράμματος μέσω ενός συγκεκριμένου παραδείγματος.

π.χ.  $\beta = 30^\circ$ ,  $S_u = 3z$ . Δοκιμάστε μόνον δύο δοκιμαστικούς κύκλους.



### 5.3. Έλεγχος γενικότερης ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης

#### α) Γενικά

Στην περίπτωση υλικού  $c' \neq 0$ ,  $\phi' \neq 0$ , όπου η αντοχή του εδάφους μεταβάλλεται με το βάθος ή σε περίπτωση μη ομοιογενούς εδαφικού υλικού (που αποτελείται από διάφορες στρώσεις) ή στην περίπτωση κατά την οποία εντός της μάζας του πρανούς επικρατούν μεταβλητές υδραυλικές συνθήκες (μεταβλητή πίεση πόρων  $u$ ) ή τέλος και στην περίπτωση μη ομαλής γεωμετρικής διαμορφώσεως της επιφάνειας του πρανούς εφαρμόζεται αποκλειστικά η μέθοδος της διαίρεσης της ολισθαίνουσας μάζας σε λωρίδες όπως πρωτοαναπτύχθηκε από τον Petterson αλλά με παραδοχή κυκλικής επιφάνειας ολισθήσεως. Σύμφωνα με αυτήν η εδαφική μάζα χωρίζεται με κατακόρυφες γραμμές σε λωρίδες πλάτους  $\phi = 0,1.R$  ή και μικρότερου αν απαιτείται μεγαλύτερη ακρίβεια. Έτσι η ευστάθεια του όλου πρανούς προκύπτει ως άθροισμα των ευσταθειών των επιμέρους λωρίδων.

Συγκεκριμένα στην γενική περίπτωση πρανούς με υδατική ροή η τυχούσα ( $n$ -οστή) λωρίδα ισορροπεί υπό την επίδραση των ακολούθων δυνάμεων. (Σχήμα 5.6.)

α) Του βάρους της  $G$

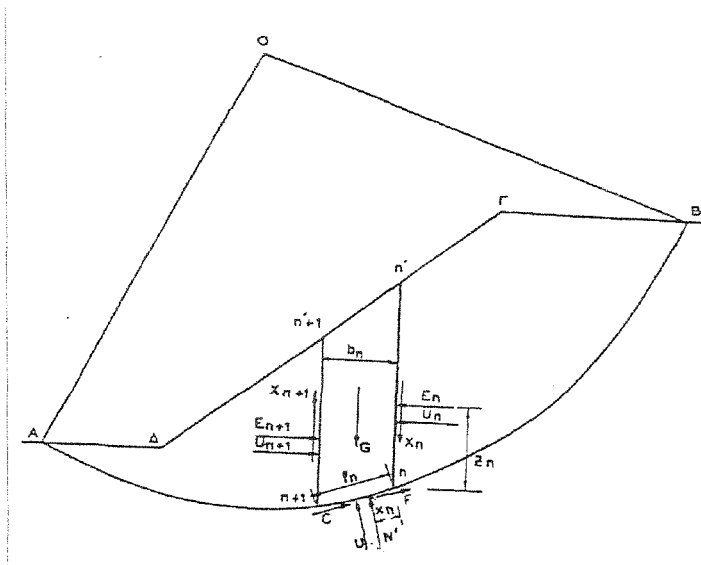
β) Της ορθής δυνάμεως  $N'$  που ασκείται από την εδαφική μάζα κατά μήκος του τόξου ( $n, n+1$ )

γ) Των δυνάμεων συνοχής ( $C$ ) και τριβής  $F$  που ασκούνται κατά μήκος του τόξου ( $n, n+1$ )

δ) Των οριζοντίων και κατακόρυφων δυνάμεων  $E_n, E_{n+1}$  και  $X_n, X_{n+1}$  που ασκούνται από τις παρακείμενες λωρίδες.

ε) Των δυνάμεων  $U, U_n, U_{n+1}$  που οφείλονται στις πιέσεις πόρων κατά μήκος του τόξου ( $n, n+1$ ) και των επιφανειών  $n-1'$  και  $n+1 - n'+1$  αντιστοίχως.

## Ευστάθεια πρανών

**Σχήμα 5.6**

Οι δυνάμεις  $U$ ,  $U_n$  και  $U_{n+1}$ , θεωρούνται γνωστές κατά μέτρο και σημείο εφαρμογής, ενώ η διεύθυνση τους είναι βεβαίως κάθετη προς την αντίστοιχη επιφάνεια.

Τα άγνωστα μεγέθη για κάθε λωρίδα (και συνολικά για τις λωρίδες) είναι:

- α. Η ορθή δύναμη  $N'$  ( $n$  δυνάμεις συνολικά).
- β. Ο συντελεστής ασφαλείας  $\nu$  (ένας αριθμός) του πρανούς έναντι ολισθήσεως ο οποίος επιτρέπει τον συσχετισμό μεταξύ των ορθών και διατμητικών δυνάμεων  $N'$  και  $F$  στα τόξα.
- γ. Οι ορθές δυνάμεις  $E_i$  στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων ( $n$ -δυνάμεις).
- δ. Οι σχέσεις μεταξύ των ορθών και διατμητικών δυνάμεων  $E_i$ , και  $X_i$ , στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων, ή αλλιώς οι διατμητικές δυνάμεις  $X_i$  στις διαχωριστικές επιφάνειες ( $n$ -δυνάμεις).
- ε. Η απόσταση  $X_i$  του σημείου εφαρμογής της δύναμης  $N'$  ( $n$  συνολικά αποστάσεις).

στ. Οι αποστάσεις  $z$ , των σημείων εφαρμογής των δυνάμεων  $E_i$ ,  $X_i$  ( $n$ -αποστάσεις)

Συνολικός αριθμός αγνώστων:

$$A = 5 \cdot n - 3 + 1 = 5 \cdot n - 2$$

Έναντι του αριθμού αυτού των αγνώστων διατίθενται συνολικά  $E = 3 \cdot n$  εξισώσεις (οι τρεις στερεοστατικές συνθήκες ισορροπίας  $\Sigma X = 0$ ,  $\Sigma Y = 0$ ,  $\Sigma M = 0$  (για κάθε λωρίδα) οπότε το γενικό πρόβλημα είναι

$A - E = 5 \cdot n - 2 - 3 \cdot n = 2 \cdot n - 2$  φορές στατικώς αόριστο.

### ***b) Η Μέθοδος Bishop***

Η μέθοδος Bishop διαφοροποιείται από την συμβατική μέθοδο ως προς τον τρόπο άρσης της στατικής αοριστίας κατά τον υπολογισμόν της δυνάμεως  $N_i'$ . Αντί να αγνοεί τελείως την επιρροή των δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων  $E_i$ ,  $X_i$ , εξετάζει την ισορροπία της λωρίδας κατά την κατακόρυφη οπότε εξαλείφονται οι δυνάμεις  $E_i$  και προκύπτει (Σχήμα 5.7):

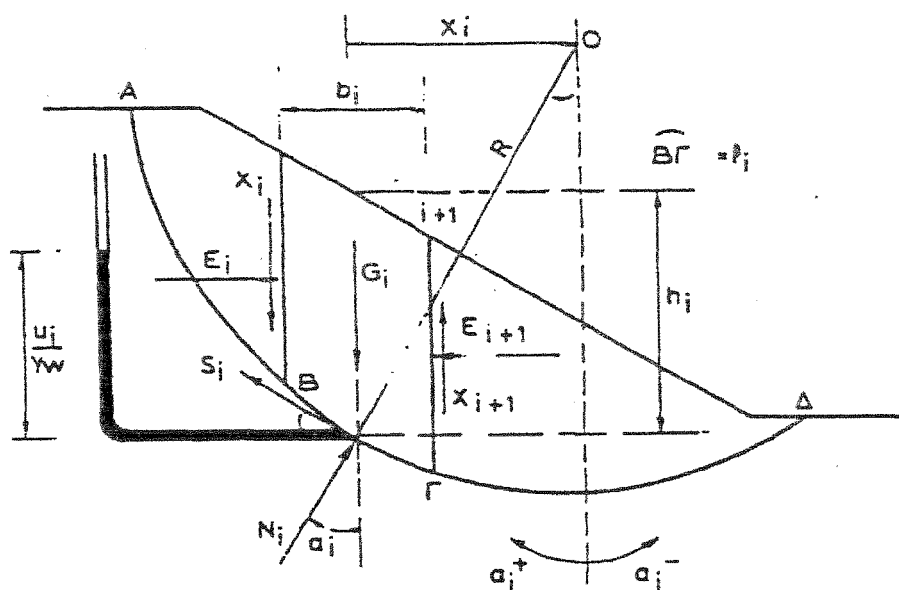
$$G_i + (X_i - X_{i+1}) - N_i \cdot \sigma_{\alpha_1} - S_i \cdot \eta_{\mu \alpha_1} = 0 \quad (1)$$

$$\text{ή} \quad G_i + (X_i - X_{i+1}) - N_i \cdot \sigma_{\alpha_1} - S_i \cdot \eta_{\mu \alpha_1} \quad (2)$$

$$\text{Είναι όμως } S_i = \frac{\tau_i}{v} \cdot J_i \quad (3)$$

όπου  $\eta$  κατά Coulomb ανά μονάδα επιφανείας διατμητική αντοχή  $\tau_i$  σε αναφορά ενεργών τάσεων είναι:

$$\tau_i = c'_i + (\sigma_i - u_i) \cdot \epsilon_{\phi'_i} \quad (4)$$



**Σχήμα 5.7.**  
**Μέθοδος Bishop.**

Από τις σχέσεις (2), (3) και (4) προκύπτει:

$$N_i \cdot \sigma \nu \alpha_i + \frac{1}{v} [c'_i L_i + (N_i - u_i L_i) \epsilon \phi \phi'_i] \eta \mu \alpha_i = G_i + (X_i - X_{i+1}) \quad (5)$$

$$\text{ή } N_i \cdot \sigma \nu \alpha_i + \frac{c'_i L_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v} + \frac{N_i}{v} \cdot \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i -$$

$$\text{ή } - \frac{u_i L_i}{v} \cdot \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i = G_i + (X_i - X_{i+1})$$

$$N_i \cdot \left( \sigma \nu \alpha_i + \frac{\epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v} \right) = G_i + (X_i - X_{i+1}) - \frac{c'_i L_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v} + \frac{u_i L_i \cdot \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v}$$

ή τελικώς

$$N_i = \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - L_i \left[ \frac{c'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v} - \frac{u_i \cdot \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v} \right]}{\sigma \nu \alpha_i + \frac{\epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v}} \quad (6)$$

Επομένως θα είναι

$$N'_i = N_i - u_i \cdot I_i =$$

$$= \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \cdot \left[ \frac{c'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v} - \frac{u_i \cdot \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v} \right] - u_i \cdot I_i \cdot \sigma \nu \alpha_i - \frac{u_i \cdot I_i \cdot \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v}}{\sigma \nu \alpha_i + \frac{\epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v}} \quad (7)$$

$$\text{ή } P'_i = \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \cdot \left[ \frac{c'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v} + u_i \cdot \sigma \nu \alpha_i \right]}{\sigma \nu \alpha_i + \frac{\epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v}} \quad (8)$$

Ισχύει και για την περίπτωση αυτή ο ορισμός του συντελεστή ασφαλείας  $v$  ως λόγου ροπών ευσταθείας προς ροπές ανατροπής δηλαδή

$$\Sigma G_i \cdot X_i = \Sigma S_i \cdot R = \Sigma \frac{\tau_i \cdot I_i}{v} \cdot R \quad (9)$$

από την οποία βάσει και των σχέσεων (8), (9):

$$v = \frac{\Sigma [c'_i \cdot I_i + (P_i - u_i \cdot I_i) \cdot \epsilon \phi \phi'_i]}{\Sigma G_i \cdot \eta \mu \alpha_i} = \frac{\Sigma [c'_i \cdot I_i + P'_i \cdot \epsilon \phi \phi'_i]}{\Sigma G_i \cdot \eta \mu \alpha_i} \quad (10)$$

Με αντικατάσταση της τιμής της  $P'_i$  από την σχέση (8) στην (10) προκύπτει:

$$v = \frac{I}{\Sigma G_i \cdot \eta \mu \alpha_i} \cdot \Sigma [c'_i \cdot I_i] + \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \cdot \left( \frac{c'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v} + u_i \cdot \sigma \nu \alpha_i \right)}{\sigma \nu \alpha_i + (I/v) \cdot \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i} \cdot \epsilon \phi \phi'_i \quad (11)$$

ή με αντικατάσταση

$$l = \frac{b_i}{\sigma \nu \alpha_i} = b_i \cdot \tau \epsilon \mu \alpha_i \quad (12)$$

η σχέση 11 γίνεται:

$$\nu = \frac{l}{\Sigma G_i \cdot \eta \mu \alpha_i} \cdot \Sigma [c_i' \cdot b_i \cdot \tau \epsilon \mu \alpha_i] + \frac{G_i - u_i b_i + (X_i - X_{i+1}) - \frac{c_i' l_i \eta \mu \alpha_i}{\nu}}{\sigma \nu \alpha_i (l + (l/\nu) \cdot \epsilon \phi \phi_i' \cdot \epsilon \phi \alpha_i)} \cdot \epsilon \phi \phi_i' \quad (13)$$

$$\eta \nu = \frac{l}{\Sigma G_i \cdot \eta \mu \alpha_i} \cdot \Sigma \left[ c_i' b_i \frac{G_i - u_i b_i + (X_i - X_{i+1}) - \frac{c_i' l_i \eta \mu \alpha_i}{\nu}}{l + (l/\nu) \cdot \epsilon \phi \phi_i' \cdot \epsilon \phi \alpha_i} \cdot \epsilon \phi \phi_i' \right] + \tau \epsilon \mu \alpha_i$$

$$\nu = \frac{l}{\Sigma G_i \cdot \eta \mu \alpha_i} \cdot \Sigma \left[ c_i' b_i + \frac{c_i' b_i \cdot \epsilon \phi \phi_i' \cdot \epsilon \phi \alpha_i}{\nu} + (G_i - u_i b_i + X_i - X_{i+1}) \cdot \epsilon \phi \phi_i' - \frac{c_i' b_i \cdot \epsilon \phi \alpha_i \cdot \epsilon \phi \phi_i'}{\nu} \right] \cdot \frac{\tau \epsilon \mu \alpha_i}{l + \frac{l}{\nu} \cdot \epsilon \phi \phi_i' \cdot \epsilon \phi \alpha_i}$$

και τελικώς:

$$\nu = \frac{l}{\Sigma G_i \cdot \eta \mu \alpha_i} \cdot \Sigma \left[ c_i' b_i + (G_i - u_i b_i + X_i - X_{i+1}) \cdot \epsilon \phi \phi_i' \right] \frac{\tau \epsilon \mu \alpha_i}{l + \frac{\epsilon \phi \phi_i' \cdot \epsilon \phi \alpha_i}{\nu}} \quad (14)$$

Η σχέση (14) αποτελεί την εξίσωση της ακριβούς (Rigorous) μεθόδου Bishop, επιλύεται δε με διαδοχικές προσεγγίσεις, είναι χρονοβόρος και γενικώς παρουσιάζει μόνο ερευνητικό ενδιαφέρον. Ο Bishop παρατήρησε ότι η τιμή του συντελεστή ασφαλείας  $\nu$  επηρεάζεται πολύ λίγο από τις τιμές των διατμητικών δυνάμεων  $X_i$  στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων και συνέστησε να θεωρηθεί γενικώς η διαφορά  $X_i - X_{i+1}$  μηδενική οπότε προκύπτει η εξίσωση της απλοποιημένης (simplified ή Routine) μεθόδου Bishop:

$$v = \frac{l}{\sum G_i \cdot \eta \mu \alpha_i} \cdot \frac{\sum [c'_i \cdot b_i + (G_i - u_i \cdot b_i) \cdot \varepsilon \phi \phi'_i]}{l + \frac{\varepsilon \phi \phi'_i \cdot \varepsilon \phi \alpha_i}{v}} \quad (15)$$

Επειδή ο συντελεστής ασφαλείας  $v$  εμφανίζεται και στο δεύτερο σκέλος της εξίσωσης (15) υποτίθεται αρχικά μια τιμή  $v_1$  και με επίλυση της προκύπτει μία τιμή  $v_2$ . Εάν αυτή διαφέρει σημαντικά από την  $v_1$  ο υπολογισμός επαναλαμβάνεται με την τιμή  $v_2$  στο δεύτερο σκέλος οπότε προσδιορίζεται πάλι νέα τιμή  $v_3$ . Συνήθως αρκούν δύο δοκιμές διότι τα αποτελέσματα συγκλίνουν γρήγορα. Για την διευκόλυνση των υπολογισμών προτείνεται η πινακοποίηση τους σύμφωνα με τον Πίνακα 5.1.

Τέλος για διευκόλυνση του υπολογισμού, για κάθε λωρίδα της παράστασης της στήλης 15 του πίνακα 5.2 δίδεται το Νομογράφημα του Σχήματος 5.8 το οποίο η  $m_a$  παριστά την σχέση:

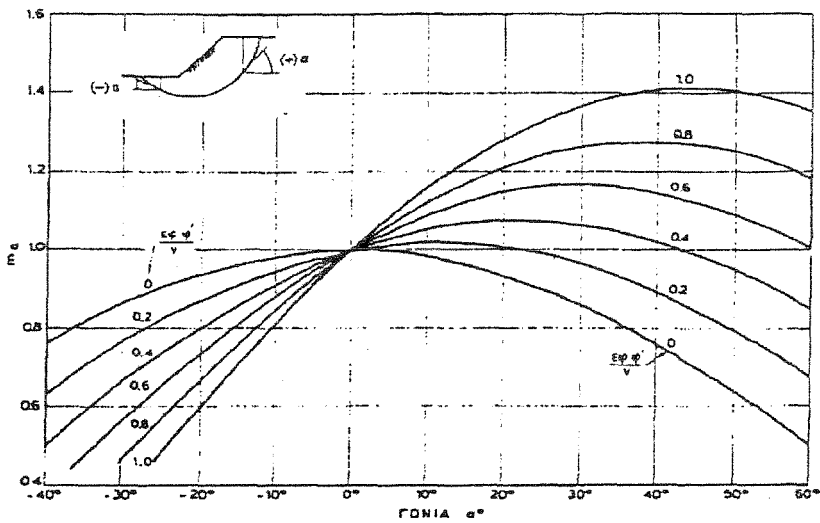
$$m_a = \sigma_{\text{υνα}} \cdot \left[ l + \frac{\varepsilon \phi \phi \cdot \varepsilon \phi \alpha}{v} \right] \quad (17)$$

$$\text{Αφού } \text{τεμα} = \frac{1}{\sigma_{\text{υνα}}} \quad (18)$$

η παράσταση της στήλης 15 ισούται προφανώς προς  $l/m_{a1}$ .

Πίνακας 5

"Αριθμός λωρίδας i																	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15α)	(15β)	(16α)	(16β)



Σχήμα 5.8

Υπενθυμίζεται ότι στη σχέση που δίνει τον συντελεστή ασφαλείας της απλοποιημένης (simplified) μεθόδου Bishop:

$$F = \frac{l}{\Sigma W_i * \sin \alpha_i} * \Sigma [c_i * b_i + (W_i - u_i * b_i) * \tan \phi_i] \frac{\sec \alpha_i}{(l + \tan \phi_i * \tan \alpha_i / F)}$$



Είναι:

- $W_i$  τα συνολικά βάρη λωρίδων
- $B_i$  τα πλάτη λωρίδων
- $c_i, \phi_i$  η συνοχή και γωνία διατμητικής αντοχής στο στρώμα  
εδράσεως της συγκεκριμένης λωρίδας
- $u_i$  η πίεση πόρων στο μέσο του τόξου έδρασης της λωρίδας
- $\alpha_i$  η γωνία που σχηματίζει η χορδή του τόξου έδρασης της  
λωρίδας με την οριζόντια με σήμανση

Προφανώς κατά την αναζήτηση του δυσμενέστερου κύκλου (στον οποίο αντιστοιχεί ο  $F_{min}$ ) με το πρόγραμμα LARIX ορίζεται ο κánaβος των κέντρων και το βήμα αύξησης, για κάθε κέντρο, των ακτίνων των εξεταζομένων κύκλων. Τα σημεία με ίδια τιμή ελάχιστου συντελεστή  $F$  ορίζουν μία κλειστή καμπύλη και έτσι εγκλωβίζεται το κέντρο του δυσμενέστερου κύκλου και η αντίστοιχη τιμή  $F_{min}$  (βλέπε Σχήμα 5.9.).



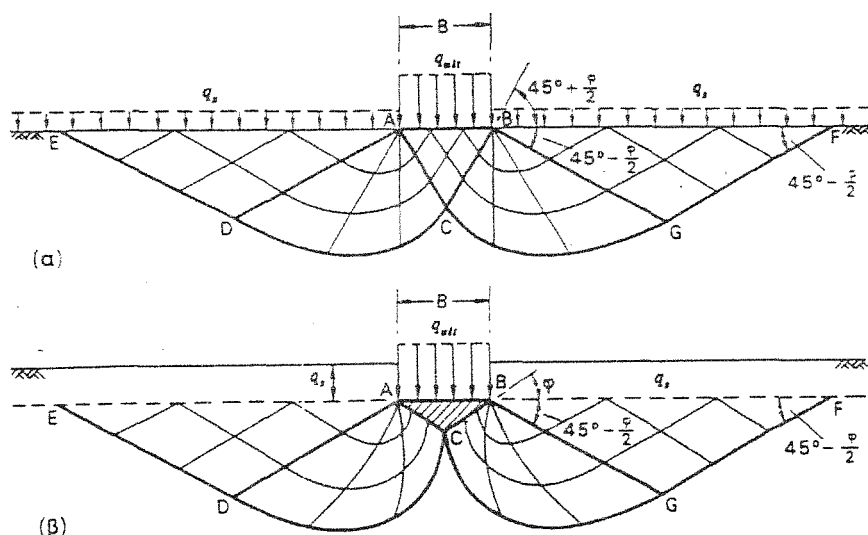
## 6. ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΚΑΘΙΣΤΗΣΕΩΝ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ

---

### 6.1. ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ

#### α) Γενικά:

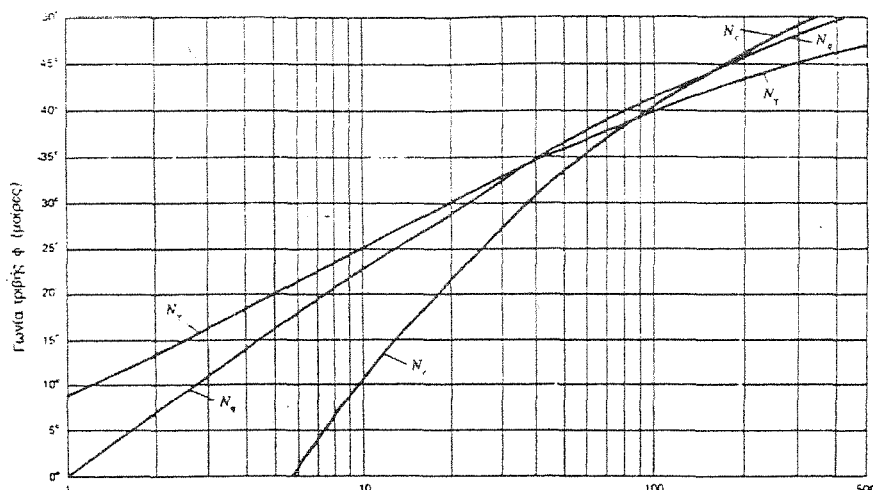
Το μέγιστο φορτίο που μπορεί να αναλάβει ένα θεμέλιο όταν αστοχήσει το έδαφος ονομάζεται φορτίο αστοχίας ή οριακό φορτίο ( $Q_{ult}$ ) και η αντίστοιχη πίεση στη βάση του θεμελίου ονομάζεται πίεση αστοχίας ή οριακή πίεση ( $q_{ult}$ ). Η πίεση αστοχίας εξαρτάται προφανώς από τη μορφή και τις διαστάσεις του θεμελίου και τις ιδιότητες του εδάφους θεμελίωσης. Συνεπώς, ο υπολογισμός της πίεσης αστοχίας εξαρτάται άμεσα από τον καταστατικό νόμο τάσεων – παραμορφώσεων του εδάφους θεμελίωσης. Το απλούστερο προσομοίωμα εδάφους για την εκτίμηση του φορτίου αστοχίας θεμελίων είναι το αρχικά – απαραμόρφωτο και στη συνέχεια τελείως – πλαστικό υλικό, δηλαδή ένα υλικό που δεν παραμορφώνεται μέχρι την κατάσταση αστοχίας και, στη συνέχεια, αναπτύσσει διακριτές επιφάνειες ολίσθησης, στις οποίες η διατμητική τάση παραμένει σταθερή και ίση με τη διατμητική αντοχή σε κάθε θέση (όπως προσδιορίζεται από το κριτήριο αστοχίας). Ο προσδιορισμός των επιφανειών ολίσθησης (χαρακτηριστικές γραμμές), οι οποίες ικανοποιούν το κριτήριο αστοχίας του Coulomb, αποτελεί αντικείμενο της θεωρίας των χαρακτηριστικών.

**Σχήματα 6.1α, 6.1β:****Χαρακτηριστικές γραμμές αστοχίας αβαθών θεμελίων**

Τα σχήματα 6.1α, 6.1β, παρουσιάζουν τις σπειροειδείς χαρακτηριστικές γραμμές που προσδιορίστηκαν από τον Κ. Terzaghi, κάτω από ένα απειρομήκες λωριδωτό θεμέλιο: (α) με λεία βάση και (β) με τραχεία βάση. Στην περίπτωση του λωριδωτού θεμελίου με λεία βάση, που εδράζεται σε ξηρό έδαφος, η επίλυση με τις χαρακτηριστικές καταλήγει στην ακόλουθη σχέση (εξίσωση Terzaghi) για την πίεση αστοχίας:

$$Q_{ult} = cN_c + 1.2 B \gamma N_\gamma + q_s N_q$$

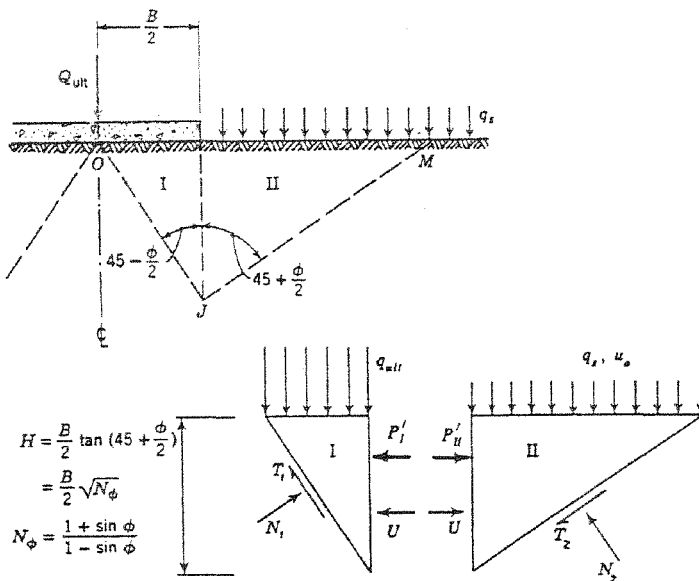
όπου  $B$  είναι το πλάτος του θεμελίου,  $q_s$  είναι η επιφόρτιση γύρω από το θεμέλιο στη στάθμη έδρασης,  $\gamma$  ( $=\rho g$ ) είναι το ειδικό βάρος του εδάφους και  $(c, \phi)$  είναι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους. Οι συντελεστές  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_q$  εξαρτώνται από τη γωνία τριβής  $(\phi)$  του εδάφους και οι τιμές τους δίνονται στο Σχήμα 6.1γ. Στα επόμενα δίνεται μια απλοποιημένη «απόδειξη» της εξίσωσης Terzaghi, ώστε να καταστεί σαφής η μέθοδος υπολογισμού του οριακού φορτίου και οι σχετικές παραδοχές.

**Σχήμα 6.1γ:****Συντελεστές υπολογισμού πίεσης αστοχίας**

Το Σχήμα 6.1δ. παρουσιάζει ένα λωριδωτό θεμέλιο απείρου μήκους με πλάτος  $B$ , θεμελιωμένο σε μικρό βάθος από την επιφάνεια του εδάφους. Η υδατική πίεση στη στάθμη έδρασης του θεμελίου είναι  $u_0$  (λόγω του υδροφόρου ορίζοντα) και η κατακόρυφη ολική τάση γύρω από το θεμέλιο στη στάθμη έδρασης του είναι  $q_s$ . Ο υπολογισμός του οριακού  $Q_{ult} = q_{ult} \cdot B$  βασίζεται στις εξής παραδοχές:

- (1) Η μορφή της επιφάνειας αστοχίας είναι συμμετρική ως προς τον άξονα του θεμελίου και η μάζα που αστοχεί αποτελείται από τα πρίσματα (I) και (II). Το πρίσμα (I) αστοχεί με μέγιστη κύρια τάση την κατακόρυφη και, συνεπώς, η επιφάνεια ολίσθησης σχηματίζει γωνία  $45^\circ + \phi/2$  ως προς την οριζόντια. Το πρίσμα (II) πιέζεται από το πρίσμα I) στην οριζόντια διεύθυνση και αστοχεί με μέγιστη κύρια τάση την οριζόντια, οπότε η επιφάνεια ολίσθησης σχηματίζει γωνία  $45^\circ + \phi/2$  ως προς την κατακόρυφο ( $45^\circ - \frac{\phi}{2}$  ως προς την οριζόντια). Ο συνδυασμός των δύο ευθύγραμμων επιφανειών ολίσθησης

είναι κινηματικά εφικτός και προσεγγίζει την (ακριβέστερη) λογαριθμική σπείρα των σχημάτων 6.1α, 6.1β.

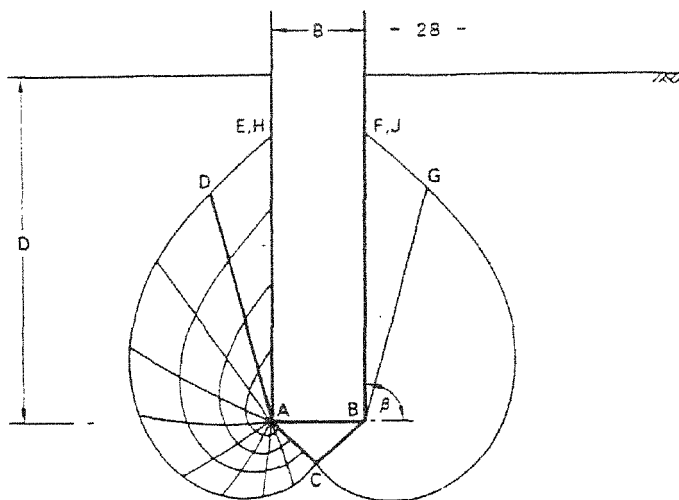


**Σχήμα 6.1δ.**

**Οριακό φορτίο λωριδωτού θεμελίου**

- (2) Η αλληλεπίδραση των δύο πρισμάτων στην κατακόρυφη επιφάνεια επαφής, γίνεται χωρίς τριβές, δηλαδή αναπτύσσονται μόνον οι ίσες και αντίθετες ορθές ενεργές δυνάμεις  $P'_I$  και η δύναμη της υδατικής πίεσης  $U$ .
- (3) Το έδαφος πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης ασκεί μόνον την επιφόρτιση  $q_s$ , δηλαδή δεν συνεισφέρει στο οριακό φορτίο με τη διατμητική του αντοχή. Η παραδοχή αυτή δεν οδηγεί σε μεγάλο σφάλμα αν το βάθος θεμελίωσης είναι μικρό. Αντίθετα, αν το βάθος θεμελίωσης είναι μεγάλο τυπικά μεγαλύτερο από τη διάσταση του θεμελίου), το εισαγόμενο σφάλμα είναι σημαντικό, επειδή η συνεισφορά της διατμητικής αντοχής του εδάφους πάνω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου είναι μεγάλη. Κατά τον υπολογισμό του οριακού φορτίου των βαθειών θεμελιώσεων (πασσάλων), η διατμητική αντοχή του

εδάφους πάνω από τη στάθμη αιχμής του πασσάλου δεν αμελείται (βλέπε Σχήμα 6.1ε) και, συνεπώς, για τις ίδιες εδαφικές συνθήκες, το οριακό φορτίο της αιχμής ενός πασσάλου είναι μεγαλύτερο από το οριακό φορτίο μιας όμοιας επιφανειακής θεμελίωσης.



**Σχήμα 6.1ε.**

***Χαρακτηριστικές αστοχίες βαθιάς θεμελίωσης***

Σύμφωνα με τα προηγούμενα, η κατά Coulomb αστοχία του πρίσματος II καταλήγει στη γνωστή σχέση:

$$\sigma_1' = \sigma_3' N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

ή, ισοδύναμα:

$$\frac{P_{II}'}{H} = [(q_s - u_o) + 0,5 \gamma' H] N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

όπου:  $N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$  και όρος  $0,5 \gamma' H$  δίνει τη συνεισφορά του ίδιου βάρους του εδάφους (υπό άνωση ειδικό βάρος  $\gamma'$ ) στην

κατακόρυφη ενεργό τάση στο μέσον του ύψους της επιφάνειας επαφής των δύο πρισμάτων. Αντίστοιχα, η κατά Coulomb αστοχία του πρίσματος I δίνει:

$$(q_{ult}-u_o) + 0,5 \gamma' H = \frac{P'_I}{H} N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (6.3)$$

Επίσης από τη γεωμετρία προκύπτει ότι:

$$H = \frac{B}{2} \tan \left( 45 + \frac{\Phi}{2} \right) = \frac{B}{2} \sqrt{N_\phi} \quad (6.4)$$

Τελικώς, επειδή  $P'_I = P'_{II}$ , οι σχέσεις (6.2) και (6.3) δίνουν:

$$q_{ult} = u_o + cN_c + 0,5 \gamma' B N_\gamma + (q_s - u_o)N_q \quad (6.5)$$

όπου  $N_c = 2 (N_\phi + 1) \sqrt{N_\phi}$ ,  $N_\gamma = 0,5 (N_\phi^2 - 1) \sqrt{N_\phi}$ ,  $N_q = N_\phi^2$ , σχέσεις που δίνουν την εξάρτηση των συντελεστών  $N$  από τη γωνία τριβής του εδάφους (βλέπε και Σχήμα 6.1γ). Η σχέση (6.5) έχει τη γνωστή μορφή της εξίσωσης Terzaghi (εξίσωση 6.1) και, επιπλέον, περιλαμβάνει την επιρροή της υδατικής πίεσης στη στάθμη έδρασης του θεμελίου, σε περίπτωση που υπάρχει στάθμη υδροφόρου ορίζοντα. Ειδικότερα :

- (1) Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι πάνω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου, η σχέση (6.5) εφαρμόζεται με την παραπάνω μορφή.
- (2) Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται σε βάθος  $Z_w$  κάτω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου, όπου:  $Z_w < H = 0,5 B \sqrt{N_\phi}$ , τότε (προφανώς)  $u_o = 0$  και, επιπλέον, ο όρος  $0,5 \gamma' B N_\gamma$  της σχέσης (6.5) αντικαθίσταται από τον όρο:  $0,5 [Z_w \gamma + (H - Z_w) \gamma'] B N_\gamma$ , επειδή μόνον ένα τμήμα του εδάφους κάτω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου βρίσκεται υπό

άνωση. Τέλος, όταν  $Z_w > H$ , στη σχέση (6.5) τίθεται το ολικό βάρος ( $\gamma$ ) του εδάφους αντί του υπό άνωση ειδικού βάρους ( $\gamma'$ ). Ο ανωτέρω υπολογισμός του οριακού φορτίου του θεμελίου έγινε ως προς τις ενεργές τάσεις, επειδή, ως γνωστόν, η αστοχία του εδάφους διέπεται από τις ενεργές τάσεις. Όμως, στην περίπτωση κορεσμένων εδαφών, όταν η φόρτιση είναι αρκετά ταχεία, ώστε να μην προλάβει να συμβεί στερεοποίηση (αστράγγιστες συνθήκες), η ανάλυση της αστοχίας μπορεί, ισοδύναμα, να γίνει και ως προς τις ολικές τάσεις με χρήση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής ( $C_u$ ) του εδάφους και μηδενική "γωνία τριβής" ( $\phi_u = 0$ ). Στην περίπτωση αυτή:  $N_\phi = 1$ ,  $N_\gamma = 0$ ,  $N_q = 1$  και  $N_c = 5,14$  (αντί της τιμής  $N_c = 4$  που προβλέπει η απλοποιημένη θεώρηση των δυο πρισμάτων), οπότε η σχέση (6.5) γράφεται:

$$q_{ult} = 5,14 C_u + q_s$$

Η εξίσωση (6.6) δίνει την οριακή πίεση ενός επιφανειακού λωριδωτού θεμελίου που εδράζεται σε κορεσμένη άργιλο, όταν η φόρτιση είναι ταχεία (αστράγγιστες συνθήκες).

Σε θεμέλια που δεν μπορούν να προσομοιωθούν με απειρομήκη λωρίδα, η οριακή πίεση υπολογίζεται από σχέσεις της ίδιας μορφής με τις προηγούμενες και διορθωτικούς συντελεστές σχήματος ( $S$ ):

$$Q_u = u_o + cN_c S_c + 0,5 \gamma' B N_\gamma + q_s - u_o) N_q S_q \quad (6.7)$$

Οι συντελεστές ( $S$ ) έχουν τις εξής τιμές:

(1) Για κυκλικό θεμέλιο με διάμετρο  $B$ :

$$S_c = 1,3, S_\gamma = 0,6, S_q = 1$$

(2) Για ορθογωνικό θεμέλιο με διαστάσεις  $L$  και  $B$  ( $L > B$ )

$$S_c = 1 + 0,3 B/L, S_\gamma = 1 - 0,3 B/L, S_q = 1 + 0,2 B/L$$



**β) Διάκριση «συνολικής» (gross) και «καθαρής-πρόσθετης» (net) φέρουσας ικανότητας**

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας έναντι φέρουσας ικανότητας, ακολουθείται συνήθως μία από τις παρακάτω δύο διαδικασίες:

- i) Προσδιορισμός της «συνολικής» (gross) φέρουσας ικανότητας, για ορθή κεντρική φόρτιση λωρίδας, από το γνωστό τριώνυμο Terzaghi:

$$q_{fgross} = cN_c + P_o' N_q + 0,5 Y_2 B N_\gamma \quad (6.1)$$

και στη συνέχεια ο συντελεστής ασφαλείας εφαρμόζεται στην συνολική φέρουσα ικανότητα:

$$\sigma_{\varepsilon\eta} = \frac{q_{fgross}}{F}$$

όπου  $\sigma_{\varepsilon\eta} = \frac{P_{av} + G_{\theta\epsilon\mu}}{BL}$ , η οποία περιλαμβάνει και το ίδιο βάρος του θεμελίου.

Προφανώς θα πρέπει να ισχύει  $\sigma_{\upsilon\eta} \leq \sigma_{\varepsilon\eta}$ .

- ii) Αναλύοντας την «συνολική» φέρουσα ικανότητα σε δύο επί μέρους όρους, την «καθαρή-πρόσθετη» φέρουσα ικανότητα που αφορά αυτό καθ' αυτό το φορτίο ανωδομής και το ίδιο ενεργό βάρος του θεμελίου, προκύπτει:

$$q_{fgross} = q_{net} + \sigma' \nu_{\theta\epsilon\mu} = cN_c + P_o' N_q + 0,5 Y_2 B N_\gamma \quad (6.8a)$$

Με επιπλέον παραδοχή ότι η ενεργός τάση λόγω ιδίου βάρους θεμελίου - επανεπιχώσεως ( $\sigma'_{v \text{ θεμ}}$ ) ισούται με την ενεργό γεωστατική τάση  $P'_o$  στη στάθμη θεμελιώσεως, προκύπτει τελικά:

$$q_{\text{net}} = cN_c + P'_o (N_q - 1) + 0,5 Y_2 B N_y \quad (6.8\beta)$$

Στην περίπτωση αυτή και εφ' όσον το ενεργό βάρος θεμελίου — επανεπιχώσεως είναι δεδομένο, η επιτρεπόμενη πίεση θα δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_{\text{επ}} = \frac{q_{\text{fnet}}}{F} + \sigma'_{v \text{ θεμ}} \quad (6.8\beta)$$

Σημειώνεται ότι γενικώς ο συντελεστής ασφαλείας θα πρέπει να εφαρμόζεται στην «καθαρή-πρόσθετη πίεση θραύσεως» (net ultimate bearing capacity) πίεση η οποία επιβάλλεται στο έδαφος μέσω της θεμελιώσεως αφού αφαιρεθεί το βάρος των υπερκειμένων της στάθμης θεμελιώσεως γαιών, μια και το βάρος αυτό απομακρύνεται κατά την κατασκευή του πεδίου.

Προφανώς η έκφραση της «καθαρής-πρόσθετης» φέρουσας ικανότητας οδηγεί στην περίπτωση των καθαρώς συνεκτικών εδαφών ( $C_u \neq 0$ ,  $\phi = \phi_u = 0$ ) σε μονώνυμη έκφραση για την φέρουσα ικανότητα της γενικής μορφής:

$$Q_{\text{fnet}} = K_c C_n N_c \quad (6.9)$$

## γ) Εκτίμηση συντελεστή ασφαλείας έναντι φέρουσας ικανότητας αβαθών θεμελίων

### γ.1. Ορθή κεντρική φόρτιση με μονόστρωτο σύστημα

Η περίπτωση αφορά τον έλεγχο αβαθούς λωριδωτού θεμελίου για το οπίσθιο σκέλος της γερανογέφυρας. Η φέρουσα ικανότητα μπορεί να προκύψει: α) κατά Terzaghi, β) κατά Din 4017.

#### **α) Έλεγχος φέρουσας ικανότητας κατά Terzaghi:**

- Λωριδωτό θεμέλιο  $q_{ult} = C \cdot N_c + P'_o \cdot N_q + 0.5 B \gamma_2 N_\gamma$  (6.10α)
- Ορθογωνικό θεμέλιο  $q_{ult} = (1 + 0.3 B/L) C \cdot N_c + P'_o \cdot N_q$   
 $+ 0.5 B \gamma_2 N_\gamma$  (6.10β)
- Τετραγωνικό θεμέλιο  $q_{ult} = 1.3 \cdot C \cdot N_c + P'_o \cdot N_q$   
 $+ 0.4 B \gamma_2 N_\gamma$  (6.10γ)
- Κυκλικό θεμέλιο  $q_{ult} = 1.3 \cdot C \cdot N_c + P'_o \cdot N_q$   
 $+ 0.3 B \gamma_2 N_\gamma$  (6.10δ)

Στις παραπάνω σχέσεις είναι:

$C$  η συνοχή της εδαφικής στρώσεως

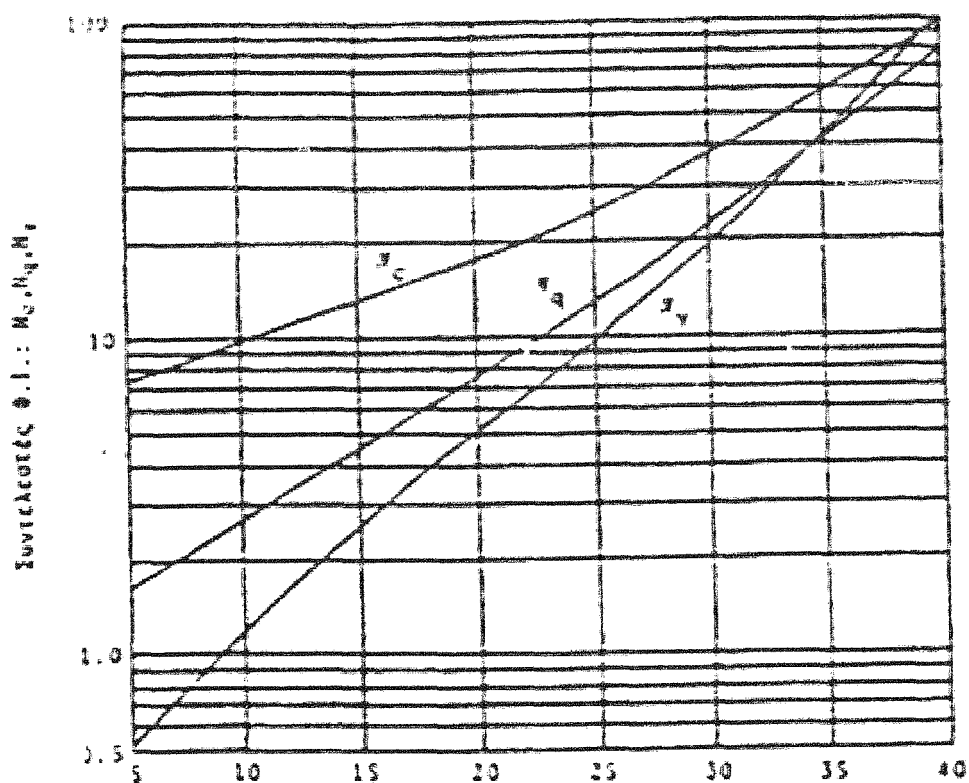
$N_c, N_q, N_\gamma$  οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας, συναρτήσεις της γωνίας διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής)  $\Phi$  της εδαφικής στρώσεως (Σχήμα 6.2., Πίνακας 6.1.)

$P'_o$  η ελάχιστη αντιστηρικτική πίεση (οφειλόμενη συνήθως στο βάθος θεμελιώσεως  $D_f$ ), την οποία πρέπει να υπερβεί η πίεση του θεμελίου, προκειμένου να προκαλέσει γενική θραύση στο έδαφος

$B$  το πλάτος και

$L$  το μήκος του θεμελίου ( $B < L$ )

$\gamma_2$  το ειδικό βάρος που υπεισέρχεται σε εκτίμηση ενεργών τάσεων μεταξύ στάθμης  $D_f$  και  $D_f + B$ .



**Σχήμα 6.2.**

Γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi'(^{\circ})$

**Πίνακας 6.1.**

$\Phi$	$0^{\circ}$	$5^{\circ}$	$10^{\circ}$	$15^{\circ}$	$20^{\circ}$	$25^{\circ}$	$30^{\circ}$	$35^{\circ}$	$40^{\circ}$	$45^{\circ}$	$50^{\circ}$
$N_c$	5,7	7,3	9,6	12,9	17,7	25,1	37,2	57,8	95,7	172	348
$N_q$	1,0	1,6	2,7	4,4	7,4	12,7	22,5	41,4	81,3	173	415
$N_\gamma$	0,0	0,5	1,2	2,5	5,0	9,7	19,7	42,4	100	298	1153

**β) Έλεγχος φέρουσας ικανότητας κατά Din 4017**

Ισχύει γενικά η σχέση

$$q_{ult} = V_c \cdot C \cdot N_c + V_d P'_o \cdot N_d + V_b \gamma_2 b \cdot N_b \quad (6.11)$$

όπου:

- $C$  η συνοχή της εδαφικής στρώσεως
- $N_c, N_d, N_b$  οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας, συναρτήσεις της  $\phi$  (Πίνακας 6.2)
- $V_c, V_d, V_b$  οι συντελεστές μορφής συναρτήσεις του λόγου  $b/a$ , της γωνίας  $\phi$  και του συντελεστή  $N_d$  (Πίνακας 6.3)
- $b, a$  το πλάτος και το μήκος του θεμελίου αντίστοιχα ( $b/a < 1$ )
- $P'_o$  η ελάχιστη αντιστηρικτική πίεση συνήθως ( $p_i = \gamma_1 D_f$ ) όπου  $D_f$  το βάθος θεμελίωσης και  $\gamma_1$  το ειδικό φαινόμενο βάρους που υπεισέρχεται στην εκτίμηση ενεργών τάσεων μεταξύ στάθμης  $\pm 0$  και  $D_f$ .
- $\gamma_2$  το ειδικό βάρος που υπεισέρχεται σε εκτίμηση ενεργών τάσεων μεταξύ στάθμης  $D_f$  και  $D_f + B$ .

**Πίνακας 6.2.**

$\phi$	$N_c$	$N_d$	$N_b$
$0^\circ$	5,0	1,0	0
$5^\circ$	6,5	1,5	0
$10^\circ$	8,5	2,5	0,5
$15^\circ$	11,0	4,0	1,0
$20^\circ$	15,0	6,5	2,0
$22,5^\circ$	17,5	8,0	3,0
$25^\circ$	20,5	10,5	4,5
$27,5^\circ$	25	14	7
$30^\circ$	30	18	10
$32,5^\circ$	37	25	15
$35^\circ$	46	33	23
$37,5^\circ$	58	46	35
$40^\circ$	75	64	53

**Πίνακας 6.3**

Μορφή θεμελίου	$V_c(\varphi \neq 0)$	$V_c(\varphi = 0)$	$V_d$	$V_b$
Λωρίδα	1,0	1,0	1,0	1,0
Ορθογώνιο	$\frac{V_d N_d^{-1}}{N_d - 1}$	$1 + 0,2 \, b/a$	$1 + b/a \sin \varphi$	$1 = 0,3b/a$
Τετράγωνο ή κύκλο	$\frac{V_d N_d^{-1}}{N_d - 1}$	1,2	$1 + \sin \varphi$	0,7

Ανεξάρτητα από τη μέθοδο εκτίμησης της  $q_{ult}$  ο συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως του εδάφους (φέρουσας ικανότητας) παρέχεται, για ορθή κεντρική φόρτιση, από τη σχέση:

$$F = q_{ult}/\sigma_{uo}$$

Όπου  $\sigma_{uo} = p^{(KN/m)}/b$  για λωρίδα

### **γ) Έκκεντρη ή/και Λοξή φόρτιση**

Έλεγχος κατά DIN-4017

Η γενική σχέση του DIN η οποία παρέχει το φορτίο αστοχίας για έκκεντρη, λοξή ή και συνδυασμένη φόρτιση είναι:

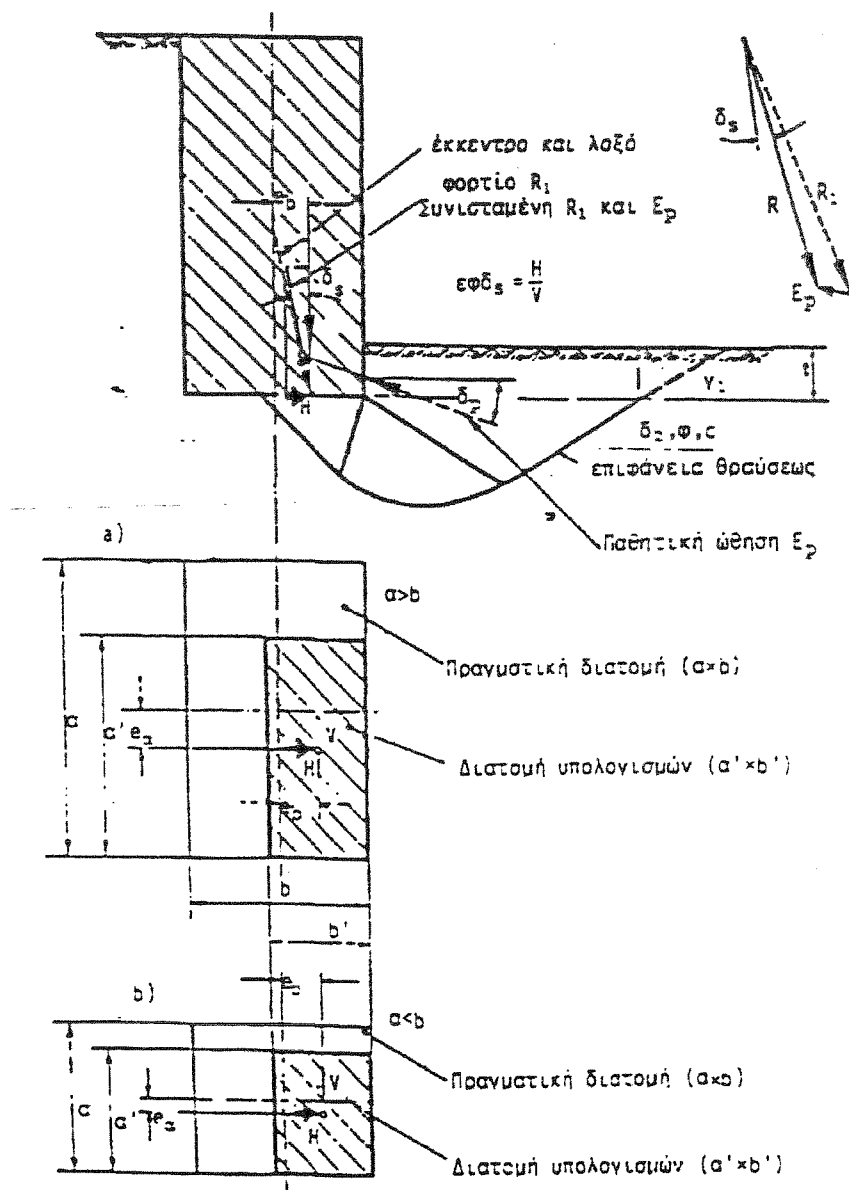
$$Y_b = a'b'(c \, N_c \, K_c \, V'_c + P_o' N_d \, N_d \, V'_d + \gamma_2 \, b' \, N_b \, K_b \, V'_b) \quad (6.12)$$

Οι μειωμένες διαστάσεις  $a'$ ,  $b'$  της εργαζόμενης υπό ομοιόμορφη τάση στη φάση αστοχίας διατομής εμφανίζεται στο σχήμα 6.3.

Στο παρακάτω σχήμα είναι  $a' = a - 2e_a$ ,  $b' = b - 2e_b$  όπου εκκεντρότητες

$$e_a = \frac{Ma^k - a}{\Sigma V_k} \text{ και } e_b = \frac{Mb^k - b}{\Sigma V_k} \quad (6.13)$$

Προφανώς για μονή εκκεντρότητα κατά  $b$ ,  $ea = 0$ ,  $a' = a$ .



**Σχήμα 6.3.** Έκκεντρο και λοξό φορτίο παράλληλο προς την μικρότερη πλευρά  $b$ , κατά DIN 4017, φύλλο 2

Στην παραπάνω σχέση 6.13 είναι:

$N_c, N_d, N_b$  συντελεστές φέρουσας ικανότητας που παρέχονται από τον παραπάνω πίνακα 6.2.

$V'_c, V'_d, V'_b$  συντελεστές μορφής που παρέχονται από τον παραπάνω πίνακα 6.3.

Θα πρέπει εδώ να τονισθεί ότι στον λόγο  $\frac{b}{a}$  που υπεισέρχεται στους συντελεστές μορφών  $b = \min(b', a')$  και  $a = \max(b', a')$

$P_o'$	ενεργός τάση στη στάθμη θεμελιώσεως
$\gamma_2$	το ειδικό βάρος που αντιστοιχεί σε ενεργές τάσεις κάτω από τη στάθμη θεμελιώσεως
$C$	η συνοχή της στρώσεως στην οποία εδράζεται το θεμέλιο
$D_f$	το βάθος θεμελιώσεως
$K_c, K_d, K_b$	συντελεστές λοξότητας, οι οποίοι ανάλογα με το είδος του εδάφους εδράσεως υπολογίζονται ως εξής

α) Οριζόντιο φορτίο παράλληλο προς τη μικρότερη πλευρά  $b'$

---

i) Καθαρώς μη συνεκτικά εδάφη

$$K_d = (1 - 0.7 \text{ εφδς})^3, K_b = (1 - \text{εφδς})^3$$

Στις παραπάνω σχέσεις  $\text{εφδς} = \Sigma H / \Sigma V_k$



ii) Καθαρώς συνεκτικά εδάφη

$$K_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H_b}{A' C_u}}, K_d = 1$$

Στην παραπάνω σχέση  $H_b = n_1 \Sigma H$ ,  $n_1$ : προεκτιμώμενη τιμή συντελεστού ασφαλείας και  $A' = a' b'$ ,  $c_u$  η αστράγγιστη διατμητική συνοχή του καθαρώς συνεκτικού εδάφους θεμελιώσεως.

Η επιφάνεια  $A'$  θα πρέπει να επαληθεύει τη σχέση  $H_b/A' c_u < 1$ .

iii) Εδάφη  $c \neq 0$ ,  $\phi \neq 0$

$$K_c = K_d - \frac{1 - K_d}{N_d - 1}, K_d = \left( 1 - 0.7 \frac{H_b}{V_b + A' c \sigma \phi \phi} \right)$$

Στις παραπάνω σχέσεις  $H_b = n_1 \Sigma H$  και  $V_b = n_1 \Sigma V_k$

Εφόσον με την προεκτίμηση του συντελεστή  $n_1$ , ο τελικός συντελεστής με βάση τη σχέση  $F = V_b / \Sigma V_k$  προκύψει μικρότερος ( $n_2 < n_1$ ) θα επαναπροσδιορισμού εκ νέου οι συντελεστές λοξότητος και η νέα τιμή του φορτίου θραύσεως  $V_b$ .

β)Οριζόντιο φορτίο παράλληλο ως προς τη μεγαλύτερη πλευρά α'

---

Η μόνη διαφορά στην περίπτωση αυτή είναι ότι οι συντελεστές λοξότητας  $K_d$ ,  $K_b$  είναι ίσοι μεταξύ τους και δίνονται από τη σχέση

$$K_d = K_b = 1 - \frac{H_b}{V_o + A' c \sigma \phi \phi}$$

Προφανώς όταν η φόρτιση είναι ορθή ( $\Sigma H=0$ ) έπεται  $K_c=K_d=K_b=1$

**6.2. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΣΗΣΕΩΝ****i) Αργιλικές στρώσεις:**

Για την αργιλική στρώση, υπολογίζεται αρχικά η άμεση καθίζηση που οφείλεται στην επίδραση του μόνιμου φορτίου και στη συνέχεια η άμεση καθίζηση λόγω και του κινητού φορτίου αναλογικά. Επίσης, η καθίζηση λόγω στερεοποίησης, η οποία αναφέρεται μόνο στα μόνιμα φορτία, επειδή τα κινητά φορτία δεν θα προλάβουν να προκαλέσουν καθίζηση λόγω στερεοποίησης.

Η άμεση καθίζηση προκύπτει από τη σχέση των Janbu, Bjerrum, Kjaernsli με συντελεστές κατά Christian και Carrier στην οποία λαμβάνονται υπόψη τα γεωμετρικά στοιχεία της φορτιζόμενης εύκαμπτης επιφάνειας καθώς και το πάχος του συμπιεστού στρώματος και είναι η εξής:

$$P_i = \mu_1 \cdot \mu_0 \cdot q \cdot B/E_u \quad (6.14)$$

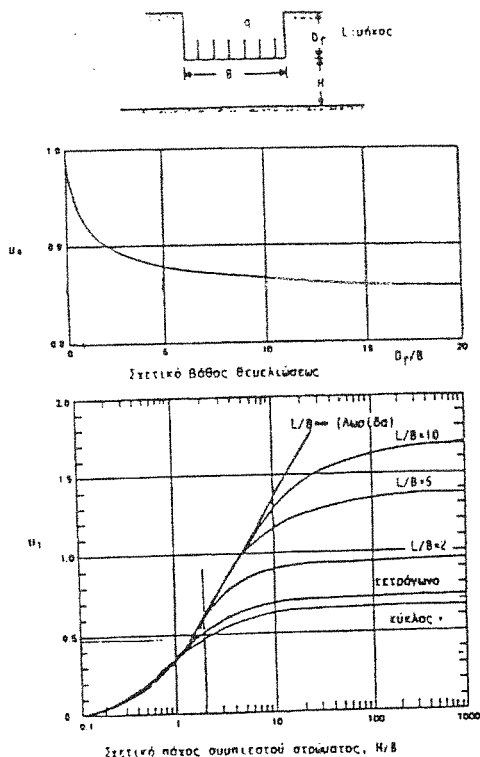
όπου:

$q$  η πρόσθετη πίεση επί της φορτιζόμενης ορθογωνικής επιφάνειας.

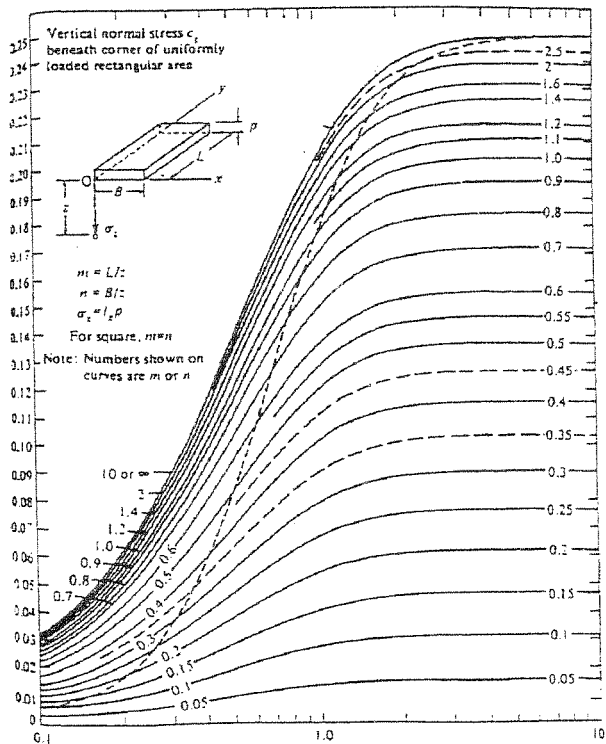
$B, L$  οι διαστάσεις της επιφάνειας ( $B < L$ )

$\mu_1$  συντελεστής εξαρτώμενος από το σχετικό πάχος του συμπιεστού στρώματος (Σχ. 6.4β)

$\mu_0$  μειωτικός συντελεστής λόγω βαθιάς θεμελίωσης (Σχ. 6.4α).

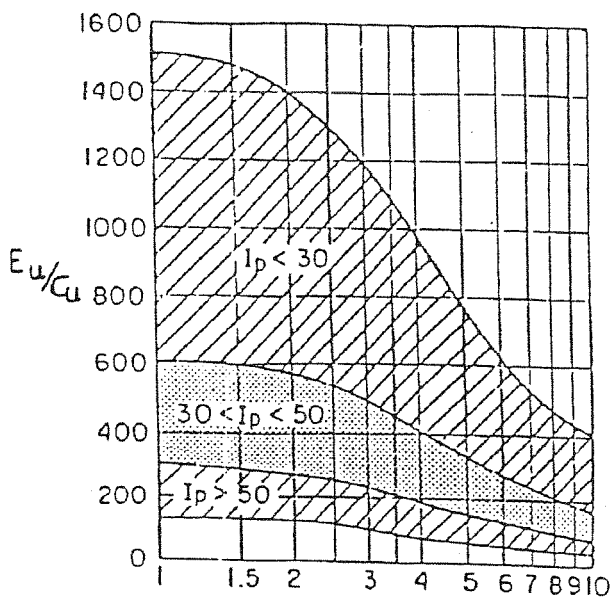


**Σχήμα 6.4α , 6.4β**



**Σχήμα 6.5.**

Το αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας εκτιμήθηκε τόσο από καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων τριαξονικών δοκιμών CURP, όσο και από συσχέτιση του λόγου  $E_u/C_u$  με το δείκτη πλαστικότητας  $PI$  και το λόγο προφορτίσεως  $OCR$  (Σχ. 6.7.)



**Σχήμα 6.7.**

**Συσχέτιση του λόγου  $E_u/C_c$  με τον δείκτη πλαστικότητας  $PI$  και το λόγο προφορτίσεως  $OCR$  (Duncan & Buchigani, 1976)**

Η καθίζηση λόγω στερεοποίησης μόνο λόγω μονίμου φορτίου δίνεται για κανονικά φορτισμένες Αργίλους ( $\sigma'_{vo}$ ,  $\sigma'_{voi} + \Delta_{pi}$  στο ευθύγραμμο τμήμα) από τη σχέση:

$$S_i^{od} = \frac{C_c}{1+e_o} h_i \log \frac{\sigma'_{voi} + \Delta_{pi}}{\sigma'_{voi}} \quad (6.15)$$

όπου:

$\sigma'_{voi}$  η ενεργός γεωστατική τάση στο μέσο της i-στρώσεως

$h_i$  το πάχος της i-στρώσεως

$C_c$  δείκτης συμπίεστότητας όπως προκύπτει από δοκιμές στερεοποίησης

$e_o$  αρχικός δείκτης πόρων της στρώσεως

$\Delta_{pi}$  πρόσθετη κατανεμημένη τάση λόγω του εξωτερικού φορτίου που είναι ένα ποσοστό της πρόσθετης τάσης  $q$  στη στάθμη θεμελίωσης. Το  $\Delta_{pi}$  κάτω από γωνιακό σημείο εύκαμπτης ομοιόμορφα φορτισμένης ορθογωνικής επιφάνειας προκύπτει από το Νομογράφημα 6.5 και από το Νομογράφημα Osterberg του σχήματος 6.6 για τραπεζοειδή φόρτιση, απειρομήκους λωριδωτής επιφάνειας, με επαλληλίες τραπεζίων αναλόγως του σημείο στο οποίο αναζητείται η  $\Delta_{pi}$ .

Εξάλλου στις Ο.Σ. αργίλους, η καθίζηση λόγω στερεοποίησης κατά περίπτωση δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις:

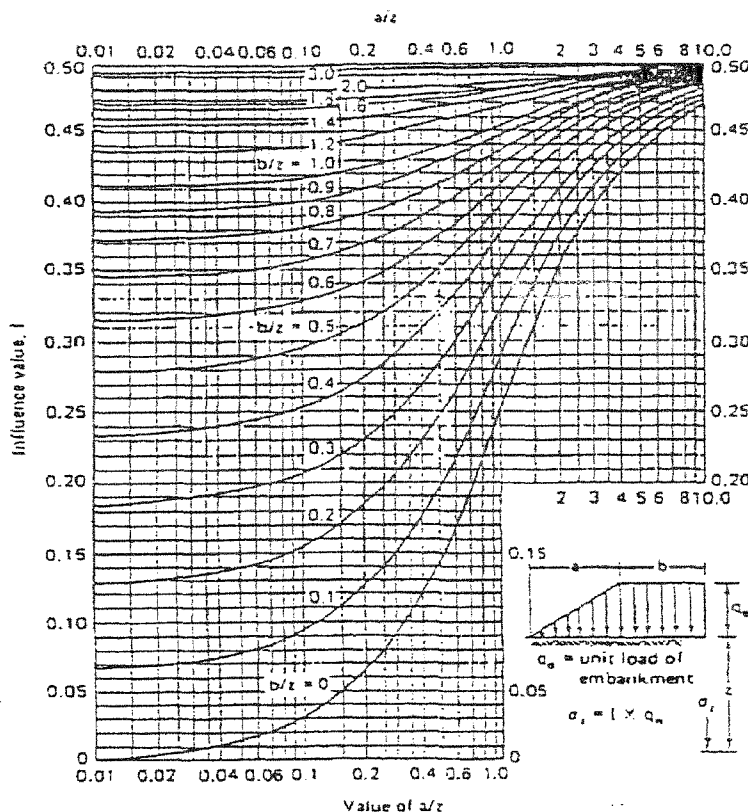
**A.**  $\sigma'_{voi} + \Delta_{pi} < \sigma'_p$

$$S_i^{od} = \frac{C_R}{1+e_o} h_i \log \frac{\sigma'_{voi} + \Delta_{pi}}{\sigma'_{voi}} \quad (6.16)$$

όπου:

$C_R$  δείκτης συμπίεστότητας σε επαναφόρτιση

$\sigma_p$  πίεση προφορτίσεως

**Σχήμα 6.6.**

**B.**  $\sigma'_{voi} + \Delta p_i > \sigma'_p$

$$S_i^{od} = \frac{C_R}{1+e_o} h_i \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{voi}} + \frac{C_c}{1+e_o} h_i \log \frac{\sigma'_{voi} + \Delta p_i}{\sigma'_{voi}} \quad (6.17)$$

Τέλος η γενική σχέση που δίνει καθίζηση λόγω στερεοποίησης από καμπύλη "log  $\sigma'$  -  $e$ " είναι:

$$S_i^{od} = \Delta h_i = h_i \frac{e_o - e_{\text{τελ}}}{1+e_o} \quad (6.18)$$

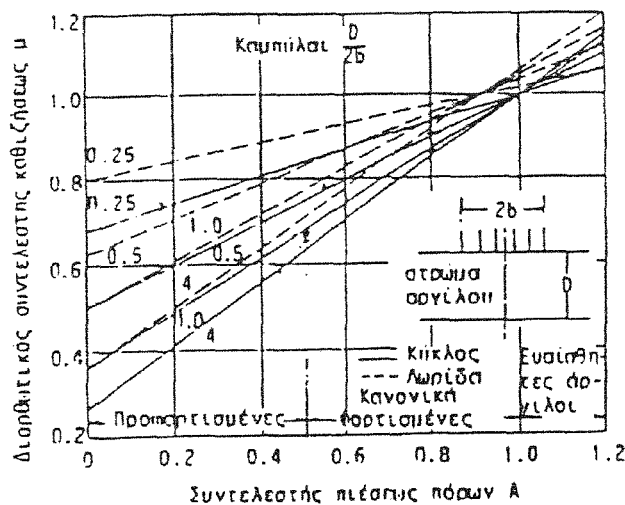
Η καθίζηση όμως λόγω στερεοποίησης της αργιλικής στρώσεως  $S_i^{od}$  πρέπει να διορθωθεί με το συντελεστή  $\mu$ , όπως προσδιόρισαν οι Skempton-Bjerrum, οι οποίοι συνδέουν την καθίζηση λόγω στερεοποίησης  $S_c$  υπό τις κανονικές τριαξονικές συνθήκες του προβλήματος και για μειωμένες υπερπιέσεις πόρων  $\Delta u$ , με την

καθίζηση λόγω "συνθηκών" συμπίεστρού  $S_i^{od}$ , δηλαδή της παραδοχής ότι στο έδαφος ισχύουν συνθήκες συμπίεστρού ( $\Delta_u = \Delta_{ov}$ ).

Ισχύει λοιπόν ότι:

$$S_c = \mu S_i^{od}$$

Στο σχήμα 6.8. δίνονται τιμές του συντελεστή  $\mu$ , για την περίπτωση εδαφών με διαφορετικές τιμές της παραμέτρου  $A$  και περιπτώσεις επιφανειών φόρτισης με μορφή κύκλου και λωρίδας.



**Σχήμα 6.8.**

**Διορθωτικός συντελεστής της καθίζσεως από στερεοποίηση λόγω μειωμένης πίεσεως του ύδατος των πόρων κατά Skempton και Bjerrum (1957)**

Επισημαίνεται ότι, όσον αφορά το λόγο  $D/2b, 2b$  είναι η διάμετρος του ισοδύναμου προς το ορθογωνικό θεμέλιο  $B \cdot L$  κύκλου και  $D$  είναι το πάχος του αργιλικού συμπιεστού στρώματος.

Ισχύει δε ότι:

$$2b = \sqrt{(4BL/\pi)}$$

Όταν η καθίζηση προσδιορίζεται στο κέντρο του θεμελίου και το θεμέλιο είναι άκαμπτο, τότε επειδή αυτή η καθίζηση αντιστοιχεί

στη  $\max$  καθίζηση του εύκαμπτου θεμελίου πολλαπλασιάζεται με  $3/4$ , ώστε να προκύψει η ενιαία καθίζηση του άκαμπτου θεμελίου.

Αντίθετα, η άμεση καθίζηση αναφέρεται σε όλο το θεμέλιο και δεν απαιτεί διόρθωση ακαμψίας.

## ii) Κοκκώδεις στρώσεις:

Για τις κοκκώδεις εδαφικές στρώσεις, οι καθιζήσεις υπολογίσθηκαν αναλυτικά με εφαρμογή ελαστικών σχέσεων.

Ειδικότερα ο Steinbrenner με βάση τη θεωρία της ελαστικότητας ( $E$ ,  $\nu$ , σταθερά), προσδιορίζει την καθίζηση υπό τη γωνία  $A$ , ορθογωνικού τελείως εύκαμπτου θεμελίου, διαστάσεων  $L \times B$  (όπου  $L > B$ ). Σημειώνεται ότι ο Steinbrenner θεωρεί περιορισμό του συμπιεστού ημίχωρου (με αναφορά σε λόγο  $Z/B$ ) και η καθίζηση στη γωνία  $A$  δίνεται συναρτήσει του λόγου Poisson κατά τη σχέση:

$$p = q * B/E * [(1-\nu^2) * F_1 + (1-\nu-2\nu^2) * F_2] \quad (6.20)$$

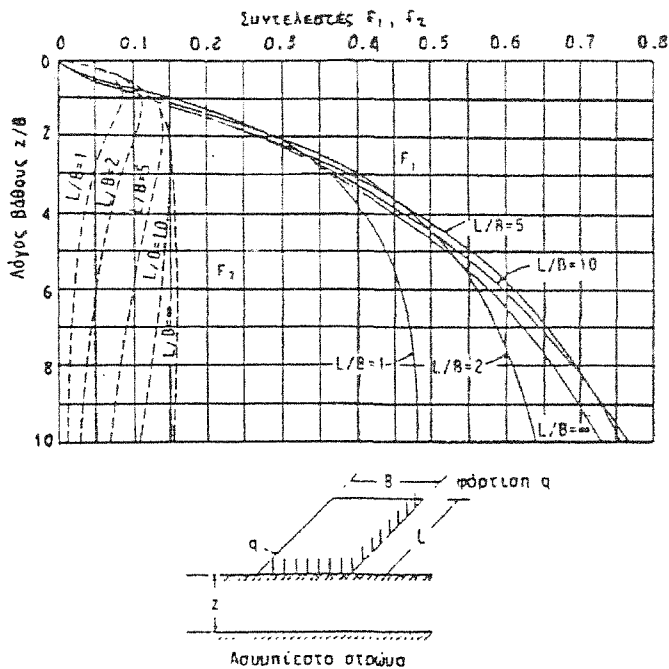
όπου:

$F_1, F_2$  συντελεστές εξαρτώμενοι από το  $L, B, Z$ , παρέχονται από το Σχήμα 6.9.

$q$  ομοιόμορφη πρόσθετη φόρτιση στο θεμέλιο

$E$  μέτρο ελαστικότητας



**Σχήμα 6.9.**

Εάν το σημείο για το οποίο ζητείται ο προσδιορισμός της καθίζησης είναι ένα τυχαίο σημείο εντός ή ακόμη και εκτός του ορθογωνίου, τότε ο προσδιορισμός μπορεί να γίνει ως επαλληλία των καθιζήσεων διαφόρων επιμέρους ορθογωνίου που έχουν το παραπάνω σημείο ως γωνιακό σύμφωνα με τη μεθοδολογία του σχήματος 6.11. Η μεθοδολογία αυτή είναι συμβιβαστή προς τη θεωρία της γραμμικής ελαστικότητας όπου ισχύει η αρχή της επαλληλίας.

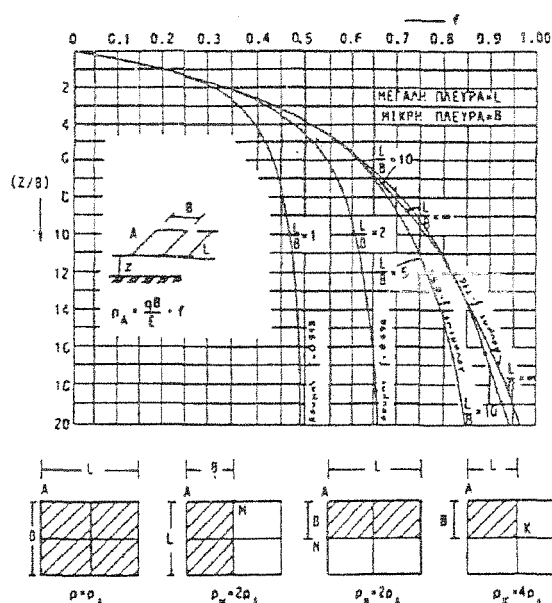
Η προηγούμενη σχέση (6.20) του Steinbrenner για την περίπτωση που ο λόγος Poisson λαμβάνει τιμή  $\nu=0.30$  απλοποιείται ως εξής:

$$p = \frac{q^* B}{E} f \quad (6.21)$$

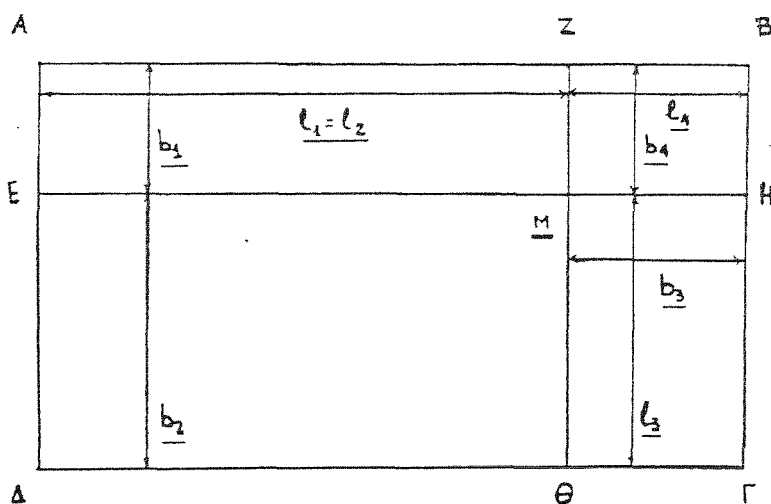
όπου:

F συντελεστής εξαρτώμενος από τα L,B,Z (Σχ. 6.10)

E  $E_s/1.35$  ( $E_s$  = μέτρο συμπίεστότητας)



**Σχήμα 6.10.**



**Σχήμα 6.11α.**

**Επαλληλία φορτίσεων για τον προσδιορισμό της καθίζησης εσωτερικού σημείου ορθογωνίου ΑΒΓΔ κατά Steinbrenner**

$$S_M^{AB\Gamma\Delta} = S_M^{ZAEM} + S_M^{E\Delta\Theta M} + S_M^{H\Gamma\Theta M} + S_M^{ZBHM} =$$

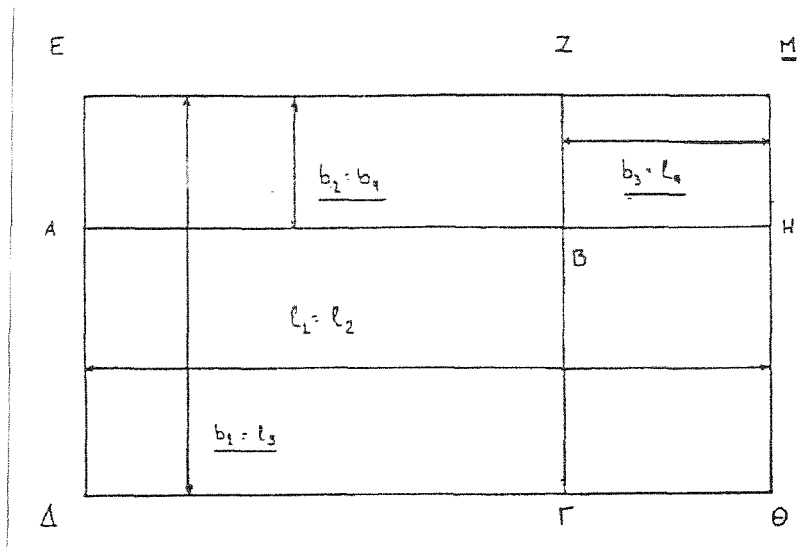
$$= \frac{q}{E} * [b_1 * f_1 + b_2 * f_2 + b_3 * f_3 + b_4 * f_4]$$

$f_1$  = συνάρτηση  $(z/b_1, l_1/b_1)$

$f_2$  = συνάρτηση  $(z/b_2, l_2/b_2)$

$f_3 = \text{συνάρτηση } (z/b_3, l_3/b_3)$

$f_4 = \text{συνάρτηση } (z/b_4, l_4/b_4)$



**Σχήμα 6.11β.**

**Επαλληλία φορτίσεων για τον προσδιορισμό της καθίζησης εξωτερικού σημείου ορθογωνίου ΑΒΓΔ κατά Steinbrenner**

$$\begin{aligned}
 S_M^{AB\Gamma\Delta} &= S_M^{E\Delta\Theta H} + S_M^{EAHM} + S_M^{B\Gamma\Theta M} = \\
 &= S_N^{E\Delta\Theta H} - S_N^{EAHM} - [S_N^{Z\Gamma H\Theta} - S_M^{ZBHM}] = \\
 &= S_N^{E\Delta\Theta M} - S_N^{EAHM} - [S_N^{Z\Gamma H\Theta} - S_N^{ZBHM}] = \\
 &= \frac{q}{E} * [b_1 * f_1 + b_2 * f_2 + b_3 * f_3 + b_4 * f_4]
 \end{aligned}$$

$f_1 = \text{συνάρτηση } (z/b_1, l_1/b_1)$

$f_2 = \text{συνάρτηση } (z/b_2, l_2/b_2)$

$f_3 = \text{συνάρτηση } (z/b_3, l_3/b_3)$

$f_4 = \text{συνάρτηση } (z/b_4, l_4/b_4)$

Επομένως, για τον προσδιορισμό της καθίζησης κάτω από το κέντρο της ορθογωνικής επιφάνειας κατά Steinbrenner ισχύει:

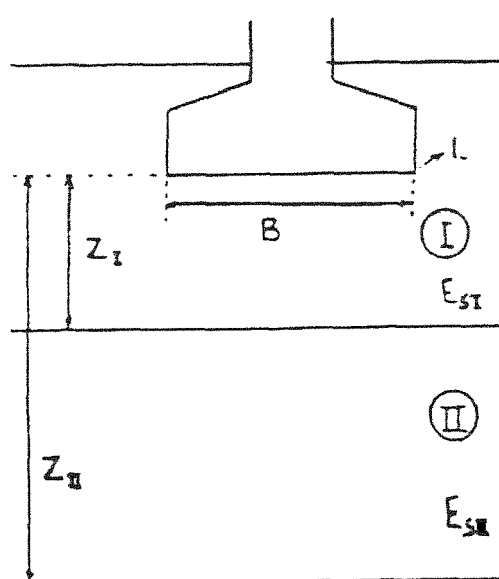
$$S_{ακ} = \frac{3}{4} S_K^{ευκ} = \frac{3}{4} \cdot \frac{4q^* B/2}{E_i} \cdot f_i$$

όπου:

$E_i$  το μέτρο ελαστικότητας της συγκεκριμένης κοκκώδους στρώσεως που προσδιορίζεται από τη σχέση  $E_i = E_{Si}/1.35$

$f_i$  ο συντελεστής βάθους στον οποίο ισχύει η αρχή της επαλληλίας.

Έτσι, για δύο επάλληλες και κοκκώδεις στρώσεις ισχύει:



$f_I$  συνάρτηση  $(\frac{Z_I}{B/2}, \frac{L}{B})$

$f_{II}$  συνάρτηση  $(\frac{Z_{II}}{B/2}, \frac{L}{B})$

Προφανώς για τη δεύτερη στρώση θα ισχύει:

$$f_i = f_{II} - f_I$$

**Σχήμα 6.11γ**

## 7. ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΜΑΛΑΚΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΜΕ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ – ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ

---

### 7.1. ΓΕΝΙΚΑ

Η βελτίωση ενός μαλακού αργιλικού εδάφους με προφόρτιση συνίσταται στις εξής επιμέρους μεταβολές:

α) Αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $\Delta c_u$  προφ λόγω αύξησης της ενεργού κατακόρυφης τάσεως σε τυχόν σημείο λόγω του φορτίου της προφορτίσεως μετά το τέλος της στερεοποίησης. Ένα μικρό μέρος της αύξησης  $\Delta c_u$  προφ θα αναιρεθεί μετά την αφαίρεση της προφορτίσεως λόγω της αποφόρτισης αλλά το μεγαλύτερο μέρος της αύξησης θα παραμείνει και έτσι η τελική  $C_u$  θα είναι σημαντικά αυξημένη.

β) Ανάλογα αυξάνεται και η διατμητική αντοχή υπό συνθήκες πλήρους στραγγίσεως (από την σχέση Mohr-Coulomb  $Ta = c' + \sigma' \tan \phi'$ ). Αρχικά και στο τέλος της στερεοποίησης λόγω προφορτίσεως  $C'_{NC} \simeq 0$ ,  $\phi'_{NC} \neq 0$ . Μετά όμως την αφαίρεση της προφορτίσεως  $C'_{OC} > 0$ ,  $\phi_{OC} < \phi'_{NC}$  αλλά για την ίδια ορθή ενεργό τάση,  $\sigma'$  (π.χ. την γεωστατική)  $Ta_{O/C} = C'_{OC} + \sigma' \tan \phi'_{OC} > Ta_{NC} \approx 0 + \sigma' \tan \phi'_{NC}$  έστω.

γ) Τέλος μειώνονται οι τελικές καθιζήσεις της κατασκευής λόγω του γεγονότος ότι η φόρτιση με το φορτίο της κατασκευής είναι, εν μέρει ή στο σύνολο προφόρτιση για το έδαφος (αρχική φόρτιση είναι το φορτίο της προφορτίσεως και επειδή  $C_R \ll C_C$  έπεται ότι η τελική καθίζηση θα είναι μειωμένη σχεδόν κατά την παραμένουσα (όχι τη συνολική) καθίζηση της προφορτίσεως.

## 7.2. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΕΛΤΙΩΜΕΝΩΝ ΤΙΜΩΝ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ $C_u$ ΜΕΤΑ ΤΗ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ ΛΟΓΩ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΕΩΣ

Στην περίπτωση κανονικά στερεοποιημένων (απροφορτίσεων, N.O.) αργίλων ο λόγος  $(C_u/\sigma_v)_{NC}$  διατηρείται σταθερός. Αυτός προκύπτει από σχεδιασμό των τελικών τιμών  $\theta_a$  της μαλακής αργίλου στα διάφορα βάθη (όπως προέκυψαν από αποτελέσματα εργαστηριακών τριαξονικών δοκιμών UU, δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης καθώς και των διορθωμένων τιμών των επί τόπου δοκιμών πτερυγίου FVT) και χαράσσεται η μέση κεντροβαρική καμπύλη.

Στο μέσο του στρώματος εκτιμώνται οι τιμές  $C_u$ ,  $\sigma_v'$  και συνεπώς ο λόγος  $(C_u/\sigma_v')_{Nc}$ .

Η τιμή του λόγου αυτού συγκρίνεται μάλιστα με εμπειρικές τιμές που παρέχουν (για N.C. αργίλους) διάφοροι ερευνητές συναρτήσει φυσικών χαρακτηριστικών όπως του:

Ορίου υδαρότητας (LL), Δείκτη πλαστικότητας (PI), Σχετικής υδαρότητας ( $I_c$ ) κ.λπ., που συνοψίζονται παρακάτω:

$$\frac{C_u}{\sigma_v'} = 0.11 + 0,00037 * (PI) \quad \text{SKEMPTON}$$

$$\frac{C_u}{\sigma_v'} = 0.045 * [(PI)\% \wedge 0.5] \quad \text{BJERRUM and SIMONS}$$

$$\frac{C_u}{\sigma_v'} = 0.05 * (LL)\% \quad \text{KARLSSON and VIEBERG}$$

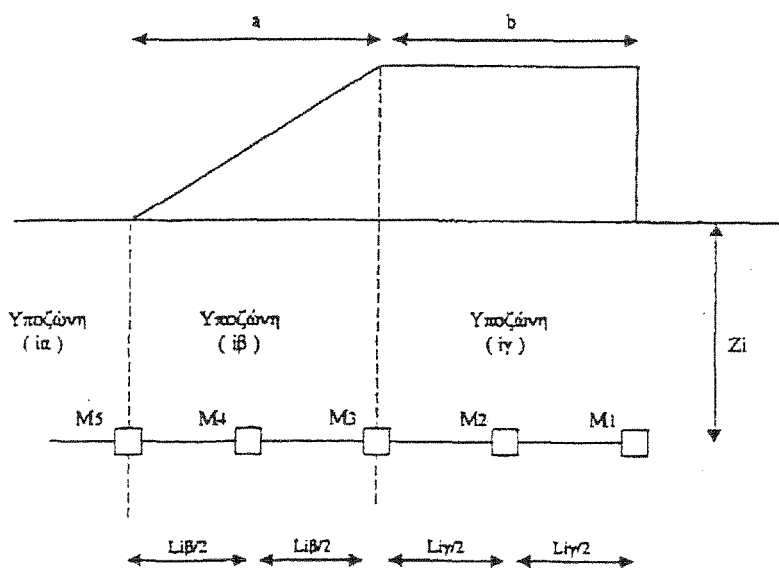
$$\frac{C_u}{\sigma_v'} = \frac{0.18}{I_p \wedge 0.5} \quad \text{BJERRUM and SIMONS}$$

$$(\text{όπου } IL = \frac{LL\% - W\%}{LL\% - PL\%}, \text{ ισχύει η παραπάνω σχέση για } IL > 0.50)$$

Σε κάθε φάση προφορτίσεως οι τιμές αστράγγιστης αντοχής  $\theta a$  που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς είναι εκείνες που αντιστοιχούν στο τέλος της στερεοποίησης λόγω του φορτίου της προηγούμενης φάσεως. Έτσι στην Α' φάση χρησιμοποιούνται στις τρεις ζώνες στις οποίες χωρίζεται η μαλακή αργιλική στρώση κάτω από την εξυγίανση οι μέσες αρχικές τιμές  $C_{uαρχ}$ .

Στη Β' και Γ' φάση προφορτίσεως οι ζώνες διατηρούνται σε επιμέρους υποζώνες λόγω ανομοιόμορφης κατανομής των πρόσθετων ολικών τάσεων  $\Delta\sigma_{z+}$  (οι οποίες θα έχουν μετατοπισθεί σε πρόσθετες ενεργές τάσεις  $\Delta\sigma'_z$ ) και επομένως θα έχουμε ανομοιόμορφες αυξήσεις στις τιμές  $C_u$ .

Οι ζώνες διαιρούνται ως εξής:



Στην υποζώνη (ia) θεωρείται ότι το επίχωμα προφορτίσεως δεν επιβάλλει σημαντικές πρόσθετες τάσεις. Άρα οι αρχικές τιμές  $C_{u\alpha\tau\omega\upsilon\upsilon}$  των διαφόρων ζωνών θεωρείται ότι παραμένουν σταθερές όχι μόνον στη Β' και Γ' φάση προφορτίσεως αλλά και στη φάση λειτουργίας του έργου.

Στην υποζώνη (ιβ) χαρακτηριστικό σημείο θεωρείται το  $M_4$ , επομένως η

$$C_{u(4)TEΛ.} = \frac{C_{u(3)TEΛ.} + C_{u(3)TEΛ.}}{2}$$

υπεισέρχεται στους υπολογισμούς ευστάθειας.

Τέλος στην υποζώνη (ιγ) χαρακτηριστικό σημείο θεωρείται το  $M_2$ , επομένως η

$$C_{u(2)TEΛ.} = \frac{C_{u(3)TEΛ.} + C_{u(3)TEΛ.}}{2}$$

υπεισέρχεται στους αντίστοιχους ελέγχους.

Όσον αφορά τον προσδιορισμό της  $C_{uTEΛ}$  για μεν τις διαδοχικές φάσεις προφορτίσεως (Β' και Γ') όπου η άργιλος παραμένει απροφόρτιστη (N.C.) θα ισχύει:

$$C_{uITEΛ} = (C_u/\sigma_v)NC*(\sigma_{voi} + \Delta\sigma_{zi})$$

Αντίθετα για τη φάση λειτουργίας, κατά την οποία η άργιλος είναι πλέον προστερεοποιημένη (O/C) λόγω προηγούμενης αφαίρεσης της προφορτίσεως θα ισχύει:

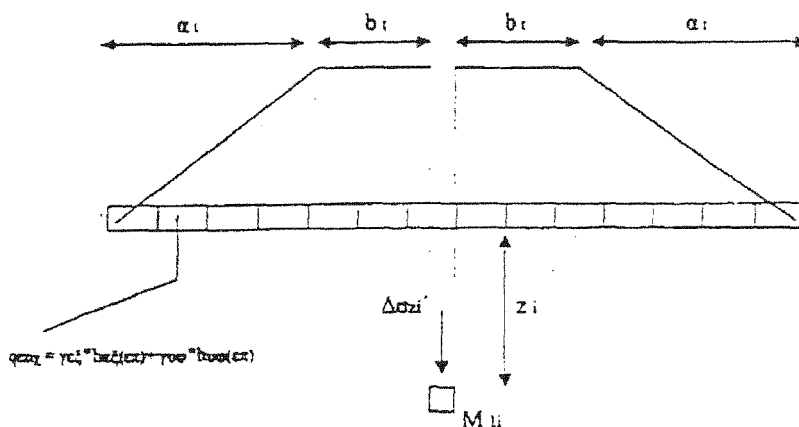
$$C_{uITEΛ} = (C_u/\sigma_v)NC*(OCR)i*\sigma_{voi}$$

$$\text{Όπου } (OCR)I = \frac{\sigma_{voi} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma_{voi}}$$



Τέλος η εκτίμηση των πρόσθετων ολικών τάσεων  $\Delta\sigma_{zi}$  (και συνεπώς πρόσθετων ενεργών τάσεων  $\Delta\sigma_{zi}$  μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης) στα διάφορα σημεία (1i), (3i), (5i) γίνεται με τη βοήθεια του Νομογραφήματος Osterberg (βλέπε παραπάνω διάγραμμα ..... ισχύει για τραπεζοειδές απείρου μήκους επίχωμα) με τις παρακάτω επαλληλίες:

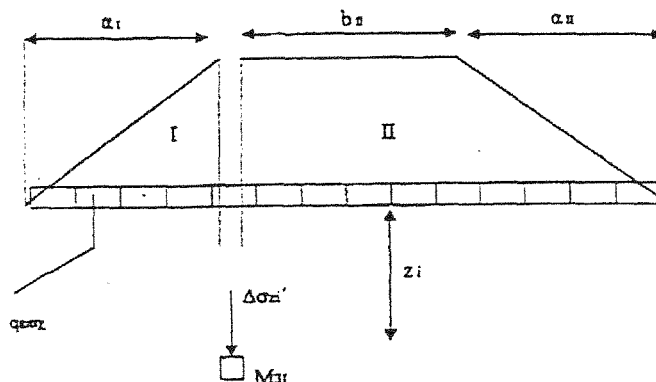
- Σημεία  $M_{1i}$



$$\Delta\sigma_{zi} = 2 \cdot (I_z)_{M1i} \cdot q_{\text{επιχ}}$$

Συντελεστής  $(I_z)_{M1i}$ : συνάρτηση των λόγων  $\frac{a_1}{z_i}$ ,  $\frac{b_1}{z_i}$

- Σημεία  $M_{3i}$

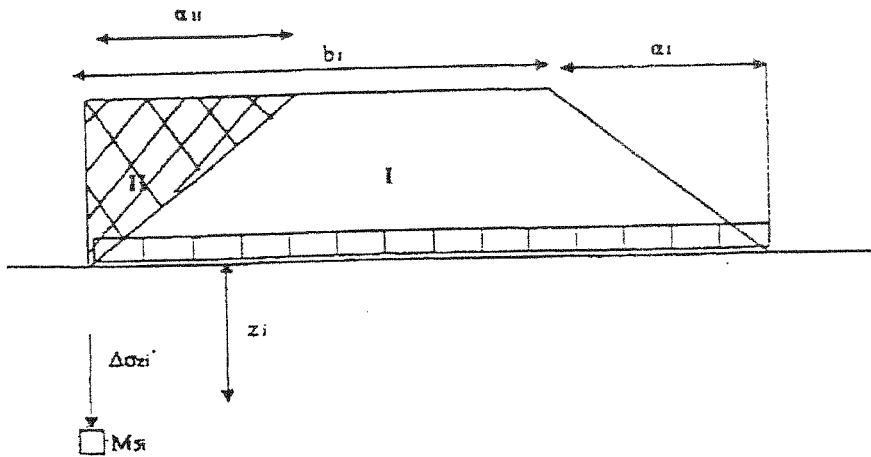


$$\Delta\sigma_{zi} = [(I_{z(I)})_{M3i} + [(I_{z(II)})_{M3i}] \cdot q_{\text{επιχ}}$$

Συντελεστής  $(I_{Z(I)})_{M3i}$ : συνάρτηση των λόγων  $\frac{a_I}{z_i}, \frac{b_I}{z_i} = 0$

Συντελεστής  $(I_{Z(II)})_{M3i}$ : συνάρτηση των λόγων  $\frac{a_{II}}{z_i}, \frac{b_{II}}{z_i}$

- Σημεία  $M_{5i}$



$$\Delta\sigma_{zi} = [(I_{Z(I)})_{M5i} + ((I_{Z(II)})_{M5i}) * q_{\text{επιχ}}]$$

Συντελεστής  $(I_{Z(I)})_{M5i}$ : συνάρτηση των λόγων  $\frac{a_I}{z_i}, \frac{b_I}{z_i} = 0$

Συντελεστής  $(I_{Z(II)})_{M5i}$ : συνάρτηση των λόγων  $\frac{b_{II}}{z_i} = 0, \frac{a_{II}}{z_i}$

### 7.3. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΛΟΓΩ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΕΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Εδώ εφαρμόζονται οι σχέσεις που παρέχουν την καθίζηση για κανονικά στερεοποιημένα (N.C.) άργιλο (Σχέση 6.15) για κάθε φάση προφορτίσεως, όπου  $\sigma_{\text{voi}}$  πάντα η γεωστατική τάση στο μέσο της εκάστοτε ζώνης και  $\Delta\rho_i$  Α' φάσης  $\Delta\rho_i = \Delta\sigma_{\text{ti}}^A$ , στο τέλος της Β' φάσης  $\Delta\rho_i = \Delta\sigma_{\text{ti}}^{A+B}$ , οπότε προκύπτει η συνολική καθίζηση  $\rho(a+\beta)$  φάσης (έτσι η καθαρή επιπλέον καθίζηση της Β' φάσης θα είναι  $\rho\beta = \rho(a+\beta) - \rho a$ ).

Τέλος για τις καθιζήσεις της τελικής κατασκευής και εφόσον υπάρχει πρόσθετη τάση  $q$  στη στάθμη θεμελίωσης (δηλαδή δεν πρόκειται για «επιπλέουσα» θεμελίωση) εφαρμόζονται κατά περίπτωση οι σχέσεις (6.16) και (6.17).

#### 7.4. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΧΡΟΝΙΚΗΣ ΕΞΕΛΙΞΗΣ ΚΑΘΙΣΤΗΣΕΩΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΕΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ελέγχεται αρχικά η απαιτούμενη διάρκεια παραμονής κάθε φάσεως προφορτίσεως, χωρίς την προηγούμενη έμψηξη πλαστικών στραγγιστηρίων, με βάση τη θεωρία μονοδιάστατης στερεοποίησης κατά Terzaghi.

Η τακτική ολοκλήρωση της στερεοποίησης, όπως φαίνεται από την καμπύλη αμφομονοσήμαντης συσχέτισης «ποσοστό στερεοποίησης  $U_v$  – του χρονικού παράγοντα  $T_v$ » του παρακάτω σχήματος αντιστοιχεί σε ποσοστό  $U_v \cong 93\%$ . Δηλαδή τιμή χρονικού παράγοντα  $T_v=1$ . Ο απαιτούμενος χρόνος παραμονής κάθε φάσης προφορτίσεως θα είναι λοιπόν:

$$t_c \frac{T_v * H^2}{C_v L} = \frac{H^2}{C_v L}$$

όπου

$H=h/2$  το μισό πάχος της απομένουσας μετά την εξυγίανση αργιλικής στρώσεως λόγω διπλής στραγγίσεως.

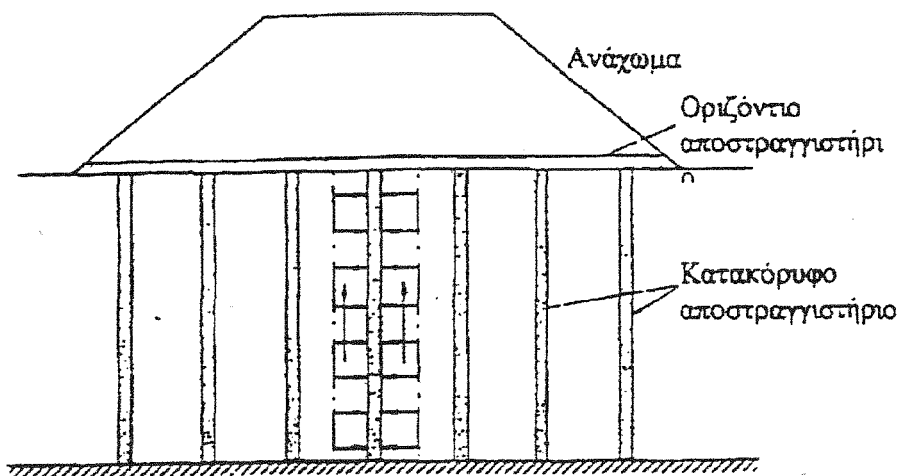
$C_v L$  ο συντελεστής στερεοποίησης κατά τη φάση αρχικής φορτίσεως όπως προκύπτει από καμπύλες « $\log t$  (χρόνος)- $S$  (ενδείξεις μηχανοσιόμετρου)» δοκιμής συμπίεσομέτρου κατά Casagrande.

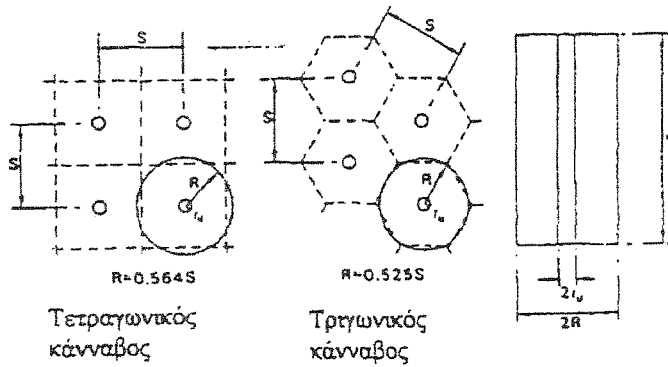
Επειδή ο χρόνος που προκύπτει υπερβαίνει συνήθως κατά πολύ την λογική τιμή των 3 μηνών, εξετάζεται η επιτάχυνση της διαδικασίας στερεοποίησης με προηγούμενη έμψηξη, μετά την εκσκαφή και πριν τη διάστρωση της λιθορριπής της εξυγιαντικής στρώσεως, παράλληλα με την κατακόρυφη που έτσι κι αλλιώς εξελίσσεται με αργούς ρυθμούς και ακτινικής (Radial) στράγγιση με δύο πλεονεκτήματα:

- i) ρυθμιζόμενη υδραυλική κλίση  $i$  (γραμμική συνάρτηση της αξονικής απόστασης  $S$  στραγγιστηρίων)
- ii) κατά διεύθυνση στην οποία ο συντελεστής διαπερατότητας  $K_R$  (επομένως και ο συντελεστής στερεοποίησης  $C_R$  εφόσον βάσει ορισμού  $C_R = K_R * D/\gamma_\omega$ , όπου το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης) είναι 2.5 έως 4 φορές μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο συντελεστή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση  $K_v$

Σύμφωνα με τη θεωρία Barron (Σχήμα ..... και .....) της ακτινικής στερεοποίησης, κάθε στραγγιστήριο εξυπηρετεί μια ομόκεντρη κυκλική επιφάνεια, διαμέτρου  $D_e$ , με εμβαδόν ίσο με το πραγματικό εμβαδόν της επιφάνειας που εξυπηρετεί το στραγγιστήριο. Έτσι θα προκύπτει:

Γεωμετρία Καννάβου	Πραγματική Εξυπηρετούμενη Επιφάνεια	Διάμετρος $D_e$
Τετραγωνικός (πλευράς $S$ )	Τετράγωνο πλευράς $S$ εμβαδόν $A = S^2$	$D_e = (4 * S^2 / \pi)^{0.5} = 1.13 * S$
Ισόπλευρα (πλευράς $S$ )	Κανονικό εξάγωνο εμβαδόν $A = 0.8655 * S^2$	$D_e = 2 * S * (0.8655 / \pi)^{0.5} = 1.05 * S$





Με δεδομένο ότι η ισοδύναμη πλαστικού στραγγιστηρίου είναι  $d=0.05\mu=5\text{cm}$  το ποσοστό ακτινικής στερεοποίησης  $U_R$  προσδιορίζεται (χωρίς παραδοχή ζώνης αναμόχλευσης ή «αναζύμωσης»-smear zone) ως εξής:

- i) Προσδιορισμός χρονικού παράγοντα κατά την ακτινική διεύθυνση

$$T_R = \frac{C_R * t}{De^2} \quad (\text{όπου } C_{RL} = [2.5+4]C_{VL})$$

- ii) Από το χρονικό παράγοντα  $T_R$  και λόγο  $n=De/d$  βάσει του σχήματος προσδιορίζεται το ποσοστό ακτινικής στερεοποίησης  $U_R$ .

Τελικά το ποσοστό στερεοποίησης για την σύνθετη σταθεροποίηση (κατακόρυφη και ακτινική)  $U$  προσδιορίζεται συναρτήσει του ποσοστού κατακόρυφης στράγγισης  $U_R$  και του ποσοστού ακτινικής στράγγισης  $I^*$  από την ακόλουθη σχέση του Carrillo:

$$1-U=(1-U_V)*(1-U_R)$$

Θα πρέπει για χρόνο  $t=3$  μήνες να προκύπτει με δεδομένη αξονική απόσταση στραγγιστηρίων  $S$ , ποσοστό  $U \approx 90-93\%$ , αλλιώς μειώνεται η απόσταση  $S$ .

Υπάρχει και αναλυτική έκφραση για το ποσοστό ακτινικής στερεοποίησης  $U_R$  (συναρτήσεως του αντίστοιχου χρονικού παράγοντα  $T_R$ ) η οποία μάλιστα λαμβάνει υπόψη και την επιβράδυνση της ακτινικής στερεοποίησης λόγω μείωσης της διαπερατότητας κατά την ακτινική διεύθυνση από  $K_R$  σε  $K_{R-S}$  στο εσωτερικό της ζώνης «αναμόχλευσης» που δημιουργείται πέριξ του στραγγιστηρίου από την διαδικασία έμπηξης η οποία προσανατολίζει τα αργιλικά σωματίδια έτσι ώστε η επιμήκης πλευρά τους να διευθύνεται κατακόρυφα σε ομόκεντρο προς το στραγγιστήριο (ακτίνας  $R_d$ ) κύκλο ακτίνας  $R_s$  που αποτελεί την "smear zone".

Έτσι θα είναι:

$$U_R = 1 - \exp\left(-\frac{8 \cdot T_R}{A}\right) = 1 - e^{\left(-\frac{8 \cdot T_R}{A}\right)}$$

$$\text{όπου: } T_R = \frac{C_R \cdot I}{De^2}$$

$$\text{Και η συνάρτηση } A = Il \left( \frac{Re}{Rd} \right) - \frac{3}{4} + \left( \frac{K_R}{K_{R-S}} - 1 \right) \cdot \ln \left( \frac{Rs}{Rd} \right) \\ (Re = De/2, Re/Rd = De/Dd = n)$$

Προφανώς αν παραληφθεί ο τρίτος όρος της συνάρτησης  $A$  (επιρροή "smear zone") προκύπτουν οι καμπύλες " $U_R-n-T_R$ " του προηγούμενου σχήματος. Συνήθως λαμβάνεται  $Rs/Rd=2$  έως 3 (εκτός από την περίπτωση μεγάλων διαμέτρων κοκκώδους στήλης π.χ. χαλικοπασσάλων όπου λαμβάνεται 1.20 έως 1.30).

$$\text{Επίσης: } \frac{C_R}{C_{R-S}} = \frac{K_R}{K_{R-S}} = \frac{K_R}{K_V} \times \frac{C_R}{C_{R-S}} = \frac{K_R / K_V}{K_{R-S} / K_V} = \frac{2.5 \div 4}{1 \div 1.50} = 2 \div 4$$

Τέλος ο απαιτούμενος χρόνος της ολοκλήρωσης της καθιζήσεως λόγω της στερεοποίησης υπό το πραγματικό φορτίο της κατασκευής θα δίδεται από τις σχέσεις:

i) Χωρίς στραγγιστήρια

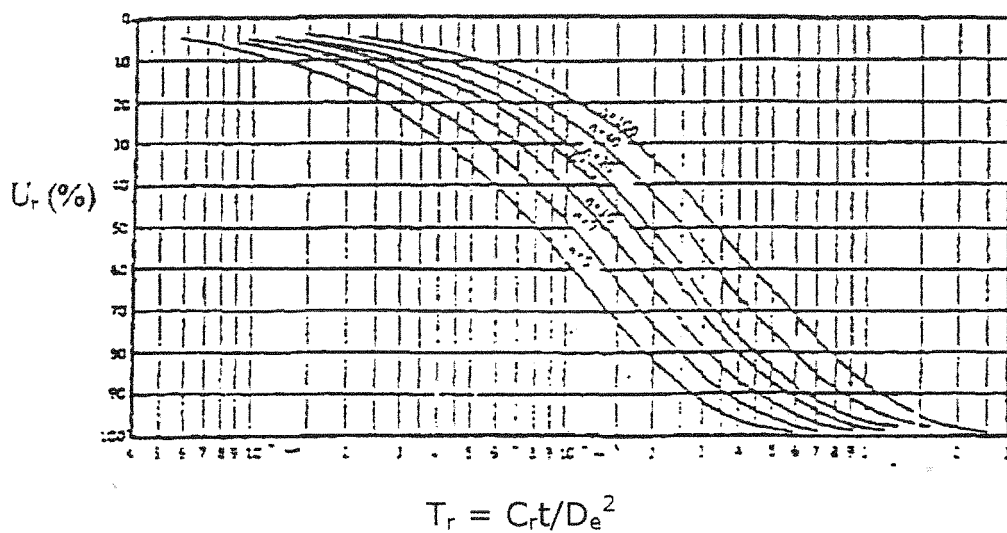
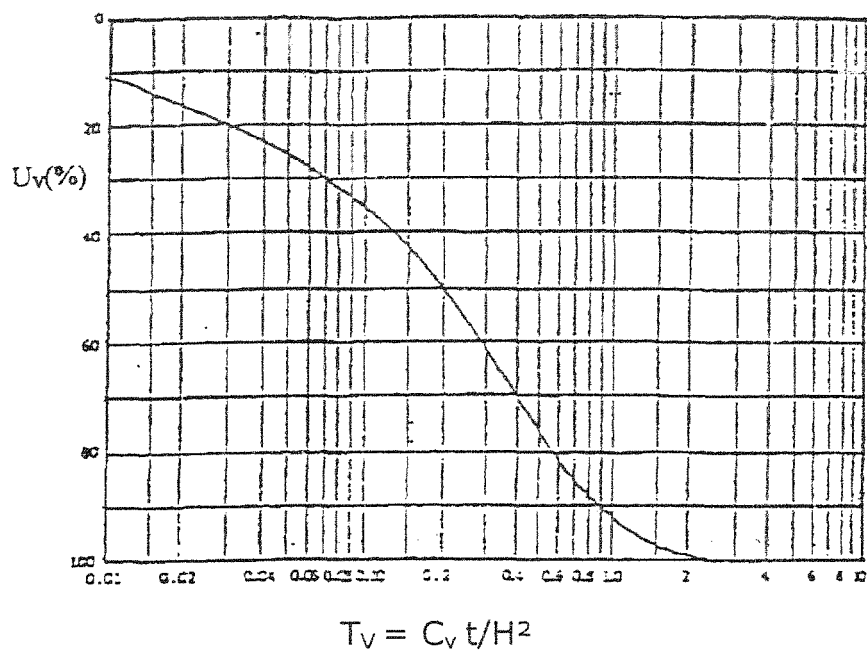
$$tc' \frac{H^2}{C_{V(U-R)}}$$

ii) Με στραγγιστήρια σε δεδομένο κάρναβο πλευράς S

$$t' \left\{ \begin{array}{l} T_V = \frac{C_{V(U-R)} * t}{H^2} U_{V(U-R)} \\ T_R = \frac{C_{R(U-R)} * t}{De^2} U_{R(U-R)} \end{array} \right\} U_{V-R}$$



Διαγράμματα υπολογισμού του βαθμού κατακόρυφης και οριζόντιας (ακτινικής) στερεοποίησης



## 8. ΠΑΣΣΑΛΟΙ – ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΟ ΘΛΙΠΤΙΚΟ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ

---

### 8.1. Εκτίμηση Φ.Ι. Πασσάλου υπό Κατακόρυφη φόρτιση με Στατικούς Τύπους

Ο υπολογισμός του οριακού φορτίου (φορτίο θραύσεως) ενός μεμονωμένου κατακόρυφου πασσάλου, υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση, δίνεται από τη γενική σχέση:

$$Q_p = Q_b + \Sigma Q_{si} \quad (8.1.)$$

όπου :

$Q_p$  = φέρουσα ικανότητα

$Q_b$  = αντοχή αιχμής

$\Sigma Q_{si}$  = συνολική αντοχή πλευρικής τριβής

Ειδικότερα, η παραπάνω σχέση γράφεται:

$$Q_p = f_b A_b + \Sigma f A_s \quad (8.2.)$$

όπου:

$f_b$  = οριακή αντοχή θραύσεως της αιχμής του πασσάλου

$A_b$  = επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου

$F_g$  = οριακή τιμή πλευρικής τριβής

$A_s$  = παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου

Το φορτίο το οποίο αναλαμβάνεται από την αντοχή αιχμής του πασσάλου είναι:  $Q_b = f_b A_b$ , ενώ εκείνο που αναλαμβάνεται από την παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου είναι:  $Q_s = \Sigma f_s A_s$ .

Οι πλέον διαδεδομένοι μέθοδοι υπολογισμού του οριακού φορτίου πασσάλου είναι οι ακόλουθες:

α. Μέθοδοι βασιζόμενες σε μετρηθείσες ιδιότητες του εδάφους και τη Βοήθεια "στατικών τύπων" φέρουσας ικανότητας.

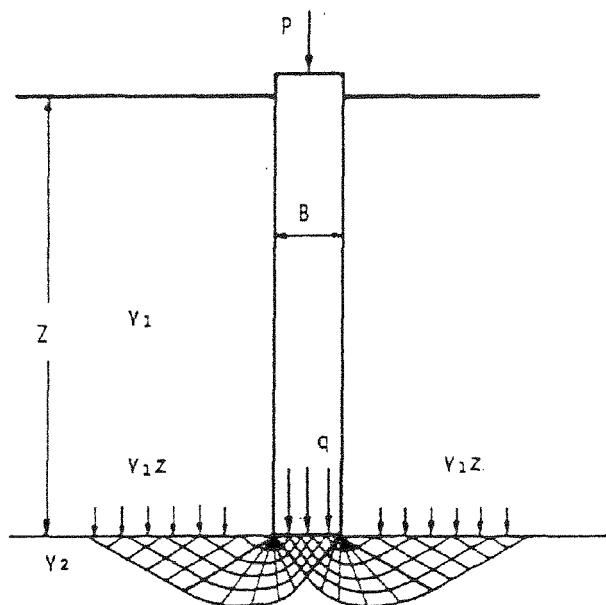
β) Εμπειρικές μέθοδοι βασιζόμενες σε αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών (SPT, CPT, Πρεσιομετρήσεις).

γ. Μέθοδοι που βασίζονται σε παρατηρήσεις κατά τη διείσδυση με κρούση των πασσάλων (δυναμικοί τύποι),

δ. Μέθοδοι που βασίζονται στην εξίσωση μετάδοσης κύματος κατά την κρούση για την έμψηξη πασσάλου.

ε. Εκτέλεση δοκιμαστικής φόρτισης πασσάλου.

#### α) Αντοχή αιχμής κατά Terzaghi



**Σχήμα 8.1.**

**Μηχανισμός θραύσεως πασσάλου κατά Terzaghi**

Η Φ.Ι. της αιχμής ενός πασσάλου ανά μονάδα επιφάνειας, και κατά Terzaghi:

α) Για πασσάλους κυκλικής διατομής, διαμέτρου B:

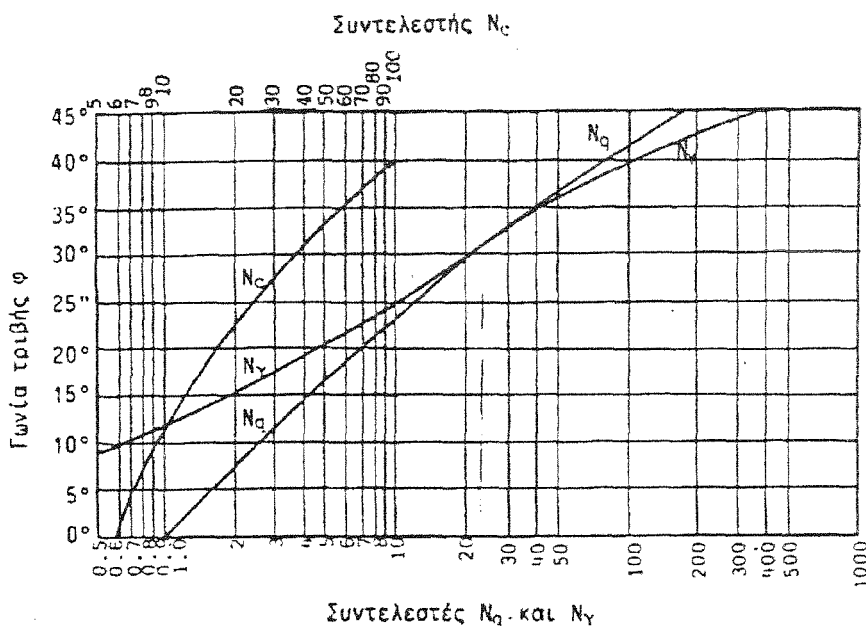
$$q_u = 1.3 cN_c + \gamma_1 z N_q + 0.3 \gamma_2 B N_\gamma \quad (8.3)$$

β) Για τετραγωνικής διατομής πασσάλους, πλευράς B:

$$q_u = 1.3 c N_c + \gamma_1 z N_q + 0.4 \gamma_2 B N_\gamma \quad (8.4)$$

όπου:

$N_c$  ,  $N_q$  ,  $N_\gamma$  = συντελεστές Φ.Ι. (Σχήμα 8.2), εξαρτώμενοι από τη γωνία τριβής του εδάφους.



**Σχήμα 8.2**

**ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ Φ.Ι. κατά Terzaghi**

Είναι προφανές ότι ο τρίτος όρος του τριωνύμου της Φ.Ι. ο όρος που αναφέρεται στο πλάτος του πασσάλου, είναι πρακτικά αμελητέος.

#### Κρίσιμες Παρατηρήσεις

- Ο Terzaghi για ένα έδαφος ( $c$ ,  $\phi$ ) δίνει τιμές Φ.Ι. που βρίσκονται στην πλευρά της ασφαλείας.
- Η θεωρία του Terzaghi λόγω των πολλών αβεβαιοτήτων κατά την εφαρμογή της θεωρείται προσεγγιστική και είναι κατάλληλη για μια αρχική διαστασιολόγηση του πασσάλου.

Περίπτωση εδαφών καθαρώς συνεκτικών ( $\phi_u = 0$ )

Στην περίπτωση αυτή των εδαφών με  $\phi_u = 0$  ο Terzaghi δίνει τιμές συντελεστών Φ.Ι.  $N_u=1$  και  $N_\gamma=0$ ,  $N_c=5.7$ . Ο Skempton όπως και ο Meyerhof συνηγορούν ότι το  $N_c$  έχει στους πασσάλους την τιμή  $N_c=9$ .

Έτσι, για την περίπτωση καθαρά συνεκτικών εδαφών, η Φ.Ι. της αιχμής των πασσάλων, ανά μονάδα επιφανείας, εκτιμάται από τη σχέση:

$$q_u = 9c_u + \gamma D \quad (8.5)$$

τόσο για την περίπτωση εμπηγνυομένων, όσο και για την περίπτωση των πασσάλων δι' εκσκαφής και αφαίρεσης.

**β) Αντοχή λόγω πλευρικών τριβών*****ι) Εδάφη συνεκτικά***

Δύο βασικοί τρόποι ανάλυσης χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της αντοχής του πασσάλου λόγω πλευρικών τριβών:

- α. Ανάλυση σε αναφορά ολικών τάσεων
- β. Ανάλυση σε αναφορά ενεργών τάσεων

Η ανάλυση με αναφορά σε ολικές τάσεις έχει εφαρμογή μόνο για την περίπτωση βραχυχρόνιας ταχείας φορτίσεως πασσάλων εντός κορεσμένου αργιλικού εδάφους και βασίζεται σε συσχετίσεις της ανά μονάδα επιφανείας πασσάλου οριακής τριβής,  $f_s$  με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του περιβάλλοντος εδάφους  $c_u$ .

Η συσχέτιση αυτή εκφράζεται με τη σχέση:

$$F_s = a c_u \quad (8.6)$$

όπου:

$a$  = ο συντελεστής συνάφειας μεταξύ πασσάλου και εδάφους.

Η παραπάνω σχέση είναι καθαρά εμπειρική. Οι τιμές του συντελεστή  $a$  προκύπτουν από αποτελέσματα δοκιμαστικών

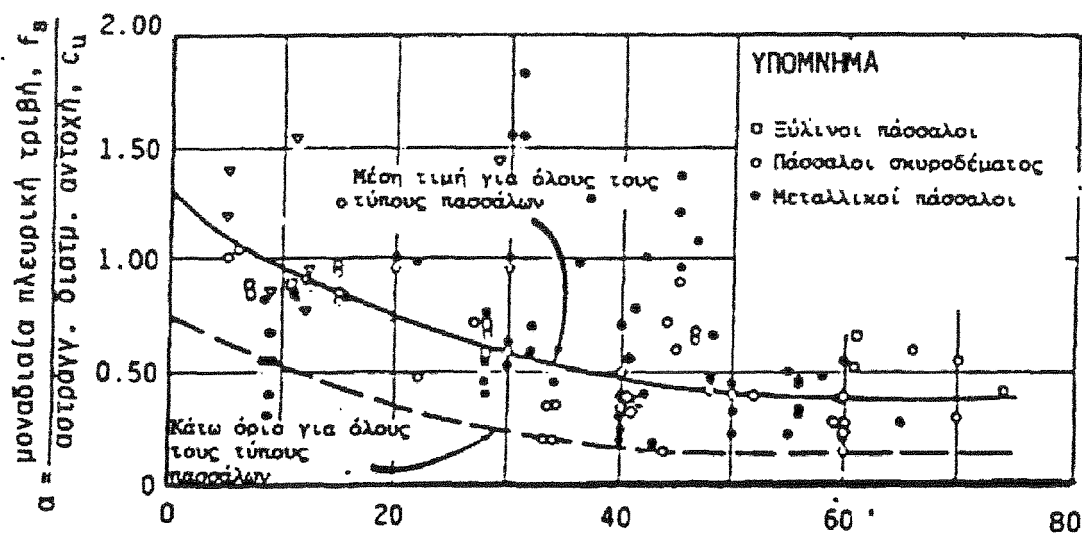
φορτίσεων πασσάλων και της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u$  από αδιατάρακτα δείγματα του περιβάλλοντος εδάφους.

Ο συντελεστής  $\alpha$  εξαρτάται:

- Από τον τύπο του περιβάλλοντος εδάφους (NC ή OC)
- Το υλικό και τον τρόπο κατασκευής του πασσάλου
- Τη γεωμετρία του πασσάλου.

Κατά την εκτίμηση του συντελεστού  $\alpha$  είναι απαραίτητο να λαμβάνεται υπόψη ο τρόπος με τον οποίο προσδιορίστηκε η διατμητική αντοχή  $c_u$ . Ο Burland (1988) δέχεται ότι οι περισσότερες εμπειρικές συσχετίσεις μεταξύ  $\alpha$  και  $c_u$ , όπως αυτή προσδιορίστηκε από δοκιμές τριαξονικής θλίψεως U-U σε δοκίμια με διάμετρο  $d=38\text{mm}$ , δοκιμές ανεμπόδιστου θλίψεως καθώς και επί τόπου δοκιμές πτερυγίου (vane) για την περίπτωση μαλακών αργίλων.

Γενικά ο συντελεστής συνάφειας μειώνεται με την αύξηση της αντοχής  $c_u$ . Το  $\alpha$  συναρτήσει του  $c_u$  δίνεται από το σχήμα 8.3.



**Σχήμα 8.3:**  
**Συσχέτιση μεταξύ μοναδιαίας πλευρικής τριβής**  
**εμπηγνυομένων πασσάλων σε άργιλο**  
**και αστράγγιστης διατμητικής αντοχής.**

Φόρτιση με βραδύ ρυθμό (μικρή ταχύτητα φόρτισης)

Η αντοχή λόγω τριβών, ανά μονάδα επιφανείας, στην παράπλευρη επιφάνεια εκφράζεται από τη σχέση:

$$f'_s = \sigma'_{hs} \tan \delta' + c'_c \quad (8.7)$$

όπου:

$\sigma'_{hs}$   $K_s \sigma'_v$ .

$K_s$  συντελεστής πλευρικής ώθησης

$c'_s$  συνάφεια στη διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους συνήθως λαμβάνεται  $c'_s = 0$

Επίσης, κατά Burland ορίζεται ο συντελεστής  $\beta = K_s \tan \delta'$  οπότε τελικά:

$$f'_s = \beta \sigma'_v \quad (8.8)$$

όπου:

$\beta$  = ο συντελεστής ενεργού πλευρικής τριβής.

Η σχέση  $\beta = f_s / \sigma'_v$  ισχύει για όλο το μήκος του πασσάλου και όπως είναι εύκολο να παρατηρηθεί είναι ανάλογης μορφής με την αντίστοιχη υπό αστράγγιστης συνθήκης  $a = f_s / c_u$ .

Για εμπηγνυόμενους πασσάλους σε NC αργίλους ο συντελεστής ενεργού πλευρικής τριβής  $\beta$  είναι μεταξύ 0.25-0.30. Για εμπηγνυόμενους πασσάλους σε O.C. αργίλους ο συντελεστής  $\beta$  συσχετίζεται με τον αντίστοιχο  $\beta$  του NC αργίλου με τη σχέση:

$$\beta_{oc} = \beta_{NC} \sqrt{(OCR)} \quad (8.9)$$

όπου:

OCR = ο λόγος προφορτίσεως

Ο Burland αξιολογώντας όπως και στην περίπτωση NC αργίλων αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων σε πασσάλους δί' εκσκαφής στην προφορτισμένη άργιλο του Λονδίνου, προσδιόρισε το  $\beta = 0.8$ .

**ii. Εδάφη μη συνεκτικά**

Η αντοχή λόγω πλευρικών τριβών των πασσάλων εξαρτάται κυρίως από τη διατμητική αντοχή του περιβάλλοντος εδάφους καθώς και από την τεχνολογία κατασκευής του πασσάλου.

Με την επιβολή μιας φορτίσεως σε ένα πάσσαλο, η κινητοποίηση της αντοχής λόγω τριβών γίνεται αρχικά στο ανώτερο τμήμα του πασσάλου και στη συνέχεια, με την αύξηση της φορτίσεως, κινητοποιείται καθ' όλο το ύψος του πασσάλου.

Η πλήρης ανάπτυξη της αντοχής λόγω τριβών πασσάλου σε μη συνεκτικό έδαφος απαιτεί μια μετακίνηση (καθίζηση) της τάξεως 1-1.5 cm.

Γενικά το οριακό φορτίο λόγω τριβών εκτιμάται με σχέσεις της μορφής:

$$Q_s = A_s K \sigma'_{vo} \tan \delta \quad (8.10)$$

όπου:

$A_s$  παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου σε επαφή με το κοκκώδες στρώμα (π.χ. για πασσάλους κυκλικής διατομής, διαμέτρου  $D$ ).

$K$  συντελεστής ωθήσεως επί του πασσάλου

Για εμπηγνυομένους πασσάλους παρέχεται από τον Πίνακα 8.1. Bromns (1975):

**Πίνακας 8.1**

Τιμές συντελεστού ωθήσεως $K$ σε πασσάλους		
	Μικρή $I_D$	Μεγάλη $I_D$
Μικρής εκτοπίσεως πάσσαλοι	0.5	1.0
Κωνικοί πάσσαλοι	1.5	4.0
Πάσσαλοι δι' εκτοπίσεως	1.0	2.0



- όπου:
- $\sigma'_{\nu 0}$  μέση ενεργός γεωστατική τάση (στο μέσον του στρώματος που εμφανίζει πλευρική τριβή)
  - $\delta$  γωνία τριβής μεταξύ πασσάλου και εδάφους, που προκύπτει για εμπηγνυομενους πασσάλους από τον πίνακα 8.2.

**Πίνακας 8.2**

Μεταλλικοί πάσσαλοι	$\delta = 20^{\circ}$
Πάσσαλοι σκυροδέματος	$\delta = 0.5\varphi$
Ξύλινοι πάσσαλοι	$\delta = 0.7\varphi$

Το πρόβλημα της πλευρικής τριβής στην περίπτωση των πασσάλων δι' εκσκαφής είναι πλέον πολύπλοκο, λόγω της χαλαρώσεως που προκύπτει στο έδαφος κατά τη διεργασία κατασκευής του πασσάλου. Για πασσάλους διαμέτρου  $B>0.60\text{ m}$  οι Τογμα-Reese συνιστούν  $K_s=0.7$  και  $\delta=\varphi'$ , με βάση αποτελέσματα από σχετικές ερευνητικές δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων.

**8.2. Εκτίμηση επιτρεπόμενου κατακόρυφου θλιπτικού Φορτίου πασσάλου μεγάλης διαμέτρου κατά DIN 4014**

Η μέθοδος του DIN 4014 παρουσιάζει το πλεονέκτημα της κατασκευής (κατά προσέγγιση) **ολόκληρης της καμπύλης "φορτίου- $Q_{(s)}$ -υποχωρήσεων  $S$ "** των πασσάλων μεγάλης διαμέτρου (φρεατοπασσάλων με διάμετρο  $0.60^m < D < 3^m$ ) με ελάχιστο μήκος διείδυσης στο φέρον στρώμα  $l_{min} = \max(5^m, 5D_{αιχμής})$  για τους οποίους και μόνο ισχύει.

Έτσι, **μετά την κατασκευή της καμπύλης, ως επιτρεπόμενο φορτίο** μπορεί να προκύψει:

$$P = \min (Q_g/F, P_{Smax})$$

δηλαδή το μικρότερο μεταξύ:

- i) του φορτίου που εξασφαλίζει τον ελάχιστο επιθυμητό συντελεστή ασφαλείας  $F$  έναντι φέρουσας ικανότητας  $Q_g(=P_{ult})$ .
- ii) του φορτίου που προκαλεί την μέγιστη επιθυμητή καθίζηση  $S_{max}$  του πασσάλου.

Τα ακολουθούμενα βήματα για την κατασκευή της καμπύλης " $Q(s)$ - $S$ " είναι:

1. Προσδιορισμός της οριακής τιμής πλευρικής τριβής  $T_{mf}$ :

- i) για μη συνεκτικά εδάφη συναρτήσει της τιμής της αντοχής αιχμής κώνου  $q_c(Mpa)$  σύμφωνα με τον Πίνακα 8.3.

**Πίνακας 8.3.**

**Οριακή Τιμή Πλευρικής Τιμής για μη Συνεκτικά Εδάφη**

Αντοχή αιχμής κώνου $q_c(Mpa)$	Οριακή τιμή πλευρικής τριβής $T_{mf}(Mpa)$
0	0
5	0,04
10	0.08
$\geq 15$	0,12

- ii) για συνεκτικά εδάφη συναρτήσει της τιμής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $C_u(Mpa)$  σύμφωνα με τον Πίνακα 8.4.

Πίνακας 8.4.

Οριακή Τιμή Πλευρικής Τιμής για Συνεκτικά Εδάφη

Ασπράγγιστη διατμητική αντοχή c <sub>u</sub> (Μρα)	Οριακή τιμή πλευρικής τριβής T <sub>mf</sub> (Μρα)
0,025	0,025
0,1	0,04
≥0,2	0,06

Στη συνέχεια προσδιορισμός της συνολικής πλευρικής τριβής

$$Q_{r(s)} = \sum A_{mi} \ t_{mi(s)}$$

όπου:

A<sub>mi</sub> παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου που αντιστοιχεί στη στρώση i

T<sub>mi(s)</sub> η διατμητική τάση τριβής, η οποία για καθίζηση S>S<sub>r,g</sub> λαμβάνει (Συγχρόνως για όλα τα στρώματα που διαπερνά ο πάσσαλος) την οριακή τιμή t<sub>mfi</sub> των πινάκων 8.3 και 8.4

Προφανώς για S=S<sub>r,g</sub> θα είναι Q<sub>r(s)</sub> = Q<sub>r,g</sub>.

2) Προσδιορισμός της οριακής τιμής καθίζησης S<sub>r,g</sub> για την οποία εξαντλείται η συνολική αντοχή πλευρικής τριβής Q<sub>r(g)</sub>.

Ισχύει η σχέση:

$$S_{rg}0.5 \times Q_{rg}^{(MN)}+0.5 \leq 3cm$$

Όπου

$$Q_{rg} = \sum A_{mi} \ t_{mfi}$$

3) Κατασκευή της καμπύλης  $Q_{r(s)}$  ως εξής:

- \* Από  $S=0$  έως  $S-S_{rg} \rightarrow$  γραμμική αύξηση από  $Q_{r(s)} = 0$  σε  $Q_{r(g)}$
- \* Για  $S>S_{rg} \rightarrow$  σταθερή τιμή  $Q_{rg}$

4) Εκτίμηση φορτίου αιχμής  $Q_{g(s)}$  για συγκεκριμένες τιμές καθιζήσεων.

Ειδικότερα παρέχονται οι τιμές της τάσεως  $\sigma_g$  στην αιχμή για τις παρακάτω τρεις τιμές καθιζήσεων:

- i)  $S_g = 0.10B$  (B η διάμετρος), τιμή οριακή για την εξάντληση και της αντοχής αιχμής
- ii)  $S_g = 0.03B$
- iii)  $S_g = 0.02B$

Οι τιμές των τάσεων αιχμής  $S_g$  για καθεμιά από τις παραπάνω τρεις τιμές καθιζήσεων παρέχονται:

- α) Για μη συνεκτικά εδάφη συναρτήσει της τιμής της αντοχής αιχμής κώνου  $q_c$  σε  $MP_a$  από τον Πίνακα 8.5.
- β) Για συνεκτικά εδάφη συναρτήσει της τιμής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $C_u^{(MP_a)}$  από τον Πίνακα 8.6.

**Πίνακας 8.5.**  
**Αντίσταση αιχμής για μη συνεκτικά εδάφη**

Ανηγγμένη Καθίζηση $S/B$ ή $S/B_f$	Αντοχή αιχμής $\sigma_g$ ( $MP_a$ ) Αντοχή αιχμής κώνου $q_c$ ( $MP_a$ )			
	10	15	20	25
0,02	0,7	1,05	1,4	1,75
0,03	0,9	1,35	1,8	2,25
0,10= $S_g$	2,0	3,0	3,5	4,0

**Πίνακας 8.6.**  
**Αντίσταση αιχμής για συνεκτικά εδάφη**

Ανηγγμένη Καθίζηση $S/B$ ή $S/B_f$	Αντοχή αιχμής $\sigma_g$ ( $MP_a$ ) Αστράγγιστη διατμητική αντοχή εδάφους $C_u$ ( $MP_a$ )	
	0,1	0,2
0,02	0,35	0,9
0,03	0,45	1,1
0,10= $S_g$	0,8	1,5

Στη συνέχεια προσδιορισμός του φορτίου αιχμής  $Q_{s(s)}$  για τις τρεις τιμές καθιζήσεων βάσει της σχέσεως  $Q_{g(s)} = A_p \cdot \sigma_{g(s)}$ , όπου  $A_p$  η διατομή του πασσάλου. Εκτίμηση με γραμμική παρεμβολή της τιμής  $Q_{g(srg)}$ .

5. Κατασκευή της καμπύλης  $Q_{g(s)}$  από τα σημεία:

$$S = 0 \rightarrow Q_{g(0)} = 0$$

$$S = S_{rg} \rightarrow Q_{g(srg)}$$

$$S = 0.02B \rightarrow Q_{g(0.02B)}$$

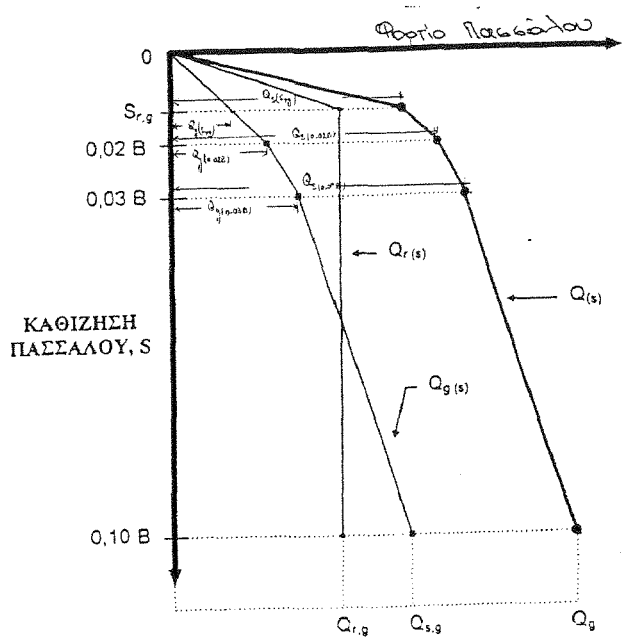
$$S = 0.03B \rightarrow Q_{g(0.03B)}$$

$$S = 0.10B \rightarrow Q_{g(0.10B)} = Q_{s,g}$$

6. Τέλος, κατασκευή της συνολικής καμπύλης " $Q_{(s)}-s$ "

με  $Q_{(s)} = Q_{g(s)} + Q_{r(s)}$  [Η φέρουσα ικανότητα  $Q_g = Q_{sg} + Q_{r,g}$  αντιστοιχεί σε  $S=0,10B$ ].

Η διαδικασία και οι τελικές καμπύλες απεικονίζονται στο παρακάτω σχήμα 8,4.



Σχήμα 8.4

Στη διαδικασία εκτιμήσεως της επιτρεπομένης φορτίσεως πασσάλου σύμφωνα με την παραπάνω μέθοδο πρέπει να έχουμε υπόψη ότι:

- Επιτρέπεται να αγνοείται το ίδιο βάρος πασσάλου.
- Το  $Q_{\text{επιτρ.}}$  θα πρέπει να υπολογισθεί με βάση στην επιτρεπομένη καθίζηση του εδάφους εφόσον ισχύει η σχέση  $Q_{\text{επιτρ.}} = Q_{U/F}$  όπου  $F$  ο συντελεστής ασφαλείας που πρέπει να είναι:
  - \* Κατάσταση Φορτίσεως 1:  $n=2$  (θλιβόμενοι πάσσαλοι) (Μόνιμα φορτία και κανονικά κινητά φορτία συμπεριλαμβανομένου του ανέμου).
  - \* Κατάσταση Φορτίσεως 2:  $n=1,75$   
Πλέον των φορτίων 1 και μη κανονικά κινητά φορτία. Φορτία που επιβάλλονται επίσης κατά τη διάρκεια κατασκευής.
  - \* Κατάσταση Φορτίσεως 2:  $n=1,5$   
Πλέον των φορτίων 2 απρόβλεπτες και εξαιρετικές φορτίσεις.
- Το  $Q_{\text{επιτρ.}}$  θα είναι το φορτίο που αντιστοιχεί στην  $\max$  επιτρεπόμενη καθίζηση  $S_{\text{επιτρ.}}^{\max}$
- Τελικά  $Q_{\text{επιτρ.}} = \min [Q_{\text{επιτρ.}}, Q_{\text{επιτρ.}}]$

Τέλος, ειδικότερες προϋποθέσεις για την ισχύ της διαδικασίας του DIN 4014 είναι:

- Διάμετρος 0,80 έως 2,20m (Συνιστώμενον εύρος τιμών).
- Ελάχιστο βάθος εισδύσεως εντός της φερούσης στρώσεως του εδάφους 2,50m. (Ειδικώς για μη συνεκτικά εδάφη απαιτείται στο βάθος αυτό αντοχή κώνου  $q_c > 10 \text{ MPa}$ ).
- Ελάχιστο πάχος της φερούσης στρώσεως κάτω από τον πόδα-αιχμή του πασσάλου  $3 * B$  ( $B$  η διάμετρος του φρεατοπασσάλου) και τουλάχιστον 1,50m.
- Για την ισχύ του Πίνακα 8.7 θεωρείται κατά DIN 4014/1990 όρ. υδαρότητας φερούσης στρώσεως  $LL < 80\%$ .

### 8.3. Επιλογή Οριακού Θλιπτικού Φορτίου $Q_p$ και Επιτρεπόμενου Φορτίου $Q_{cm}$ .

Από τις παραπάνω προκύπτουσες τιμές φέρουσας ικανότητας πασσάλων με στατικούς τύπους ή κατά DIN μόνο για πασσάλους εκσκαφής επιλέγεται η δυσμενέστερη. Στη συνέχεια, για τον προσδιορισμό του επιτρεπόμενου φορτίου είναι χαρακτηριστικό της πολυπλοκότητας του προβλήματος τόσο οι διαφορετικές τιμές, όσο και ο διαφορετικός τρόπος καθορισμού των συντελεστών ασφαλείας κατά τους διάφορους κανονισμούς εφόσον η φέρουσα ικανότητα προέκυψε από στατικούς τύπους (π.χ. Γερμανικά DIN, Πολωνικούς PS, Αγγλικούς CP8004 κ.α.).

Ο Tomlinson προτείνει τους ακόλουθους συντελεστές ασφαλείας σε άργιλο (για προσδιορισμό της  $Q_p$  με στατικούς τύπους).

α) Για εμπεγνυόμενους πασσάλους:	<div> <div>Ολικός <math>F = 2.5</math></div> <div>Αιχμής <math>F_b = 3</math></div> <div>Τριβών <math>F_s = 1.5</math></div> </div>
β) Για πασσάλους με εκσκαφή και αφαίρεση	<div> <div>Ολικός <math>F = 2</math></div> <div>Αιχμής <math>F_b = 3</math></div> <div>Τριβών <math>F_s = 1</math></div> </div>

Εξ άλλου, κατά τους Πολωνικούς Κανονισμούς για έδραση των πασσάλων σε άμμο προτείνεται ολικός συντελεστής  $F=2$ , συντελεστής αιχμής  $F_b=2.5$  και συντελεστής τριβών  $F_s=1$ .

Το οριακό φορτίο λειτουργίας δίδεται από τη σχέση:

$$Q_{\text{λειτ.}} = Q_{\text{επιτρ.}} - W_{\text{πασ.}}$$

όπου:

$W_{\text{πασ.}}$  = το ίδιο βάρος του πασσάλου (ολικό για την περίπτωση αστράγγιστης αναλύσεως πασσάλου εδραζομένου σε αργιλική στρώση, ενεργό σε όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις).

Δηλαδή το  $Q_{\text{λειτουργίας}}$  είναι το φορτίο που μπορεί να παραλάβει ο πάσσαλος από την ανωδομή και από την πασσαλοσχάρα.

Τέλος, όσον αφορά το επιτρεπόμενο φορτίο πασσάλου στην ομάδα, λόγω των συνήθως μικρών αποστάσεων των κέντρων των πασσάλων ( $s=2-3D$ ) υπάρχει αλληλεμπλοκή στους βολβούς μόνο των πλευρικών τριβών, όποτε υπεισέρχεται η αποδοτικότητα της ομάδας σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$Q_{\text{επ.πασ.ομ.}} = \min \left[ \begin{array}{l} \frac{Q_b + E_f \Sigma Q_{si}}{F} \\ \frac{Q_b}{E_b} + \frac{E_f \Sigma Q_{si}}{F_s} \\ \sigma_b^{\text{επ}} * A_B \end{array} \right]$$

όπου:

$\sigma_b^{\text{επ}}$  6000KPa η επιτρεπόμενη τάση του σκυροδέματος του πασσάλου σε κεντρική θλίψη και

$$Q_{\text{λειτ.πασ.ομ.}} = Q_{\text{επ.πασ.ομ.}} - W_p$$

όποτε ο απαιτούμενος αριθμός πασσάλων στρογγυλευμένος στον αμέσως μεγαλύτερο ακέραιο προκύπτει από τη σχέση:

$$n = \frac{(1.10-1.3)P_{av}}{Q_{\text{λειτ.πασ.ομ.}}}$$

όπου

$n$  ο απαιτούμενος αριθμός πασσάλων

1.10-1.3 συντελεστής προσαύξησης του βάρους  $P_{av}$  του βάρους, ώστε να ληφθεί υπόψη και το βάρος της αρχικά αγνώστων διαστάσεων πασσαλοεσχάρας.

$Q_{\text{λειτ.πασ.ομ.}}$  το ωφέλιμο φορτίο λειτουργίας κάθε πασσάλου στην ομάδα

Στην περίπτωση κατά την οποία το επιτρεπόμενο φορτίο πασσάλου μεγάλης διαμέτρου (κατασκευαζόμενου με εκσκαφή και αφαίρεση του εδαφικού υλικού) έχει προκύψει κατά DIN 4014 θα είναι προφανώς:

$$Q_{\text{λειτ.}} = Q_{\text{επιτρ. DIN}} \text{ και } n = \frac{(1.10 \div 1.30)P_{av}}{Q_{\text{επιτρ. DIN}}}$$



#### 8.4. Εκτίμηση επιτρεπόμενου αξονικού εφελκυστικού φορτίου πασσάλου

Στην περίπτωση αξονικά εφελκυσόμενου πασσάλου το οριακό φορτίο για το οποίο επέρχεται αστοχία, δηλαδή εξόλκευση του πασσάλου από το έδαφος είναι προφανώς ίσο με το άθροισμα των οριακών φορτίων τριβής, τα οποία έχουν τώρα διεύθυνση ομόρροπη με το βάρος και αντιτίθενται στην εξόλκευση. Άρα θα ισχύουν οι σχέσεις:

$$P_{ult}^{εφ} = \Sigma Q_{si} \text{ και } P_{επ}^{εφ} = \frac{\Sigma Q_{si}}{F_{εφ}}$$

## 9. ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΚΚΕΝΤΡΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΚΑΙ ΚΑΘΙΣΤΗΣΕΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΟΜΑΔΑΣ

### 9.1. Έλεγχος έκκεντρης φόρτισης πασσαλοομάδας

Για έκκεντρη φόρτιση πασσαλοομάδας που προκαλείται από ροπή  $M$ , ελέγχονται οι πάσσαλοι των δύο περισσότερων απομακρυσμένων από το κ.β. της ομάδας στηλών με βάσει τις σχέσεις:

$$P_{\max} = \Sigma V/n + M x_i^{\max}/\Sigma x_i^2 \leq Q_{\text{λειτ. θλ.}} \quad (9.1)$$

$$P_{\min} = \Sigma V/n + M x_i^{\max}/\Sigma x_i^2 \geq -Q_{\text{λειτ. θλ.}} \quad (9.2)$$

όπου:

$$Q_{\text{λειτ. θλ.}} = Q_{\text{επ.θλ.}} - W_p \text{ και } Q_{\text{λειτ. εφ.}} = Q_{\text{επ.εφ.}} + W_p'$$

Έχουν εκτιμηθεί από στατικούς τύπους (σε περίπτωση πασσάλων εκσκαφής μεγάλης διαμέτρου όπου το  $Q_{\text{επ}}$  έχει εκτιμηθεί κατά DIN [ $Q_{\text{επ. θλ.}} = \min \{Q_u/2, Q_{p\max}\}$ ] τότε οι σχέσεις (9.1) και (9.2) γράφονται

$$P_{\max} = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M x_i^{\max}}{\Sigma x_i^2} \leq Q_{\text{επ}}^{\text{θλ}}$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma V}{n} - \frac{M x_i^{\max}}{\Sigma x_i^2} \geq -Q_{\text{επ}}^{\text{εφ}} = -\frac{\Sigma Q_{si}}{2} IV$$

$\Sigma V$  το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του βάθρου και πασσαλοεσχάρας

$n$  ο συνολικός αριθμός των πασσάλων

$M$  η συνολική ροπή στη στάθμη κεφαλής των πασσάλων

$x_i^{\max}$  η μέγιστη απόσταση από το κ.β. της ομάδας των πασσάλων

$\Sigma x_i^2$  το άθροισμα των τετραγώνων των αποστάσεων όλων των πασσάλων της ομάδας από το κ.β. της ομάδας

## 9.2. Καθιζήσεις πασσαλοομάδας

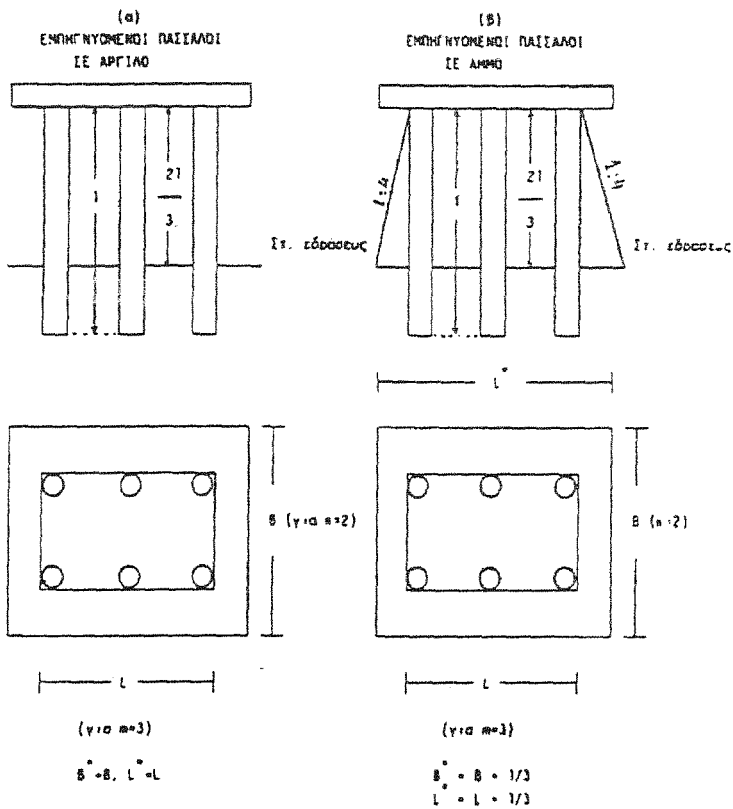
Για τον προσδιορισμό των καθιζήσεων ομάδας πασσάλων εφαρμόζεται η προσεγγιστική επίλυση, βάσει της οποίας θεωρείται ισοδύναμο "αβαθές" θεμέλιο του οποίου η στάθμη εδράσεων και οι διαστάσεις εξαρτώνται από τον τρόπο κατασκευής του πασσάλου και του είδους του εδάφους. Η πρόσθετη τάση στη στάθμη θεμελίωσης λαμβάνεται προσεγγιστικά  $q = P_{av}/B'L'$ , όπου  $B', L'$  οι διαστάσεις του ισοδύναμου αβαθούς θεμελίου).

Δηλαδή γίνεται η παραδοχή ότι το βάρος της πάσσαλο—εσχάρας και των πασσάλων αντισταθμίζει πλήρως το βάρος του προϋπάρχοντος εδάφους. Στα παρακάτω Σχήματα 9.1. απεικονίζονται οι στάθμες εδράσεως και οι διαστάσεις του ισοδύναμου "αβαθούς" θεμελίου. Θα πρέπει να τονιστεί ότι στα σχήματα αυτά  $B$  και  $L$  είναι οι διαστάσεις του περιγεγραμμένου στην ομάδα πασσάλων θεμελίου (προφανώς διαφορετικές από τις διαστάσεις της πασσαλοεσχάρας). Συγκεκριμένα είναι:

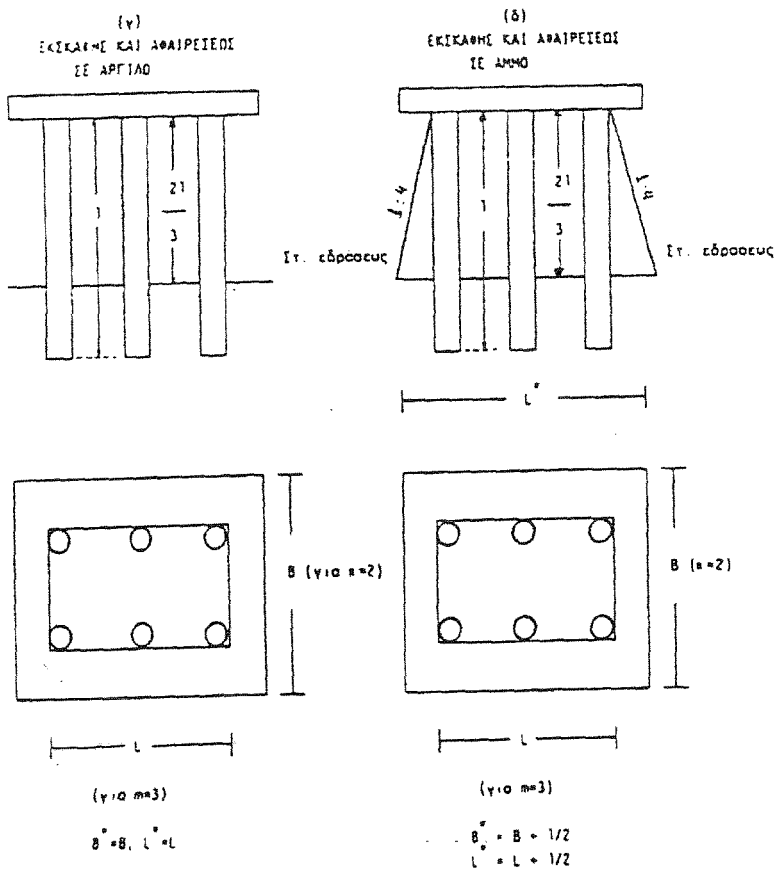
$$B = (m-1)s+d \text{ και } L=(n-1)s+d$$

Στις παραπάνω σχέσεις είναι  $s$  η απόσταση των κέντρων των πασσάλων και  $d$  η διάμετρος των πασσάλων  $m$  και  $n$  ο αριθμός στηλών και σειρών των πασσάλων. Προφανώς για να είναι  $B < L$  θα πρέπει  $m < n$ .

Είναι προφανές ότι σε περίπτωση διαδοχής αμμωδών και αργιλικών στρώσεων οι διαστάσεις  $B^*$ ,  $L^*$ , προσδιορίζονται συναρτήσει των  $B, L$  με παραδοχή διανομής λόγω τριβών με κλίση 1:4 (οριζοντιο-κατακόρυφο) μόνο στις αμμώδεις στρώσεις.



**Σχήμα 9.1α**



**Σχήμα 9.1β.**

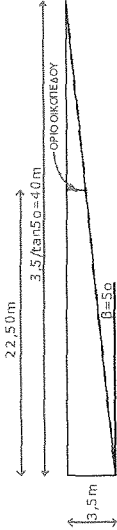
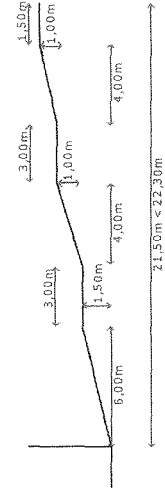
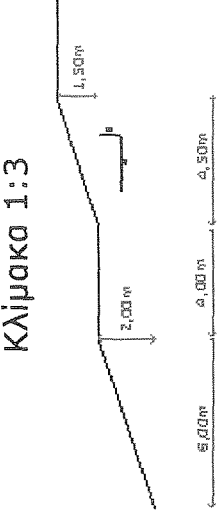
10.1 ΛΥΣΕΙΣ ΧΩΡΙΣ ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΗ  
ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΙΚΗΣ  
ΣΤΡΩΣΕΩΣ

# 10.1.1 Λύσεις θεμελιώσεως κτιρίου

Βαθειά θεμελίωση με πασσάλους							Αβαθής θεμελίωση με πλάκα κοιτ/σεως BxL= 313,85m²
Πασσαλος	(Εμπ) Φ50	(Εκσκ & αφ) Φ100		(Εκσκ & αφ) Φ80		(Εκσκ & αφ) Φ70	
Στάθμη	-14,3m	-27,6m		-26,70m		-26,3m	Καθίζηση Soλ=42,17>> 12cm Απορριπτεται
Ρεπ(ΘΛ) KN	Στατ. Τύποι	Στατ. Τύποι	DIN 4014	Στατ. Τύπο ι	DIN 4014	Στατ. Τύποι	DIN 4014
	434,3	4712,39	2935,428	3015,93	1982,342	2309,07	1556,38
Ρεπ(εφ) KN	-89,84	-1364,633	-1364,633	-977,033	-977,033	-786,672	-977,033
Ρmax<Qεπ (ΘΛ) KN	403,724	954,572	689,5	884,489	720,875	866,244	743,285
Ρmin>- Qεπ(εφ)	-98,27	703,572	438,5	570,74	407,125	507,672	384,714
PILE-RAFT n	n=73	n=11		n=16		n=21	

10.1.1.2 Εκσκαφή-Αντιστήριξη σε βάθος 3,50m

ι) Εκσκαφη με ενιαίο / βαθμιδωτό πρανές

ΕΚΣΚΑΦΗ ΕΝΙΑΙΟΥ ΠΡΑΝΟΥΣ	ΕΚΣΚΑΦΗ ΒΑΘΜΙΔΩΤΟΥ ΠΡΑΝΟΥΣ	ΕΚΣΚΑΦΗ ΒΑΘΜΙΔΩΤΟΥ ΠΡΑΝΟΥΣ
<p><math>I_{max}=5^{\circ}</math></p> <p>Απαιτούμενη απόσταση</p> <p><math>B=40m &gt; 22,5m</math></p> <p>Εκτός οικοπέδου</p> <p>ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ</p> 	<p>Κλίμακα 1:4</p>  <p><math>F &lt; 1</math></p> <p>Απορρίπτεται</p>	<p>Κλίμακα 1:3</p>  <p><math>F &lt; 1</math></p> <p>Απορρίπτεται</p>

# ΠΙΝΑΚΑΣ Α : Λύση προσωρινής αντιστήριξης με πέτασμα πασσαλοσανίδων

	Αυτοφερόμενο	Αγκυρωμένο
Συνολικό μήκος L από ΣΦΕ (m)	21	14
Δύναμη Αγκύρωσης T (KN/m)	-	240,346
Μέγιστη ροπή κάμψης Mmax (KNm/m)	3192,145	590,211
Βάθος σημείου Q, Mmax από ΦΕ (m)	14,75	6,233
Απαιτούμενη ροπή αντιστάσεως W (cm³/m)	20594,58>6000 ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ	3807,878<6000 ΔΕΚΤΗ
Σώμα Αγκύρωσης / Ελκυστήρας		
Ύψος t (m)	-	9,332
Απόσταση Lmin (m)	-	23,127
Διατομή Ελκυστήρα d (mm)	-	75

ΑΠΟΡΡΙΠΤΕ  
ΤΑΙ



ΠΙΝΑΚΑΣ Β : Με προηγούμενη εκσκαφή πρανούς  
1,50m, Hαντ=2,50m χωρίς βελτίωση εδάφους

	Αυτοφερόμενο	Αγκυρωμένο
Συνολικό μήκος L από ΣΦΕ (m)	16	11
Δύναμη Αγκύρωσης T (KN/m)	-	76
Μέγιστη ροπή κάμψης Mmax (KNm/m)	756,416	74,3
Βάθος σημείου Q, Mmax από ΣΦΕ (m)	13,40	5,30
Απαιτούμενη ροπή αντιστάσεως w (cm <sup>7</sup> /m)	4880,1<6000 ΔΕΚΤΗ	479,355<6000 ΔΕΚΤΗ
Σώμα Αγκύρωσης / Ελκυστήρα		
Ύψος t (m)	-	5,12 (ΟΡΙΑΚΑ ΔΕΚΤΗ)
Απόσταση Lmin (m)	-	14,35
Διατομή Ελκυστήρα d (mm)	-	42



# **ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ**

ΤΕΧΝΙΚΩΣ ΕΦΙΚΤΗ ΛΥΣΗ ΜΕ

ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ Φ70

Αλλά ακόμη και στην περίπτωση τμηματικής  
εκσκαφής με πρανές  $H=1,5\text{m}$  και αντιστήριξη  
μετώπου μεταξύ  $1,5\text{m}$  και  $3\text{m}$  με πέτασμα  
αγκυρωμένων πασσαλοσανίδων

( $S=2\text{m}$  με αγκύρια σε στάθμη  $-2,5\text{m}$  ή  $-1,0\text{m}$  κάτω από  
στάθμη εκσκαφής)

Απαιτείται σώμα αγκυρώσεως μεγάλου ύψους  
 $t=5,12\text{m}$

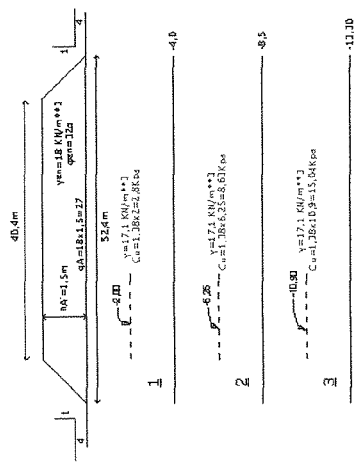
Επιπλέον αυτή η λύση είναι αντιοικονομική

## 10.2 ΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΗ ΒΕΛΤΙΩΣΗ

### ΤΗΣ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΙΚΗΣ ΣΤΡΩΣΕΩΣ

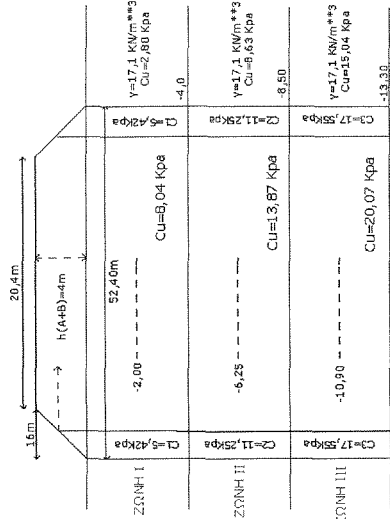
# 10.2.2.1 Δύο φάσεις και χρόνος παραμονής προφόρτισης

A' Φάση  
Fmin=1,25



B'Φάση  
Fmin=1,22

Με προυπόθεση εκσκαφής αργίλου σε βάθος 2m και πλήρωση με υλικό προφορτίσεως



Για την ολοκλήρωση στερεοποίησης κάθε φάσης προφόρτισης σε t = 3μήνες, απαιτείται έμπηξη πλαστικών στραγγιστηρίων σε τετραγωνικό κάνναβο πλευράς S=1,04m (με παραδοχη Smear Zone)

Εκτίμηση τελικών παραμέτρων  
αστράγγιστης διατμητικής αντοχής

Τελική κατάσταση	OCR	Cu (Kpa)
ΣΤΡΩΜΑ I	6,07	11,66
ΣΤΡΩΜΑ II	2,582	18,386
ΣΤΡΩΜΑ III	1,846	24,523

## 10.2.2 Λύσεις θεμελιώσεως

Μετά την αφαίρεση προφορτίσεως και εκσκαφή σε βάθος 3,5m ακολουθεί

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΛΑΚΑ

ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΕΩΣ

$B \times L = 30,25 \times 10,375$

ΛΕΙΤΟΥΡΓΕΙ ΩΣ ΕΠΙΠΛΕΟΥΣΑ

$S \approx 0$

## 10.3 ΕΚΣΚΑΦΕΣ - ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΣΕ ΒΑΘΟΣ -3,50m



<div data-bbox="120 1360 240 1880" data-label="Section-Header"> <h1>ΕΚΣΚΑΦΗ ΕΝΙΣΤΑΙΟΥ ΠΡΑΝΟΥΣ</h1> </div>	<div data-bbox="583 1371 802 1880" data-label="Figure"> </div> <div data-bbox="898 1360 1035 1880" data-label="Text"> <p><math>F=1,30</math> (προσωρινή εκσκαφή)</p> </div>
<div data-bbox="548 774 720 1316" data-label="Figure"> </div> <div data-bbox="857 763 1063 1305" data-label="Text"> <p>Κατά Taylor για το δυσμενέστερο πρανές <math>F=2,72 &gt;&gt; 1,30</math></p> </div>	<div data-bbox="500 188 706 718" data-label="Figure"> </div> <div data-bbox="857 320 905 586" data-label="Text"> <p><math>F_{min}=1,33</math></p> </div>

ΠΙΝΑΚΑΣ Γ : Στρώμα Ι μετά τη βελτίωση εδάφους

	Αυτοφερόμενο	Αγκ.Ισοστατικό	Αγκ.Υπερστατικό
Συνολικό μήκος L από ΣΦΕ (m)	15	9	14
Δύναμη Αγκύρωσης T (KN/m)	-	52	22,85
Μέγιστη ροπή κάμψης Mmax (KNm/m)	448,304	74,25	MaxM1=15
			MaxM2=239,5
Βάθος σημείου Q, Mmax από ΣΦΕ (m)	10,542	3,25	2,41
			9,75
Απαιτούμενη ροπή αντιστάσεως w (cm³/m)	2892,283<6000 ΔΕΚΤΗ	478,978<6000 ΔΕΚΤΗ	1545,16
Σώμα Αγκύρωσης / Ελκυστήρα			
Ύψος t (m)	-	2,05 (Fp=1,5)	1,4 (Fp=2,17)
Απόσταση Lmin (m)	-	10,75 <16	8,3 < 16
Διατομή Ελκυστήρα d (mm)	-	35	23

## **ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ**

Η ΛΥΣΗ ΜΕ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ ΣΕ ΔΥΟ ΦΑΣΕΙΣ  
(ΜΕ ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΗ ΕΚΣΚΑΦΗ ΣΕ ΒΑΘΟΣ 2m  
ΚΑΙ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΜΕ ΥΛΙΚΟ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ)  
ΕΙΝΑΙ ΑΠΟΔΕΚΤΗ ΔΙΟΤΙ ΟΔΗΓΕΙ ΑΦΕΝΟΣ ΣΕ  
«ΕΠΙΠΛΕΟΥΣΑ» ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ  
ΚΑΙ ΑΦΕΤΕΡΟΥ ΑΠΑΙΤΕΙ ΛΟΓΙΚΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ  
ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΗΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑΣ 'Η ΕΚΣΚΑΦΗ  
ΜΕ ΒΑΘΜΙΔΩΤΟ 'Η ΕΝΙΑΙΟ ΠΡΑΝΕΣ

ΕΠΙΣΗΣ Η ΛΥΣΗ ΕΙΝΑΙ ΠΙΟ ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΗ

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

---

### Ι. ΕΛΛΗΝΙΚΗ

- 1. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α.Γ. (1991, συνεργασία Η.Μιχάλη)**  
«Σημειώσεις Αντιστηρίξεων και καθιζήσεων λόγω εκσκαφών», Ε.Μ.Π.
- 2. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α.Γ., ΑΝΔΡΙΚΟΠΟΥΛΟΥ Κ., ΠΗΛΙΤΣΗΣ Σ., ΤΣΑΜΗΣ Β.**  
«ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ», ΚΕΣ.5 ΣΤΟ Α.ΛΟΙΖΟΥ «ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ-ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ IV», ΑΘΗΝΑ, 1987, σελ 177-286
- 3. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α.Γ., ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ Β.Π. (1990)**  
«Επιφανειακές Θεμελιώσεις» Εκδόσεις ΣΥΜΕΩΝ, Αθήνα
- 4. ΓΚΑΖΕΤΑΣ Γ. (1995)**  
«ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΔΥΝΑΜΙΚΗΣ» Τομέας Γεωτεχνικής ΕΜΠ 2<sup>η</sup> Έκδοση
- 5. ΓΚΑΖΕΤΑΣ Γ. (1995)**  
«ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ» Τομέας Γεωτεχνικής ΕΜΠ 2<sup>η</sup> Έκδοση
- 6. ΚΑΒΒΑΔΑΣ Μ. (1998)**  
«ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ»
- 7. ΛΟΙΖΟΣ Α. (1981)**  
«Εδαφομηχανική-Θεμελιώσεις, μέρος ΙΙ : Βοηθητικά μέσα και βοηθητικά κατασκευαί», Αθήνα
- 8. ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ Γ.Δ.**  
«ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ: Ι ΕΥΚΑΜΠΤΕΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΚΑΙ ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ, ΙΙ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΕΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ», ΕΜΠ, ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ.
- 9. ΧΡΙΣΤΟΥΛΑΣ Σ. (1990)**  
«ΕΠΙΛΟΓΕΣ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΗΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ», Εκδόσεις ΣΥΜΕΩΝ, Αθήνα

## II. ΞΕΝΟΓΛΩΣΣΗ

**1. BARRON, R.A. (1948)**

"CONSOLIDATION OF FINE-GRAINED SOILS BY DRAIN WELLS", Trans. ASCE 113

**2. BERGADO D.T., CHAI J.C., ALFARO M.C.**

BALASUBRAMANIAM A.S (1994) "Improvement Techniques of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment", A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield

**3. BRAND E.W., BRENNER R.P. (1981)**

"Soft Clay Engineering", Developments in Geotechnical Engineering No20, Elsevier, Amsterdam

**4. BRITISH STEEL CORPORATION BSC SECTIONS (1984)**

"PILING handbook" 4<sup>th</sup> edition, Scunthorpe, South Humberside DN16 1BP, U.K.

**5. CLAYTON C.R.I., MILITITSKY J. (1986)**

"Earth Pressure and Retaining Structures", Surrey University Press, London

**6. CRAIG R-F (1978)**

"SOIL MECHANICS", Van Nostrand Reinhold, New York 2<sup>nd</sup> edition

**7. HANSBO S. (1981)**

"CONSOLIDATION OF FINE-GRAINED SOILS BY PREFABRICATED DRAINS", X. ICSMFE, Stockholm.

**8. HOLTZ P.D., KOVACS W.D. (1981)**

"AN INTRODUCTION TO GEOTECHNICAL ENGINEERING", Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

**9. KOERNER. M (1990)**

DESIGNING WITH GEOSYNTHETICS", Prentice-Hall, 2<sup>nd</sup> Edition.

**10. LAMBRE T.W. WHITMAN R.V (1969)**

"SOIL MECHANICS", John Wiley and Sons, New York.

**11. PERLOFF, W.H (1975)**

"PRESSURE DISTRIBUTION AND SETTLEMENT" CH.4 in WINTERCORN H.F., FANG, H.Y

"FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK", Van Nostrand Reinhold, pp148-196

**12. POULOS H.G., DAVIS E.H. (1974)**

"ELASTIC SOLUTIONS FOR SOIL AND ROCK MECHANICS", John Wiley & Sons, New York

**13. UTF. GEOSYNTHETIC MANUAL (1992)**

Written by Dr. P.R. Rankilior, UCO Technical Fabrics NV, Lokeren, Belgium

**14. VAN IMPE W.F. (1989)**

"SOIL IMPROVEMENT TECHNIQUES AND THEIR EVOLUTION", published by A.A. Balkema, Rotterdam, p.p. 125