



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ, ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ
Κωνσταντίνας Β. Παπαδοπούλου

**Ανάλυση Αστοχιών Γεωτεχνικών Έργων,
Θεωρητική Ανάπτυξη, 3-Διάστατη Συμπεριφορά**

Διπλωματούχου Μηχανικού Μεταλλείων-Μεταλλουργών ΕΜΠ
Μεταπτυχιακό Δίπλωμα Ειδίκευσης: «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων», ΕΜΠ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Γεώργιος Γκαζέτας, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Δεκέμβριος 2018



**NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING, GEOTECHNICAL DEPARTMENT**

**DOCTORAL THESIS
Konstantina V. Papadopoulou**

**Analysis of Geotechnical Failures,
Theoretical Development, 3-Dimensional Behaviour**

Diploma of Mining-Metallurgical Engineer, Geotechnical Engineer, NTUA
Master of Science in Design and Construction of Underground Works, NTUA

SUPERVISOR: Professor George Gazetas, N.T.U.A.

Athens, December 2018



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ**

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ Κωνσταντίνας Β. Παπαδοπούλου

Διπλωματούχου Μηχανικού Μεταλλείων-Μεταλλουργών ΕΜΠ
Μεταπτυχιακό Δίπλωμα Ειδίκευσης: «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων», ΕΜΠ

Η διατριβή υποβλήθηκε στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου
Πολυτεχνείου προς εκπλήρωση των προϋποθέσεων του τίτλου της Διδάκτορος Μηχανικού.

ΤΡΙΜΕΛΗΣ ΣΥΜΒΟΥΛΕΥΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ

1. Γεώργιος Γκαζέτας, Καθηγητής ΕΜΠ ε.σ.
2. Μιχαήλ Καββαδάς, Αν.Καθηγητής ΕΜΠ
3. Νικόλαος Γερόλυμος, Αν.Καθηγητής ΕΜΠ

ΕΠΤΑΜΕΛΗΣ ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ

1. Γεώργιος Γκαζέτας, Καθηγητής ΕΜΠ ε.σ.
2. Μιχαήλ Καββαδάς, Αν.Καθηγητής ΕΜΠ
3. Νικόλαος Γερόλυμος, Αν.Καθηγητής ΕΜΠ
4. Βασιλική Γεωργιάννου, Καθηγήτρια ΕΜΠ
5. Γεώργιος Μπουκοβάλας, Καθηγητής ΕΜΠ
6. Γεώργιος Τσιαμπάος, Καθηγητής ΕΜΠ
7. Παύλος Νομικός, Αν. Καθηγητής ΕΜΠ
(Σχολή Μηχ. Μεταλλείων-Μεταλλουργών)

Αθήνα, Δεκέμβριος 2018

Copyright ©Κωνσταντίνα Β. Παπαδοπούλου, 2018.
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, η αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, η διανομή, η αναπαραγωγή, η μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς το συγγραφέα.

Η έγκριση της διδακτορικής διατριβής από την Ανώτατη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ευχαριστώ κατ'αρχήν τον Επιβλέποντα Καθηγητή μου κ. Γ. Γκαζέτα για την εμπιστοσύνη με την οποία με περιέβαλε, για την ανάθεση του θέματος της Δ/Δ, την συνεχή και μεθοδική καθοδήγησή του, τις πολύτιμες υποδείξεις του, καθώς και την ανεκτίμητη βοήθειά του στις δημοσιεύσεις που προηγήθηκαν.

Ευχαριστώ επίσης τον κ. Ν. Γερόλυμο, Αν. Καθηγητή ΕΜΠ και τον κ. Μιχ. Καββαδά, Καθηγητή ΕΜΠ για την ενθάρρυνσή τους, την παρακολούθηση της Δ/Δ και τις εύστοχες παρατηρήσεις τους. Εν συνεχεία, ευχαριστώ τα μέλη της εξεταστικής επιτροπής, κ.κ. Γ. Μπουκοβάλα, Καθηγητή ΕΜΠ., Β. Γεωργιάννου, Καθηγήτρια ΕΜΠ, Γ. Τσιαμπάο, Καθηγητή ΕΜΠ και Π. Νομικό, Αν. Καθηγητή ΕΜΠ για το ενδιαφέρον που έδειξαν κατά τη διάρκεια της διαδικασίας των συζητήσεων, παρατηρήσεων και εξετάσεως της διατριβής.

Τέλος, ευχαριστώ το ΕΛΚΕ για την χορήγηση της Υποτροφίας, η οποία διευκόλυνε σημαντικά την απρόσκοπτη απασχόλησή μου για την εκπόνηση της Δ/Δ.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Περίληψη	σελ.Ι-VIII
Summary	ΙΧ-XV
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγή	σελ.1
1.1 Η σημασία της ανάλυσης των περιστατικών αστοχίας	1
1.2 Σκοπός και μεθοδολογία της Διδακτορικής Διατριβής	2
1.3 Συνοπτικό περιεχόμενο Κεφαλαίων	3
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Τριδιάστατη συμπεριφορά αντιστηρίξεων με προεντεταμένες αγκυρώσεις	
1. Εισαγωγή	5
2. Επιρροή των τριαξονικών συνθηκών επί της ευσταθείας ανυποστήρικτων εκσκαφών	11
3. Αναλύσεις ευσταθείας αντιστηρίξεων κατακορύφων πρानών με προεντεταμένες αγκυρώσεις	15
3.1 Προσομοιώσεις και παράμετροι αναλύσεων	15
3.2 Επιρροή βασικών παραμέτρων επί του συντελεστή ασφαλείας-Διδιάστατες αναλύσεις	20
3.2.1 Διευκρινήσεις για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων	20
3.2.2 Επιρροή της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων	23
3.2.3 Επιρροή του ελευθέρου μήκους των αγκυρίων	23
3.2.4 Επιρροή του καθ' ύψος αριθμού αγκυρίων, n	24
3.2.5 Επιρροή του βάθους έμπτηξης	24
3.2.6 Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων	27
3.3 Επιρροή των τριαξονικών συνθηκών επί του συντελεστή ασφαλείας	28
3.3.1 Διευκρινήσεις για τις αναλύσεις	28
3.3.2 Επιρροή του τύπου του εδάφους και της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων	29
3.3.3 Επιρροή της γεωμετρίας της εκσκαφής	31
3.3.4 Επιρροή του σχετικού βάθους πάκτωσης των πασσάλων αγκύρωσης	38
4. Υπολογισμός των μετατοπίσεων	41
4.1 Οριζόντιες μετατοπίσεις	41
4.1.1 Ανάπτυξη των οριζοντίων μετατοπίσεων υπό διδιάστατες συνθήκες	41
4.1.2 Επιρροή του βάθους έμπτηξης των πασσάλων αγκύρωσης	42
4.1.3 Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων των γαιών	43
4.1.4 Επιρροή του ελευθέρου μήκους των αγκυρίων	44
4.1.5 Επιρροή του τύπου του εδάφους-Κανονικοποιημένα διαγράμματα	45
4.1.6 Επιρροή των τριδιάστατων συνθηκών επί των οριζοντίων μετατοπίσεων	46
4.2 Κατακόρυφες μετατοπίσεις	55
4.2.1 Ανάπτυξη των καθιζήσεων επιφανείας λόγω εκσκαφής	55
4.2.2 Καθοδηγητικές αναλύσεις υπό 2D συνθήκες	61
4.2.3 Επιλύσεις υπό 3D συνθήκες	67
4.2.4 Σύγκριση κατακορύφων μετατοπίσεων υπολογιζόμενων υπό 2D και 3D συνθήκες	85
4.3 Πρόσθετα θέματα αντιστηρίξεων με αγκυρώσεις	96
4.3.1 Η κανονικοποίηση των μετατοπίσεων	96
4.3.2 Εφαρμογή του προσομοιώματος HSM για τον υπολογισμό των καθιζήσεων	99
4.3.3 Η περίπτωση των παθητικών αγκυρίων	110
4.3.4 Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης	118
5. Συμπερασματικά σχόλια	131
Βιβλιογραφικές αναφορές	135

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Αστοχίες πρανών εκσκαφής

1. Εισαγωγή	137
2. Η κατολίσθηση στο Kimola Canal στη Φινλανδία	139
2.1 Σύντομο χρονικό της κατολισθήσεως	139
2.2 Γεωτεχνικά στοιχεία και προγενέστερες αναλύσεις ευσταθείας	140
2.3 Νέες αναλύσεις, σχόλια και παρατηρήσεις	144
3. Αστοχία πρανούς στο στόμιο εισόδου σήραγγας της Εγνατίας Οδού	148
3.1 Σύντομο ιστορικό	148
3.2 Γεωτεχνικές συνθήκες	152
3.3. Διερεύνηση των αιτιών της αστοχίας	153
3.4 Νέες ανάστροφες αναλύσεις και συμπερασματικά σχόλια	155
4. Αστοχία πρανούς σε ορυχείο ανοικτής εκμετάλλευσης	160
4.1 Γενικά-Σύντομο ιστορικό	160
4.2 Γεωτεχνικά στοιχεία του χώρου και προγενέστερες αναλύσεις	161
4.3 Νέες ανάστροφες αναλύσεις	163
5. Αστοχία πρανών σε αργιλικές μάργες	176
5.1 Γενικά	176
5.2 Περίπτωση 1: Αστάθεια πρανών σε αποσαθρωμένη αργιλική μάργα	177
5.2 Περίπτωση 2: Κατολίσθηση κατά μήκος προδιατετμημένης επιφάνειας	184
6. Αστοχία πρανούς ενισχυμένου με πασσάλους, σε αποσαθρωμένο ασθενή βράχο	188
7. Πάσσαλοι ενίσχυσης της ευστάθειας των πρανών	198
7.1 Γενικά	198
7.2 Προσομοίωση και παράμετροι σχεδιασμού	199
7.3. Παραμετρικές αναλύσεις και αποτελέσματα	201
7.4 Συμπερασματικά σχόλια	210
Βιβλιογραφικές αναφορές	212

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Αστοχίες θεμελιώσεων

1. Αστοχία συγκροτήματος σιλό στην Transcona	215
1.1 Συνοπτικό Ιστορικό	215
1.2 Γεωτεχνικές συνθήκες και προγενέστερες αναλύσεις	216
1.3 Νέες ανάδρομες αναλύσεις-Γενικά στοιχεία για την προσομοίωση	217
1.4 Αναλύσεις υπό "αστράγγιστες συνθήκες σε όρους ολικών τάσεων"	218
1.5 Αναλύσεις για τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων	224
1.6 Υπόθεση αρχικής αποκλίσεως από την κατακόρυφο	231
1.7 Αναλύσεις για τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων	235
1.8 Απλό προσομοίωμα κατά Winkler και συγκρίσεις με τα αποτελέσματα F.E.M.	237
1.9 Συμπερασματικά σχόλια	241
2. Δοκιμαστικό επίχωμα στο King's Lynn	243
2.1 Συνοπτικά στοιχεία	243
2.2 Γεωτεχνικά χαρακτηριστικά και παλαιότερες αναλύσεις	243
2.3 Παρατηρήσεις, νέες αναλύσεις και ερωτηματικά	245
3. Δοκιμαστικό επίχωμα στην περιοχή James Bay	247
3.1 Συνοπτικά στοιχεία	247
3.2 Γεωτεχνικά χαρακτηριστικά και παλαιότερες αναλύσεις	248
3.3 Παρατηρήσεις, νέες αναλύσεις και ερωτηματικά	249
4. Δοκιμαστικό επίχωμα I-95 (Βοστώνη, ΗΠΑ)	255
4.1 Συνοπτικά στοιχεία	255
4.2 Γεωτεχνικά χαρακτηριστικά και προγενέστερες αξιολογήσεις	256
4.3 Παρατηρήσεις, νέες αναλύσεις και ερωτηματικά	258
Βιβλιογραφικές αναφορές	266

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Αστάθεια λόγω κλίσεως υψηλών κατασκευών

1. Εισαγωγή	267
2. Ανάλυση ευστάθειας για θεμελιώσεις επί εδάφους Winkler	270
2.1 Θεμελίωση ορθογωνικής κάτοψης επί εδάφους Winkler	270
2.1.1 Θεωρητική ανάλυση ευστάθειας	270
2.1.2 Σχόλια και παρατηρήσεις	273
2.2 Κυκλικό θεμέλιο επί εδάφους Winkler	277
3. Σύγκλιση υψηλών γειτονικών σιλό	281
3.1 Προσέγγιση του προβλήματος	281
3.2 Εκτίμηση της αρχικής απόκλισης-ελαστική λύση	284
3.3 Υπολογισμός της τελικής απόκλισης-Ελαστική λύση	289
3.4 Απλή ανάλυση με το προσομοίωμα Winkler	294
3.5 Συνεκτίμηση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του εδάφους	300
3.6 Συμπερασματικές παρατηρήσεις	304
4. Ο Πύργος της Πίζας	307
4.1 Γενικά	307
4.1.1 Συνοπτικό ιστορικό	307
4.1.2 Χρονική εξέλιξη της κλίσεως	309
4.2 Γεωτεχνικές συνθήκες και παράμετροι	311
4.2.1 Διαθέσιμα αντιπροσωπευτικά γεωτεχνικά στοιχεία	311
4.2.2 Σχόλια και πρόσθετες πληροφορίες	316
4.3 Προκαταρκτικές αναλύσεις	323
4.3.1 Προβλήματα και γεωτεχνικές συνθήκες	323
4.3.2 Αρχικές αναλύσεις	324
4.3.2.1 Προκαταρκτικές αξισυμμετρικές και τριδιάστατες αναλύσεις	324
4.3.2.2 Γεωτεχνικές παράμετροι	325
4.3.2.3 Αποτελέσματα των αρχικών αναλύσεων	327
4.3.3 Σύνοψη συμπερασμάτων από τις προκαταρκτικές αναλύσεις	335
4.4 Αστάθεια του Πύργου λόγω κλίσεως	337
4.4.1 Γενικά	337
4.4.2 Αναλύσεις κεκλιμένου Πύργου υπό 3D συνθήκες	339
4.4.2.1 Στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης και συντελεστές ασφαλείας	339
4.4.2.2 Γεωτεχνικά και γεωμετρικά προσομοιώματα	340
4.4.2.3 Αστάθεια λόγω κλίσεως	342
4.4.2.4 Μερικά συμπεράσματα για την αστάθεια λόγω κλίσης του Πύργου	349
4.5 Ανάλυση των πιθανών αιτίων της αρχικής κλίσης	340
4.5.1 Γενικά	350
4.5.2 Η ανομοιογένεια του υπεδάφους	351
4.5.3 Η επιρροή των αντλήσεων	356
4.5.3.1 Γενικά	356
4.5.3.2 Υπόθεση ομοιογενούς εδάφους	359
4.5.3.3 Υπόθεση ανομοιογενούς εδάφους	362
4.6 Η στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης	364
4.6.1 Γενικά	364
4.6.2 Έδαφος ομοιογενές	365
4.6.3 Έδαφος ανομοιογενές	366
Βιβλιογραφικές αναφορές	369

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Μηχανισμοί αστοχίας και φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων επί δίστρωτου αργιλικού εδάφους

1. Εισαγωγή	371
2. Προσομοίωση και παράμετροι υπολογισμών	372
3. Κεντρική φόρτιση ακάμπτων θεμελιολωρίδων	373
3.1 Γενικά στοιχεία των αναλύσεων	373
3.2 Ανώτερη στρώση υψηλότερης αντοχής ($SR < 1$)	374
3.3 Ασθενέστερη ανώτερη στρώση ($SR > 1$)	388
4. Κεντρική φόρτιση ακάμπτων τετραγωνικών και ορθογωνικών θεμελίων	393
4.1 Ανώτερη στρώση υψηλότερης αντοχής	393
4.2 Ανώτερη στρώση χαμηλότερης αντοχής ($SR > 1$)	402
5. Αναλύσεις άκαμπτης δακτυλιωτής θεμελίωσης	404
5.1 Γενικά	404
5.2 Ανώτερη στρώση υψηλότερης αντοχής ($SR < 1$)	409
5.2.1 Γενικά στοιχεία και αποτελέσματα των αναλύσεων	409
5.2.2 Συγκριτικά διαγράμματα και μερικά συμπεράσματα	421
5.3 Ανώτερη στρώση χαμηλότερης αντοχής ($SR > 1$)	427
5.3.1 Γενικά-Περίπτωση κυκλικής πλάκας	427
5.3.2 Αναλύσεις δακτυλιωτής πλάκας	429
6. Συνδυασμένη M,V φόρτιση θεμελιώσεων σε δίστρωτο αργιλικό σχηματισμό	437
6.1 Έκκεντρη φόρτιση άκαμπτης λωριδωτής επιφάνειας	437
6.1.1 Γενικά	437
6.1.2 Περίπτωση ασθενέστερης υποκείμενης στρώσης ($SR < 1$)	440
6.1.3 Υποκείμενη στρώση υψηλότερης αντοχής ($SR > 1$)	450
6.1.4 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης $V_{u,e}$, M_u	457
6.2 Έκκεντρη φόρτιση τετραγωνικής θεμελίωσης	459
6.2.1 Γενικά	459
6.2.2 Περίπτωση $SR \leq 1$ (Ασθενέστερη η υποκείμενη στρώση)	461
6.2.3 Περίπτωση $SR > 1$ (Ασθενέστερη ανώτερη στρώση)	468
6.2.4 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης ($V_{u,e}$, M)	476
7. Θεμελίωση σε βάθος εντός δίστρωτου σχηματισμού	478
7.1 Λωριδωτή θεμελίωση	478
7.2 Τετραγωνική θεμελίωση	489
7.3 Κυκλική θεμελίωση σε βάθος	493
8. Επιρροή προσθέτων παραγόντων επί της φέρουσας ικανότητας	500
8.1 Επιρροή της ακαμψίας της θεμελίωσης	500
8.2 Επιρροή του αρχικού εντατικού πεδίου στη στάθμη διεπιφάνειας	504
9. Συμπεράσματα	507
9.1 Κύριο αντικείμενο	507
9.2 Βασικές επιλύσεις άκαμπτης λωρίδας	507
9.3 Η επιρροή του σχήματος της θεμελίωσης	509
9.4 Έκκεντρη φόρτιση θεμελιώσεων σε δίστρωτο σχηματισμό	511
9.5 Η επιρροή του βάθους θεμελίωσης	513
9.6 Η επιρροή της ακαμψίας της θεμελίωσης	514
9.7 Η επιρροή του αρχικού εντατικού πεδίου	514
Βιβλιογραφικές αναφορές	516

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: Σύνοψη κυριοτέρων συμπερασμάτων

1. Τριδιάστατη συμπεριφορά αντιστηρίξεων με προεντεταμένες αγκυρώσεις	519
2. Αστοχίες θεμελιώσεων - Η περίπτωση δίστρωτου αργιλικού σχηματισμού	520
3. Αστάθεια λόγω κλίσης υψηλών κατασκευών - Η περίπτωση του Πύργου της Πίζας	523

Προτάσεις για μελλοντική έρευνα	526
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	
Κατάλογος Πινάκων	530
Κατάλογος Σχημάτων	531

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η επανεξέταση σημαντικών και επαρκώς τεκμηριωμένων περιπτώσεων αστοχίας (ή γενικότερα συμπεριφοράς) γεωτεχνικών έργων εισφέρει το στοιχείο του ρεαλισμού στις μεθόδους αναλύσεως και συμβάλλει στην κατανόηση κρίσιμων θεμάτων του γεωτεχνικού σχεδιασμού, επομένως και στην κάλυψη του κενού μεταξύ θεωρίας και πράξης. Σε ορισμένες περιπτώσεις, η εφαρμογή συγχρόνων μεθόδων αναλύσεως ιστορικών περιστατικών της πράξης αποτελεί το έναυσμα για θεωρητική ανάπτυξη συγκεκριμένων θεμάτων πρακτικού ενδιαφέροντος για τα οποία η βιβλιογραφία είναι σχετικά περιορισμένη. Αντικείμενα της Δ/Δ, στο πνεύμα των ανωτέρω είναι τα εξής:

(α) Στο πλαίσιο εφαρμογής συγχρόνων υπολογιστικών μεθόδων, η εκτεταμένη παραμετρική ανάλυση της συμπεριφοράς αντιστηρίξεων με προεντεταμένες αγκυρώσεις υπό 3D και 2D συνθήκες.

(β) Η επανεξέταση σημαντικών περιπτώσεων αστοχίας γεωτεχνικών έργων με σύγχρονες υπολογιστικές μεθόδους και η ανάδειξη της σημασίας ορισμένων ιδιοτεροτήτων που δεν ελήφθησαν ή δεν μπορούσαν να έχουν ληφθεί υπ' όψιν κατά το χρόνο σχεδιασμού.

(γ) Με αφορμή τα περιστατικά αστοχίας η θεωρητική ανάλυση διαφόρων άλλων θεμάτων.

1. Τριδιάστατη συμπεριφορά αντιστηρίξεων με προεντεταμένες αγκυρώσεις

Εξετάσθηκε η επιρροή σειράς παραγόντων επί του γενικού συντελεστή ασφαλείας (SF) και επί των οριζοντίων μετατοπίσεων (u_x) και κατακορύφων-καθιζήσεων (u_y). Συγκεκριμένα, διερευνήθηκε η επιρροή: i) Του σχετικού βάθους έμπηξης των πασσάλων αγκυρώσεως, D/H (H : βάθος εκσκαφής). ii) Του βασικού τρόπου ανάπτυξης της διατμητικής αντοχής, που εξετάσθηκε μέσω δύο βασικών τύπων, S_1 (αποσαθρωμένος ημίβραχος) και S_2 (πολύ σφιγρή, Ο.Σ. άργιλος), σύμφωνα με το γραμμικώς ελαστικό-ιδεωδώς πλαστικό προσομοίωμα κατά Mohr-Coulomb (EL-PL). Ειδικά κατά την εφαρμογή του εδαφικού προσομοιώματος HSM (Hardening Soil Model) εξετάσθηκαν οι παραλλαγές των ανωτέρω βασικών εδαφικών τύπων, HS_1 και HS_2 . iii) Της ανηγμένης αντοχής σχεδιασμού των αγκυρίων $R = \sum R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$ ($R_{a,d}$: αντοχή μεμονωμένου αγκυρίου, s : οριζόντια απόσταση πασσάλων αγκύρωσης). iv) Της γεωμετρίας εκσκαφής, διαστάσεων κατόψεως L , B και των λόγων L/B και L/H . v) Του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, K_0 .

Ως προς τον συντελεστή ασφαλείας, από τις κυριότερες 3D αναλύσεις επιβεβαιώνεται ότι ο λόγος διαστάσεων της εκσκαφής L/H έχει ιδιαίτερως σημαντική επιρροή επί του SF. Για την στενότερη από τις εξετασθείσες εκσκαφή, $L/H = 1$, ο συντελεστής ασφαλείας προέκυψε πολύ υψηλότερος από αυτόν των διδιάστατων αναλύσεων. Ωστόσο, η ευνοϊκή επιρροή των τριαξονικών συνθηκών (λόγω της προφανούς συνεισφοράς των διατμητικών δυνάμεων κατά τα άκρα στην ευστάθεια) μειώνεται σημαντικά για $L/H > 2$. Επίσης, η ευνοϊκή επιρροή επί του SF για αυξανόμενον λόγο R βαίνει μειούμενη για χαμηλές τιμές του ανηγμένου μήκους μετώπου εκσκαφής L/H . Ειδικότερα, για $L/H = 1$ η αύξηση του R δεν συνεπάγεται πρακτικά αύξηση και του συντελεστή ασφαλείας, ιδίως για τον εδαφικό τύπο S_2 .

Παραλλήλως, υπό διδιάστατες συνθήκες προέκυψε ότι ένας από τους βασικότερους παράγοντες που επηρεάζουν τον γενικό συντελεστή ασφαλείας είναι η κανονικοποιημένη

αντοχή των αγκυρίων, R . Ο ρυθμός αύξησης του SF με την αύξηση του R είναι υψηλότερος στην περίπτωση του εδαφικού τύπου S_1 , λόγω της αυξημένης ενεργοποίησης διατμητικής αντοχής, μέσω του όρου $\tan\phi'$. Ο μηχανισμός αστοχίας, αλλά και ο συντελεστής ασφαλείας SF επηρεάζεται από το ανηγμένο βάθος πακτώσεως των πασσάλων, D/H . Αντιθέτως, ο συντελεστής επί τόπου οριζοντίων πιέσεων K , δεν έχει επιρροή επί του SF.

Η δυνατότητα επέκτασης των συμπερασμάτων ως προς τον συντελεστή ασφαλείας κατά το σκέλος που αφορά στην συνάρτησή του με την κανονικοποιημένη συνολική αντοχή αγκυρίων, εξετάστηκε για διάφορες διατάξεις καθ' ύψος των αγκυρίων τοποθετημένων σε $n = 2$ έως 6 σειρές με αντιστοίχως μεταβαλλόμενο ύψος του πρσανούς εκσκαφής H . Διαπιστώθηκε ότι η επιλεγείσα κανονικοποίηση μέσω του όρου $R = \sum R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, μπορεί να έχει γενικότερη εφαρμογή με καλή προσέγγιση.

Ως προς τις οριζόντιες μετατοπίσεις της στέψης, u_x , διαπιστώθηκε η συνεχώς μειούμενη επιρροή της ανηγμένης αντοχής αγκυρίων R για μειούμενο λόγο L/H , αλλά και η σημαντική επιρροή του συντελεστή K_0 . Η ανισοκατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων στέψης υπό 3D συνθήκες κατά μήκος του μετώπου εξετάστηκε μέσω του λόγου των μεγεθών u_x στις γωνίες και στο μέσον της πλευράς και διαπιστώθηκε ότι οι μετατοπίσεις στις γωνίες δεν υπερβαίνουν το 10-15% των μεγίστων, κατά τους άξονες συμμετρίας.

Η συνήθης κατανομή των καθιζήσεων επιφανείας u_y , βάσει μετρήσεων της βιβλιογραφίας αποδίδεται μέσω διαγραμμάτων, με κοίλη (sagging) ή κυρτή (hogging) μορφή, τουλάχιστον στην περιοχή της πρωτεύουσας ζώνης επιρροής. Η μορφή της κατανομής έχει αποδειχθεί ότι επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό την πιθανότητα ζημιών στις γειτονικές προς την εκσκαφή επιφανειακές κατασκευές, πέραν βεβαίως από τα απόλυτα μεγέθη των καθιζήσεων. Η πολύ ουσιαστική διαφορά στην κατανομή των u_y μεταξύ 2D και 3D συνθηκών ερμηνεύθηκε μέσω της αναπόφευκτης, αλλά μη ακριβούς προσομοίωσης κατά τις διδιάστατες αναλύσεις, του τμήματος των πασσάλων αντιστήριξης κάτω από την στάθμη γενικής εκσκαφής με αποτέλεσμα την υπερεκτίμηση των διατμητικών δυνάμεων συναφείας προς τα άνω (λόγω της ανύψωσης του πυθμένα) ενώ στην πραγματικότητα πρόκειται για διακριτά, μεμονωμένα στοιχεία. Η μείωση των συνεπειών της ανακριβούς προσομοίωσης επιχειρήθηκε μέσω της υπόθεσης μειωμένου συντελεστή R_{int} που ρυθμίζει τις τάσεις συναφείας μεταξύ του εδάφους και της παράπλευρης επιφάνειας του δομικού στοιχείου. Ειδικώς για τις καθιζήσεις επιφανείας εφαρμόστηκε το προσομοίωμα HSM, ώστε η διαφοροποίηση του μέτρου ελαστικότητας κατά τη φόρτιση και την αποφόρτιση στους εδαφικούς τύπους HS_1 και HS_2 να επιτρέπει ακριβέστερη εκτίμηση της συσχέτισης $u_y - x_0/H$ (ανηγμένη απόσταση από το μέτωπο της εκσκαφής).

Παρ' όλο που η συνήθης βιβλιογραφική κανονικοποίηση των μετατοπίσεων (που όμως αφορά κυρίως σε αντηριδωτές αντιστηρίξεις), γενικά επιτυγχάνεται μέσω των λόγων u_x/H και u_y/H , στην Δ/Δ παρουσιάζονται διαγράμματα κανονικοποιημένων μετατοπίσεων επιφανείας συναρτήσεως της απόστασης από το μέτωπο της εκσκαφής, υπό την μορφή $u_{x,y} \cdot (E/\gamma \cdot H^2) - x_0/H$, ώστε να ληφθεί υπ' όψιν ότι οι καθιζήσεις κ.λ.π. είναι ανάλογες του όρου $\gamma \cdot H^2$ (και όχι απλώς του ύψους H) και κατά προσέγγιση αντιστρόφως ανάλογες του μέσου μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, E .

2. Ανάστροφες αναλύσεις αστοχιών γεωτεχνικών έργων

Η επιλογή των περιστατικών αστοχίας έγινε με κριτήρια την επάρκεια των πληροφοριών, το επιστημονικό ενδιαφέρον και τον τρόπο διερεύνησης κατά το παρελθόν. Σε όλες τις περιπτώσεις οι νέες αναλύσεις έγιναν με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων και εφαρμογή 2D ή 3D προγραμμάτων H/Y. Εξετάσθηκαν 6 περιπτώσεις αστοχίας τεχνητών πρανών και 4 περιπτώσεις αστοχίας θεμελιώσεων.

Μεταξύ των περιστατικών αστοχίας πρανών περιλαμβάνεται η περίπτωση μεγάλης κατολίσθησης σε σχηματισμό ελαφρώς υπερστερεοποιημένης έως κανονικά στερεοποιημένης αργίλου (Kimola Canal, Φινλανδία), η αστοχία στομίου σήραγγας σε σχηματισμό φλύσχη (Ηπειρος), μεγάλη κατολίσθηση σε ορυχείο ανοικτής εκμεταλλεύσεως (Αρκαδία), κατολίσθηση επί προδιατετμημένης επιφάνειας σε αργιλομαργαϊκό σχηματισμό (Κρήτη) και αστοχία υψηλού πρανούς οδικού έργου ενισχυμένου με πασσάλους (Αττική). Με αφορμή την τελευταία περίπτωση διερευνήθηκε θεωρητικά η συμβολή πασσάλων ενισχύσεως πρανών στην ανόρθωση του συντελεστή ασφαλείας με πλήρως συζευγμένες τριδιάστατες αναλύσεις για δύο τύπους διατάξεως επί των πρανών. Επιπροσθέτως, εξετάστηκε η επιρροή της ανηγμένης απόστασης των πασσάλων (s/d), της διατάξεώς τους, του ανηγμένου μήκους (L_p/H), για τρεις τυπικές περιπτώσεις εδάφους, S_1 , S_2 και S_3 . Διατυπώθηκαν συμπεράσματα ως προς την τοξωτή λειτουργία του εδάφους και ως προς τις βασικές διαφορές των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών των πασσάλων, αναλόγως και της σχετικής ευκαμψίας τους.

Μεταξύ των περιπτώσεων αστοχίας θεμελιώσεων, ιδιαίτερως σημαντική είναι αυτή του συγκροτήματος σιλό δημητριακών, στην Transcona (Καναδάς, 1913). Εκπονήθηκαν 3D αναλύσεις με ακριβή προσομοίωση των γεωτεχνικών συνθηκών, της κατασκευής και της αλληλουχίας των φάσεων φορτίσεως. Οι νέες αναλύσεις έγιναν λαμβανομένης υπ' όψιν της χρονικής εξέλιξης των καθιζήσεων, δεδομένης της ιδιαίτερης σημασίας του παράγοντα αυτού στη συγκεκριμένη καταστροφική αστοχία.

Τα βασικά συμπεράσματα από τις νέες αναλύσεις είναι τα εξής: (α) Βασικό αίτιο της αστοχίας ήταν η ταχεία φόρτιση του εδάφους σε συνδυασμό με την παρουσία κυρίως μαλακής N.C. αργίλου, μικρής κατά τεκμήριο διαπερατότητας και της οποίας η αστράγγιστη διατμητική αντοχή θα μπορούσε να αυξηθεί σε επαρκή βαθμό, εάν η φόρτιση ήταν βραδεία. (β) Η παρουσία δίστρωτου αργιλικού σχηματισμού στην περιοχή θεμελιώσεως με ανώτερη στρώση επαρκούς αντοχής και υποκείμενη ασθενέστερη στρώση, ουσιαστικώς ούτε ανιχνεύθηκε ούτε ήταν εύκολο να αξιολογηθεί με τα τότε μέσα. Αυτό αποτέλεσε ένα ακόμη βασικό αίτιο της αστοχίας. (γ) Ο συντελεστής ασφαλείας κατά τη φάση φορτίσεως, όπου συνέπεσε και η αστοχία, υπολογίσθηκε από τις 3D αναλύσεις με τιμή ελάχιστα υψηλότερη της μονάδας. Ωστόσο, αποδείχθηκε ότι οι μικρές έστω αποκλίσεις από την θεωρητική τιμή $SF = 1$, μπορεί να οφείλονται σε σειρά παραγόντων, όπως η δυσχέρεια ακριβούς εκτίμησης της θέσης του ασβεστολιθικού υποβάθρου ή ακόμη και τυχόν ανεμοπίεση.

Στο πλαίσιο αναζητήσεως πιθανών επιπλέον αιτίων της αστοχίας εξετάστηκε η ενδεχόμενη επιρροή τυχόν αρχικής απόκλισης από την κατακόρυφο, ω_0 και με υπολογισμό επίσης υπό 3D, συνθήκες της δευτερογενούς κλίσης $\Delta\omega$ λόγω της αρχικής εκτροπής του κέντρου βάρους της κατασκευής. Για μικρή γωνία της τάξεως της $\omega_0 = 1^\circ$, αποδείχθηκε ότι η

συμβολή στην τελική αστοχία θα ήταν σχετικά μικρή. Τα αποτελέσματα απλών υπολογισμών βάσει του μονοπαραμετρικού προσομοιώματος Winkler συγκρίθηκαν με αυτά των 3D F.E. αναλύσεων και διαπιστώθηκε για ποιο εύρος τιμών της γωνίας απόκλισης ω_0 τα αποτελέσματά τους συγκλίνουν.

3. Αστάθεια λόγω κλίσης υψηλών κατασκευών –Ο Πύργος της Πίζας

Ουσιαστικό μέρος του όλου προβλήματος αποτελεί η εκτίμηση της γωνίας κλίσης ισορροπίας υψηλής κατασκευής, ω , η οποία οφείλεται σε αρχική γωνία ω_0 , καθώς και στην δευτερογενή, $\Delta\omega$, λόγω της εκτροπής του κέντρου βάρους, της συγκέντρωσης τάσεων στη θεμελίωση, κ.λ.π. Υπό προϋποθέσεις, η ανωτέρω εξέλιξη της αρχικής αποκλίσεως ω_0 μπορεί να οδηγήσει σε αστάθεια της κατασκευής. Η περίπτωση αυτή εξετάστηκε μέσω της απλής εξωτερικής ισορροπίας, όπου το πρόβλημα εντοπίζεται στην ικανότητα ή μη του συστήματος θεμελιώσεως-εδάφους να αναπτύξει (μέσω μηχανισμού ανακατανομής των εδαφικών αντιδράσεων) δυνάμεις εξισορρόπησης της ροπής του βάρους που μεταφέρεται υπό εκκεντρότητα λόγω δεδομένης γωνίας απόκλισης από την κατακόρυφο. Η συνθήκη ευσταθείας είναι $M_R(\omega) \geq M_D(\omega)$, όπου $M_D(\omega)$ η ροπή λόγω εκτροπής του κέντρου βάρους της κατασκευής, ενώ $M_R(\omega)$ η μέγιστη ροπή επαναφοράς που μπορεί να αντιτάξει το σύστημα θεμελίου-εδάφους. Αρχικά, έγιναν καθοδηγητικές αναλύσεις για ορθογωνικό και κυκλικό θεμέλιο με εφαρμογή του απλού εδαφικού προσομοιώματος Winkler, με διαφοροποιημένους δείκτες για φόρτιση και αποφόρτιση, K_{SU} και K_{SL} αντιστοίχως. Βάσει του λόγου των δεικτών εδάφους, $f_k > 1$, υπολογίσθηκε για τα ανωτέρω σχήματα κάτοψης θεμελίου η ανηγμένη μετατόπιση του "ουδέτερου" άξονα (άξονας περιστροφής), x_R/B και x_R/R , καθώς και ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστάθειας κλίσεως $SF = M_R(\omega)/M_D(\omega)$. Η περίπτωση ενιαίου δείκτη εδάφους ($f_k = 1$) είναι προφανώς δυσμενέστερη και ως εκ τούτου έχει πρακτικό νόημα ο λόγος των συντελεστών SF , SF_1 που αντιστοιχούν σε $f_k > 1$ και στην θεωρητική περίπτωση $f_k = 1$.

Η σύγκλιση γειτονικών υψηλών κατασκευών (όπως υψηλών σιλό, κ.λ.π.) μελετήθηκε ακριβέστερα με τριδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με εδαφικά προσομοιώματα γραμμικώς ελαστικού, καθώς και ελαστοπλαστικού εδάφους κατά Mohr-Coulomb. Η μεθοδολογία προσέγγισης και τα βασικά συμπεράσματα είναι τα ακόλουθα: i) Η σύγκλιση γειτονικών υψηλών κατασκευών οφείλεται όχι μόνο στην αυτονόητη αλληλεπίδραση των γειτονικών θεμελιώσεων, λόγω της οποίας αναπτύσσεται «αρχική» γωνία απόκλισης (ή στροφής) ω_0 , αλλά και στις δευτερογενείς ανομοιόμορφες καθιζήσεις που προέρχονται από την συγκέντρωση τάσεων επαφής και οφείλονται στην εκτροπή του κέντρου βάρους κάθε κατασκευής από την κατακόρυφο. Εκτός της τελικής στροφής $\omega = \omega_0 + \Delta\omega$, ο βαθμός συμβολής κάθε παράγοντα εκτιμάται βάσει του λόγου $(\omega/\omega_0) \approx (\sin\omega/\sin\omega_0)$. ii) Η γωνία ω_0 υπολογίσθηκε αρχικά για γραμμικώς ελαστικό, ομοιογενές έδαφος ως συνάρτηση αφ' ενός μεν της ανηγμένης φόρτισης $q^* = \frac{q \cdot (1-\nu^2)}{E}$, αφ' ετέρου δε, του συντελεστή επιρροής επί της αρχικής στροφής, ΔI , εξαρτώμενου από την ανηγμένη απόσταση των θεμελίων, S_0/B . Η συνάρτηση $\Delta I = f(S_0/B)$ αποδόθηκε βάσει των αποτελεσμάτων των 3D F.E. αναλύσεων με προσεγγιστική αλγεβρική έκφραση. Η τελική γωνία απόκλισης από την κατακόρυφο ω , εξαρτάται επιπλέον από το ανηγμένο ύψος του κέντρου βάρους των κατασκευών, h_s/B . iii) Για ελαστοπλαστικό έδαφος, οι 3D αναλύσεις

περιορίσθηκαν στην υπόθεση αργιλικού ομοιογενούς εδάφους, υπό αστράγγιστες συνθήκες. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι διατμητικής αστοχίας, SF, δεν φαίνεται να επηρεάζει ουσιαστικώς τις αρχικές αποκλίσεις ω_0 , (λόγω αλληλεπίδρασης των θεμελίων), σε αντίθεση με τις πρόσθετες κλίσεις $\Delta\omega$ και τις τελικές, ω . Η επιρροή των ελαστοπλαστικών συνθηκών αποτυπώθηκε μέσω του λόγου $\sin\omega_p/\sin\omega_e$ (τελικές κλίσεις για πλαστικές και ελαστικές συνθήκες), ο οποίος λαμβάνει υψηλές τιμές για μικρές τιμές του συντελεστή ασφαλείας και της ανηγμένης απόστασης θεμελίων. Για σχετικά υψηλές τιμές της ανηγμένης φόρτισης διαπιστώθηκε μηχανισμός αστάθειας λόγω κλίσεως, όχι μόνον για χαμηλούς, αλλά και για σχετικά επαρκείς συντελεστές ασφαλείας έναντι θραύσης των μεμονωμένων στοιχείων θεμελιώσεως, ακόμη και για περίπτωση όχι ιδιαίτερος υψηλών κατασκευών (π.χ. $h_s/B = 2$).

Ο Πύργος της Πίζας: Η γεωμετρική προσομοίωση για τις 3D αναλύσεις ευσταθείας του Πύργου έγινε με αρκετή ακρίβεια, λαμβανομένων υπ' όψιν και των φάσεων κατασκευής (Α' Φάση, επιβολή 65% των συνολικών φορτίων, Β' φάση 95% και Γ' φάση σύνολο φορτίσεων, με μέση πίεση επαφής ≈ 507 kPa). Προκειμένου να επιλεγούν οι γεωτεχνικές παράμετροι των διαφόρων στρώσεων, έγινε συστηματική αξιολόγηση των γεωτεχνικών δεδομένων, ενώ εφαρμόσθηκαν τρία διαφορετικά εδαφικά προσομοιώματα: Έδαφος γραμμικώς ελαστικό-ιδεωδώς πλαστικό (EL-PL), SSM (Soft Soil Model) και SSCM (Soft Soil Creep Model, που λαμβάνει υπ' όψιν και ερπυστικές παραμορφώσεις). Ιδιαίτερης σημασίας βάσει και των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, αποδείχθηκε η προϊστορία των φορτίσεων μέσω του συντελεστή υπερστερεοποίησης O.C.R.. Οι κύριες κατευθύνσεις των αναλύσεων και τα βασικότερα επί μέρους συμπεράσματα είναι τα εξής:

(α) Υπόθεση ότι βασικό αίτιο της κλίσης του Πύργου ήταν η φέρουσα ικανότητα του εδάφους: Από τις αναλύσεις συμπεραίνεται ότι μετά το πέρας της Α' φάσης κατασκευής, όπου είχε επιβληθεί ποσοστό περίπου 65% της τελικής φόρτισης (μέση πίεση 330 kPa έναντι 507 kPa), ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας ήταν $SF = 1,80 - 2,60$. Μετά το πέρας και της δεύτερης φάσης, οπότε η εξελισσόμενη εκκεντρότητα επηρέασε τον υπ' όψιν συντελεστή, υπολογίσθηκε με 3D F.E. αναλύσεις ότι ήταν κατ' ελάχιστον $SF = 1,70$ περίπου, ενώ κατά το έτος 1990 για την μέγιστη εκδηλωθείσα κλίση (και εκκεντρότητα συνισταμένης), $SF = 1,50$. Παρ' όλο που αναμένονται εκτεταμένες πλαστικές παραμορφώσεις, επομένως και αυξημένες καθιζήσεις για συντελεστές Φ.Ι. αυτής της τάξης, εντούτοις δεν φαίνεται να ευσταθεί η άποψη ότι η κλίση του Πύργου οφείλεται σε ανάπτυξη εκτεταμένου μηχανισμού διατμητικής αστοχίας.

(β) Από την συσχέτιση των πιέσεων υπερστερεοποίησης των αργιλικών ζωνών με τις συνολικές πιέσεις (προϋπάρχουσες και πρόσθετες πιέσεις από τη θεμελίωση του Πύργου), σε κάθε φάση κατασκευής, διαπιστώθηκε ότι ενώ κατά την Α' φάση κατασκευής του Πύργου (μέση πίεση 330 kPa) δεν ξεπεράσθηκαν ουσιαστικά οι πιέσεις υπερστερεοποίησης, αντιθέτως μετά την προσθήκη των επιπλέον βαρών οι αργιλικές στρώσεις βάθους -10 m έως -30 m επηρεάσθηκαν σημαντικά, σε βαθμό ώστε η ανάπτυξη των επιπλέον μετατοπίσεων έγινε κατά τον κλάδο της πρωτογενούς συμπίεσης. Τα ανωτέρω ερμηνεύουν και τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων και της κλίσης του Πύργου που αναπτύχθηκε αμέσως μετά την επιβολή του 95% των συνολικών φορτίων.

(γ) Η αστάθεια λόγω κλίσης (όπως προσεγγιστικά υποδείχθηκε από τους Burland et al, 2003) εξετάσθηκε εναλλακτικά μέσω του συσχετισμού των διαγραμμάτων $\sin\omega - e$ και $\sin\omega_s - e$, όπου ω , ω_s η εκάστοτε γωνία απόκλισης και η αντίστοιχη τεκμαιρόμενη γωνία, βάσει της στροφικής δυσκαμψίας της θεμελίωσης, αντιστοίχως. Αρχικά, οι αναλύσεις έγιναν με την υπόθεση της ακριβούς στρωματογραφίας, αλλά με ομοιογενές κατά στρώση έδαφος και εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

i) Για εκκεντρότητες φόρτισης $e > 2$ m (και $\omega > 4,7^\circ$), ενδεχομένως και μικρότερες, φαίνεται να είχε ανακύψει πρόβλημα αστάθειας λόγω κλίσης, δεδομένου ότι υπολογίζεται $\omega_s > \omega$. Σημειώνεται ότι το έτος 1990 ήταν $e = 2,30$ m και $\omega = 5,5^\circ$. ii) Από την αντιπαραβολή των αποτελεσμάτων με συνεκτίμηση ή όχι των ερπυστικών παραμορφώσεων (προσομοιώματα SSCM και SSM) διαπιστώθηκε η σημαντική επιρροή των δευτερογενών καθιζήσεων, λόγω και των μεγάλων χρονικών διαστημάτων αναφοράς. iii) Με χρήση του προσομοιώματος SSCM προσεγγίζεται πολύ ικανοποιητικά και η μέση καθίζηση το έτος 1990, δηλ. $s_m = 2,95$ m, σε αντίθεση με το προσομοίωμα EL-PL.

(δ) Ως κύριο πιθανό αίτιο της αρχικής απόκλισης του Πύργου αμέσως μετά το πέρας της Α΄ Φάσης (της τάξης $\omega = 1,1^\circ$) εξετάσθηκε η ανομοιογένεια δομής (και συμπιεστότητας) της ανώτερης ιλυοαμμώδους στρώσης (SM-ML) που εμφανίζεται με σαφώς δυσμενέστερη εικόνα κατά τη νότια πλευρά του Πύργου (όπου και αναπτύχθηκε η μέγιστη στροφή). Οι αναλύσεις έγιναν υπό 3D συνθήκες, αλλά με προσεγγιστικό γεωτεχνικό προσομοίωμα. Η επιρροή των συστηματικών αντλήσεων εξετάσθηκε σε συσχετισμό με τις πιθανές υδραυλικές κλίσεις και το αρχικό εντατικό πεδίο και φαίνεται ότι υπό προϋποθέσεις μόνο θα μπορούσε να συμβάλλει στην επαύξηση της απόκλισης του Πύργου.

(ε) Η στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης, K_ω (προφανώς φθίνουσα συνάρτηση της εκάστοτε γωνίας ω , αλλά και του χρόνου) εξετάσθηκε με 3D F.E. αναλύσεις, δόθηκαν σχετικά διαγράμματα τόσο για ομοιογενές όσο και για ανομοιογενές έδαφος και διατυπώθηκαν προσεγγιστικές αλγεβρικές σχέσεις.

4. Φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων επί δίστρωτου αργιλικού εδάφους

Η πρακτική σημασία της υπ' όψιν περίπτωσης διαπιστώθηκε κατά την ανάλυση της αστοχίας σιλό στην Transcona. Εξετάσθηκε η Φ.Ι. υπό αστράγγιστες συνθήκες θεμελίου με σχήμα λωρίδας, ορθογωνίου και δακτυλίου με αναλύσεις F.E. υπό διδιάστατες, τριδιάστατες και αξισυμμετρικές συνθήκες, με φόρτιση κεντρική ή έκκεντρη. Οι αναλύσεις έγιναν κυρίως για επιφανειακώς εδραζόμενα θεμέλια, αλλά και για λωριδωτά, κυκλικά ή τετραγωνικά θεμέλια σε βάθος. Στην απλούστερη περίπτωση κεντρικής φόρτισης επί ακάμπτων επιφανειακών θεμελίων, οι βασικές παράμετροι ήταν: i) Ο λόγος των τιμών αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $SR = s_{u,2}/s_{u,1}$. ii) Το ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης, H_1/B . iii) Ο λόγος σχήματος L/B για ορθογώνιο και b/R_1 για δακτύλιο ($L \geq B$, b το πλάτος έδρασης δακτυλίου και R_1 η εξωτερική ακτίνα). Τα αποτελέσματα αξιολογήθηκαν αναλόγως και του μηχανισμού διατμητικής αστοχίας και δόθηκαν υπό τη γνωστή στους γεωτεχνικούς μηχανικούς μορφή, μέσω συντελεστών φέρουσας ικανότητας N_{c1} , N_{c1}^* (για λωρίδα ή άλλη μορφή). Εναλλακτικώς, δόθηκαν διαγράμματα τροποποιητικών συντελεστών ($\lambda_N = \frac{N_{c1}}{N_c}$ και

$\lambda^*_N = \frac{N_{C1}^*}{N_C^*}$) ενδεικτικών της επιρροής της υποκείμενης στρώσης επί της Φ.Ι. Διακρίθηκαν δύο περιπτώσεις $SR < 1$ και $SR > 1$ λόγω της σαφούς διαφοροποίησης του μηχανισμού αστοχίας:

(α) Κεντρική φόρτιση: i) $SR < 1$: Η περίπτωση είναι ιδιαίτερου πρακτικού ενδιαφέροντος, δεδομένου ότι ο μηχανισμός αστοχίας φθάνει σε αρκετά σημαντικό βάθος ακόμη και για σχετικά υψηλές τιμές H_1/B . Διαπιστώθηκαν 3 βασικοί τύποι αστοχίας (I, II, III), εκ των οποίων ο I προσεγγίζει αυτόν κατά Prandtl, ο III αφορά σε διατμητική διείσδυση, ενώ ο II είναι ενδιάμεσος μηχανισμός. Δόθηκαν οι οριακές τιμές SR και H_1/B που αντιστοιχούν σε κάθε τύπο, καθώς και οι αντίστοιχοι συνδυασμοί για τους οποίους $\lambda_N = 1$ (επομένως η παρουσία της δεύτερης, ασθενέστερης στρώσης μπορεί να αγνοηθεί). Για ευρύ φάσμα τιμών διαπιστώθηκε γραμμική συσχέτιση μεταξύ των μεγεθών N_{C1} και H_1/B και δόθηκαν σχετικές αναλυτικές σχέσεις. Η επιρροή του σχήματος του θεμελίου επί της Φ.Ι. εξετάσθηκε μέσω των αντιστοιχών συντελεστών s_c , ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις βάσει των 3D αναλύσεων δόθηκαν κλειστές αλγεβρικές σχέσεις. ii) Για $SR > 1$ διαπιστώθηκαν δύο ακόμη μηχανισμοί αστοχίας, IV και V, εκ των οποίων ο IV εκτείνεται και εντός της υποκείμενης στρώσης, ενώ ο V περιορίζεται στην ανώτερη. Η ευνοϊκή επιρροή της δεύτερης στρώσης εξετάσθηκε μέσω των συντελεστών λ_N και λ^*_N και οριοθετήθηκαν οι τιμές H_1/B πέραν των οποίων αυτή η επιρροή θα μπορούσε να αγνοηθεί, για κάθε περίπτωση σχήματος θεμελίου. Σε ορισμένες περιπτώσεις διατυπώθηκαν αναλυτικές σχέσεις, όπως για τις μέγιστες τιμές $\max \lambda_N$, $\max \lambda^*_N$.

(β) Συνδυασμένη φόρτιση M,V: Εξετάσθηκαν λωριδωτά και τετραγωνικά θεμέλια με πρόσθετη παράμετρο την ανηγμένη εκκεντρότητα e/B . Από τις σχετικές 2D ή 3D αναλύσεις προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα: i) Η μεθοδολογία υπολογισμού βάσει του ενεργού πλάτους B' αντί του φυσικού B , επιβεβαιώθηκε ως προς την ακρίβειά της, τόσο για λωριδωτά όσο και για τετραγωνικά θεμέλια για ομοιογενές έδαφος. Κατόπιν αυτού, η διατύπωση των συντελεστών φέρουσας ικανότητας έγινε υπό την αντίστοιχη εφαρμογή ισοδυναμίου πλάτους B' και για δίστρωτο αργιλικό έδαφος. ii) Για ανώτερη στρώση υψηλότερης αντοχής, $SR < 1$, η επιφάνεια αστοχίας (η οποία για κεντρική φόρτιση μπορεί να φθάνει σε μεγάλο βάθος), μετακινείται προς τα άνω για αυξανόμενο λόγο e/B , με αποτέλεσμα την ανόρθωση των συντελεστών $N_{C1,e}$ και $N^*_{C1,e}$. Αυτή η τάση μεταβολής είναι αξιοσημείωτη για χαμηλές τιμές SR και σχετικά υψηλές τιμές H_1/B . Τόσο για λωριδωτά όσο και για ορθογωνικά θεμέλια, η δυσμενής επιρροή της παρουσίας της υποκείμενης ασθενέστερης στρώσης απομειώνεται με την αύξηση της εκκεντρότητας. Για υψηλές τιμές e/B , δεσπάζουσα επιρροή επί της φέρουσας ικανότητας έχει πλέον η αντοχή της ανώτερης στρώσης $s_{u,1}$. iii) Για υποκείμενη στρώση υψηλότερης αντοχής $SR > 1$, γενικώς οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας αυξάνουν για αυξανόμενη τιμή SR , αλλά η εκκεντρότητα φόρτισης έχει ως συνέπεια την μετατόπιση προς τα άνω των μηχανισμών αστοχίας, ώστε η ευνοϊκή επιρροή της υποκείμενης στρώσης συνεχώς να απομειώνεται. Για ανηγμένες εκκεντρότητες $e/B > 0,15$, για τετραγωνικά θεμέλια, ακόμη και για μικρό πάχος (H_1/B), η Φ.Ι. πρακτικώς εξαρτάται μόνο από την αντοχή της ανώτερης στρώσης, $s_{u,1}$. iv) Η μορφή και οι μέγιστες τιμές των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης των κανονικοποιημένων τιμών οριακού κατακόρυφου φορτίου (v) και οριακής ροπής (m), εξαρτώνται από τους λόγους των

συντελεστών Φ.Ι. υπό έκκεντρη ή κεντρική φόρτιση, $N_{c1,e}/N_{c1}$ ή $N^*_{c1,e}/N^*_{c1}$ για λωριδωτά ή τετραγωνικά θεμέλια. Διαπιστώθηκε ότι η γνωστή παραβολή του ομοιογενούς εδάφους ($SR = 1$) παρεμβάλλεται μεταξύ των καμπύλων για $SR < 1$ και $SR > 1$. Για την πρώτη περίπτωση οι αποκλίσεις των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης είναι σημαντικές (για μειούμενο λόγο $SR < 1$), ενώ οι διαφορές μεταξύ των διαγραμμάτων για $SR = 1$ και $SR > 1$ είναι μικρές ή και αμελήσιμες.

(γ) Επιρροή του βάθους θεμελιώσεως: Ο παράγοντας αυτός, ο οποίος για δίστρωτο σχηματισμό κατά κανόνα αγνοείται από την βιβλιογραφία, εξετάσθηκε για λωριδωτό, τετραγωνικό και κυκλικό θεμέλιο με δύο τύπους επιλύσεων: Επιλύσεις I με τα πραγματικά γεωμετρικά δεδομένα κάθε περίπτωσης και Επιλύσεις II με απλουστευτική υποκατάσταση του βάθους μέσω ισοδύναμης εκτεταμένης φόρτισης στην στάθμη θεμελιώσεως. Από τις αναλύσεις προέκυψαν διαγράμματα μεταβολής του συντελεστή βάθους d_c αναλόγως των δεδομένων SR , H_1/B , κ.λ.π.

(δ) Ως επιπλέον παράγοντες εξετάσθηκαν (με περιορισμένο αριθμό αναλύσεων) η επιρροή της ακαμψίας της θεμελιώσεως, καθώς και του αρχικού εντατικού πεδίου κατά την διεπιφάνεια των αργιλικών στρώσεων. Σχετικά με την συνήθη παραδοχή αβαρούς εδάφους, συμπεραίνεται ότι αυτή συνεπάγεται υποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του δίστρωτου σχηματισμού, ενώ η τυχόν μη ακριβής εκτίμηση της ενεργού φαινομένης πυκνότητας της ανώτερης στρώσης, γ'_1 δεν έχει πρακτική επίπτωση στα αποτελέσματα.

EXTENSIVE SUMMARY

The re-examination of significant and well documented case histories of failure or foundation performance using modern methods of analyses, adds a measure of realism to the validation of the traditional design methods. Moreover, the incorporation of relevant aspects of the state-of-the-art knowledge and modern research into geotechnical problems, contributes to the decrease of gap existing between theory and practice. In some cases, the revisiting procedure can trigger off further theoretical development of interesting geotechnical issues, where the literature is quite limited. Following the above-mentioned, the subjects of the present doctoral thesis are:

- (a) Parametric analyses of the behaviour of retaining structures by prestressed anchorages under 3D and 2D conditions.
- (b) Re-evaluation of geotechnical failures, performing 3D and 2D F.E. analyses, with special emphasis on in-situ conditions or inherent factors, which had been ignored or underestimated from the original design.
- (c) Theoretical analyses of several issues arose from the investigated case histories.

1. 3D Behaviour of retaining structures with prestressed anchorages

The behaviour of retaining structures of vertical cuts supported with prestressed anchorages on piles, especially the global safety factor (SF) and the displacements, horizontal (u_x) or vertical-settlements (u_y), were investigated by 3D and 2D F.E. analyses. The influence of several important factors was examined, as: i) The relative embedded depth of piles D/H (H the height of slope). ii) The shear strength, which is mobilized due to the prestress forces, for two basic soil types, S_1 (weathered weak rock with high internal friction) and S_2 (very stiff O.C. clay with high cohesion), using the linear elastic-perfectly plastic model according to Mohr-Coulomb. Additionally, the corresponding soil types HS_1 and HS_2 for soil simulation, according to Hardening Soil Model were introduced in the F.E. analyses. iii) The normalized total design resistance of the anchorages $R = \sum R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$ ($R_{a,d}$: design resistance of each anchorage, s : horizontal distance between supporting piles), iv) The normalized length of the excavation L/H and the aspect ratio L/B of the plan view, as well. v) The coefficient of in situ effective horizontal stresses at rest, K_0 .

Referring to the global safety factor, from the more important 3D analyses, it was verified that the ratio L/H has a dominant effect on SF. For the narrower investigated case $L/H = 1$ (and aspect ratio $L/B = 1$), the resulted SF is much higher than this from 2D conditions. Nevertheless, the favourable effect of triaxial conditions (owed to the contribution of shear forces at the edges) significantly decreases for $L/H \geq 2$. Moreover, the favourable effect of increasing R on the SF becomes insignificant for low L/H values (i.e. for $L/H = 1$ the safety factor remains practically constant for increasing R , mainly in the case of soil type S_2). On the other hand, for plain strain conditions (from 2D F.E. analyses), one of the basic factors, which influences the global safety factor is the normalized resistance of the anchorages, R . The rate of SF increase is higher in the soil with the higher angle of internal friction, ϕ' . Another important factor which influence directly the mode of failure and indirectly the factor SF is the normalized embedded depth of piles, D/H , while the coefficient of horizontal

stresses at rest, K_0 has not any effect. Although most of the analyses were carried out for three rows of anchors ($n = 3$) and $H = 12$ m, additional calculations for $n = 2-6$ (and variable height H) verified that the effect of R on SF is almost independent from the number of anchors.

The most important factor, which influences the horizontal displacements u_x at the crest of retaining structure, besides the soil type, is the earth pressure coefficient at rest, K_0 . The maximum horizontal displacements in 3D conditions, u_x and u_z , are sometimes lower and sometimes higher than those resulting from 2D F.E. analyses. Despite the fact that generally, these horizontal displacements were decreasing with the increase of the anchor forces, in 3D conditions the effect of normalized design resistance, R , becomes less significant for low values L/H . Especially for $L/H = 1$, the displacements u_x , u_z seem not to be influenced from the total resistance, R . The non-uniform distribution of horizontal displacements along the crest was investigated through the ratio of $\min u_x$ at the corners and $\max u_x$ at the middle, ranging in the analyzed cases from 0.10 to 0.15.

As it is already known from the literature, the distribution of surface settlements, based on measurements, has usually the shape of hogging or sagging. The probability of damages on surface structures depends not only on the maximum settlements, but on the shape of the deformed surface in the primary zone of influence, as well. From 3D F.E. analyses the settlements distribution along the cross-section at the axis of symmetry was presented in diagrams, indicating in most cases sagging, since the maximum settlement develops at a distance from the crest. On the contrary, 2D analyses resulted in lower displacements and heave at the crest. The basic differences between 2D and 3D analyses are pinpointed at the unavoidable non accurate simulation of the embedded part of piles below the excavation level, as continuous plates (2D) and not distinct elements, as in the 3D case. A more accurate simulation in 2D was achieved through appropriately lower shear strength reduction factor, R_{int} , below the level of excavation. The application of soil model HSM (in order to differentiate the modulus of elasticity for loading and unloading) results in more reliable surface settlement distribution, since the effects of soil heave due to the excavation, become less important. Usually, in the literature, the surface settlements were normalized in the form u_y/H and relevant diagrams have been repeatedly presented, mainly for braced excavations. However, the settlements must be proportional to the term $\gamma \cdot H^2$ (and not to the height H) and also depend on a basic modulus of elasticity (E for the model EL-PL and E_{50} for the HSM). Consequently, the presented diagrams in the doctoral thesis were illustrated the relationship $u_{x,y} \cdot (E/\gamma \cdot H^2) - x_0/H$, where x_0 the distance from the face of excavation.

2. Back analyses of geotechnical failures

The selection of case histories was based on the sufficient documentation, the interest of the case, as well as on the previous investigations. The new analyses were performed by the F.E. method, using 3D and 2D programs. In total, six slope cases of failure and four cases of foundation failure were analyzed. Among the slope failure cases, the following were included: i) A major slide occurred in the Kimola Canal (Helsinki, Finland) area, which is covered by N.C. or slightly overconsolidated clay. ii) Slope failure at the portal excavation of the tunnel S2 (Egnatia Highway, Epirus, Greece), in weathered flysch formation.

iii) A great slope failure at an open pit mine (Megalopolis, Greece), in a short-term slope. iv) Landslide along a presheared surface in marly clay (Crete, Greece). v) Failure of a slope temporary stabilized by bored piles (Highway, Attica, Greece). Following the last case (restraint of slope by piles), the 3D behaviour of slopes stabilized by piles was investigated by coupled analyses, which consider simultaneously the piles response, the displacements and the safety factor. The effects of some important factors were investigated either by main 3D parametric analyses or 2D simplified ones: i) The influence of normalized distance of piles (arching effects), ii) The interplay of normalized pile length, iii) The position of the row of piles on the slope. Two representative cases of the piles arrangement and three soil types were considered in the parametric analyses.

Among the foundation failure cases, the collapse of Transcona Grain Elevator (Canada) has a special interest. The new analyses were performed after the accurate simulation of structure (in 3D), the available geotechnical data and the loading steps. During the 3D F.E. analyses, the consolidation process was taken into consideration, due to its great importance. The basic conclusions from the new analyses are the following: (a) A main reason of the catastrophic failure was the rapid loading by the grain in conjunction with the low permeability of soft clay layers consisting the subsoil in the area. (b) The elevator was underlain by a two-layered soil system, where a weaker clay layer was located below the typical stiff clay crust of the area. These soil conditions had not been detected during the design of foundation, since the fined-grained sediments were seemingly uniform. (c) From the current 3D F.E. analyses, the global safety factor just after the loading step at the time of failure was estimated slightly higher than unity. However, it was verified that several factors, as the exact level of bedrock the scattering of undrained shear strength values or even temporary horizontal forces could influence the SF value.

The potential effects of an initial tilt ω_0 of structure on bearing capacity and leaning stability were estimated by 3D F.E. analyses after the calculation of secondary rotation $\Delta\omega$. It was confirmed that the contribution of low tilt of the order of $\omega_0 = 1^\circ$ on the foundation failure should be quite low. The results from simplified calculations using the simulation after Winkler were compared with those from more rigorous 3D F.E. analyses and the convergence or deviation were commented.

3. Leaning instability of high structures–The Tower of Pisa

For an initial tilt ω_0 of a high structure, the secondary rotation $\Delta\omega$, due to the diversion of gravity center, the concentration of contact pressures at the foundation, e.t.c. can be calculated. The final tilt at equilibrium (if this is the case), $\omega = \omega_0 + \Delta\omega$ is of peculiar interest. The progressive increase of initial angle ω_0 , could potentially resulted in leaning instability of a high structure under several preconditions. This case was examined through the external equilibrium, where the problem is pinpointed on the ability of foundation–soil system to balance the disturbing moment and the eccentricity of vertical forces. The stability condition is $M_R(\omega) \geq M_D(\omega)$, where $M_D(\omega)$ the disturbing moment for given tilt, ω , and $M_R(\omega)$ the maximum stabilizing moment from the foundation-soil system. In a first step, preliminary calculations were performed by the simple Winkler's model, using different spring constants, K_{SU} for unloading and K_{SL} for loading. From the ratio $f_k = K_{SU}/K_{SL}$ ($f_k > 1$) for

rectangular and cyclic footings, the normalized transposition of the "neutral" axis (rotation axis), x_R/B and x_R/R , was calculated correspondingly, as well as the safety factor for leaning instability, $SF = M_R(\omega)/M_D(\omega)$. The case $f_k = 1$ is the most unfavourable one, thus the ratio SF/SF_1 (for $f_k > 1$ and $f_k = 1$) indicates how the differentiation of spring constants affects the stability of structure.

The convergence of high adjacent structures (i.e. the so-called "kissing silos") was examined with 3D F.E. analyses, where the linear elastic-perfectly plastic, according to Mohr-Coulomb soil model were used. The methodology and the conclusions, which were drawn are the following: i) Besides the self-evident interaction between the footings and the resulting "initial" tilt, ω_0 , secondary effects were expected ($\Delta\omega$), due to the diversion from the vertical, the disturbing moments on each foundation, e.t.c. It must be noted that according to literature, the convergence should be attributed to the overlap of pressure bulbs beneath the foundations, only. The contribution of each factor on the final rotation $\omega = \omega_0 + \Delta\omega$ was illustrated through the ratio $\omega/\omega_0 \approx \sin\omega/\sin\omega_0$. ii) The initial tilt ω_0 was firstly calculated according to the linear elastic soil model, as function of the normalized uniform loading $q^* = \frac{q \cdot (1-\nu^2)}{E}$ and the interaction factor, ΔI , depending on the dimensionless free distance of the footings (S_0/B). A best fitting algebraic expression was presented for the function $\Delta I = f(S_0/B)$, based on the 3D F.E. results. The final rotation $\Delta\omega$ was calculated, depending also on the relative height of the center of gravity (h_s/B). iii) The effects of relatively low safety factors against bearing capacity were examined for the linear elastic-perfectly plastic soil model and especially for clays under undrained conditions. It seems that the effects of low safety factors on the "initial" tilt ω_0 , owed to the interaction of footings are insignificant. On the contrary, in the case of insufficient undrained shear strength, these effects on the additional tilt ($\Delta\omega$) and the final one (ω) are of great importance. This trend was illustrated through the ratio $\sin\omega_p/\sin\omega_e$, where the final tilts ω_p and ω_e correspond to elastoplastic or linear elastic soil model. The leaning instability was examined in terms of the safety factor, normalized uniform loading q^* , distance (S_0/B) and relative height of the structure (h_s/B).

The leaning Tower of Pisa: Several important issues regarding the stability of the Pisa Tower were investigated by 3D F.E. analyses, as the time dependent bearing capacity, the potential leaning instability and the interpretation of the time-tilt observations. According to the detailed geotechnical investigations performed at the site, the subsoil has been divided into three major horizons, the most important of which are the upper two: A (10 m thick) consisting from inhomogeneous cohesionless sublayers (SM, ML) and B (total thickness 30 m), where the upper sublayer B1 (Pancone clay and the lower one B4) are of great importance, while the stress history of both A and B is of peculiar interest. The 3D F.E. analyses were carried out by the Program Plaxis 3D Foundation. The Tower was modeled by adequate detail, taking into account the three main construction phases, the accurate dimensions of both the superstructure and ring foundation and the applied loadings (total mean pressure 507 kPa, A' phase 65%, B' phase 95%). Three different soil models were used in the thesis, namely the elastic-perfectly plastic according to Mohr-Coulomb (EL-PL), the Soft Soil Model (SSM) and the Soft Soil Creep model (SSCM). Evidently, the latter

models better reflect the effects of unloading due to the progressive tilting. The main conclusions from the analyses are the following: (a) The available safety factor against bearing capacity instability was investigated in both undrained and drained conditions, depending on the corresponding construction period or later of the last C' phase. After the A' phase (65% of loadings), the available safety factor was estimated $SF = 1.8 - 2.6$. After the B' phase (95% of loadings), this factor decreased due to the progressive inclinations, keeping not lower than $SF = 1.70$ and finally (year 1990) $SF \approx 1.50$. Consequently, the view (according to several references), that general failure mechanism had influenced the stability of the Tower, was not verified by the 3D analyses. (b) The main compressible layers A, B₁ and B₄ had been strongly influenced by the final loads. On the contrary, the total effective stresses were almost equal or marginally higher than the preconsolidation ones after phase A'. These differences might explain the well-known history of tilting. (c) The leaning instability of Tower was investigated following the simple conceptual model of inverted pendulum (Burland et al, 2003). By the comparison of diagrams $\sin\omega - e$ and $\sin\omega_s - e$, where ω , ω_s the active tilt and the calculated one on the basis of the disturbing moment and the rotational rigidity, for varying eccentricities e , the following were ascertained: i) For eccentricities $e > 2$ m (corresponding to $\omega > 4.7^\circ$) or even lower, it seems that leaning instability had been arisen, since $\omega_s > \omega$. ii) From the comparison of 3D F.E. results performed either with SSCM or SSM soil models the significance of creep settlements was verified. Moreover, using the model SSCM the back calculated mean settlement, approaches very well the measured one on 1990 ($s_m = 2.95$ m). (d) In order to examine the reasons for the development of the initial tilt after the A' phase of construction ($\omega \approx 1.1^\circ$), back analyses of the differential settlements were performed, assuming various hypotheses of inhomogeneity of the upper layer A'. Although the geotechnical model used was approximative, it seems that the certain inhomogeneity between North and South side of the Tower is the main reason of the initial tilt. The effects of systematic pumpings were also investigated by 3D F.E. analyses for various hypotheses for the hydraulic heads. Despite the fact that the pumpings result in additional settlements of the area, the increase of tilt is not certain in any case. (e) The rotational rigidity of foundation, which decreases when the eccentricity increases, was also investigated by 3D F.E. analyses, either for homogeneous or inhomogeneous soil. The function $K_\omega = f(\omega)$ was illustrated with diagrams for both cases and best fitting algebraic relations were also presented.

4. Bearing capacity of footings on two-layered clay

The undrained bearing capacity on a two-layered clay of rigid strip, rectangular and ring footings was studied parametrically with 2D, 3D and axisymmetric finite element analyses. The shear strength ratio of two layers ($SR = s_{u,2}/s_{u,1}$) and the relative thickness of the uppermost layer (H_1/B), with respect to pertinent foundation dimension were the key parameters investigated. In addition, for rectangles and rings, the aspect ratio (length to width) and the ring width to external radius ratio (b/R_1) were reported. The results were portrayed in diagrams of bearing capacity and shape modification factors, in the familiar soil mechanics form, along with best fitted algebraic expressions to facilitate their numerical use. The visual understanding of the effects of second layer (either weaker or stronger) was

facilitated by the modification coefficients, $\lambda_N = \frac{N_{C1}}{N_C}$ and $\lambda^*_N = \frac{N^*_{C1}}{N^*_C}$, for strip or other footing shape. The failure mechanisms were presented for a number of characteristic cases, giving additional insight into the mechanics of the problem. Two cases, $SR < 1$ and $SR > 1$ were separately examined due to different failure mechanisms in each of them, either for central loads or for combined V, M loading.

(a) Central loads, $SR < 1$: In the most interesting case of upper stiff crust and strip footings, three types of failure (I,II, III) were ascertained. Bound values (combinations H_1/B and SR) were presented in each case. For a wide range of parameters, the B.C. factor $N_{C,1}$ (referring to the undrained shear strength $s_{u,1}$) is linearly related with H_1/B . For rectangular or ring footings, the failure mechanisms are modified accordingly. Modification coefficients λ_N and λ^*_N and shape factor s_c as well, were presented and discussed. In case of $SR > 1$ (stiffer lower clay) and strip footings, two additional failure mechanisms were noted (IV and V). The modification coefficient ($\lambda_N > 1$) rapidly increases with increasing SR , reaching the value $\max \lambda_N$. The bound values H_1/B , for which the favourable effect of stronger second layer becomes insignificant, independently from SR , were estimated (i.e. $H_1/B \geq 0.5$ for strip and even lower for ring and square footing). Closed form analytical expressions, best fitting the F.E. results were presented in several cases of strip and square footings, either for $SR < 1$ and $SR > 1$.

(b) Combined (V,M) loading: The cases of strip and square footings were investigated for $SR < 1$ and $SR > 1$. The effects of normalized eccentricity were examined for a wide range ($0 \leq e/B \leq 0.48$), with 2D or 3D F.E. analyses through the B.C. factors $N_{C1,e}$ and $N^*_{C1,e}$. The familiar concept of effective width ($B' = B - 2e$) with reference to the estimation of ultimate load of strip or square footings, was verified by the F.E. analyses, for $SR = 1$. The same form of equations for the ultimate eccentric vertical load was also adopted for two-layered clays, so the B.C. factors $N_{C1,e}$ and $N^*_{C1,e}$ were calculated, considering the effective width instead of B . The case of stronger upper layer ($SR < 1$) is of peculiar interest, since for centric loads and low SR values, the failure mechanism could be extended deep enough into the lower weaker clay, even for high normalized thickness, H_1/B . Following the normalized eccentricity increase, the failure surface moves up, so the B.C. factors $N_{C1,e}$ and $N^*_{C1,e}$ also increase. This trend could be considerable for low SR and relatively high H_1/B values. From the diagrams $V_{u,e}/V_u$ for both strip and square footings, it was concluded that the unfavourable effect of lower clay on the ultimate load, decreases with increasing the eccentricity, e/B . Consequently, for high e/B values, the predominant factor affecting the B.C. is the undrained shear strength of the crust. In the case of weaker upper layer ($SR > 1$), the B.C. factors increase with increasing SR , reaching the limit values $\max N_{C1,e}$ and $\max N^*_{C1,e}$ for strip and square. The eccentricity results in shrinking up of failure mechanism, thus the favourable effect of second layer decreases, as the ratio e/B increases. For square footings, the values $\max \lambda^*_N$ were quite low if $e/B > 0.15$, even in cases of low H_1/B , therefore the two-layered system could be considered as uniform clay with undrained shear strength, $s_{u,1}$.

The shape and maximum values of the interactive diagrams of normalized ultimate vertical loads ($V_{u,e}/V_u$) versus ultimate moments ($M_u/(V_{u,0} \cdot B)$), where $V_{u,0}$ corresponds to $e/B = 0$,

depend on the ratios $N_{C1,e}/N_{C1}$ or $N^*_{C1,e}/N^*_{C1}$ for strip and square footings. It is deduced that the parabola for $SR = 1$ comes in-between the failure loci curves for $SR < 1$ and $SR > 1$. Generally, the divergence between the curves for $SR = 1$ and $SR > 1$ were small or almost negligible.

(c) Depth effects: This factor, for embedded footings usually is ignored. Two type of analyses were followed in this case: Analyses I, by exact geometrical simulation of footing, e.t.c. and Analyses II by the simplified assumption of footing on the soil surface, which is loaded by extended uniform pressure equal to the effective overburden at the active foundation level. From the analyses, diagrams for depth factor were derived.

(d) Additional factors were examined, such as the rigidity of footings (two cases of practical rigid and infinitely flexible) and the initial stress field at the contact area between the two clay layers. It was concluded that following the usual in the literature simulation of clay layers, as weightless, the bearing capacity might be underestimated.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Η σημασία της ανάλυσης των περιστατικών αστοχίας

Αναφερόμενοι στο θέμα της επιβεβαίωσης ή μη των συμβατικών μεθόδων σχεδιασμού θεμελιώσεων και αντιστηρίξεων, οι Poulos et al (2001) ανέτρεξαν σε σχετική διαπίστωση του K. Terzaghi (1951), σύμφωνα με την οποία: «από την διαδρομή της Γεωτεχνικής Μηχανικής δημιουργείται η εντύπωση ότι η έρευνα προηγήθηκε κατά πολύ της πρακτικής εφαρμογής και το κενό μεταξύ θεωρίας και πράξεως διευρύνεται». Μεταξύ των βασικών ερωτημάτων που αφορούν στην μελέτη και την κατασκευή των θεμελιώσεων και αντιστηρίξεων είναι τα εξής: Για τον Μηχανικό της πράξης, πώς θα επιλέξει την κατάλληλη μέθοδο σχεδιασμού και πώς θα εκτιμήσει τις απαραίτητες γεωτεχνικές παραμέτρους. Για τον ερευνητή: ποια είναι τα βασικά χαρακτηριστικά και ενδεχομένως οι ιδιαιτερότητες συμπεριφοράς συγκεκριμένων γεωτεχνικών έργων, ποιες είναι οι βασικές παράμετροι που επηρεάζουν αυτή τη συμπεριφορά και πώς αυτές μπορούν να ενσωματωθούν στις μεθόδους σχεδιασμού της πράξης. Από την έως σήμερα διαδρομή της Γεωτεχνικής Μηχανικής, συμπεραίνεται ότι ορισμένες από τις συμβατικές μεθόδους υπολογισμού, υπό κανονικές-συνθήκες συνθήκες επιβεβαιώνονται σε γενικές γραμμές, ενώ άλλες υποεκτιμούν ή υπερεκτιμούν βασικά εκ των προτέρων ζητούμενα μεγέθη, όπως π.χ. η φέρουσα ικανότητα ή οι εδαφικές μετατοπίσεις. Προφανές σε κάθε περίπτωση είναι ότι το κενό μεταξύ των ευρημάτων της σύγχρονης έρευνας και της πράξης εξακολουθεί προς το παρόν να είναι σημαντικό. Αυτονόητο είναι ότι οι απόψεις και οι διάφορες πλευρές της σύγχρονης έρευνας, καθώς και οι εξελιγμένες σήμερα μέθοδοι ανάλυσης, σε συνδυασμό με την εμπειρία και γνώση που ήδη έχει συγκεντρωθεί θα πρέπει να ενσωματωθούν στην πρακτική του σχεδιασμού.

Στην απομείωση της απόστασης των σύγχρονων μεθόδων ανάλυσης από τις υπάρχουσες συμβατικές μεθόδους σχεδιασμού, σημαντική συμβολή έχει η επανεξέταση περιστατικών γεωτεχνικών έργων της πράξης. Τέτοια περιστατικά με καλή τεκμηρίωση που παρέχουν σημαντικές πληροφορίες, επιτρέπουν τις συσχετίσεις πρόβλεψης και μέτρησης (ή παρατήρησης) συμπεριφοράς, επομένως εισφέρουν το στοιχείο του ρεαλισμού τόσο στην επιβεβαίωση (ή μη) των αναλύσεων όσο και στη βελτίωση των μεθόδων σχεδιασμού. Κατά την μετάβαση από τις εμπειρικές ή ημιεμπειρικές μεθόδους στις προηγμένες μεθόδους ανάλυσης, η επανεξέταση περιστατικών συμπεριφοράς και ειδικότερα αστοχίας, ενισχύει την εμπιστοσύνη στην επιστημονική προσέγγιση των θεμάτων και προφανώς συμβάλλει στην κατανόηση κρίσιμων θεμάτων του γεωτεχνικού σχεδιασμού.

1.2 Σκοπός και μεθοδολογία της Διδακτορικής Διατριβής

Στο πνεύμα των ανωτέρω, σκοπός της Δ/Δ είναι:

α) Η επανεξέταση σημαντικών περιπτώσεων αστοχίας γεωτεχνικών έργων που συνέβησαν κατά το παρελθόν με σύγχρονες υπολογιστικές μεθόδους και η ανάδειξη της σημασίας ορισμένων ιδιοτήτων που υπερέβαιναν αυτήν καθ' εαυτήν την τότε διαθέσιμη μέθοδο σχεδιασμού. Σημειώνεται ότι παρ' όλο που κατά την γενικώς επικρατούσα αντίληψη, ο όρος «αστοχία» υποδηλώνει την απρόβλεπτη και συγχρόνως μη αποδεκτή απόκλιση της συμπεριφοράς του γεωτεχνικού έργου από την αναμενόμενη, στην παρούσα Δ/Δ αναλύονται ιστορικά εκδηλώσεως σαφούς κινηματικού μηχανισμού διατμητικής θραύσεως, με εξαίρεση την περίπτωση του πύργου της Πίζας που αποτελεί ιδιαίτερη περίπτωση.

β) Με αφορμή τα περιστατικά αστοχίας έγινε εκτεταμένη θεωρητική-παραμετρική ανάλυση συγκεκριμένων θεμάτων, προκειμένου να διευρευνηθούν κατά το δυνατόν οι πιθανότητες μελλοντικής αξιοποιήσεως των αποτελεσμάτων κατά τον σχεδιασμό.

γ) Στο πλαίσιο της εφαρμογής σύγχρονων υπολογιστικών μεθόδων πραγματοποιήθηκε εκτεταμένη παραμετρική ανάλυση της συμπεριφοράς αντιστηρίξεων με προεντεταμένες αγκυρώσεις, θέμα για το οποίο τα διαθέσιμα βιβλιογραφικά στοιχεία είναι ιδιαίτερος περιορισμένα, όπως και τα αποτελέσματα δημοσιευμένων ερευνητικών εργασιών, ιδίως υπό 3D συνθήκες.

Ως προς την μεθοδολογία που ακολουθήθηκε κατά την εκπόνηση της Δ/Δ σημειώνονται τα εξής: i) Κατ' αρχάς, λόγω των αυτονόητων περιορισμών ως προς την έκταση των αντικειμένων εξετάστηκαν μόνο περιστατικά αστοχίας πρηνών και επιφανειακών θεμελιώσεων. Η επιλογή των περιπτώσεων έγινε με κριτήριο το επιστημονικό ενδιαφέρον, την επάρκεια των πληροφοριών και κυρίως τον τρόπο διερεύνησης που έγινε κατά το παρελθόν, όπου κατά κανόνα δεν υπήρχαν διαθέσιμες μέθοδοι και μέσα ανάλυσης, όπως τα σύγχρονα. Βασική επιδίωξη στα ιστορικά περιστατικά που εξετάστηκαν ήταν η λεπτομερής αξιολόγηση των διαθέσιμων επί τόπου παρατηρήσεων και γεωτεχνικών στοιχείων, ώστε να έχει νόημα η εφαρμογή λεπτομερών αναλύσεων. Σε όλες τις περιπτώσεις, οι αναλύσεις έγιναν με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων και εφαρμογή 2D ή 3D προγραμμάτων H/Y.

ii) Παραμετρικές αναλύσεις συγκεκριμένων θεμάτων: Περιέλαβαν εκτεταμένη διερεύνηση με εφαρμογή της μεθόδου F.E. υπό 3D κυρίως συνθήκες και με οριοθέτηση του εύρους διακύμανσης των τιμών των παραγόντων που υπεισέρχονται σε κάθε πρόβλημα, μέσα στα όρια των πρακτικών εφαρμογών. Ειδικώς, κατά την διερεύνηση του γενικού προβλήματος αστάθειας λόγω κλίσης υψηλών κατασκευών, ορισμένες αναλύσεις έγιναν με την εφαρμογή γνωστών μεθόδων της Μηχανικής, μαθηματική προσομοίωση και εξαγωγή συμπερασμάτων.

1.3 Συνοπτικό περιεχόμενο Κεφαλαίων

Παρ' όλο που τα επι μέρους αντικείμενα της Δ/Δ, όπως περιγράφηκαν στην §1.2 αλληλοεμπλέκονται σε ορισμένες περιπτώσεις, για πρακτικούς λόγους η όλη εργασία παρουσιάζεται στα επόμενα 6 Κεφάλαια, ως εξής:

Κεφάλαιο 2: Τριδιάστατη συμπεριφορά αντιστηρίξεων με προεντεταμένες αγκυρώσεις. Σκοπός είναι η διερεύνηση της επιρροής διαφόρων παραγόντων επί του συντελεστή ασφαλείας έναντι γενικευμένης αστοχίας, καθώς και επί των μετατοπίσεων, οριζοντίων και κατακορύφων. Οι αναλύσεις έγιναν υπό 3D συνθήκες και υπό 2D, για λόγους σύγκρισης και προκειμένου να εξετασθεί η επιρροή των τριαξονικών συνθηκών. Εκτός των βασικών παραμέτρων, όπως η γεωμετρία της εκσκαφής, ανηγμένο βάθος έμπηξης των πασσάλων αντιστήριξης, ανηγμένη αντοχή σχεδιασμού αγκυρίων, τύπος εδάφους και επί τόπου συντελεστής ωθήσεων, ειδικώς για την εκτίμηση των καθιζήσεων επιφανείας στην περιοχή της εκσκαφής, εξετάστηκαν συγκριτικά δύο εδαφικά προσομοιώματα: Το συνηθισμένο σε αναλύσεις F.E., γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb και το Hardening Soil Model.

Κεφάλαιο 3: Αστοχίες πρानών εκσκαφής. Αναλύθηκαν 7 περιπτώσεις αστοχίας τεχνητών πρानών, με μεθοδολογία πεπερασμένων στοιχείων, υπό 2D ή και 3D συνθήκες. Έμφαση δόθηκε στην αξιολόγηση όλων των διαθέσιμων πληροφοριών, μετρήσεων, κ.λ.π., ώστε να μπορούν να υποστηριχθούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων και η αιτιολόγηση των αντιστοιχών γεγονότων.

Κεφάλαιο 4: Αστοχίες θεμελιώσεων. Αντιστοίχως, έγιναν ανάστροφες αναλύσεις περιπτώσεων αστοχίας επιφανειακών θεμελιώσεων, υπό 2D ή 3D συνθήκες, αναλόγως της περιπτώσεως. Η πολύ γνωστή περίπτωση της αστοχίας σιλό αποθήκευσης σιτηρών στην Transcona, αναλύθηκε διεξοδικώς με τριδιάστατες αναλύσεις F.E. και τα συμπεράσματα για τα αίτια του υπ' όψιν καταστροφικού περιστατικού αποτέλεσαν το έναυσμα της θεωρητικής ανάλυσης του Κεφαλαίου 6.

Κεφάλαιο 5: Αστάθεια λόγω κλίσεως υψηλών κατασκευών. Αφορά στη διερεύνηση της απόκλισης από την κατακόρυφο, η οποία για υψηλές κατασκευές μπορεί να συνεπάγεται δευτερογενείς στροφές κ.λ.π., χωρίς σημείο ισορροπίας. Αρχικά, εξετάστηκε θεωρητικά η αστάθεια λόγω κλίσης υψηλών κατασκευών εδραζομένων σε ορθογωνικό ή κυκλικό θεμέλιο. Μέσω 3D αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία διερευνήθηκε στη συνέχεια το πρόβλημα σύγκλισης (και ενδεχομένως αστάθειας λόγω κλίσης) υψηλών γειτονικών κατασκευών, τόσο για γραμμικώς ελαστικό εδαφικό μέσο, όσο και για ελαστοπλαστικό. Τέλος, αναλύθηκε διεξοδικά η περίπτωση του Πύργου της Πίζας, με 3D λεπτομερείς αναλύσεις με χρήση διαφόρων προσομοιωμάτων, όπως το Soft Soil Creep Model, συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα των αναλύσεων με τις κατά καιρούς μετρήσεις και διατυπώθηκαν τα συμπεράσματα.

Κεφάλαιο 6: Μηχανισμοί αστοχίας και φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων επί δίστρωτου αργιλικού σχηματισμού. Η φέρουσα ικανότητα θεμελιώσεων επί δίστρωτου αργιλικού σχηματισμού εξετάστηκε με παραμετρικές 3D και 2D αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία. Διαπιστώθηκαν οι μηχανισμοί αστοχίας και δόθηκαν διαγράμματα για τους

σχετικούς συντελεστές φέρουσας ικανότητας και σε ορισμένες περιπτώσεις κλειστές αναλυτικές σχέσεις. Διερευνήθηκε η επιρροή του σχήματος του θεμελίου (λωριδωτό, ορθογωνικό, τετραγωνικό, κυκλικό και δακτυλιοειδές), η επιρροή της σύνθετης δράσης (M,V), καθώς και άλλων παραγόντων, όπως η θεμελίωση σε βάθος εντός του εδάφους, κ.λ.π.

Κεφάλαιο 7: Σύνοψη συμπερασμάτων και προτάσεις για μελλοντική έρευνα. Συνοψίζονται τα κυριότερα από τα επι μέρους συμπεράσματα που αναλυτικότερα διατυπώθηκαν στα Κεφάλαια 2 έως 6.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ ΜΕ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ

1. Εισαγωγή

Οι αγκυρώσεις είναι στοιχεία κατασκευών είτε συστήματα που επιτρέπουν την ανάπτυξη δυνάμεων, οι οποίες συμβάλλουν στην εξωτερική ισορροπία ενός τεχνικού έργου και την μετάδοσή τους στο εσωτερικό της εδαφικής μάζας.

Τα αγκύρια μπορούν να έχουν εφαρμογή και ως μεμονωμένα στοιχεία, συνήθως όμως χρησιμοποιούνται ως ομάδα που έχει συνολική δράση επί της κατασκευής. Ενδεικτικές εφαρμογές των αγκυρίων είναι οι εξής:

- ❖ Σε κατασκευές αντιστηρίξεως των πρηνών βαθειών εκσκαφών. Οι δυνάμεις προέντασης εφαρμόζονται επί της κατασκευής, ώστε να περιορίζουν τις εδαφικές παραμορφώσεις και να βελτιώνουν την ευστάθεια, και εξισορροπούνται μέσω των διατμητικών τάσεων συνάφειας που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια του σώματος πάκτωσης του αγκυρίου και του εδάφους.
- ❖ Σε κατασκευές που εφαρμόζονται υψηλές δυνάμεις άνωσης σε συνδυασμό με πλάκα θεμελίωσης. Σε αυτή την περίπτωση, οι δυνάμεις προέντασης εξισορροπούν τις δυνάμεις άνωσης και εξισορροπούνται αντίστοιχα από τις τάσεις συνάφειας.
- ❖ Για τη σταθεροποίηση ασταθών εδαφών και την αύξηση της φέρουσας ικανότητάς τους.
- ❖ Στο σύστημα των δοκιμαστικών φορτίσεων αξονικώς φορτιζομένων πασσάλων, όπου κατασκευάζονται αγκύρια σε συμμετρική διάταξη ως προς τον άξονα της δοκιμαστικής φόρτισης και ουσιαστικά αναλαμβάνουν και μεταβιβάζουν στο έδαφος τα επιβαλλόμενα φορτία.
- ❖ Για την εξισορρόπηση υψηλών ροπών ανατροπής κατασκευών, όπως πύργων, υδατοπύργων, υψηλών εξεδρών κλπ.
- ❖ Για τη συγκράτηση υπογείων δεξαμενών αποθήκευσης.
- ❖ Για την εξασφάλιση των απαιτήτων συνθηκών στήριξης υπογείων διαβάσεων ή γενικά κατασκευών που πραγματοποιούνται με μεθοδολογία εκσκαφής και επανεπίχωσης.
- ❖ Για την προσωρινή αντιστήριξη υπογείων έργων σε βράχο, όπως σηράγγων και υπογείων σταθμών.
- ❖ Για τη βελτίωση των συνθηκών ευστάθειας μεγάλων φραγμάτων.
- ❖ Σε ακρόβαθρα ή και μεσόβαθρα ακόμη γεφυρών, όπου αναπτύσσονται υψηλές ροπές κάμψης που χωρίς την πρόβλεψη αγκυρώσεων θα έδιναν συνισταμένη δύναμη εκτός της επιφάνειας φόρτισης. Οι δυνάμεις αγκύρωσης σε αυτή την περίπτωση εξισορροπούν τις ροπές κάμψης μέσω υψηλών, εφελκυστικών φορτίων.
- ❖ Σε λιμενικές, θαλάσσιες ή παραποτάμιες κατασκευές.

Τα αγκύρια αναλαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία και ο μοναδικός τρόπος ανάπτυξης και μεταβίβασης των εφελκυστικών φορτίων είναι η εφελκυστική τους παραμόρφωση μέσω της σχετικής απομάκρυνσης των άκρων τους. Η εφελκυστική παραμόρφωση μπορεί να

αναπτύσσεται λόγω των σχετικών μετατοπίσεων κατά τις εκσκαφές έργων ή να επιβάλλεται εκ των προτέρων με ελεγχόμενο τρόπο. Ο τρόπος λοιπόν, ανάπτυξης των εφελκυστικών παραμορφώσεων διαφοροποιεί τα αγκύρια σε παθητικά ή ενεργητικά (προεντεταμένα). Σε περιπτώσεις όπου οι αναμενόμενες παραμορφώσεις είναι ανεκτές, χρησιμοποιούνται παθητικά αγκύρια, όπως π.χ. σε εκσκαφές σηράγγων σε αρκετό βάθος, ώστε οι επιφανειακές παραμορφώσεις να μη θίγουν τις κατασκευές. Αντίθετα, στην περίπτωση που η απαιτούμενη αξονική παραμόρφωση για την ευστάθεια ενός τοίχου αντιστήριξης ή για την ασφάλεια των γειτονικών κατασκευών δεν είναι αποδεκτή, υπάρχει δηλαδή ανάγκη για τον περιορισμό των παραμορφώσεων, γίνεται χρήση προεντεταμένων αγκυρίων. Τα προεντεταμένα αγκύρια προτού κληθούν να αναλάβουν τα φορτία της κατασκευής, φορτίζονται σε μια συγκεκριμένη στάθμη προέντασης ώστε να ασκούν εκ των προτέρων μια δύναμη ικανή να περιορίσει τις παραμορφώσεις στα επιθυμητά επίπεδα.

Η χρήση αγκυρίων έχει τις εξής κύριες μηχανικές επιδράσεις:

- Ανάπτυξη δυνάμεων που εφαρμόζονται στην κατασκευή και στη συνέχεια επί του εδάφους κατά την επιφάνεια επαφής τους.
- Επιβολή ελεγχόμενης εντατικής κατάστασης στο υπέδαφος που συνεπάγεται αύξηση της διατμητικής αντοχής του ή τουλάχιστον προσφορά μηχανικής ενίσχυσης.
- Άσκηση προέντασης στην κατασκευή όταν η αγκύρωση συνδέεται κατάλληλα με αυτή.

Σύμφωνα με το γενικότερο πνεύμα των Δομικών Ευρωκωδίκων, κατά το σχεδιασμό των τεχνικών έργων απαιτείται ο έλεγχος έναντι «οριακών καταστάσεων», βασικοί τύποι των οποίων είναι οι ακόλουθοι:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας κατά τις οποίες ελέγχεται η «υπέρβαση» της αντοχής στοιχείων του έργου, π.χ. «υπέρβαση» φέρουσας ικανότητας. Ενδεικτικές περιπτώσεις οριακών καταστάσεων αστοχίας, για παράδειγμα, κατασκευών αντιστηρίξεως είναι οι εξής:
 - Απώλεια συνολικής ευστάθειας (GEO).
 - Αστοχία εδάφους λόγω υψηλών θλιπτικών φορτίσεων (GEO).
 - Αστοχία εδάφους λόγω οριζοντίων φορτίων (GEO).
 - Δομικού τύπου αστοχία (π.χ σε θλίψη, εφελκυσμό, κάμψη, STR).
 - Συνδυασμένη αστοχία εδάφους και κατασκευής αντιστηρίξεως (GEO-STR).
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που αφορούν σε υπέρβαση των ορίων των λειτουργικών απαιτήσεων του έργου. Ενδεικτικές περιπτώσεις οριακών καταστάσεων είναι οι εξής:
 - Υπερβολικές καθιζήσεις.
 - Υπερβολικές ανυψώσεις του πυθμένα εκσκαφής.
 - Πλευρικές μετατοπίσεις πέραν των ανεκτών ορίων.
 - Μη αποδεκτές ταλαντώσεις των θεμελιώσεων.

Σχετικά με τη μέχρι σήμερα πρακτική της Γεωτεχνικής Μηχανικής τόσο στην Ελλάδα όσο και στις άλλες χώρες της Ευρωπαϊκής Ενώσεως επισημαίνεται ότι οι βασικές αρχές ελέγχου των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας κατά τους Ευρωκώδικες δεν επιφέρουν

ουσιαστικές αλλαγές. Αντιθέτως, σημαντικές διαφοροποιήσεις επιφέρονται στις μέχρι σήμερα χρησιμοποιούμενες μεθόδους ελέγχου των οριακών καταστάσεων αστοχίας.

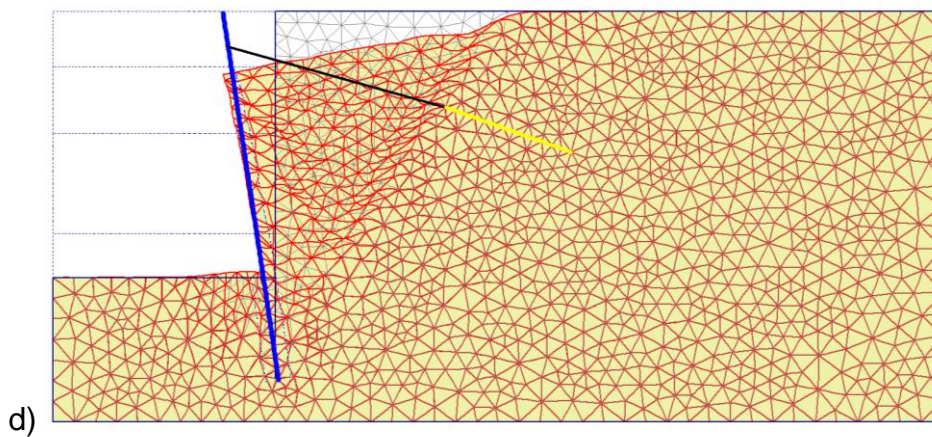
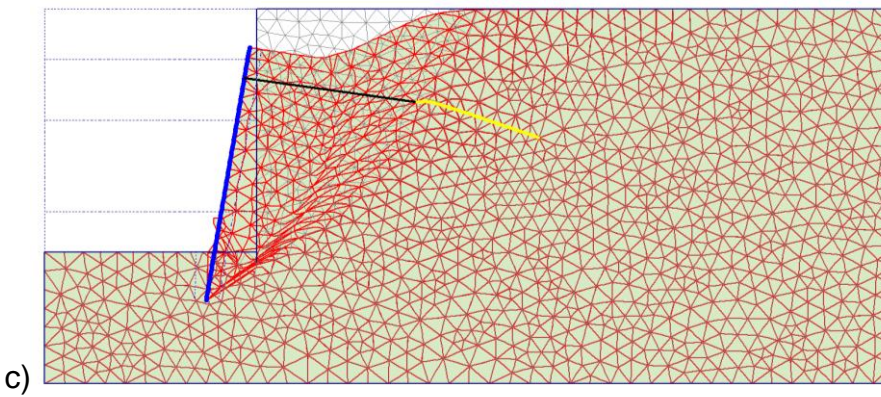
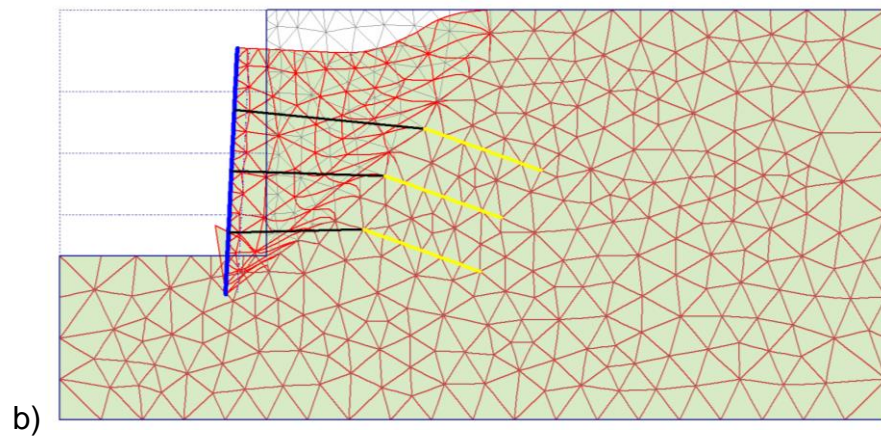
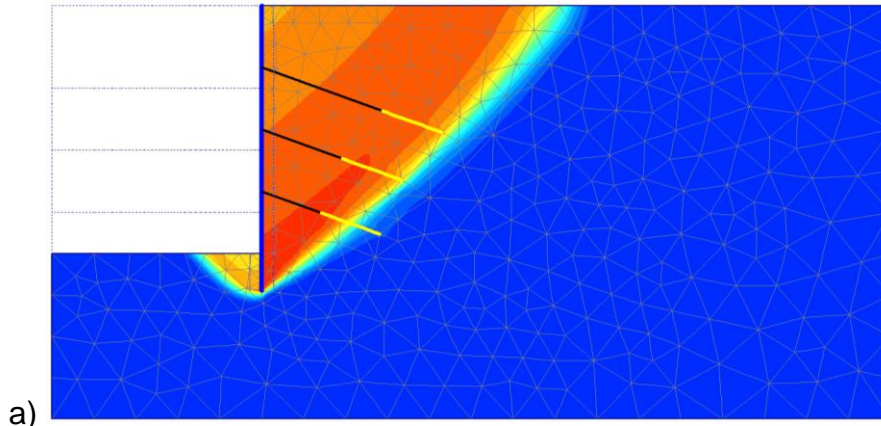
Ειδικότερα κατά τον EC-7 διακρίνονται οι ακόλουθοι τύποι οριακών καταστάσεων αστοχίας: EQU, UPL, STR, GEO και HYD.

Γενικά, στα γεωτεχνικά έργα, ειδικότερα δε στις κατασκευές αντιστηρίξεως, οι οριακές καταστάσεις STR και GEO αποτελούν τις συνηθέστερες και τις σπουδαιότερες, εξετάζονται δε παράλληλα είτε συγχρόνως. Η παράλληλη εξέταση επιβάλλεται, δεδομένου ότι δεν είναι πάντα σαφές αν π.χ. κατά τη συνεχή αύξηση των εξωτερικών φορτίσεων επί της κατασκευής ή της θεμελιώσεως θα προηγηθεί αστοχία του εδάφους ή αντιθέτως αστοχία της θεμελιώσεως ως δομικού στοιχείου ή συγχρόνως θα αστοχήσει και το έδαφος και το δομικό στοιχείο. Οι υπ' όψιν βασικοί τύποι οριακών καταστάσεων διευκρινίζονται κατωτέρω:

- **STR:** Δομικού τύπου οριακή κατάσταση που αφορά στην αστοχία στοιχείων του έργου, λόγω κάμψεως, διατμήσεως κλπ. Τυπικό παράδειγμα για αντιστήριξη με αγκυρώσεις αποτελεί η αστοχία των τενόντων της αγκυρώσεως λόγω υπερβάσεως της τάσεως διαρροής του χάλυβα ή η αστοχία του πετάσματος αντιστηρίξεως λόγω υπερβολικών ροπών κάμψης.
- **GEO:** Γεωτεχνικού τύπου οριακή κατάσταση που αφορά στην «υπέρβαση» της αντοχής του εδάφους. Τυπικά παραδείγματα για κατασκευές αντιστηρίξεων με αγκυρώσεις είναι τα εξής:
 - a. Απώλεια γενικής ευστάθειας λόγω μειωμένης διατμητικής αντοχής του εδάφους είτε ανεπαρκών δυνάμεων αγκυρώσεως.
 - b. Ολίσθηση του βολβού ενέματος αγκυρώσεως λόγω της ανεπαρκούς αντοχής συνάφειας με το έδαφος είτε λόγω των υψηλών δυνάμεων αγκύρωσης.

Πριν από την εφαρμογή του Ευρωκώδικα EC-7, το ενδεχόμενο αστοχίας, για παράδειγμα η επάρκεια μιας αγκυρώσεως έναντι αστοχίας, αντιμετωπιζόταν ως εξής: Υπολογίζαμε τη δράση επί της αγκυρώσεως, δηλαδή τη δύναμη από την κατασκευή αντιστήριξης, χωρίς συντελεστή ασφαλείας και υπολογίζαμε στη συνέχεια την αντοχή της αγκυρώσεως, δηλαδή τη μέγιστη δύναμη που μπορεί να αναλάβει η αγκύρωση, χωρίς συντελεστές ασφαλείας στις εδαφικές ιδιότητες και παραμέτρους. Στη συνέχεια υπολογίζαμε το λόγο της αντοχής προς το πραγματικό φορτίο (δράση) και ο λόγος αυτός, ο ενιαίος συντελεστής ασφαλείας θα έπρεπε να μην υπολείπεται μιας ελάχιστης τιμής.

Με τους Ευρωκώδικες γενικά, εισάγεται η λογική ότι οι μεν πραγματικές δράσεις πρέπει να αυξάνονται με επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, ώστε να διαμορφώνονται οι λεγόμενες δράσεις σχεδιασμού, ενώ η αντοχή πρέπει να απομειώνεται με επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, ώστε να προκύπτει η αντοχή σχεδιασμού.



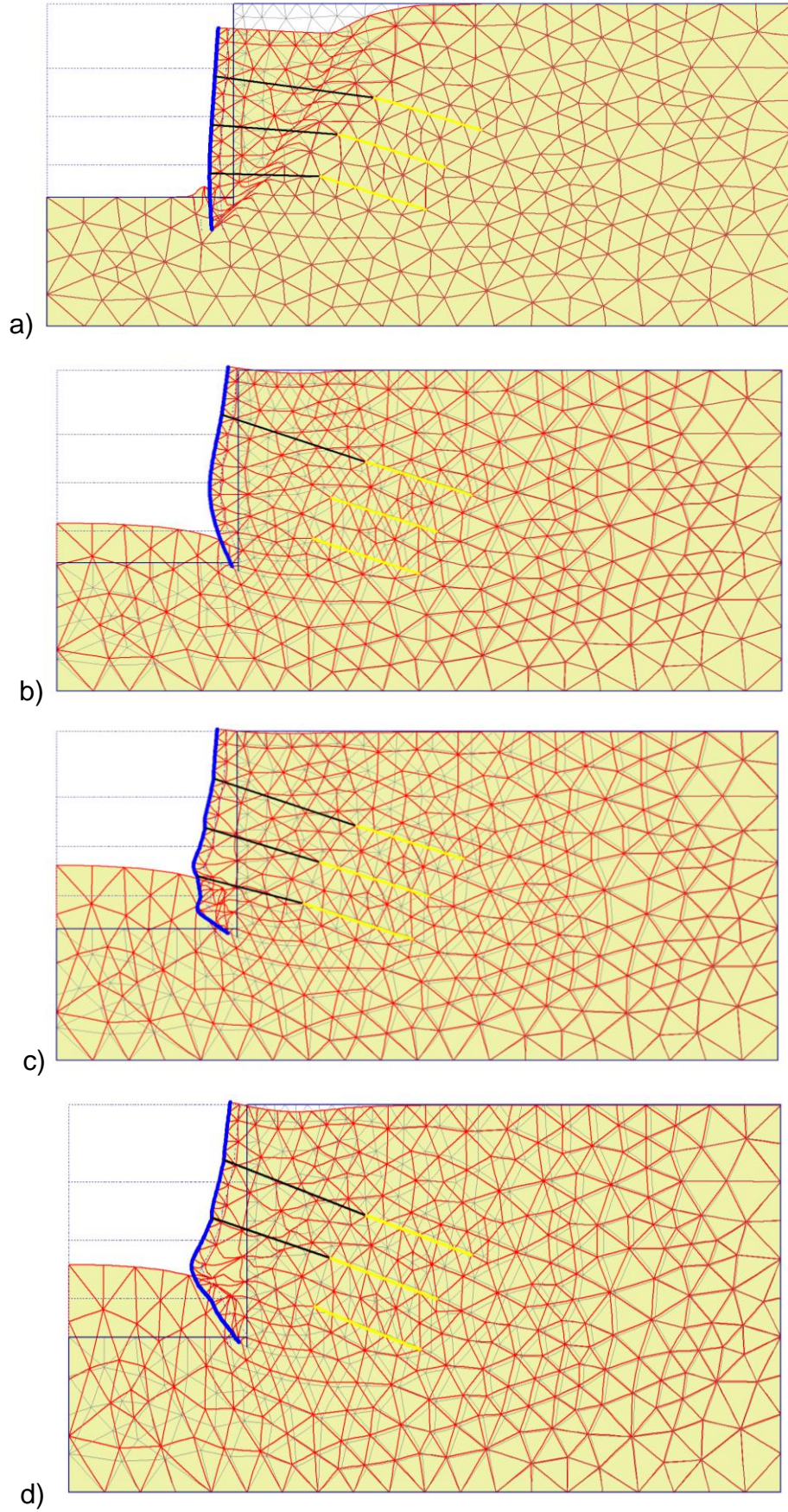
Σχήμα 2.1: Τυπικές περιπτώσεις κατάλυσης γενικής ευστάθειας αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις. Αστοχία τύπου GEO (κατά EC-7).

Οι έλεγχοι των οριακών καταστάσεων αφορούν ουσιαστικώς στη σύγκριση των δράσεων σχεδιασμού με τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής σχεδιασμού. Τα μεγέθη σχεδιασμού προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές σχεδιασμού μέσω των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας που εφαρμόζονται επί των δράσεων ή επί του αποτελέσματος των δράσεων, επί των γεωτεχνικών παραμέτρων, καθώς και επί των μεγεθών αντοχής.

Τα πιθανά αίτια ανεπάρκειας μιας κατασκευής αντιστήριξης είναι πολλά, όπως και οι αντίστοιχοι τύποι αστοχίας, δεδομένης μάλιστα της σύνθετης κατασκευής και των κατασκευαστικών λεπτομερειών της.

Συνήθεις τύποι αστοχίας που συνδέονται με την ολική ευστάθεια της κατασκευής και εντάσσονται στην κατηγορία ULS-GEO, φαίνονται στο Σχ.2.1. Η περίπτωση (a) αφορά στην ανάπτυξη μηχανισμού αστοχίας πρηνούς λόγω του ανεπαρκούς μήκους των αγκυρώσεων (τόσο του ελεύθερου μήκους, όσο και του πακτωμένου), χωρίς αυτό το μειονέκτημα να εξισορροπείται από αντιστοίχως υψηλό «βάθος πακτώσεως» του πασσαλότοιχου επί του οποίου εφαρμόζονται οι δυνάμεις αγκύρωσης. Αντιθέτως, στην περίπτωση (b), το μήκος των αγκυρών είναι μεγάλο, εντούτοις οι διαθέσιμες τιμές της χαρακτηριστικής αντοχής είναι ανεπαρκείς, ώστε να μπορεί να αποτραπεί η γενική αστάθεια της αντιστήριξης. Η περίπτωση (c) αφορά αστοχία με περιστροφή της πασσαλοστοιχίας περί το κάτω άκρο, λόγω της διάταξης με μία αγκύρωση που βρίσκεται ψηλά, ενώ συγχρόνως το βάθος της πάκτωσης είναι ανεπαρκές. Η περίπτωση (d) απεικονίζει αστοχία με περιστροφή περί το κάτω άκρο (όπου εξασφαλίζονται συνθήκες πάκτωσης), λόγω ανεπαρκούς αντοχής αγκυρών.

Τύποι αστοχίας που συνδέονται με την «εσωτερική» ισορροπία των αγκυρώσεων δίδονται στο Σχ.2.2. Το Σχήμα 2.2(a) αποδίδει την μορφή της αστοχίας λόγω περιορισμένης δυνατότητας ανάπτυξης τάσεων συνάφειας κατά το πακτωμένο τμήμα, παρ' όλη την επάρκεια των τενόντων. Αντιθέτως, στο Σχ.2(b) απεικονίζεται αστοχία λόγω ανεπάρκειας των τενόντων (κατά το ελεύθερο τμήμα των αγκυρών), είτε λόγω αιφνίδιας αστοχίας, όπως π.χ. συμβαίνει λόγω διαβρώσεως, ιδίως στην περιοχή της κεφαλής των αγκυρώσεων. Η περίπτωση αστοχίας του πετάσματος αντιστήριξης λόγω περιορισμένης καμπτικής επάρκειας απεικονίζεται στο Σχ.2(c), ενώ στο Σχ.2(d) η καμπτική αστοχία προέρχεται από την αιφνίδια απενεργοποίηση ενός (καθ' ύψος) αγκυρίου. Για την εξέταση της οριακής κατάστασης αστοχίας και λειτουργικότητας των προεντεταμένων αγκυρώσεων ή αντηρίδων, εφαρμόζονται ακόμα και σήμερα κυρίως απλοποιητικές μέθοδοι. Η πρόβλεψη των μετατοπίσεων στην περιοχή της κατασκευής συνοδεύεται με αντίστοιχα διαγράμματα, τα οποία βασίζονται σε παρατηρήσεις ή μετρήσεις και ορισμένες φορές υποστηρίζονται από αριθμητικές λύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες, όπως για παράδειγμα κατά Clough et al. (1989), Clough and O' Rourke (1990). Όσον αφορά στην εφαρμογή σε συνεχή, ελαστικά εδαφικά προσομοιώματα με αριθμητικές αναλύσεις, οι Poulos et al. (2001) έδωσαν έμφαση στις αβεβαιότητες της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, κυρίως στις εδαφικές παραμέτρους και τόνισαν τη σημασία της ακριβούς προσομοίωσης, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις κατασκευαστικές φάσεις. Οι λύσεις για συγκεκριμένες περιπτώσεις διδιάστατων συνθηκών (Schweiger 1998, 2000), επιβεβαίωσαν τις παραπάνω παρατηρήσεις.



Σχήμα 2.2: Τυπικές περιπτώσεις αστοχίας αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις λόγω δομικής ανεπάρκειας. Αστοχία τύπου STR (κατά EC-7).

Παρ' όλο που τα τελευταία χρόνια, διαπιστώνεται η αυξανόμενη εφαρμογή των πεπερασμένων στοιχείων στην πράξη, αυτή η επιλογή περιορίζεται στην προσομοίωση συγκεκριμένων περιπτώσεων υπό διδιάστατες συνθήκες. Η επιρροή των τριδιάστατων συνθηκών σε ανυποστήρικτα πρηνή εξετάστηκε ενδελεχώς (πρώτα με προσεγγιστικές μεθόδους), λαμβάνοντας υπ' όψιν την επιρροή των συνόρων (π.χ. Hovland, 1977). Αντίστοιχες ακριβείς υπολογιστικές μέθοδοι του συντελεστή ασφαλείας αναπτύχθηκαν για συμμετρικές και μη συμμετρικές συνθήκες της ευσταθείας (Leshchinsky and Huang, 1992, Yamagami and Jiang, 1997, Huang and Tsai, 2000, Michalowski, 2010).

Εντούτοις, δημοσιευμένη έρευνα προεντεταμένων αγκυρώσεων υπό τριδιάστατες συνθήκες είναι μάλλον περιορισμένη. Ο Bakker (2006) παρέθεσε ορισμένες λεπτομέρειες της προσομοίωσης εκσκαφής με αντηρίδες ή αγκύρια με πεπερασμένα στοιχεία και εξήγαγε ποσοτικά συμπεράσματα σχετικά με την επιρροή των τριδιάστατων συνθηκών. Οι Zdrackovic et al. (2005) εξέτασαν ορθογωνικές και τετραγωνικές εκσκαφές κι έδωσαν έμφαση στην ευκαμψία της προεντεταμένης αγκύρωσης και στην συνθήκες παραμόρφωσης στις γωνίες.

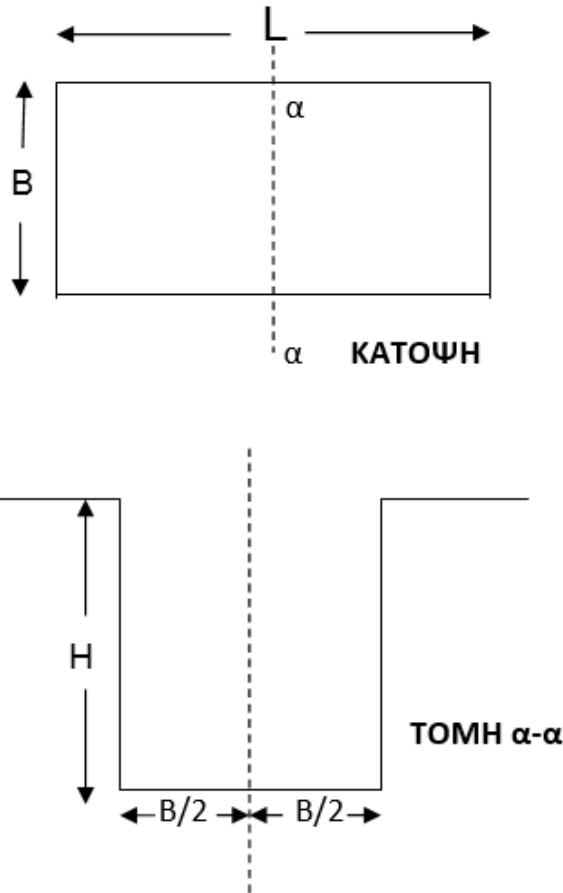
Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζονται αντιστηρίξεις κατακορύφων πρηνών με σύστημα πασσάλων επί των οποίων εφαρμόζονται προεντεταμένες αγκυρώσεις και ειδικότερα εξετάζεται η επιρροή βασικών παραγόντων, οι οποίοι επηρεάζουν τη συμπεριφορά αυτών των κατασκευών υπό διδιάστατες και τριδιάστατες συνθήκες. Μέρος των αποτελεσμάτων έχει ληφθεί από αντίστοιχες παραμετρικές αναλύσεις (Παπαδοπούλου, 2011).

2. Επιρροή των τριαξονικών συνθηκών επί της ευσταθείας ανυποστήρικτων εκσκαφών

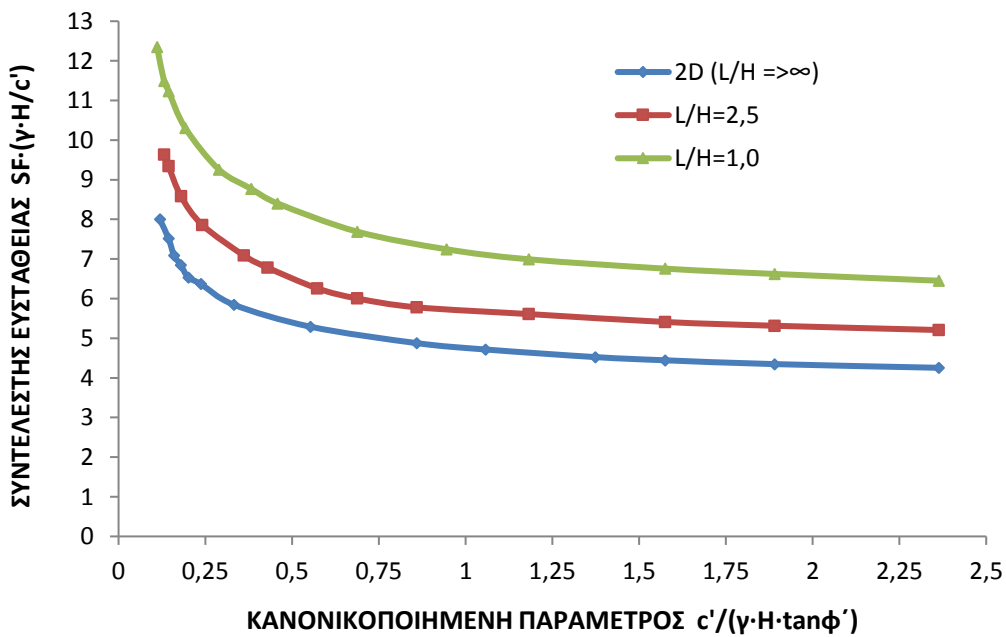
Οι σχετικές αριθμητικές αναλύσεις (F.E.M.) που παρουσιάζονται σε αυτή την παράγραφο έχουν προκαταρκτικό χαρακτήρα και μοναδικό σκοπό να υποδείξουν την τάση βελτίωσης ορισμένων μεγεθών (κυρίως του συντελεστή ασφαλείας SF, αλλά και των μετατοπίσεων), η οποία οφείλεται αποκλειστικά και μόνο στις τριαξονικές συνθήκες. Εξετάστηκε η περίπτωση κατακορύφων πρηνών, ορθογωνικής κάτοψης, σύμφωνα με το Σχ.2.3, από το οποίο προκύπτει ότι οι απαραίτητες γεωμετρικές παράμετροι είναι οι λόγοι L/B (όπου $L \geq B$) και L/H . Αρχικά, έγιναν αναλύσεις για στραγγιζόμενες συνθήκες εδάφους και αντίστοιχες-τυχαίες- παραμέτρους διατμητικής αντοχής ϕ', c' σε αναφορά ενεργών τάσεων. Η βασική παράμετρος των υπολογισμών ήταν ο λόγος $c'/\gamma \cdot H \cdot \tan \phi'$, ο δε εκάστοτε συντελεστής ασφαλείας SF προκύπτει μέσω του τροποποιημένου συντελεστή ευσταθείας $SF \cdot \gamma \cdot H / c'$ (όπου γ το μοναδιαίο βάρος).

Στο Σχ.2.4 δίδονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων υπό τριαξονικές συνθήκες για δύο αντιπροσωπευτικές τιμές του λόγου L/H (και υπό την αρχική υπόθεση $L = B$), καθώς και αντίστοιχα αποτελέσματα διδιάστατων αναλύσεων για κατακόρυφη εκσκαφή πρακτικώς απεριορίστου μήκους L . Είναι προφανές ότι για δεδομένο ύψος εκσκαφής H και συγκεκριμένες παραμέτρους διατμητικής αντοχής ϕ', c' ο συντελεστής ασφαλείας SF αυξάνεται με την μείωση του λόγου L/H . Επίσης, προκύπτει σαφώς η ευαισθησία των αποτελεσμάτων για σχετικά χαμηλές τιμές της κανονικοποιημένης παραμέτρου

$c'/\gamma \cdot H \cdot \tan\phi'$, δηλαδή ουσιαστικά για μικρές τιμές της συνοχής c' είτε υψηλές τιμές ύψους H .



Σχήμα 2.3: Γεωμετρικά στοιχεία ανυποστήρικτης εκσκαφής.



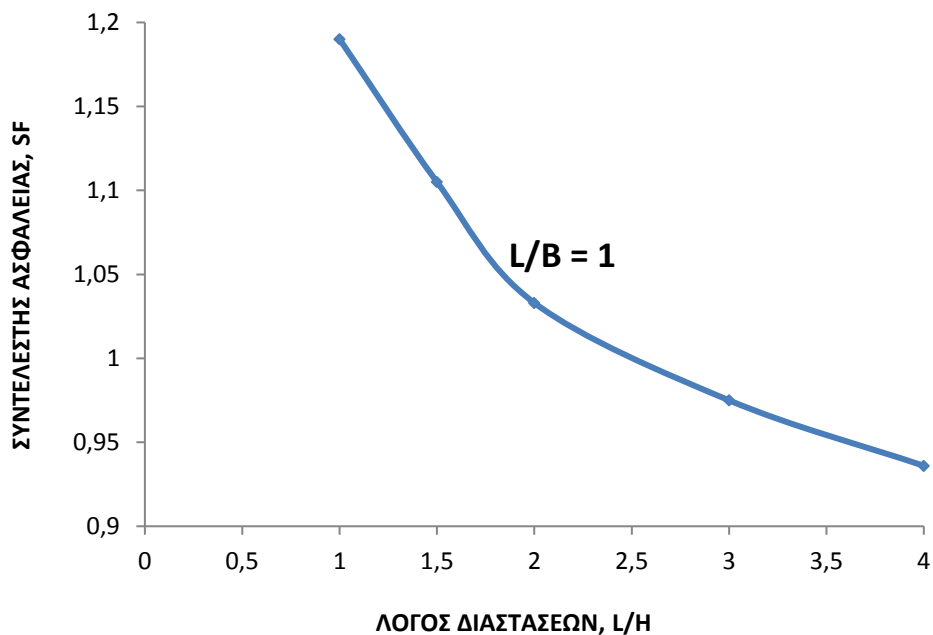
Σχήμα 2.4: Σύγκριση συντελεστών ευσταθείας κατακορύφων πρηνών εκσκαφής: Στραγγιζόμενες συνθήκες (έδαφος ϕ' , c').

Πέραν των γενικών αναλύσεων για δύο συγκεκριμένες τιμές του λόγου L/H (εκτός των διδιάστατων περιπτώσεων) κατά το Σχ.2.4, εξετάσθηκε η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας SF για το συνηθισμένο εύρος της μεταβολής του λόγου διαστάσεων της εκσκαφής $1 \leq (L/H) \leq 4$, για τους δύο συγκεκριμένους τύπους εδαφών S_1 και S_2 , οι οποίοι εξετάσθηκαν κατά τις κύριες αναλύσεις των εκσκαφών που αντιστηρίζονται με προεντεταμένες αγκυρώσεις και των οποίων οι γεωτεχνικές παράμετροι παρατίθενται στην §3.1. Ειδικώς για τετραγωνικής κάτοψης εκσκαφή ($L/B = 1$) και τον βασικό τύπο εδαφικού σχηματισμού S_1 (που αντιστοιχεί σε αποσαθρωμένο ημίβραχο με υψηλή γωνία ϕ' και σχετικά χαμηλή τιμή c') τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχ.2.5. Είναι σαφές ότι με την αύξηση του λόγου L/H ο συντελεστής ασφαλείας SF απομειώνεται αρκετά σημαντικά (για διδιάστατες συνθήκες θα ήταν $SF \approx 0,80$). Για τον άλλο βασικό εδαφικό τύπο S_2 , που αντιστοιχεί σε σιφρή άργιλο) η επιρροή του λόγου των διαστάσεων επί του συντελεστή ασφαλείας φαίνεται ακόμη σημαντικότερη, κατά το σχετικό Σχ.2.6. Εξετάσθηκε για τον υπ' όψιν τύπο εδάφους η επιρροή του σχήματος της κάτοψης μέσω του λόγου L/B . Από το ίδιο Σχ.6 συμπεραίνεται ότι κύριο ρόλο στην επιρροή επί του συντελεστή ασφαλείας παίζει ο λόγος L/H , ενώ η περαιτέρω επιρροή του σχήματος κάτοψης (L/B) φαίνεται σχεδόν αμελητέα.

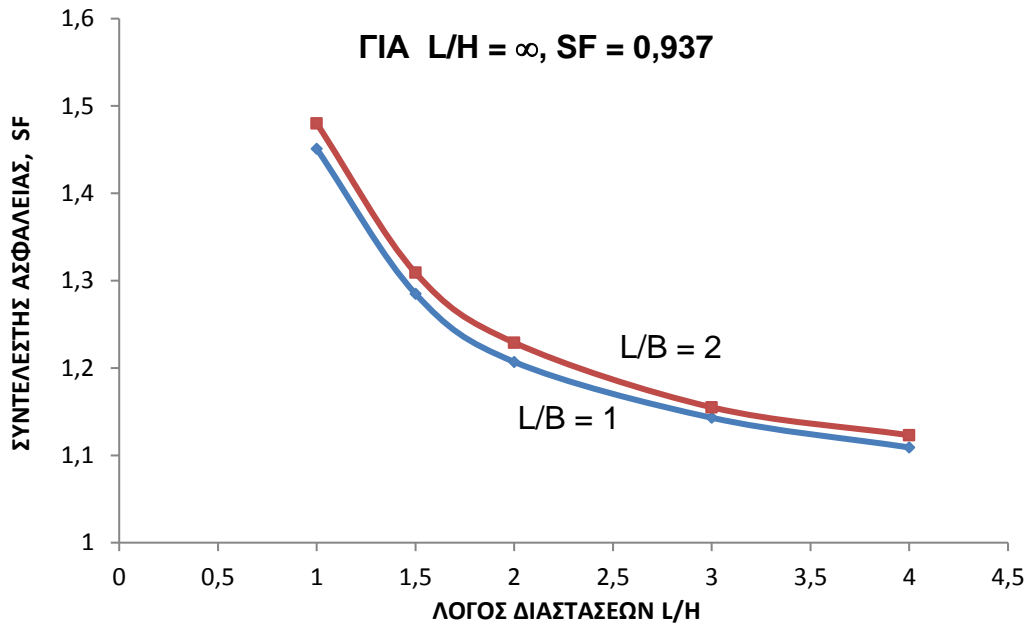
Από τις προκαταρκτικές τριδιάστατες αναλύσεις προκύπτουν συμπερασματικά τα εξής:
 i) Με την μείωση του λόγου διαστάσεων L/H ο συντελεστής ασφαλείας αυξάνει, όπως άλλωστε αναμενόταν λόγω της συμβολής των δυνάμεων τριβής-ευσταθείας κατά τις γωνίες της εκσκαφής (end effects).

ii) Ο λόγος των διαστάσεων κάτοψης (L/B) δεν φαίνεται να επηρεάζει αποφασιστικά το συντελεστή SF , δεδομένου ότι η αστάθεια θα εκδηλωθεί κατά τη μεγαλύτερη διάσταση, L .

iii) Τα Σχ.2.5, 2.6 αφορούν συγκεκριμένες περιπτώσεις επίλυσης, επομένως οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας που δίνονται έχουν ενδεικτικό χαρακτήρα.

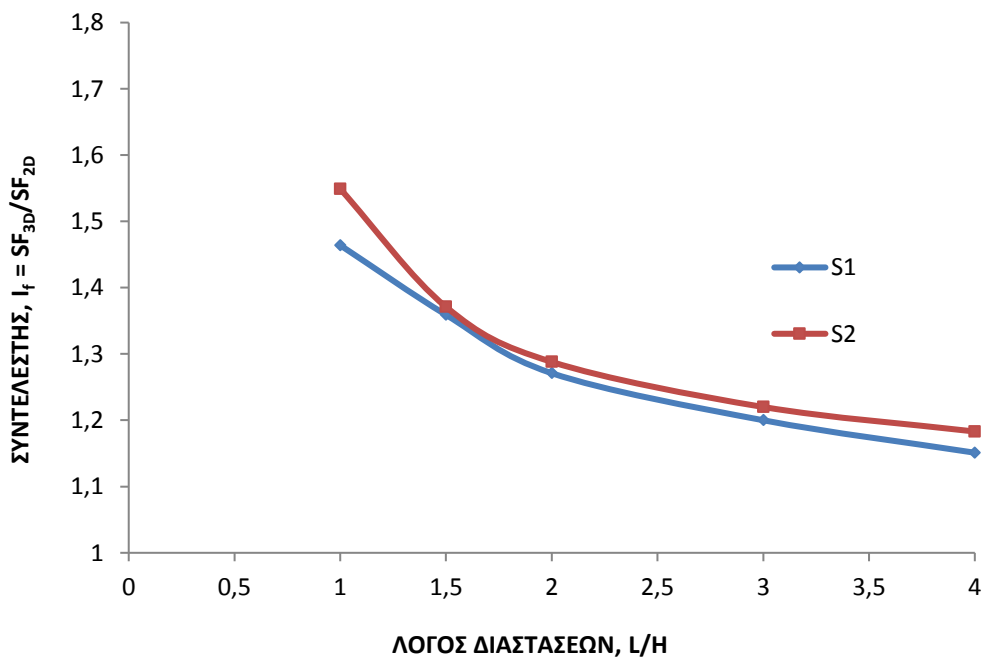


Σχήμα 2.5: Μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας ως συνάρτηση του λόγου L/H για ανυποστήρικτη εκσκαφή ($H = 6$ m): Έδαφος S_1 , Αναλύσεις 3D.



Σχήμα 2.6: Μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας συναρτήσει του λόγου L/H για ανυποστήρικτη εκσκαφή ($H = 12$ m): Έδαφος S_2 , Αναλύσεις 3D.

Αντιθέτως, στο Σχ.2.7, παρουσιάζεται με παραστατικό τρόπο η ευνοϊκή επιρροή των τριαξονικών συνθηκών, μέσω του αυξητικού συντελεστή $I_f = SF_{3D}/SF_{2D}$, όπου προφανώς για διδιάστατες συνθήκες είναι $I_f = 1$, ενώ για τριδιάστατες $I_f > 1$. Ιδιαίτερα ευνοϊκή επιρροή έχουν οι τριαξονικές συνθήκες, όπως έδωσαν οι αναλύσεις και για τους δύο τύπους εδαφικού σχηματισμού για λόγο διαστάσεων $L/H \leq 2$. Η διαπίστωση αυτή διευκόλυνε την επιλογή των περιπτώσεων αναλύσεως για το κύριο μέρος του κεφαλαίου που αφορά στις προεντεταμένες αγκυρώσεις.



Σχήμα 2.7: Αυξητικός συντελεστής λόγω τριαξονικών συνθηκών I_f , ως συνάρτηση του λόγου L/H .

3. Αναλύσεις ευσταθείας αντιστήριξεων κατακορύφων πρानών με προεντεταμένες αγκυρώσεις

3.1 Προσομοιώσεις και παράμετροι αναλύσεων

α) Γενικά για τις προσομοιώσεις

Το βασικό γεωμετρικό προσομοίωμα των αναλύσεων φαίνεται στο Σχ.2.8, για επιφάνεια κάτοψης της εκσκαφής $B \cdot L$ ($L \geq B$) και ύψος του διαμορφούμενου κατακόρυφου πρानού, H . Το τοιχείο αντιστήριξης περιλαμβάνει κατακορύφους πασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος σε σταθερές αξονικές αποστάσεις s , επί των οποίων κατασκευάζονται οι αγκυρώσεις σε κατακόρυφες αποστάσεις $s_v = H/(1+n)$, όπου n ο αριθμός των καθ' ύψος αγκυρώσεων. Μεταξύ των πασσάλων διαστρώνεται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μικρού πάχους που φθάνει μέχρι την τελική στάθμη εκσκαφής, δηλαδή μέχρι βάθους H από την αρχική επιφάνεια του εδάφους. Στο Σχ.2.8 εμφανίζονται τρεις σειρές αγκυρώσεων που εξετάστηκαν στις περισσότερες περιπτώσεις των αναλύσεων (με αντίστοιχο ύψος πρानού 12 m), εντούτοις παράλληλες αναλύσεις έγιναν για 2-5 σειρές αγκυρώσεων και αναλόγως προσαρμοσμένα ύψη πρανού.

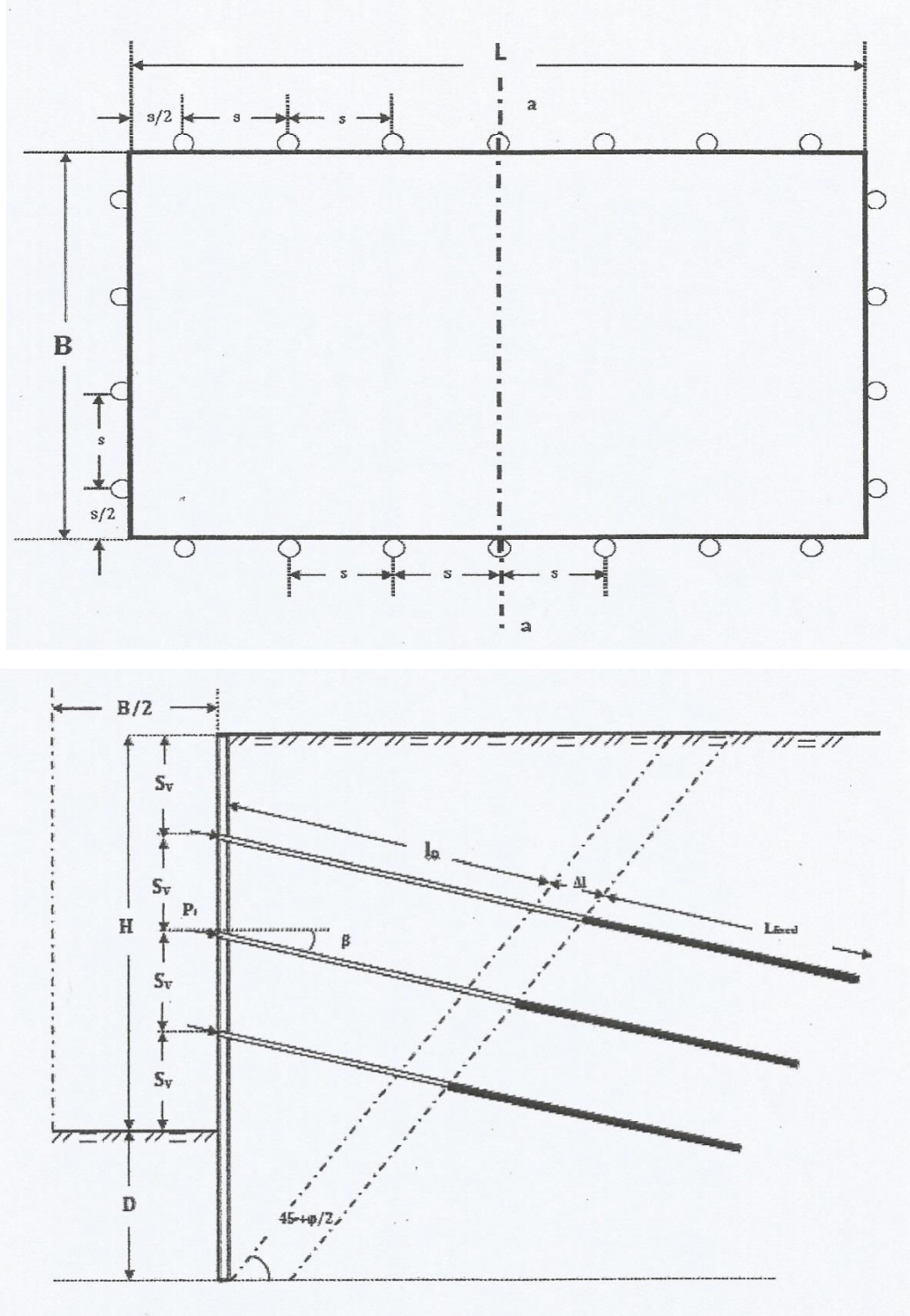
Βασικά γεωμετρικά μεγέθη που φαίνονται στο Σχ.2.8 είναι το βάθος έμπηξης των πασσάλων, D (που εξετάστηκε στις αναλύσεις μέσω της κανονικοποιημένης τιμής D/H), καθώς και το πρόσθετο μήκος του ελεύθερου τμήματος του αγκυρίου, Δl , μετρούμενου πέραν του θεωρητικού επιπέδου αστοχίας κατά Rankine. Οι φορτίσεις P_i αφορούν στα επιβαλλόμενα φορτία προέντασης που θεωρήθηκαν κατά τις επιλύσεις με τιμές $P_i = 0,8 \cdot R_{a,d}$, όπου $R_{a,d}$ τιμή σχεδιασμού της αντοχής του αγκυρίου.

Χρησιμοποιήθηκαν τα προγράμματα F.E. Plaxis 2D για προσομοίωση υπό διδιάστατες συνθήκες (όπου $L \gg H$) και Plaxis 3D Foundation για τις αναλύσεις υπό τριδιάστατες συνθήκες. Αναλόγως της περίπτωσης ακολουθήθηκαν και οι σχετικές λεπτομέρειες των προσομοιώσεων, όπως ενδεικτικά:

i) Υπό διδιάστατες συνθήκες, το πέτασμα αντιστήριξης προσομοιώθηκε με στοιχεία δοκού, ως συνεχής πλάκα, τόσο άνω της στάθμης εκσκαφής, όσο και κάτω, με τα αντίστοιχα μεγέθη δυστένειας ($E_b \cdot A$) και ακαμψίας ($E_b \cdot J$), ανηγμένα στην μονάδα μήκους. Το ελεύθερο μήκος των αγκυρίων προσομοιώθηκε ως γραμμικό στοιχείο με αξονική μόνο λειτουργία και δυνατότητα αναλήψεως εφελκυστικών, αλλά και θλιπτικών φορτίων, ενώ το πακτωμένο με στοιχεία γεωπλέγματος και εφελκυστική (μόνο) αξονική λειτουργία. Τα δύο τμήματα του αγκυρίου προσομοιώθηκαν ως γραμμικώς ελαστικά-ιδεατώς πλαστικά (με εισαγωγή των δεδομένων δυστένειας και αντοχής, ανηγμένα στη μονάδα μήκους).

ii) Υπό τριδιάστατες συνθήκες, τόσο οι πάσσαλοι όσο και τα αγκύρια προσομοιώθηκαν ως διακριτά (και όχι συνεχή) στοιχεία, με τις πραγματικές κατά μήκος αποστάσεις τους. Ειδικότερα, το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου προσομοιώνεται επακριβώς, σε αντίθεση με την αναγκαστική προσέγγιση που γίνεται υπό διδιάστατες συνθήκες. Τα επίπεδα εργασίας-αναφοράς, υπό 3D συνθήκες είναι οριζόντια και καθορίζονται από τα βασικά στοιχεία της αντιστήριξης (π.χ. στάθμη κάθε σειράς αγκυρίων), αλλά και από τις κατασκευαστικές φάσεις. Αντιθέτως, υπό 2D συνθήκες το επίπεδο σχεδιασμού είναι κατακόρυφο.

Το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων περιέλαβε και στις δύο περιπτώσεις 15-κομβά στοιχεία, ενώ προβλέφθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας (10-κομβά) κατά τις επιφάνειες επαφής των δομικών στοιχείων με το έδαφος.



Σχήμα 2.8: Γεωμετρικά στοιχεία εκσκαφής αντιστηριζόμενης με προεντεταμένες αγκυρώσεις.

β) Τύποι εδαφικών σχηματισμών και γεωτεχνικές παράμετροι

Εξετάστηκαν δύο βασικοί τύποι εδάφους, ως εξής:

- i) Αποσαθρωμένος ημίβραχος με μικρή συνοχή και υψηλή γωνία εσωτερικής τριβής του οποίου η γεωτεχνική συμπεριφορά προσεγγίζει τη συμπεριφορά του μη συνεκτικού σχηματισμού. Ο τύπος του σχηματισμού αυτού αντιστοιχεί στον κωδικό S₁.
- ii) Στιφρή-πολύ στιφρή άργιλος με μικρή γωνία εσωτερικής τριβής, της οποίας η συμπεριφορά είναι αυτή του συνεκτικού εδάφους. Στο έδαφος αυτό αντιστοιχεί ο κωδικός S₂.

Διευκρινίζεται σχετικά ότι σε παραμετρικές αναλύσεις που περιλαμβάνουν αρκετά μεγάλο αριθμό παραγόντων, δεν θα είχε πρακτική έννοια η εξέταση πολλών περιπτώσεων με διαφορετικές παραμέτρους διατμητικής αντοχής. Προφανώς όσο αυξάνεται η διατμητική αντοχή του εδάφους για συγκεκριμένες δυνάμεις αγκυρώσεων, αυξάνεται επίσης και ο συντελεστής ασφάλειας. Θεωρήθηκε εντούτοις, ότι ήταν απαραίτητη η εξέταση της επιρροής του βασικού τρόπου ανάπτυξης διατμητικής αντοχής. Οι γεωτεχνικές παράμετροι των ανωτέρω εδαφικών τύπων ως παράμετροι εισαγωγής δεδομένων δίδονται στον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Γεωτεχνικές παράμετροι των εδαφών

Κωδικός	Περιγραφή	Μοναδιαίο βάρος γ (kN/m ³)	Ελαστικές παράμετροι		Παράμετροι αντοχής		
			E (MPa)	ν	ϕ' (°)	c' (kPa)	R_{int}^*
S ₁	Αποσαθρωμένος ημίβραχος	22	75	0,25	37	15	0,01-1
S ₂	Πολύ στιφρή άργιλος	20	25	0,30	10	50	0,01-1

*Σημείωση: Ο συντελεστής R_{int} προσομοιώνει την απομείωση της διατμητικής αντοχής κατά τις διεπιφάνειες επαφής με δομικά στοιχεία.

Η συμπεριφορά των εδαφών αντιστοιχεί σε γραμμικώς ελαστική-ιδεατώς πλαστική κατά Mohr-Coulomb, ενώ έγινε η εύλογη παραδοχή ομοιογενούς (σε κάθε περίπτωση) εδαφικού σχηματισμού χωρίς διαφοροποιήσεις άνω και κάτω της στάθμης γενικής εκσκαφής. Εντούτοις, σε ορισμένες περιπτώσεις θεωρήθηκε διαφοροποίηση μόνο του συντελεστή απομείωσης της διατμητικής αντοχής R_{int} , για λόγους που θα εξηγηθούν σε αντίστοιχη παράγραφο (§4.2) που αφορά στην ανάπτυξη των καθιζήσεων.

γ) Παραμετρικές αναλύσεις

Η συμπεριφορά μιας κατασκευής αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις εξαρτάται από ένα πλήθος παραγόντων, όπως τα γεωμετρικά στοιχεία, οι ιδιότητες του υπεδάφους, η διάταξη των αγκυρώσεων, η αντοχή των αγκυρίων, οι δυνάμεις προεντάσεως, κλπ.

Προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή των διαφόρων παραγόντων, έγιναν αρχικές επιλογές που διατηρήθηκαν σταθερές για όλες τις αναλύσεις. Στον Πίνακα 2.2 δίδονται τα αντίστοιχα αριθμητικά μεγέθη που κατά κανόνα (αλλά όχι σε όλες τις περιπτώσεις) εφαρμόστηκαν.

Πίνακας 2.2: Σταθερές γεωμετρικές παράμετροι (Κύριες αναλύσεις)

Παράμετρος	Τιμή
Ύψος της εκσκαφής (m)	12
Αριθμός αγκυρίων ανά σειρά	3
Κατακόρυφη απόσταση αγκυρίων (m)	3
Οριζόντια απόσταση πασσάλων αντιστήριξης (m)	3
Γωνία κλίσεως των αγκυρίων β (°)	20
Πακτωμένο μήκος αγκυρίων L_{fixed} (m)	6,00

Οι παράγοντες που εξετάστηκαν στις διάφορες παραμετρικές αναλύσεις είναι οι εξής:

- Ο βασικός τύπος S του εδάφους στην περιοχή της εκσκαφής
 - Το βάθος έμπηξης των πασσάλων αγκύρωσης, D.
 - Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων, K.
 - Το πρόσθετο ελεύθερο μήκος των αγκυρίων Δl , μετρούμενο πέραν του θεωρητικού επιπέδου αστοχίας κατά Rankine.
 - Η αντοχή σχεδιασμού του αγκυρίου $R_{a,d}$.
 - Η δυσκαμψία του πετάσματος αντιστήριξης.
- Οι δύο βασικοί τύποι εδαφικών σχηματισμών με τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά τους περιγράφηκαν στην προηγούμενη υποπαράγραφο και σε αυτούς αντιστοιχούν οι κωδικοί S₁ και S₂.
- Η επιρροή του βάθους έμπηξης εξετάστηκε μέσω του αδιάστατου λόγου D/H. Οι αναλύσεις περιέλαβαν κατά κανόνα (και όχι μόνο), τρεις συγκεκριμένες τιμές, D/H = 0, 0,15 και 0,30. Η ακραία περίπτωση D/H = 0 εξετάστηκε για λόγους σύγκρισης με τις υπόλοιπες, αλλά στην πράξη θα αντιστοιχούσε μόνο σε περίπτωση αντιστήριξης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια χωρίς στοιχεία ακαμψίας, δηλαδή χωρίς κατακόρυφους πασσάλους.
- Εξετάστηκαν τρεις συγκεκριμένες τιμές του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K = 0,2, 0,5 και 1. Η ενδιάμεση τιμή K = 0,5 αποτελεί μία μέση περίπτωση που συνήθως υιοθετείται στις αναλύσεις, αν δεν υπάρχουν άλλα στοιχεία. Η τιμή K = 0,2 μάλλον αποτελεί ακραία περίπτωση που θα αντιστοιχούσε μάλλον στο σχηματισμό S₁, ενώ η τιμή K = 1 θα αντιστοιχούσε σε υπερστεροποιημένη άργιλο, άρα στην περίπτωση S₂. Εντούτοις, εξετάστηκαν όλοι οι συνδυασμοί εδαφικών σχηματισμών και συντελεστών ουδετέρων ωθήσεων. Οι περιπτώσεις των συντελεστών K έχουν εισαχθεί με τους κωδικούς K₁, K₂ και K₃ αντίστοιχα.

- Η επιρροή του ελεύθερου μήκους των αγκυρίων εξετάστηκε για τρεις συγκεκριμένες περιπτώσεις με κωδικούς L_0 , L_1 και L_2 . Τα ελεύθερα μήκη των αγκυρίων, l_0 σε κάθε στάθμη υπολογίστηκαν βάσει παραδοχής για την επιλογή του πρόσθετου μήκους Δl , πέρα από το επίπεδο ολίσθησης που αντιστοιχεί στην ενεργό κατάσταση Rankine και κλίνει υπό γωνία α ως προς την οριζόντιο, σύμφωνα με το Σχ.2.8. Σημειώνεται ότι ειδικώς για την κατώτερη σειρά αγκυρίων εφαρμόστηκε ο πρόσθετος περιορισμός $l_0 \geq 5 \text{ m}$.
- Η αντοχή σχεδιασμού του αγκυρίου $R_{a,d}$ θεωρήθηκε ως παράμετρος των αναλύσεων που κυμάνθηκε από πολύ μικρές τιμές βάσει μιας υποθετικά χαμηλής αντοχής συνάφειας κατά το πακτωμένο τμήμα, έως και την οριακή τιμή που υπολογίζεται βάσει της τάσης διαρροής του χάλυβα και είναι δπλάσια της ελάχιστης.

Οι συνδυασμοί μεγεθών κατά τις παραμετρικές αναλύσεις, δίδονται στο σχετικό Πίνακα 2.3. Ως προς τη διαδικασία των επιλύσεων διευκρινίζονται τα εξής:

α) Το αρχικό εντατικό πεδίο που προϋπάρχει της οποιασδήποτε μελετούμενης εκσκαφής, στη μεν περίπτωση των διδιάστατων αναλύσεων παράγεται κατά τη φάση εισαγωγής δεδομένων, στη δε περίπτωση των τριδιάστατων ως αρχική φάση του σταδίου των επιλύσεων. Η βάση υπολογισμού του υπ' όψιν εντατικού πεδίου είναι ο εισαγόμενος συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων, K .

β) Κατά τη διαδικασία των κυρίων επιλύσεων ακολουθήθηκαν οι παρακάτω φάσεις που περιγράφονται ενδεικτικά για τρεις σειρές αγκυρώσεων:

- Φάση 1: Κατασκευή των πασσάλων αντιστήριξης και πρώτη σταδιακή εκσκαφή μέχρι βάθους 1m κάτω από την πρώτη σειρά αγκυρώσεων.
- Φάση 2: Ενεργοποίηση (κατασκευή) της πρώτης σειράς αγκυρίων και προένταση με δύναμη $0,8 \cdot R_{a,d}$.
- Φάση 3: Δεύτερη σταδιακή εκσκαφή μέχρι βάθους 1 m κάτω από τη δεύτερη σειρά αγκυρώσεων.
- Φάση 4: Ενεργοποίηση της δεύτερης σειράς αγκυρίων και προένταση με δύναμη $0,8 \cdot R_{a,d}$.
- Φάση 5: Τρίτη σταδιακή εκσκαφή μέχρι βάθους 1 m κάτω από την τρίτη σειρά αγκυρώσεων.
- Φάση 6: Ενεργοποίηση της τρίτης σειράς αγκυρίων και προένταση με δύναμη $0,8 \cdot R_{a,d}$.
- Φάση 7: Τελευταία σταδιακή εκσκαφή μέχρι την τελική στάθμη.

Πίνακας 2.3: Παραμετρικές τιμές των εξεταζομένων παραγόντων

A/A	Παραμετρικά μεγέθη	Κωδικός	Τιμή ή χαρακτηρισμός
1	Σχετικό βάθος έμπτηξης D/H	D ₀ D ₁ D ₂	0 0,15 0,30
2	Πρόσθετο, ελεύθερο μήκος αγκυρίων Δℓ (m)	L ₀ L ₁ L ₂	0 2,00 4,00
3	Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων K	K ₁ K ₂ K ₃	0,20 0,50 1,00
4	Αντοχή σχεδιασμού αγκυρίων R_{a,d} (kN)	A B C D	105 210 420 840
5	Δυσκαμψία των πασσάλων αντιστήριξης E·J	R F	Δύσκαμπτο Εύκαμπτο

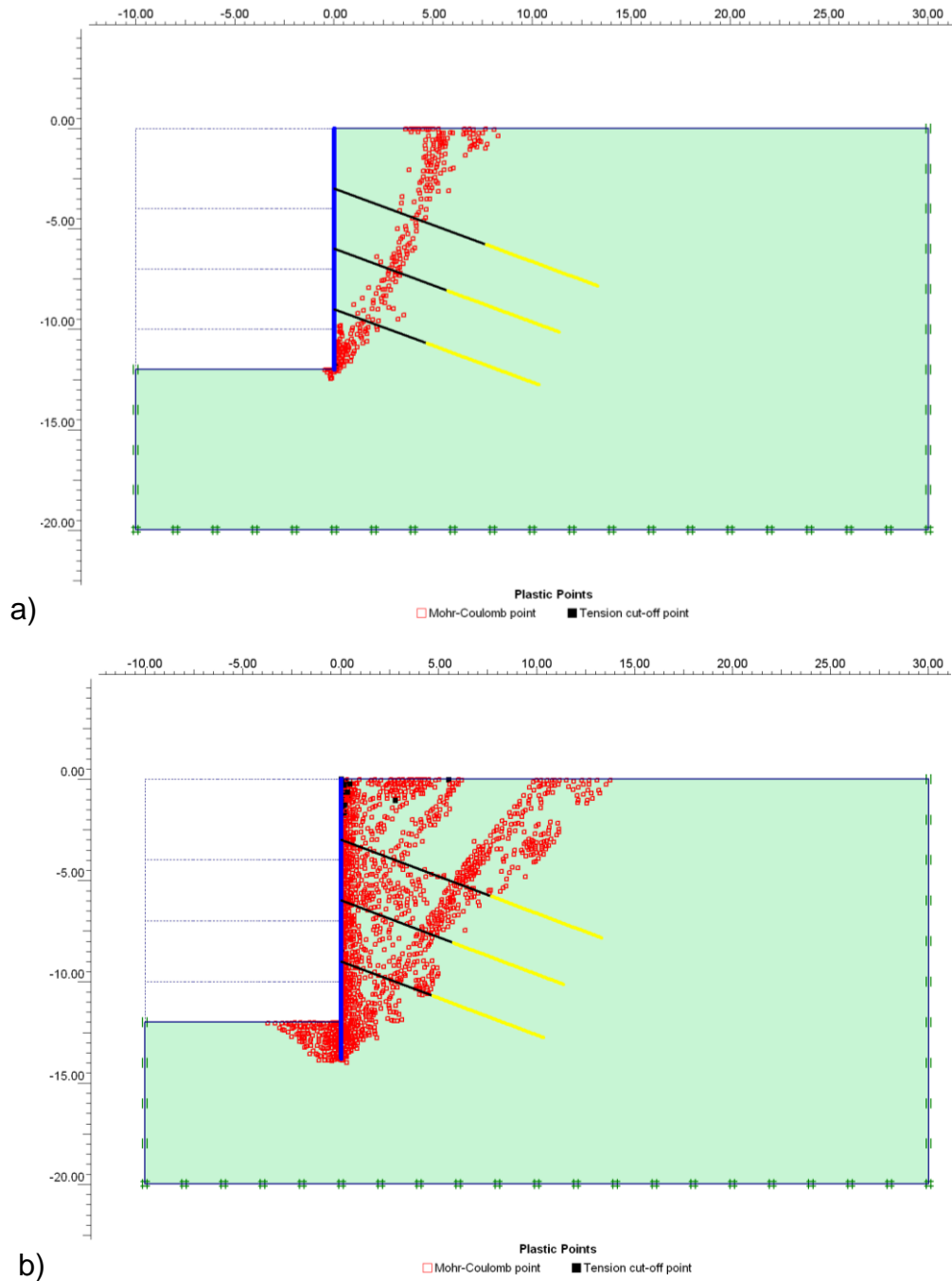
3.2 Επιρροή βασικών παραμέτρων επί του συντελεστή ασφαλείας-Διδιάστατες αναλύσεις

3.2.1 Διευκρινίσεις για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων

Για συγκεκριμένο τύπο εδάφους, το βασικότερο μέγεθος από το οποίο εξαρτάται ο συντελεστής ασφαλείας SF, είναι η αντοχή σχεδιασμού $R_{a,d}$ του μεμονωμένου αγκυρίου. Όπως ήδη αναφέρθηκε, κατά τη φάση εισαγωγής δεδομένων θεωρήθηκε η ίδια αντοχή σχεδιασμού για όλες τις σειρές αγκυρίων, ενώ κατά τις φάσεις των επιλύσεων επιβλήθηκε σε όλα τα αγκύρια σταθερή δύναμη τάνυσης ίση με $0,8 \cdot R_{a,d}$. Για n σειρές αγκυρίων (κατά κανόνα οι επιλύσεις έγιναν με γεωμετρικό προσομοίωμα για $n = 3$), η συνολική αντοχή σχεδιασμού ανά διατομή είναι $\Sigma R_{a,d} = n \cdot R_{a,d}$, ενώ η ανά μονάδα μήκους ανηγμένη συνολική δύναμη είναι αντιστοίχως $\Sigma R_{a,d}/s = (n/s) \cdot R_{a,d}$, όπου s η οριζόντια απόσταση των πασσάλων κατά μήκος της όψης του πρανούς. Σημειώνεται ότι κατά κανόνα μεν στις επιλύσεις θεωρήθηκε $s = 3$ m και κατ' εξαίρεση $s = 1,5$ m.

Τα αποτελέσματα που απεικονίζονται στα διαγράμματα δίδονται ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής σχεδιασμού $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, όπου γ το μοναδιαίο βάρος του εδαφικού σχηματισμού και H το ύψος της εκσκαφής. Η υπ' όψιν μορφή κανονικοποίησης

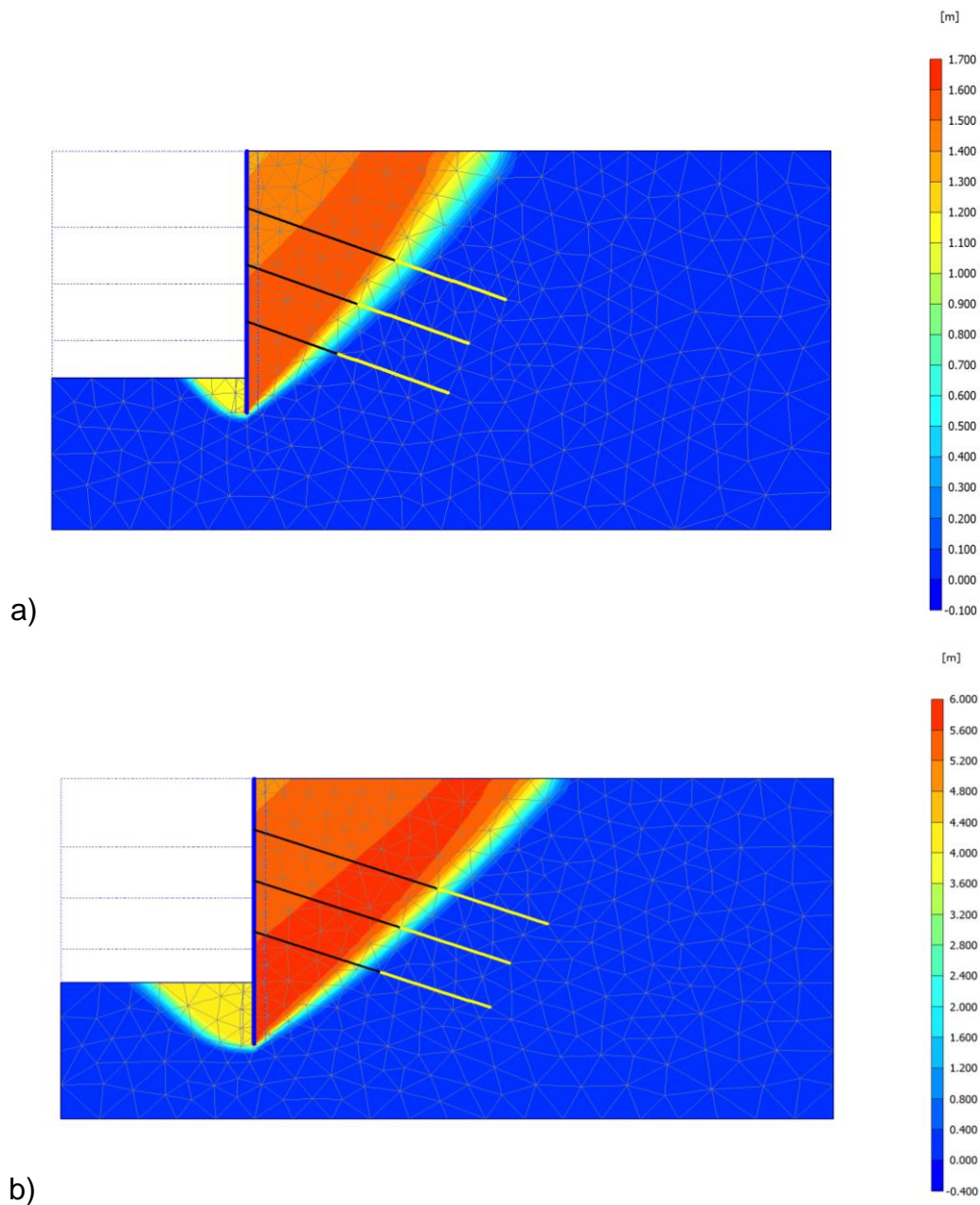
αντιστοιχεί και στο φυσικό νόημα ενός μέτρου της προσφερόμενης συνολικής αντοχής αγκυρίων ανά μονάδα βάρους του κατολισθαίνοντος εδαφικού πρίσματος, το οποίο βάρος ανά μονάδα μήκους είναι ανάλογο του $\gamma \cdot H^2$.



Σχήμα 2.9: Μηχανισμός αστοχίας στον εδαφικό σχηματισμό S_1 (ζώνες πλαστικοποιήσεως):
 a) $D/H = 0$, b) $D/H = 0,15$.

Παραδείγματα του μηχανισμού αστοχίας για τον εδαφικό σχηματισμό S_1 δίδονται στο Σχ. 2.9, με την παραδοχή ελεύθερου μήκους αγκυρίου τύπου L_1 , σύμφωνα με τους κωδικούς του Πίνακα 3. Στην υποθετική περίπτωση μηδενικού βάθους έμπηξης των

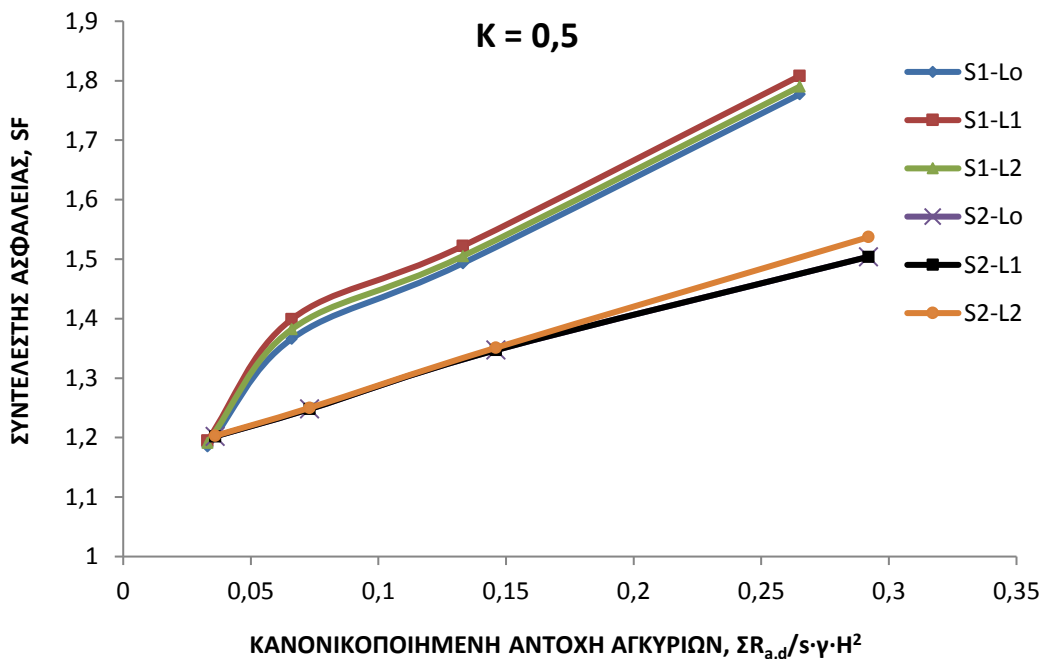
πασσάλων (Σχ.2.9a) ο μηχανισμός αστοχίας προσεγγίζει αυτόν για ενεργητική κατάσταση κατά Rankine, ενώ για $D/H = 0,15$, αναπτύσσονται επί πλέον παθητικές αντωθήσεις (αντίστοιχες της παθητικής κατάστασης). Ανάλογα παραδείγματα μηχανισμού αστοχίας για το έδαφος S_2 δίδονται στο Σχ. 2.10, όπου διαφοροποιείται τόσο το ελεύθερο μήκος αγκυρίων (L_1 ή L_2), όσο και το βάθος πάκτωσης των πασσάλων. Ο μηχανισμός αστοχίας που απεικονίζεται μέσω των συνολικών μετατοπίσεων, εκτείνεται και στις δύο περιπτώσεις μέχρι το τέλος του ελεύθερου μήκους (και της κεφαλής του πακτωμένου τμήματος) των αγκυρίων, αλλά με καμπυλωμένη (και όχι επίπεδη) επιφάνεια αστοχίας. Η συμβολή των παθητικού τύπου αντωθήσεων είναι σαφής, μέσω μη επιπέδων επιφανειών αστοχίας κάτω από τη στάθμη της γενικής εκσκαφής.



Σχήμα 2.10: Μηχανισμός αστοχίας στον εδαφικό σχηματισμό S_2 (χρωματική απεικόνιση των μετατοπίσεων): a) L_1 , $D/H = 0,15$, b) L_2 , $D/H = 0,30$.

3.2.2 Επιρροή της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων

Η υπ' όψιν επιρροή προφανώς εξαρτάται και από τους λοιπούς παράγοντες που υπεισέρχονται στη διαμόρφωση του συντελεστή ασφαλείας. Εντούτοις, για συγκεκριμένο τύπο του εδαφικού σχηματισμού είναι και ο σημαντικότερος παράγοντας. Για τις συγκεκριμένες επιλογές ελεύθερου μέσου μήκους αγκυρίων τύπου L_1 και ανηγμένου βάθους πάκτωσης $D/H = 0,15$, παράδειγμα επιρροής της ανηγμένης συνολικής αντοχής αγκυρίων, παρουσιάζεται στο Σχ. 2.11. Η αυξητική επιρροή του μεγέθους $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$ επί του συντελεστή ασφαλείας SF είναι σαφής και στους δύο εδαφικούς τύπους, όμως φαίνεται ιδιαίτερως σημαντική για τον εδαφικό σχηματισμό S_1 . Προφανώς, η σημαντική συμβολή της υψηλής γωνίας εσωτερικής τριβής στην αναπτυσσόμενη διατμητική αντοχή επί της επιφάνειας ολίσθησης, συνεπάγεται και την αντίστοιχη αύξηση του συντελεστή ασφαλείας για δεδομένη αντοχή αγκυρίων, ώστε να δικαιολογείται ότι ο συντελεστής ασφαλείας SF για πολύ μικρές δυνάμεις αγκυρώσεως είναι παραπλήσιος στους δύο εδαφικούς τύπους, ενώ για τις υψηλότερες δυνάμεις, οι αποκλίσεις των τιμών SF είναι σημαντικές.



Σχήμα 2.11: Επιρροή της κανονικοποιημένης αντοχής και του ελεύθερου μήκους αγκυρίων επί του συντελεστή ασφαλείας.

3.2.3 Επιρροή του ελεύθερου μήκους των αγκυρίων

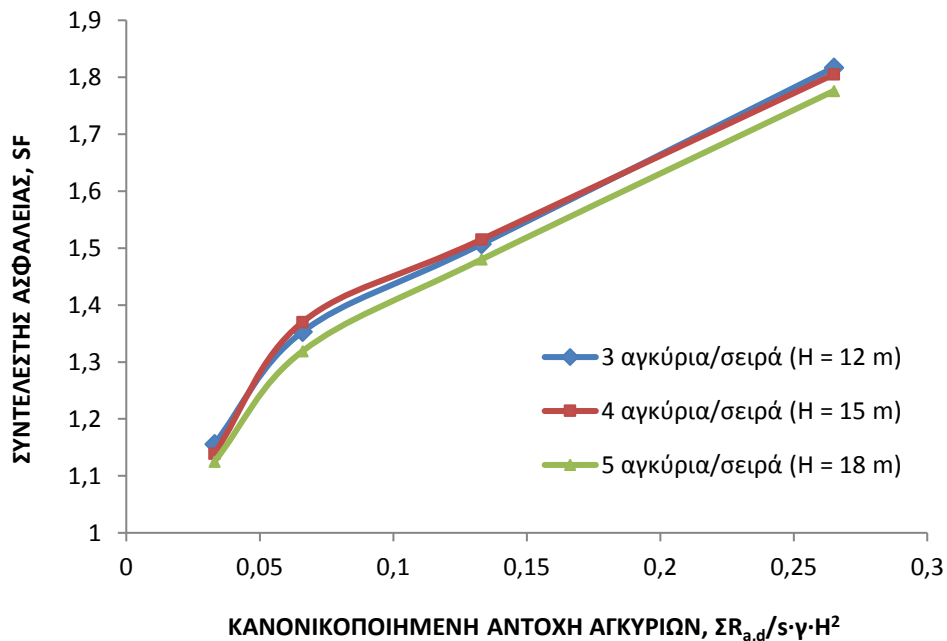
Όπως ήδη αναφέρθηκε, εξετάστηκαν τρεις περιπτώσεις, με τους κωδικούς L_0 , L_1 και L_2 με αντίστοιχες τιμές του πρόσθετου μήκους Δl , πέραν του θεωρητικού επιπέδου αστοχίας κατά Rankine, 0, 2 m και 4 m. Σημειώνεται ότι κατά κανόνα οι επιλύσεις, των οποίων τα αποτελέσματα παρουσιάζονται αφορούν στην ενδιάμεση (και συνηθέστερη) περίπτωση L_1 , δηλαδή $\Delta l = 2$ m, με τη διευκρίνιση ότι σε κάθε περίπτωση το ελεύθερο μήκος των αγκυρίων είναι $l_{free} = l_0 + \Delta l \geq 5$ m, όπως συνήθως (για άλλους λόγους) εφαρμόζεται στην πράξη.

Από τις συγκριτικές αναλύσεις προέκυψαν τα διαγράμματα του Σχ.2.11, τα οποία έδειξαν σχετικά μικρή επιρροή του πρόσθετου μήκους επί του συντελεστή ασφαλείας για τον εδαφικό σχηματισμό S_2 και σχεδόν καμία επιρροή για τον S_1 .

3.2.4 Επιρροή του καθ' ύψος αριθμού αγκυρίων, n

Δεδομένου ότι κατά κανόνα οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τρεις σειρές αγκυρίων, είναι αυτονόητο ότι θα έπρεπε να εξετασθεί αν η διαφοροποίηση της γεωμετρίας του πρανούς και του καθ' ύψος αριθμού των αγκυρίων n επηρεάζει σε αξιοσημείωτο βαθμό την συσχέτιση $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2 - SF$ ή όχι.

Στο Σχ.2.12 παρουσιάζονται συγκριτικά αποτελέσματα των επιλύσεων στην περίπτωση του εδαφικού τύπου S_1 (και ανηγμένου βάθους πακτώσεως $D/H = 0,15$), για $n = 3, 4$ και 5 . Οι ανωτέρω επιλύσεις αφορούν κατακόρυφα πρανή ύψους $H = 12$ m έως 18 m. Παρατηρείται ότι πρακτικά, ο συντελεστής ασφαλείας είναι ανεξάρτητος του αριθμού n των αγκυρίων καθ' ύψος, για συγκεκριμένη τιμή της ανηγμένης συνολικής αντοχής αγκυρίων, επομένως έστω και κατά προσέγγιση, αυτό αποτελεί ένδειξη της ενιαίας συσχέτισης $SF - \Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, τουλάχιστον για το σύνηθες εύρος μεταβολής του ύψους H είτε του αριθμού των αγκυρίων n , για συγκεκριμένες τιμές λοιπών δεδομένων, όπως ο εδαφικός τύπος και το ανηγμένο βάθος πάκτωσης των πασσάλων αγκύρωσης.

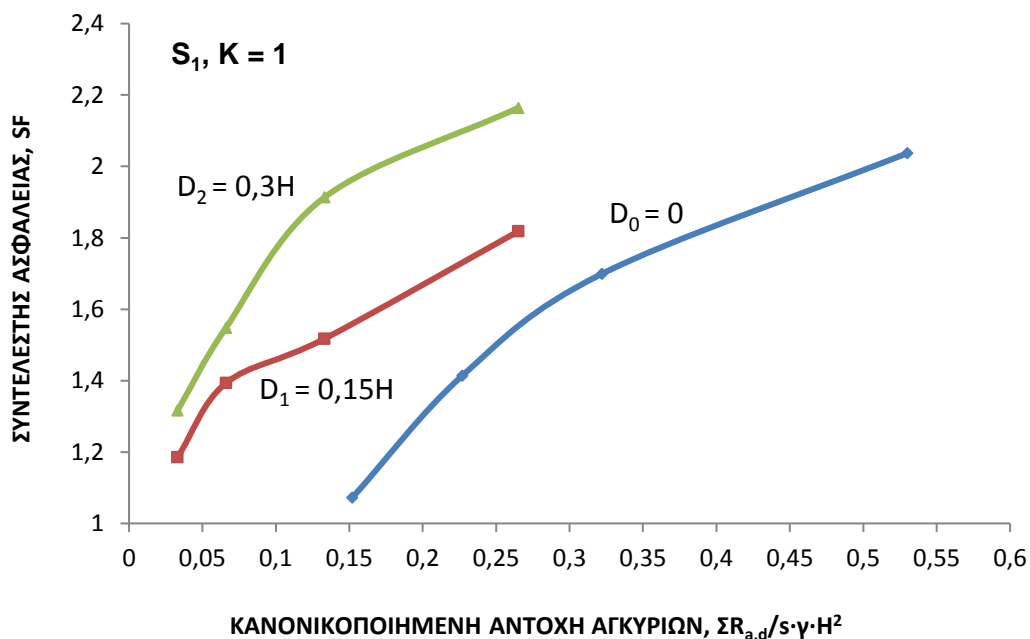


Σχήμα 2.12: Επιρροή του αριθμού των αγκυρίων καθ' ύψος επί του συντελεστή ασφαλείας: $D/H = 0,15$, έδαφος S_1 .

3.2.5 Επιρροή του βάθους έμπηξης

Το βάθος έμπηξης των πασσάλων αγκύρωσης αναμένεται να έχει σημαντική επιρροή στο συντελεστή ασφαλείας, λόγω της ευνοϊκής ανάπτυξης αντωθήσεων παθητικού τύπου κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής. Οι υπ' όψιν διδιάστατες συνθήκες στις οποίες αναφερόμαστε στην παρούσα §3, ενδεχομένως να υπερεκτιμούν τη συμβολή του

παράγοντα D/H στην ανόρθωση του συντελεστή ασφαλείας, λόγω της αναπόφευκτης προσομοίωσης της σειράς διακριτών, μεμονωμένων πασσάλων ως συνεχούς πετάσματος κάτω από την στάθμη της γενικής εκσκαφής, αλλά τούτο λεπτομερέστερα θα εξετασθεί κατά την παρουσίαση των τριδιάστατων αναλύσεων. Στο Σχ. 2.13 απεικονίζεται η επιρροή του βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφαλείας για τον εδαφικό σχηματισμό S_1 , ως συνάρτηση και της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων. Ειδικώς για τις αναλύσεις με την ακραία υπόθεση μηδενικού βάθους έμπηξης (ιδιαίτέρως δυσμενής για σχηματισμό του οποίου η ανάπτυξη της διατμητικής αντοχής οφείλεται κυρίως στην υψηλή γωνία εσωτερικής τριβής), θεωρήθηκε ως αξονική απόσταση των σειρών αγκυρίων $s = 1,5$ m (αντί $s = 3$ m), ώστε το αντίστοιχο διάγραμμα της περίπτωσης D_0 να είναι μετατεθειμένο σε σχέση με αυτά των δύο άλλων περιπτώσεων. Παρατηρείται η πολύ σημαντική επιρροή του λόγου D/H επί των αποτελεσμάτων και επιβεβαιώνεται ότι σε κάθε περίπτωση ανηγμένου βάθους πάκτωσης, η αύξηση της συνολικής κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων έχει ως συνέπεια την ταχεία αύξηση του συντελεστή ασφαλείας. Τέλος, επισημαίνεται ότι ο ρυθμός αύξησης του συντελεστή ασφαλείας SF είναι σαφώς ταχύτερος στις μικρές βαθμίδες επιβολής των δυνάμεων τάνυσης.



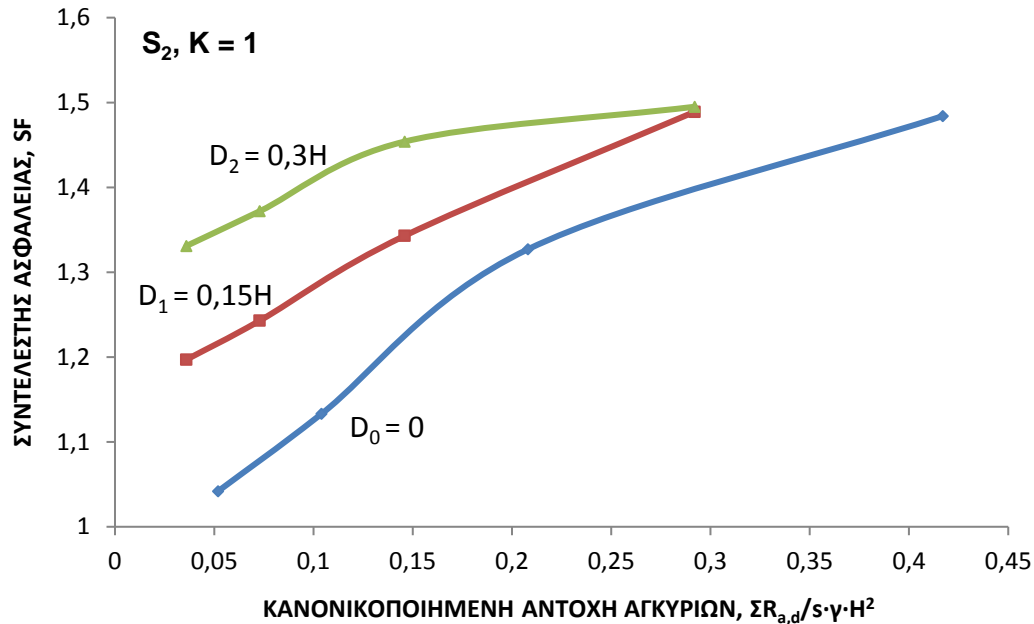
Σχήμα 2.13: Επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφαλείας SF στο σχηματισμό S_1 (μέσο μήκος L_1).

Οι αναλύσεις για τον αργιλικό σχηματισμό S_2 έδωσαν αποτελέσματα, τα οποία παρουσιάζονται στο Σχ. 2.14. Παρατηρούμε ότι είναι σαφής η ευνοϊκή επιρροή του βάθους πάκτωσης των πασσάλων επί των συνθηκών ευσταθείας, αλλά συγκριτικά με το σχηματισμό S_1 (Σχ. 2.13) παρατηρούνται οι εξής διαφορές:

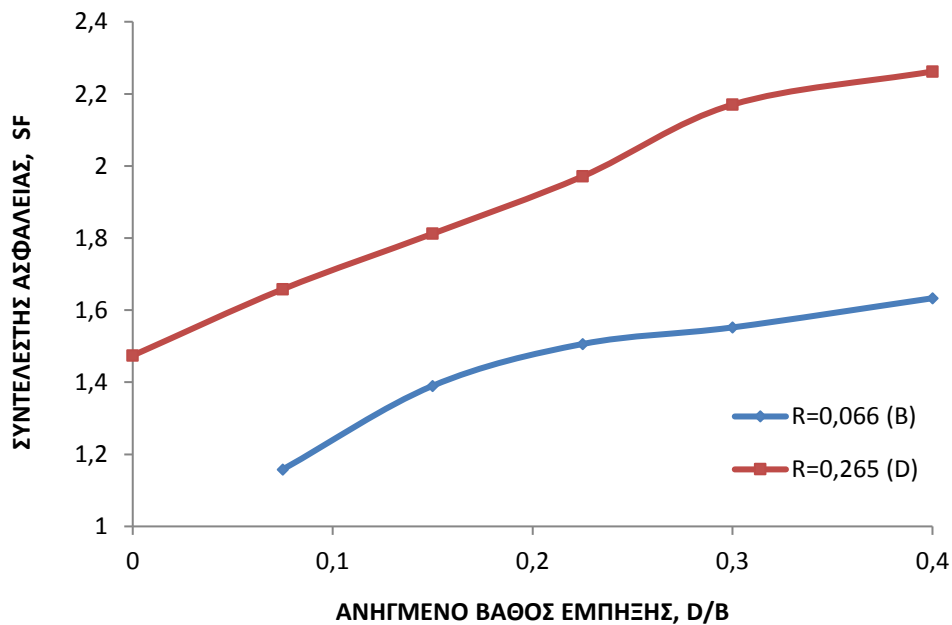
i) Η ποσοστιαία αύξηση του συντελεστή ασφαλείας SF για δεδομένη τιμή της ανηγμένης συνολικής αντοχής αγκυρίων είναι σημαντικά μικρότερη στην υπ' όψιν περίπτωση του

εδάφους S_2 , για αυξανόμενο βάθος πάκτωσης. Οι διαφορές είναι ακόμη μικρότερες για τις υψηλότερες τιμές αντοχής των αγκυριών.

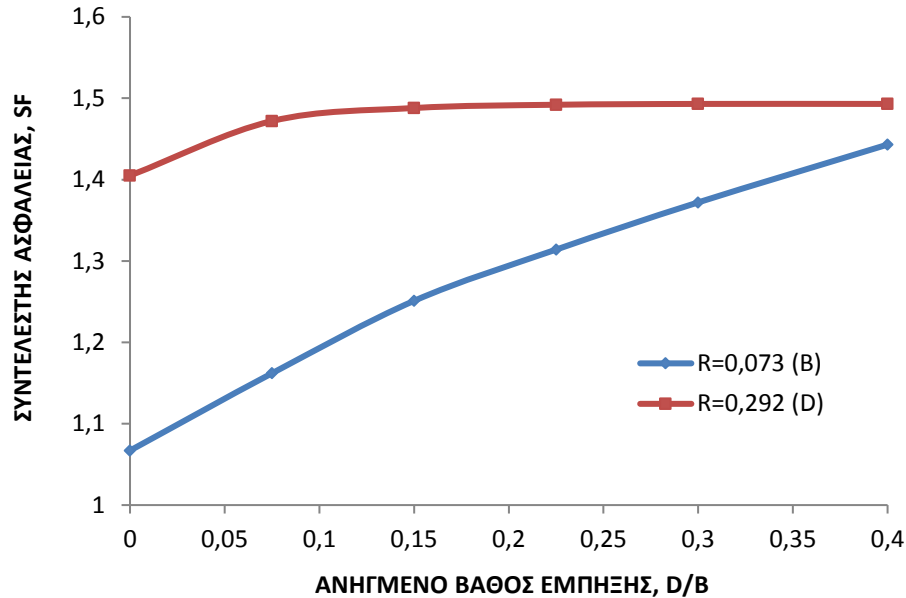
ii) Ο ρυθμός αύξησης του SF για αυξανόμενη τιμή του όρου $R = \Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$ είναι σαφώς μικρότερος στην περίπτωση του εδάφους S_2 με σαφή τάση απομείωσης για τις υψηλότερες τιμές της ανηγμένης αντοχής αγκυριών.



Σχήμα 2.14: Επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφαλείας SF στο σχηματισμό S_2 .



Σχήμα 2.15: Επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφαλείας: Έδαφος S_1 .

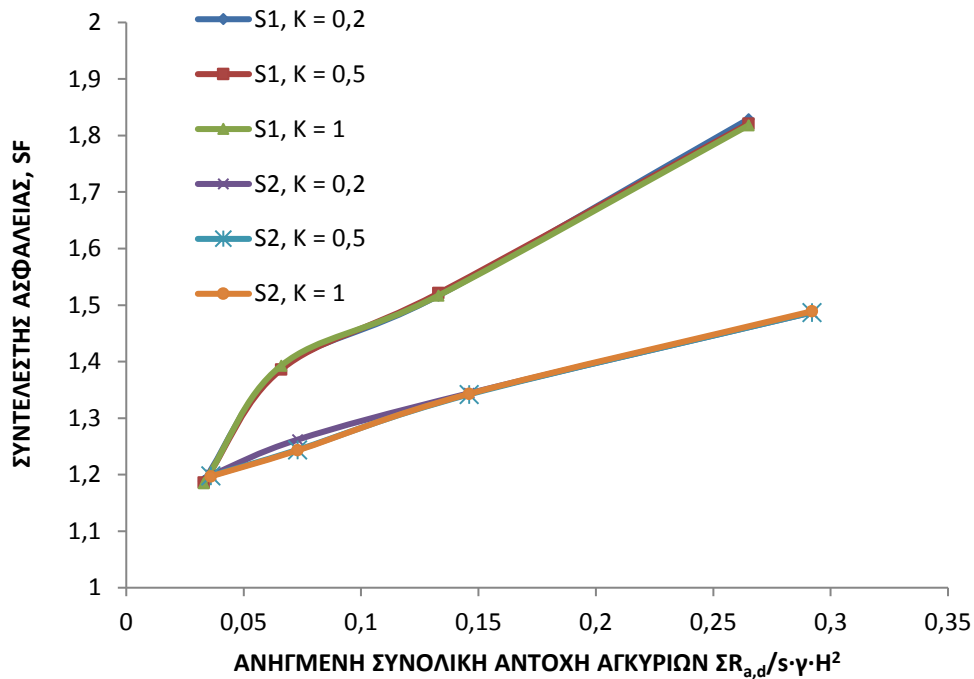


Σχήμα 2.16: Επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφαλείας: Έδαφος S₂.

Οι ανωτέρω διαφορές οφείλονται στο διαφορετικό τρόπο ανάπτυξης της διατμητικής αντοχής: Ίσως με σαφέστερο τρόπο απεικονίζεται η επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης σε διάγραμμα D/B–SF, για το ευρύτερο φάσμα μεταβολής: $0 \leq D/B \leq 0,40$, αλλά για δύο μόνο συγκεκριμένες τιμές της κανονικοποιημένης αντοχής $R = \Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, που αντιστοιχεί σε αντοχή αγκυρίων των κωδικών B και D, δηλαδή $R_{a,d} = 210 \text{ kN}$ και 840 kN , αντιστοίχως. Από το Σχ. 2.15 που αφορά στο έδαφος S₁ επιβεβαιώνεται η σημαντική επιρροή του βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφαλείας με συνεχή ρυθμό αύξησης του μεγέθους αυτού (SF), ενώ από το Σχ. 2.16, για τον εδαφικό σχηματισμό S₂ συμπεραίνεται ότι για την υψηλότερη τιμή του συντελεστή R (περίπτωση αντοχής D), το βάθος έμπηξης ελάχιστα επηρεάζει τον συντελεστή ασφαλείας και ειδικότερα για $D/B \geq 0,25$, η αντίστοιχη επιρροή είναι πρακτικά αμελητέα. Επιπροσθέτως, στο ίδιο σχήμα παρατηρείται ότι για την ενδιάμεση τιμή R (περίπτωση αντοχής B), η ποσοστιαία διαφορά του συντελεστή SF είναι περίπου μόνο 30%, για τις ακραίες τιμές του διαγράμματος $D = 0$ και $D/B = 0,40$.

3.2.6 Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων

Ο συντελεστής K των επί τόπου οριζοντίων πιέσεων επηρεάζει σαφώς τις μετατοπίσεις στην περιοχή της αντιστήριξης, όχι όμως και τον συντελεστή ασφαλείας, όπως φαίνεται στο Σχ. 2.17, στο οποίο παρουσιάζονται συγκριτικά τα αποτελέσματα των επιλύσεων για τους δύο εδαφικούς σχηματισμούς S₁ και S₂. Εξετάσθηκαν τρεις περιπτώσεις συντελεστή K, με τιμές κυμαινόμενες από 0,2 έως 1, οι οποίες σαφώς καλύπτουν το φάσμα των περιπτώσεων της πράξης.



Σχήμα 2.17: Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K επί του συντελεστή ασφαλείας ($D/H = 0,15$): Αναλύσεις 2D.

Το Σχ. 2.17 αφορά στην περίπτωση μέσου βάθους έμπηξης ($D/H = 0,15$) και μέσου ελεύθερου μήκους αγκυρίων (L_1) και υποδεικνύει πρακτικά ταυτόσημες τιμές του συντελεστή SF (ανεξαρτήτως του συντελεστή K) για κάθε περίπτωση εδαφικού σχηματισμού (S_1 ή S_2), αλλά συγκεκριμένη εκάστοτε τιμή της ανηγμένης αντοχής αγκυρίων R . Προφανώς, προκειμένου για τον συντελεστή ασφαλείας SF, δεν έχει περαιτέρω νόημα η αναφορά σε συγκεκριμένη εκάστοτε τιμή του συντελεστή K για τον οποίον πραγματοποιήθηκαν οι αναλύσεις.

3.3 Επιρροή των τριαξονικών συνθηκών επί του συντελεστή ασφαλείας

3.3.1 Διευκρινίσεις για τις αναλύσεις

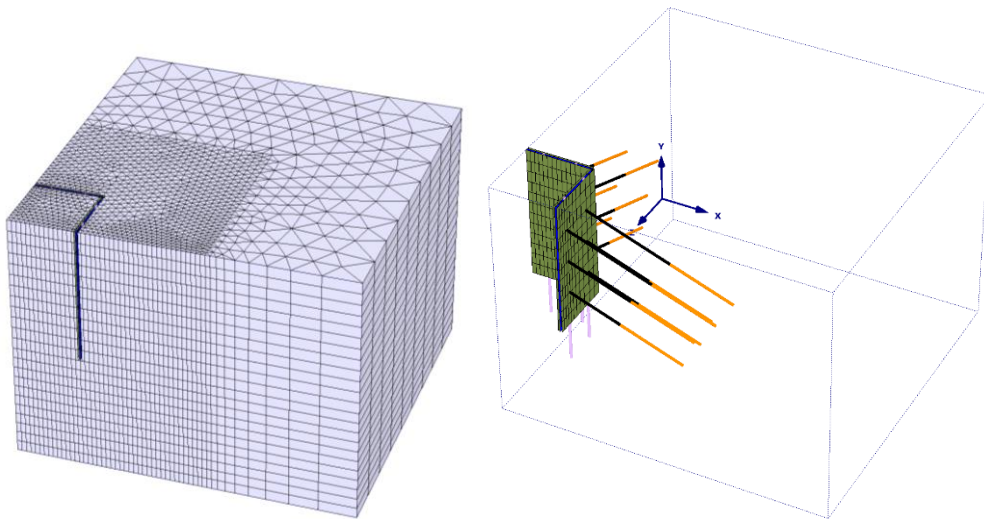
α) Κύριος σκοπός των τριδιάστατων αναλύσεων ήταν η σύγκριση των αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα των διδιάστατων, επομένως τα δεδομένα και οι συνδυασμοί των δεδομένων ούτως ή άλλως θα έπρεπε να συμπίπτουν στις ανωτέρω περιπτώσεις. Εντούτοις, ο αριθμός των 3D αναλύσεων ήταν σχετικά περιορισμένος με αυτόν των 2D, ως εκ τούτου μεγέθη που δεν έχουν σημαντική επιρροή (όπως διαπιστώθηκε από τις απλούστερες διδιάστατες), λήφθηκαν με σταθερές τιμές και συγκεκριμένα το μεν ελεύθερο τμήμα των αγκυρίων ως τύπου L_1 ($\Delta l = 2 \text{ m}$), ο δε συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων, ως προς τον υπολογισμό για την επιρροή επί του συντελεστή ασφαλείας μόνο θεωρήθηκε ως $K_2 = 0,50$.

β) Τα αγκύρια θεωρούνται ως μη συνεχή, αλλά διακριτά στοιχεία ενίσχυσης, με συγκεκριμένες διαστάσεις για το ελεύθερο και πακτωμένο τμήμα τους, με εισαγωγή ως δεδομένου της τάσης συνάφειας κατά την παράπλευρη επιφάνεια του πακτωμένου μέρους,

προφανώς συμβατής με την εκάστοτε, παραμετρικώς κυμαινόμενη, αντοχή σχεδιασμού $R_{a,d}$. Οι πάσσαλοι προδιαγράφηκαν ως διακριτά επίσης στοιχεία, διαμέτρου 0,60 m, με ιδιότητες οπλισμένου σκυροδέματος και αντίστοιχες τιμές δυστένειας ($E_b \cdot A$) και καμπτικής ακαμψίας ($E_b \cdot J$). Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μεταξύ των πασσάλων προσομοιώθηκε ως συνεχές στοιχείο, με πάχος $d = 0,10$ m και μέτρο ελαστικότητας μειωμένο έναντι του τελικού μέτρου του οπλισμένου σκυροδέματος ($E_b = 15$ GPa αντί 29 GPa).

γ) Ως προς τη γεωμετρική προσομοίωση διευκρινίζεται ότι οι κύριοι άξονες της κάτοψης επιλέχθηκαν να συμπίπτουν με τα όρια του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων (κατά την οριζόντια έννοια), ώστε να προσομοιώνεται ουσιαστικά το $\frac{1}{4}$ συμμετρικά της εκσκαφής και αντιστήριξης. Τα οριζόντια επίπεδα εργασίας (work planes) καθορίστηκαν σύμφωνα με τη συνήθη διαδικασία κατασκευής με τμηματικές εκσκαφές ανά στάθμη αγκύρωσης, προέντασης των αγκυρίων, κ.ο.κ.

Στο Σχ.2.18 απεικονίζεται ένα παράδειγμα προσομοίωσης της αντιστήριξης τετραγωνικής εκσκαφής ($L = B$) με λόγο $L/H = 1$.



Σχήμα 2.18: Παράδειγμα πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων σε κάτοψη και στο χώρο.

3.3.2 Επιρροή του τύπου του εδάφους και της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων

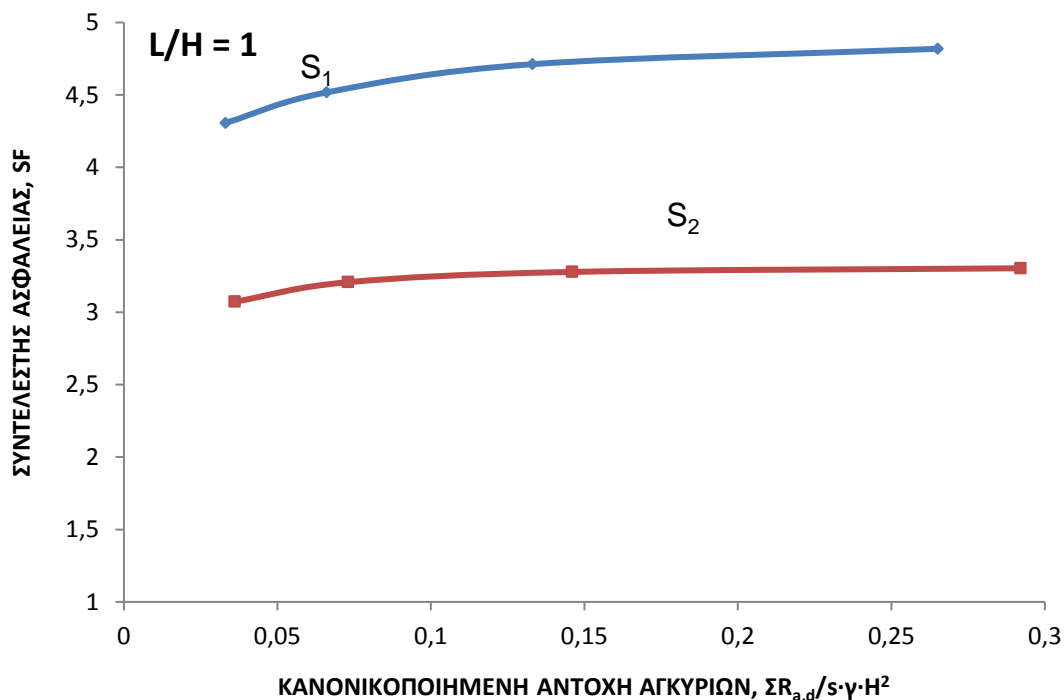
Τριδιάστατες αναλύσεις για τρεις σειρές αγκυρίων και $L/H = 1$ (στενή εκσκαφή) έδωσαν τα αποτελέσματα του Σχ.2.19, από το οποίο συμπεραίνονται τα εξής:

- Γενικά, οι συντελεστές ασφαλείας SF, για όλο το εύρος της αντοχής των αγκυρίων ($R_{a,d} = 105\text{--}840$ kN), είναι υψηλοί, υψηλότεροι δε σε όλες τις περιπτώσεις για τον εδαφικό σχηματισμό S_1 .
- Στην περίπτωση του εδάφους S_1 παρατηρείται συνεχής αύξηση του συντελεστή ασφαλείας για αυξανόμενη αντοχή αγκυρίων, ιδίως δε στην περιοχή των χαμηλότερων τιμών $R_{a,d}$. Αντιθέτως, για το έδαφος S_2 , ο ρυθμός αύξησης του SF για αυξανόμενη τιμή της κανονικοποιημένης αντοχής είναι σαφώς μικρότερος στο αντίστοιχο αρχικό τμήμα, ενώ για υψηλότερες αντοχές φαίνεται ότι πρακτικά ο συντελεστής ασφαλείας δεν επηρεάζεται από τις δυνάμεις αγκύρωσης.

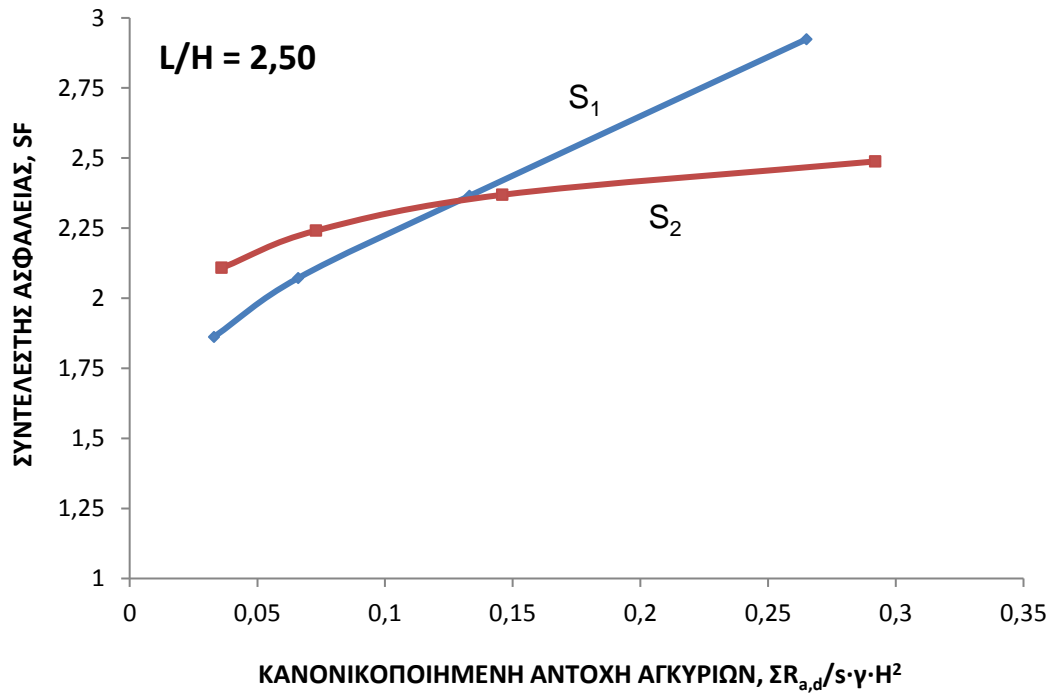
- Από τα διαγράμματα συνοψίζεται ότι η συμμετοχή των δυνάμεων $R_{a,d}$ στη διαμόρφωση του συντελεστή ασφαλείας δεν είναι σημαντική, οπότε συνάγεται ότι κυρίως οι τριδιάστατες συνθήκες της εκσκαφής επηρεάζουν τον SF (ιδίως στην υπ'όψιν περίπτωση στενής εκσκαφής με $L/H = 1$), αλλά και η στατική λειτουργία του όλου συστήματος αγκυρώσεων. Φαίνεται επίσης ότι οι τριαξονικές συνθήκες ευνοούν περισσότερο την ανόρθωση του συντελεστή ασφαλείας SF στο έδαφος S_1 (end effects), στο οποίο η διατμητική αντοχή αναπτύσσεται κυρίως λόγω της υψηλής γωνίας εσωτερικής τριβής, ϕ' .

Η προηγούμενη περίπτωση με $L/H = 1$ μάλλον φαίνεται ως ακραία, δεδομένου ότι συνήθως στην πράξη, ο υπ'όψιν λόγος διαστάσεων της εκσκαφής είναι υψηλότερος. Τα αποτελέσματα των επιλύσεων για την αρκετά υψηλή τιμή $L/H = 2,50$ παρουσιάζονται στο Σχ.2.20, από το οποίο συνάγονται τα εξής:

- Ο συντελεστής ασφαλείας και για τους δύο τύπους εδάφους S_1 και S_2 είναι συγκρίσιμης τάξεως, σε όλο το εύρος διακύμανσης του συντελεστή R.
- Εντούτοις, ο ρυθμός αύξησης του SF, για αυξανόμενη κανονικοποιημένη αντοχή, είναι σαφώς υψηλότερος στο σχηματισμό S_1 και αυτό οφείλεται προφανώς στην υψηλή γωνία εσωτερικής τριβής για το έδαφος S_1 , λόγω της οποίας η συμβολή υψηλοτέρων δυνάμεων προέντασης είναι σημαντικότερη.



Σχήμα 2.19: Συντελεστής ασφαλείας ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής σχεδιασμού: Τετραγωνική εκσκαφή, $L/H = 1$, $n = 3$.



Σχήμα 2.20: Συντελεστής ασφαλείας ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Τετραγωνική εκσκαφή, $L/H = 2,50$, $n = 3$.

3.3.3 Επιρροή της γεωμετρίας της εκσκαφής

α) Εκσκαφή τετραγωνικής κάτοψης

Ουσιαστικά αναφερόμαστε στην επιρροή των τριαξονικών συνθηκών επί του συντελεστή ασφαλείας συναρτήσει και της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων. Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων συντελεστή ασφαλείας SF–κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων, R , της περίπτωσης του εδαφικού σχηματισμού S_1 (Σχ. 2.21) προκύπτουν τα εξής:

i) Η επιρροή των τριαξονικών συνθηκών επί του συντελεστή ασφαλείας SF είναι πολύ σημαντική. Για παράδειγμα, οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας για τη μικρότερη τιμή $L/H = 1$, είναι περίπου 3 – 4 φορές υψηλότερες από αυτές των διδιάστατων συνθηκών που θα αντιστοιχούσαν σε πολύ επιμήκη εκσκαφή.

ii) Στην περίπτωση του ενδιάμεσου λόγου $L/H = 2,50$, προέκυψαν τιμές σαφώς μεν υψηλότερες από αυτές των διδιάστατων αναλύσεων (όπως άλλωστε αναμενόταν), αλλά όχι σημαντικά διαφορετικές (μεγαλύτερες περίπου κατά 60 – 70%).

iii) Μεταξύ των δύο περιπτώσεων τριδιάστατων αναλύσεων, αξιοσημείωτες είναι οι διαφορές στον ρυθμό αύξησης του συντελεστή ασφαλείας για αυξανόμενη τιμή της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων.

Αντιστοίχως, από την σύγκριση των διαγραμμάτων του Σχ.2.22 που αφορούν στον αργιλικό σχηματισμό S_2 , εξάγονται τα παρακάτω συμπεράσματα:

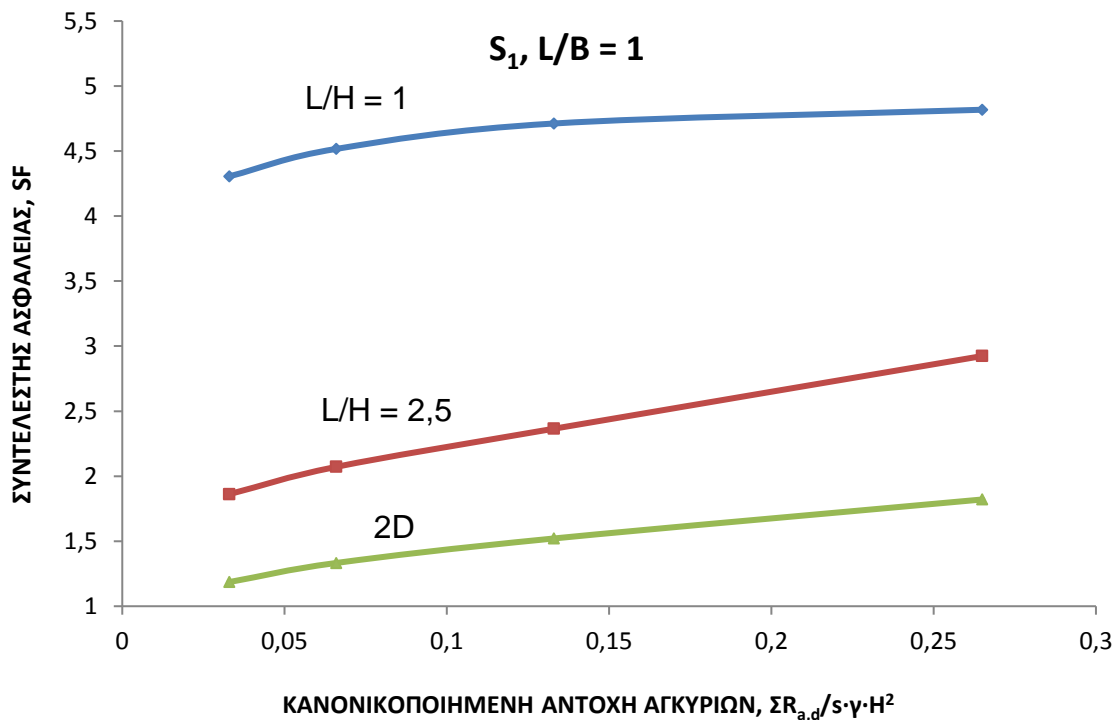
α) Οι τριαξονικές συνθήκες ευνοούν γενικά τη σημαντική ανόρθωση των συντελεστών ασφαλείας. Οι συντελεστές SF για την ενδιάμεση περίπτωση γεωμετρίας εκσκαφής

($L/H = 2,50$) είναι επίσης ενδιάμεσες και οι αποκλίσεις από τις διδιάστατες συνθήκες φαίνονται ελαφρώς υψηλότερες από αυτές του εδάφους S_1 .

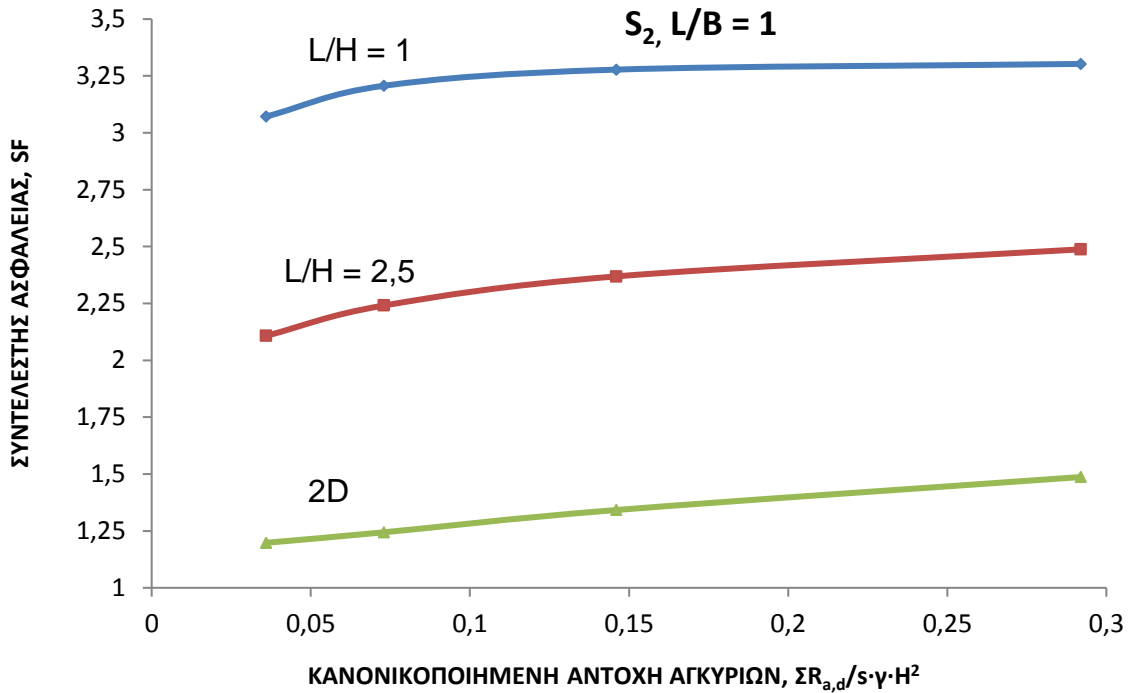
β) Ο ρυθμός αύξησης του SF για αυξανόμενες τιμές R, γενικά είναι ή μικρός (2D συνθήκες) ή σχεδόν αμελητέος για τριαξονικές συνθήκες και υψηλή αντοχή αγκυρώσεων.

Επιπροσθέτως, όσον αφορά στα Σχ. 2.21 και 2.22, διευκρινίζονται τα παρακάτω:

- ✓ Οι αναλύσεις υπό τριαξονικές συνθήκες έγιναν για εκσκαφές τετραγωνικής κάτοψης και τις συγκεκριμένες τιμές $n = 3$ και $H = 12$ m.
- ✓ Σε όλες τις περιπτώσεις των ανωτέρω σχημάτων, το κανονικοποιημένο βάθος έμπηξης των πασσάλων λήφθηκε $D/H = 0,15$.
- ✓ Για την περίπτωση $L/H = 1$ θα αντιστοιχούσε πλάτος $B = 12$ m, ενώ για $L/H = 2,5$ θα ήταν $B = 30$ m. Οι διδιάστατες αναλύσεις γίνονται πάντα για συγκεκριμένο πλάτος B, δεδομένου ότι επιλέγεται η απόσταση του μετώπου της εκσκαφής από το όριο των πεπερασμένων στοιχείων έτσι ώστε να είναι ίση με $B/2$, σύμφωνα με τα Σχ. 2.3 και 2.8. Συμπερασματικά, οι διδιάστατες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν μεν και για τις δύο τιμές ($B/H = 1 - 2,5$), έδωσαν όμως πρακτικά ταυτόσημα αποτελέσματα, τα οποία με ενιαίο τρόπο αποτυπώθηκαν στα αντίστοιχα Σχ.2.21 και 2.22.



Σχήμα 2.21: Συγκριτικά διαγράμματα συντελεστών ασφαλείας για το σχηματισμό S_1 : $D/H = 0,15$.

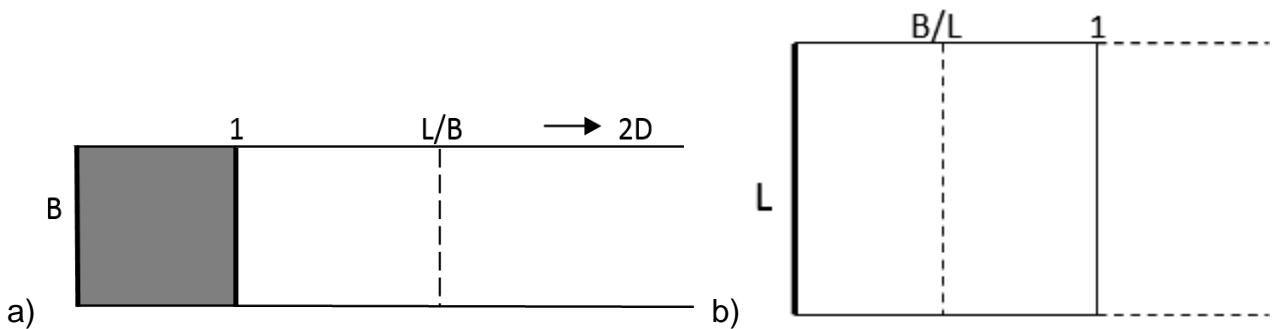


Σχήμα 2.22: Συγκριτικά διαγράμματα συντελεστών ασφαλείας για το σχηματισμό S_2 : $D/H = 0,15$.

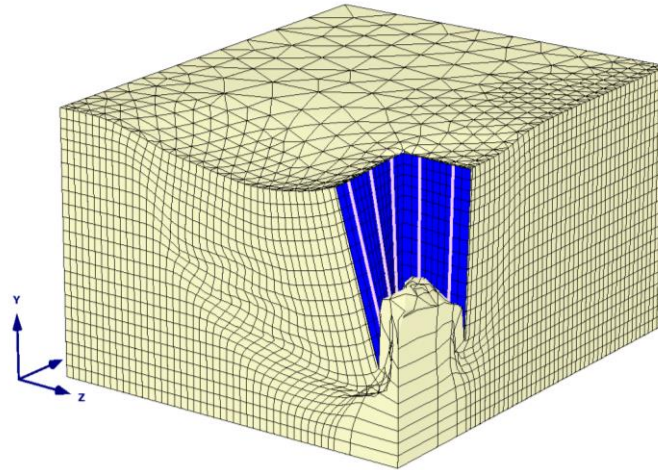
β) Εκκαφή ορθογωνικής κάτοψης

Παρ' όλο που οι περισσότερες τριδιάστατες αναλύσεις έγιναν για τετραγωνική κάτοψη εκκαφής, εντούτοις διερευνήθηκε επιπλέον η επιρροή του λόγου των πλευρών ορθογωνικής κάτοψης επί του συντελεστή ασφαλείας. Η υπ' όψιν επιρροή της γεωμετρίας κάτοψης της εκκαφής μπορεί να γίνει με δύο τρόπους, κατά το καθοδηγητικό Σχ. 2.23, ως εξής:

- i) Για σταθερή τιμή της μικρότερης πλευράς B , δηλαδή για συγκεκριμένο λόγο B/H εξετάζεται η επιρροή του αυξανόμενου λόγου πλευρών ($L/B \geq 1$) επί του συντελεστή ασφαλείας.
- ii) Για σταθερή τιμή της μεγαλύτερης πλευράς, L , (δηλαδή για συγκεκριμένο λόγο L/H), μπορεί να εξετασθεί η αντίστοιχη επιρροή για μειούμενο λόγο πλευρών, $B/L \leq 1$.

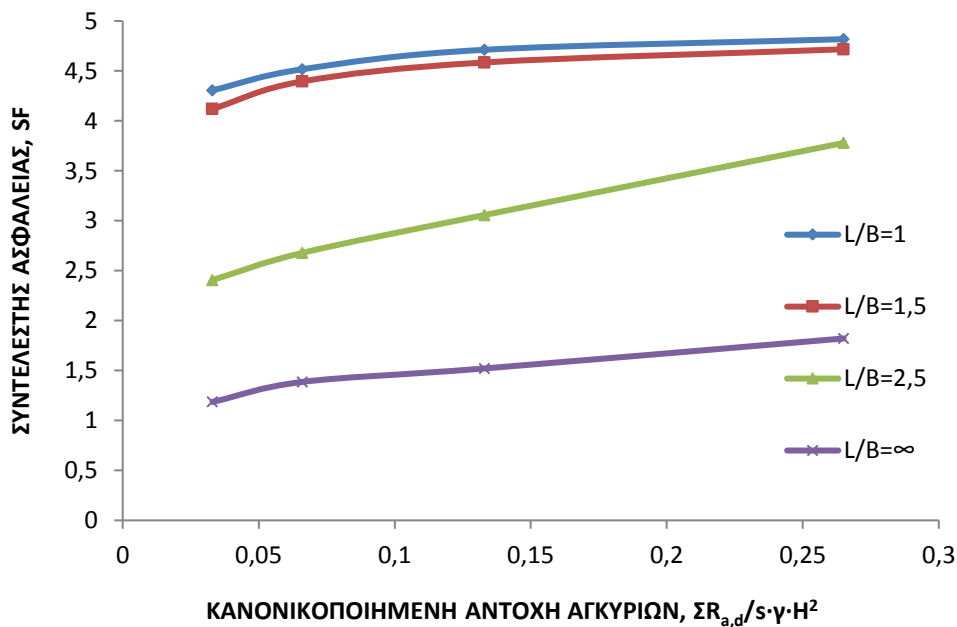


Σχήμα 2.23: Επιρροή του λόγου των πλευρών κάτοψης ($L \geq B$): a) $B =$ σταθερό, b) $L =$ σταθερό.



Σχήμα 2.24: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά την αστοχία: Έδαφος S_1 , $L/B = 1$, $L/H = 1$.

Αναλόγως του βασικού τύπου εδαφικού σχηματισμού παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των 3D αναλύσεων, ως εξής: Στο Σχ. 2.24 για το σχηματισμό S_1 και την περίπτωση $L/B = 1,50$ που προσεγγίζει αλλά δεν ταυτίζεται με την τετραγωνική κάτοψη φαίνεται ο μηχανισμός αστοχίας μέσω του παραμορφωμένου πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων, με σαφή βύθιση της άνω επιφάνειας του εδάφους, κυρίως κατά τη μεγαλύτερη πλευρά και ανύψωση της στάθμης γενικής εκσκαφής.

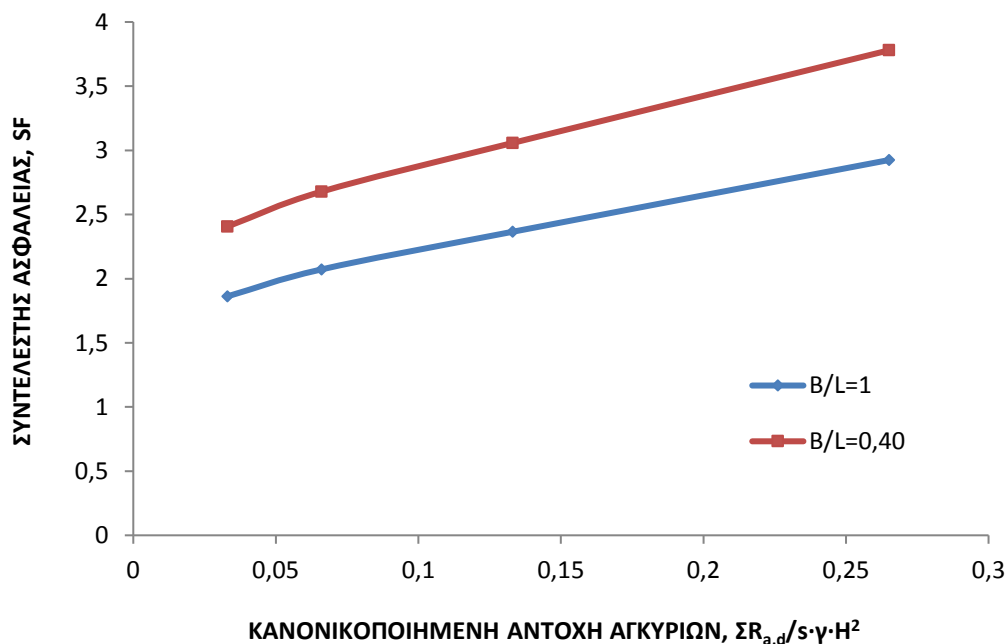


Σχήμα 2.25: Επιρροή του λόγου πλευρών επί του συντελεστή ασφαλείας, για σταθερή μικρή πλευρά κάτοψης εκσκαφής ($B/H = 1,0$): Σχηματισμός S_1 .

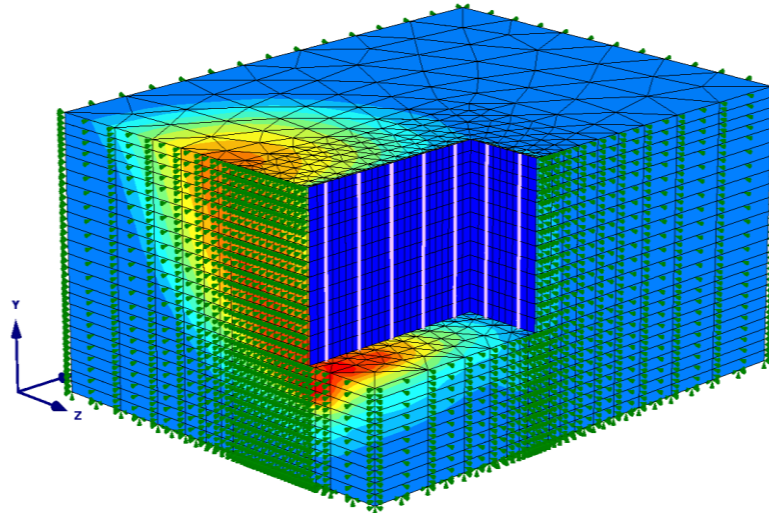
Στο Σχ. 2.25 φαίνεται η επιρροή της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων επί του συντελεστή ασφαλείας για διάφορες τιμές του λόγου L/B και σταθερή τιμή της μικρότερης πλευράς ($B/H = 1,0$). Οι διαφορές των τιμών SF μεταξύ της τετραγωνικής κάτοψης

($L/B = 1$) και της ορθογωνικής με $L/B = 1,50$ δεν είναι σημαντικές, εντούτοις ο συντελεστής ασφαλείας απομειώνεται σαφώς για αυξανόμενο μήκος της εκσκαφής μέχρι και της υποθετικής τιμής $L/B \rightarrow \infty$ που αντιστοιχεί σε διδιάστατες συνθήκες. Παρατηρείται επίσης ότι για τις μικρότερες τιμές L/B η αύξηση του συντελεστή ασφαλείας SF , όταν αυξάνεται η κανονικοποιημένη αντοχή $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, είναι πολύ μικρή, δηλαδή αντίθετως με ο,τι διαπιστώθηκε για τις διδιάστατες αναλύσεις.

Επομένως, για κατόψεις που πλησιάζουν σχεδόν την τετραγωνική μορφή, οι υψηλές τιμές SF οφείλονται μάλλον στη συμβολή των δυνάμεων ευσταθείας κατά τα άκρα, παρά στις δυνάμεις αγκυρώσεων. Για παράδειγμα, συγκρίνοντας τις περιπτώσεις αντοχής αγκυρίων D και A , όπου η μέγιστη αντοχή είναι 8 φορές υψηλότερη από την ελάχιστη, οι αντίστοιχες αναλύσεις καταλήγουν σε επαύξηση του συντελεστή ασφαλείας μόνο κατά 12–14%. Στο Σχ. 2.26 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τον ίδιο σχηματισμό S_1 , αλλά για σταθερή τιμή της μεγαλύτερης πλευράς L ($L/H = 2,50$) και μειούμενο λόγο των πλευρών κάτοψης B/L ($0 < B/L \leq 1$). Λόγω της γεωμετρίας της εκσκαφής με τον υψηλό λόγο L/H οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας γενικά δεν είναι υψηλές, ενώ οι δυνάμεις αγκύρωσης (χαρακτηριστικές τιμές αντοχής) έχουν ουσιαστική επιρροή επί του SF . Με την μείωση του λόγου B/L παρατηρείται αύξηση των συντελεστών ασφαλείας, προφανώς λόγω αντίστοιχης αύξησης των δυνάμεων ευσταθείας κατά τα άκρα, όπου προφανώς παρεμποδίζεται η ανάπτυξη οριζοντίων μετατοπίσεων καθέτως προς την μεγαλύτερη πλευρά.



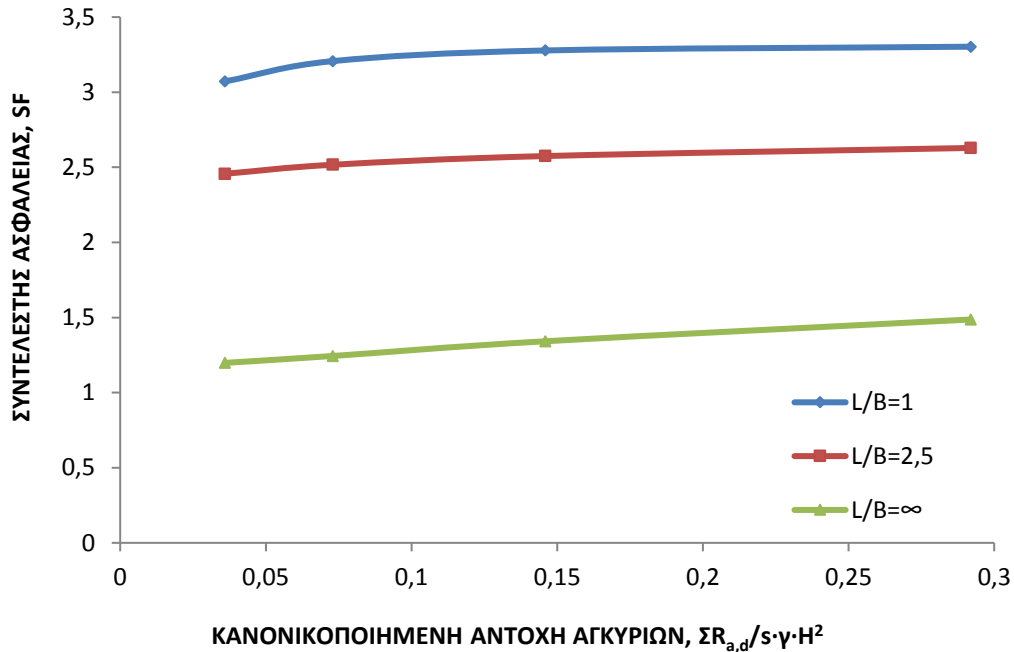
Σχήμα 2.26: Επιρροή του λόγου πλευρών επί του συντελεστή ασφαλείας, για σταθερή μεγάλη πλευρά κάτοψης εκσκαφής ($L/H = 2,5$): Σχηματισμός S_1 .



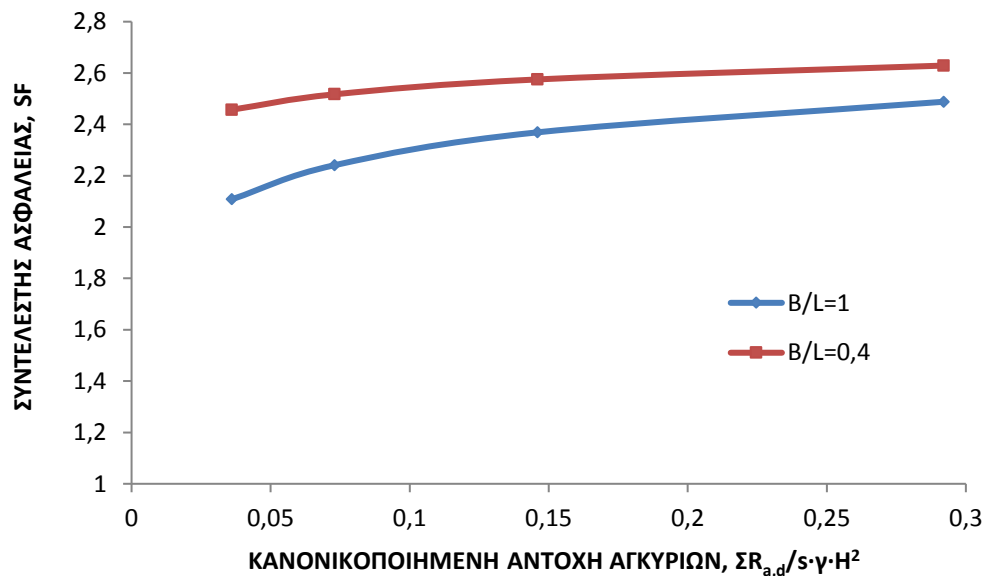
Σχήμα 2.27: Εικόνα αστοχίας (χρωματική απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων):
Έδαφος S_2 , $L/B = 2,50$, $L/H = 2,50$.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τον εδαφικό σχηματισμό αργιλικής φύσης, S_2 παρουσιάζονται στα επόμενα σχήματα. Ενδεικτική περίπτωση τριδιάστατης επίλυσης για εκσκαφή ορθογωνικής κάτοψης που αποκλίνει πολύ από την τετραγωνική ($L/B = 2,50$) δίδεται στο Σχ. 2.27, όπου απεικονίζεται ο μηχανισμός αστοχίας με χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετατοπίσεων. Η εικόνα κατά την υποθετική αστοχία χαρακτηρίζεται από ανύψωση του πυθμένα εκσκαφής, βύθιση της άνω επιφάνειας του εδάφους με μέγιστες καθιζήσεις σε αρκετή απόσταση από την στέψη και καμπυλόγραμμη επιφάνεια ολίσθησης, όπως υποδεικνύει η τομή του στερεού των μετατοπίσεων με κατακόρυφα επίπεδα κατά τα μέσα των πλευρών.

Η επιρροή της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων επί του συντελεστή ασφαλείας για σταθερή μικρή πλευρά της κάτοψης εκσκαφής και αυξανόμενο λόγο πλευρών (L/B) δίδεται στο Σχ.2.28. Η απομείωση των συντελεστών SF με την αύξηση του λόγου πλευρών ήταν αναμενόμενη, αλλά οι διαφορές μεταξύ των ακραίων περιπτώσεων $L/B = 1$ και $L/B \rightarrow \infty$ είναι πολύ σημαντικές, για δεδομένη εκάστοτε συνολική αντοχή αγκυρίων. Επιβεβαιώνεται επίσης για συνθήκες 3D η πολύ μικρή συμβολή της υπόψιν αντοχής $\Sigma R_{a,d}$ επί του συντελεστή ασφαλείας, ιδίως για τις υψηλότερες τιμές αντοχής, ακόμη και για την περίπτωση εκσκαφής με λόγο $L/B = 2,50$ που σαφώς αποκλίνει από την τετραγωνική μορφή. Αντιστοίχως, για σταθερή μεγάλη πλευρά κάτοψης, με $L/H = 2,50$, η απομείωση της άλλης πλευράς B συνεπάγεται αύξηση των συντελεστών ασφαλείας, ιδίως για τις χαμηλότερες τιμές της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων.



Σχήμα 2.28: Επιρροή του λόγου πλευρών L/B , για σταθερή μικρή πλευρά κάτοψης εκσκαφής, ($B/H = 1,0$): Σχηματισμός S_2 .



Σχήμα 2.29: Επιρροή του λόγου πλευρών B/L για σταθερή μεγάλη πλευρά κάτοψης εκσκαφής ($L/H = 2,50$): Σχηματισμός S_2 .

Τα κυριότερα συμπεράσματα από τις σχετικές αναλύσεις συνοψίζονται ως εξής:

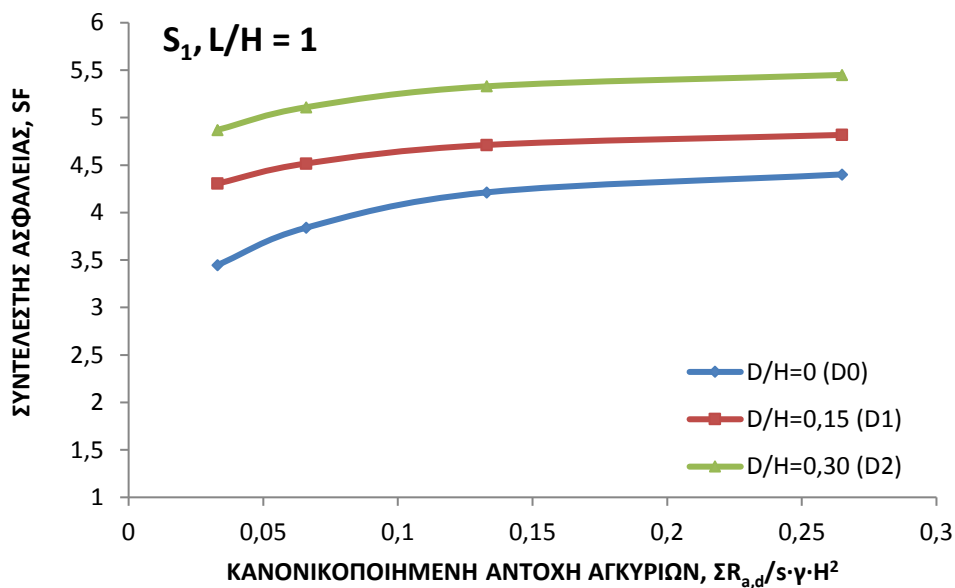
i) Για συγκεκριμένο πλάτος εκσκαφής B με την μείωση του λόγου L/B από τη θεωρητική τιμή $L/B \rightarrow \infty$, επομένως με τη βαθμιαία μετάβαση από τις διδιάστατες σε τριδιάστατες συνθήκες, ο συντελεστής ασφαλείας αυξάνει σημαντικά (για συγκεκριμένη συνολική αντοχή αγκυρίων), ιδίως δε για τον σχηματισμό S_1 . Η παρατήρηση αυτή ισχύει ακόμη και για κάτοψη με $L/B = 2,50$, η μορφή της οποίας αποκλίνει σημαντικά από την τετραγωνική.

ii) Η επιρροή της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων επί του συντελεστή ασφαλείας απομειώνεται με την μείωση του λόγου L/B . Για σαφώς τριδιάστατες συνθήκες, όπως θα ήταν για λόγο πλευρών $L/B = 1,0 - 1,50$ οι αυξημένοι συντελεστές ασφαλείας φαίνεται να οφείλονται κυρίως στη μορφή της κάτοψης, ενδεχομένως και στη στατική λειτουργία του συστήματος αντιστήριξης και όχι τόσο στην αυξανόμενη αντοχή αγκυρίων.

iii) Ο συντελεστής ασφαλείας για κάθε έναν από τους εδαφικούς σχηματισμούς που εξετάστηκαν εξαρτάται κυρίως από τον λόγο L/H , δηλαδή από την κανονικοποιημένη μεγαλύτερη πλευρά της κάτοψης της εκσκαφής. Εντούτοις, για συγκεκριμένη τιμή L/H , ο συντελεστής SF επηρεάζεται επίσης από τον λόγο B/L (ή L/B), με σαφώς απομειούμενες τιμές από την τετραγωνική κάτοψη ($B = L$) στην στενή κάτοψη με χαμηλή τιμή B/L .

3.3.4 Επιρροή του σχετικού βάθους πάκτωσης των πασσάλων αγκύρωσης

Ο υπ' όψιν παράγοντας αποδείχθηκε σημαντικός κατά την εξέταση των διδιάστατων συνθηκών και ήταν αυτονόητη η ανάγκη επέκτασης των αναλύσεων και υπό τριδιάστατες συνθήκες. Ως προς τη γεωμετρία της εκσκαφής εξετάστηκε τετραγωνική κάτοψη με δύο τιμές της ανηγμένης πλευράς, $L/H = 1,0$ και $2,50$, σε συνδυασμούς με τρεις περιπτώσεις ανηγμένου βάθους πάκτωσης, κατά τους κωδικούς D_0 , D_1 και D_2 που ουσιαστικώς καλύπτουν τις συνήθεις εφαρμογές.



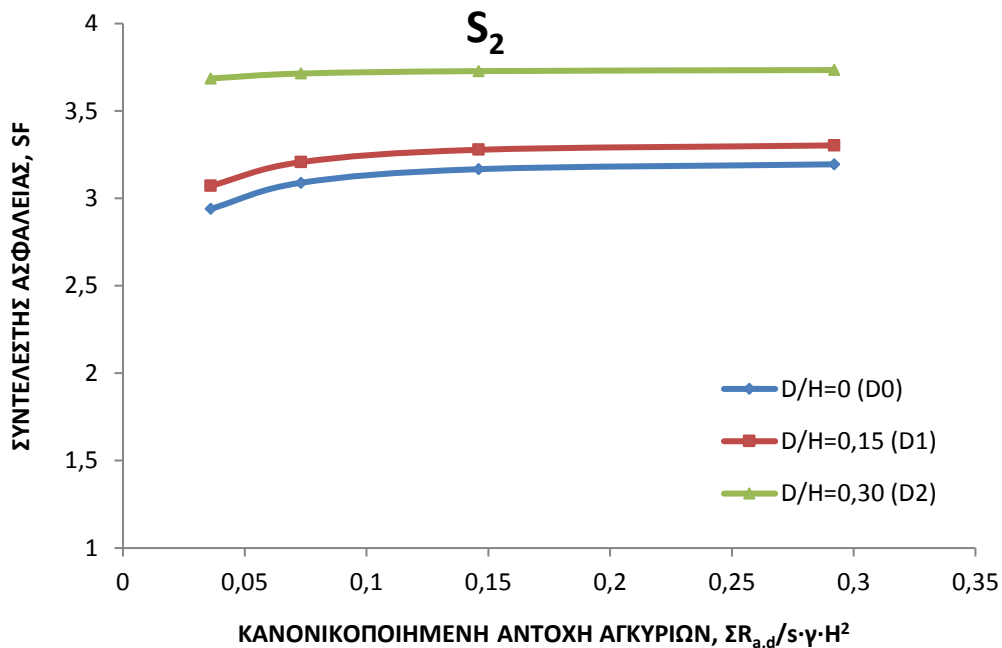
Σχήμα 2.30: Επιρροή του σχετικού βάθους πάκτωσης επί του συντελεστή ασφαλείας ως συνάρτηση και της αντοχής αγκυρίων: Έδαφος S_1 , $L/H = 1$.

Στο Σχ.2.30 παρουσιάζεται η επιρροή της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων επί του συντελεστή ασφαλείας για τις τρεις περιπτώσεις ανηγμένου βάθους πάκτωσης, για $L/H = 1$ και τον εδαφικό σχηματισμό S_1 .

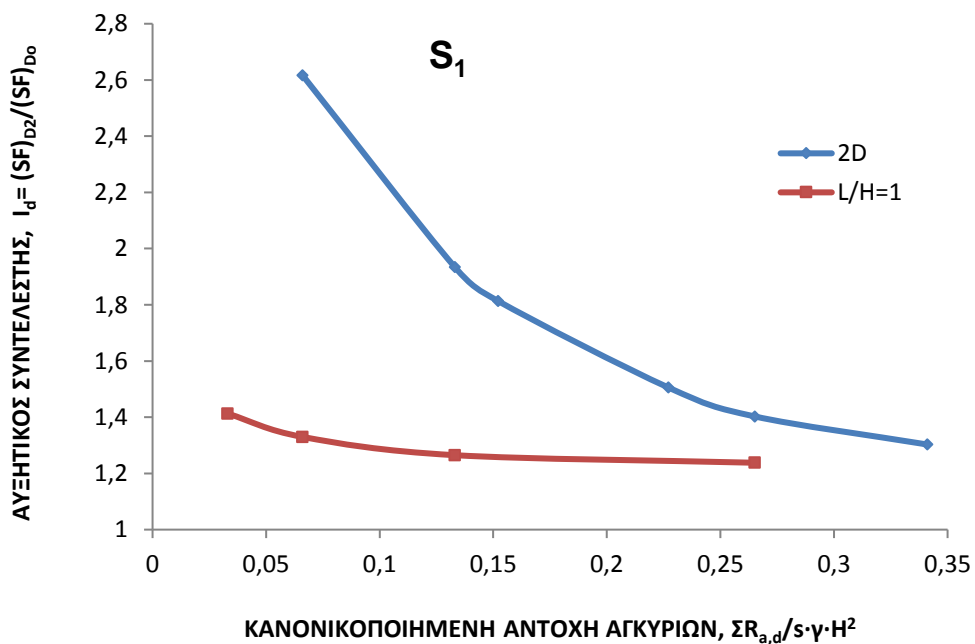
Για συγκεκριμένη τιμή R είναι προφανής η αυξητική επιρροή του βάθους πάκτωσης επί του συντελεστή ασφαλείας, ενώ παρατηρείται ότι για τη χαμηλότερη τιμή $D/H = 0$ (που αποτελεί

ακραία περίπτωση), η κανονικοποιημένη αντοχή αγκυρίων έχει σημαντική επιρροή επί του συντελεστή ασφαλείας, σε αντίθεση με τις υπόλοιπες περιπτώσεις.

Αντίστοιχη αυξητική επιρροή επί του συντελεστή ασφαλείας παρατηρείται και για τον αργιλικό σχηματισμό S_2 , σύμφωνα με το αντίστοιχο Σχ.2.31, για $L/H = 1$, επίσης. Για τη χαμηλότερη τιμή $D/H = 0$, η αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων συνεπάγεται αξιοσημείωτη ανόρθωση του συντελεστή ασφαλείας, όπως και στην περίπτωση του εδάφους S_1 , αλλά μόνο στις χαμηλότερες βαθμίδες αντοχής.



Σχήμα 2.31: Επιρροή του σχετικού βάθους πάκτωσης επί του συντελεστή ασφαλείας ως συνάρτηση και της αντοχής αγκυρίων: Έδαφος S_2 , $L/H = 1$.

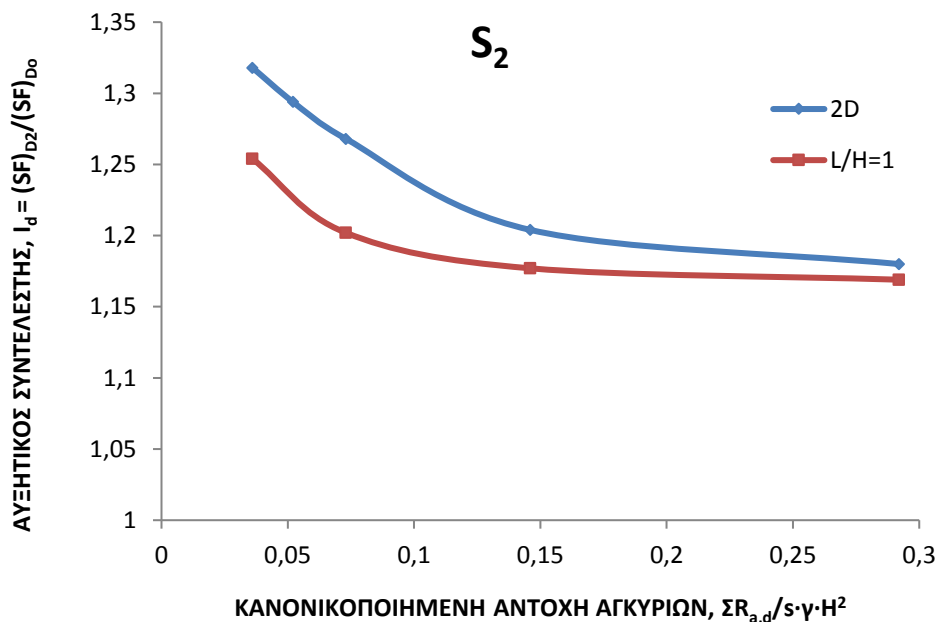


Σχήμα 2.32: Αυξητικός συντελεστής λόγω βάθους πάκτωσης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Έδαφος S_1 .

Περισσότερο παραστατική είναι η εικόνα της σχετικής επιρροής του βάθους πάκτωσης μέσω του αυξητικού συντελεστή βάθους $I_d = (SF)_{D2}/(SF)_{D0}$, που ουσιαστικά απεικονίζει την ποσοστιαία αύξηση του συντελεστή ασφαλείας για την ακραία εξετασθείσα περίπτωση κατά τον κωδικό D_2 , δηλαδή $D/H = 0,30$, έναντι αυτού για μηδενικό βάθος πάκτωσης. Από τη συσχέτιση $R-I_d$ για τον εδαφικό σχηματισμό S_1 (Σχ.2.32) φαίνονται σαφώς τα εξής:

- ✓ Υπό διδιάστατες συνθήκες, ο συντελεστής I_d είναι γενικά σημαντικά υψηλότερος από αυτόν για $L/H = 1$, ιδίως για τις χαμηλότερες τιμές αντοχής. Παρατηρείται επίσης απομείωση του υπ' όψιν συντελεστή με την αύξηση του R .
- ✓ Υπό τριδιάστατες συνθήκες και $L/H = 1$, ελαφρώς μόνο απομειώνεται με την αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων.

Τα αντίστοιχα αποτελέσματα για τον αργιλικό σχηματισμό S_2 παρουσιάζονται στο Σχ.2.33, από το οποίο και πάλι φαίνεται η σημαντικότερη επιρροή του βάθους πάκτωσης υπό διδιάστατες συνθήκες έναντι των τριδιάστατων, καθώς και η ελαφρά (μόνο) απομείωση του συντελεστή I_d με την αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων.



Σχήμα 2.33: Αυξητικός συντελεστής λόγω βάθους πάκτωσης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Έδαφος S_2 .

Από την αντιπαραβολή των διαγραμμάτων που δίδονται στα Σχ.2.32 και 2.33 προκύπτουν τα παρακάτω συμπεράσματα:

- i) Οι τιμές του συντελεστή I_d , είναι γενικά υψηλότερες στο σχηματισμό S_1 , επομένως η φύση του εδάφους, όπου η διατμητική του αντοχή ενεργοποιείται κυρίως μέσω της τριβής (εφφ'), συνεπάγεται την αυξημένη επιρροή του βάθους πάκτωσης.
- ii) Οι ποσοστιαίες διαφορές μεταξύ τριδιάστατων και διδιάστατων συνθηκών για συγκεκριμένη εκάστοτε τιμή R είναι σημαντικά υψηλότερες στην περίπτωση του σχηματισμού S_1 , όπου οι υψηλές τιμές των συντελεστών ασφαλείας φαίνεται να οφείλονται κυρίως στις τριαξονικές συνθήκες και την ευνοϊκή επιρροή κατά τα άκρα και όχι τόσο στο βάθος πάκτωσης.

iii) Οι ποσοστιαίες διαφορές μεταξύ 2D και 3D συνθηκών ελαχιστοποιούνται και στις δύο περιπτώσεις εδαφών για υψηλές τιμές της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων και συγχρόνως οι τιμές του αυξητικού συντελεστή τείνουν στην οριακή τιμή $I_d = 1$. Επομένως, η ενεργοποίηση παθητικού τύπου αντωθήσεων που θα συμβάλλουν σε αυξημένους συντελεστές ασφαλείας για μεγάλο βάθος πάκτωσης ($D = 0,3 \cdot H$ στη συγκεκριμένη περίπτωση), είναι δευτερεύουσας σημασίας εν όψει των υψηλών δυνάμεων αντοχής αγκυρίων.

4. Υπολογισμός των μετατοπίσεων

4.1 Οριζόντιες μετατοπίσεις

4.1.1 Ανάπτυξη των οριζοντίων μετατοπίσεων υπό διδιάστατες συνθήκες

Η συστηματικότερη εξέταση των παραγόντων που επηρεάζουν τις οριζόντιες μετατοπίσεις βασίσθηκε στις απλούστερες αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες. Σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις οι υπ' όψιν μετατοπίσεις είχαν φορά προς το εσωτερικό της εκσκαφής, οπότε για πρακτικούς λόγους θεωρήθηκαν ως θετικά προσημασμένες, όπως εμφανίζονται και σε όλα τα σχετικά διαγράμματα. Οι σημαντικότεροι παράγοντες που επηρεάζουν τις τιμές των οριζοντίων μετατοπίσεων είναι η κανονικοποιημένη αντοχή αγκυρίων, το σχετικό βάθος έμπηξης των πασσάλων αγκύρωσης κάτω από την στάθμη της γενικής εκσκαφής, ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων και κυρίως ο τύπος του εδαφικού σχηματισμού. Δευτερεύων παράγοντας φαίνεται να είναι το πρόσθετο μήκος των ελεύθερων τενόντων (Δl), σύμφωνα με τους κωδικούς L_0 , L_1 και L_2 .

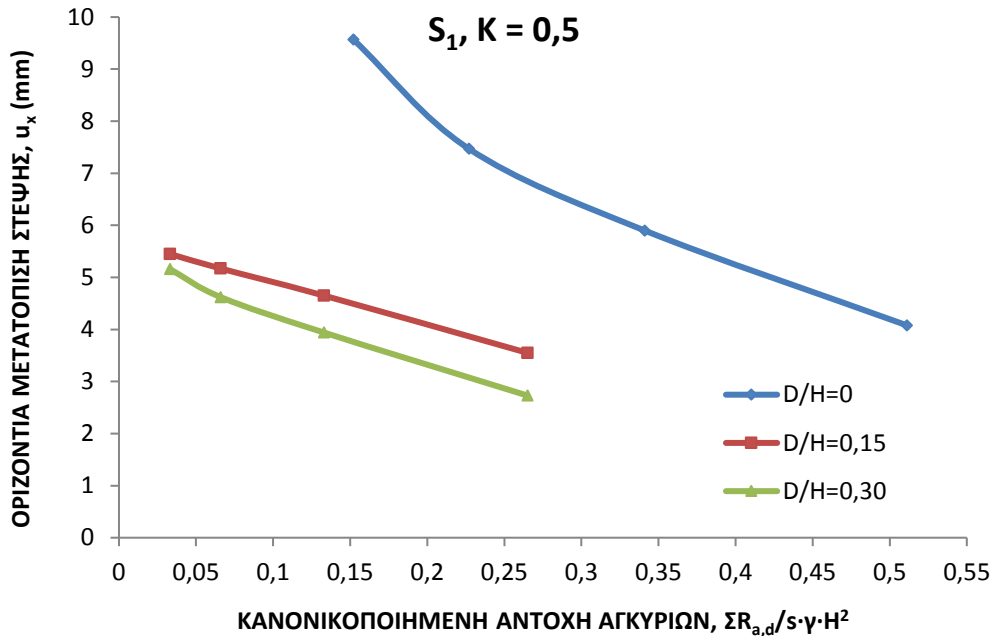
Παρ' όλ' αυτά, επισημαίνεται ότι και η ευκαμψία του συνόλου του συστήματος αντιστήριξης αναμένεται να έχει επιρροή ενώ τα αποτελέσματα που ακολουθούν αφορούν σε αρκετά άκαμπτη αντιστήριξη (πάσσαλοι $\Phi 0,60$ με ενδιάμεσο τοιχείο εκτοξευομένου σκυροδέματος). Οι οριζόντιες μετατοπίσεις καθ' ύψος του τοιχείου αντιστήριξης είναι προφανώς ανομοιόμορφα κατανομημένες και συγκεκριμένα οι μέγιστες u_x παρατηρήθηκαν από το σύνολο των αναλύσεων περί το κατώτερο $1/3$ έως $1/4$ του ύψους εκσκαφής, δηλαδή πλησιέστερα προς τον πυθμένα. Εντούτοις, είναι προφανές ότι η οιαδήποτε σύγκριση μετατοπίσεων έχει νόημα για συγκεκριμένο πάντοτε σημείο και ως τέτοιο επιλέχθηκε η στέψη του πρανούς για πρακτικούς λόγους.

4.1.1 Επιρροή της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων

Η επιρροή αυτή μπορεί να διαπιστωθεί απ' όλα τα διαγράμματα που ακολουθούν και που αφορούν στη διερεύνηση της επίδρασης των υπολοίπων παραμέτρων. Ο υπ' όψιν παράγοντας παρεμβαίνει εμμέσως στην ανάπτυξη των οριζοντίων μετατοπίσεων, διότι οι δυνάμεις προέντασης θεωρήθηκαν ως σταθερά ποσοστά των τιμών αντοχής σχεδιασμού (δηλαδή $0,8 \cdot R_{a,d}$). Όπως θα αναμενόταν, αυξημένες τιμές αντοχής, άρα και αναλογικά αυξημένες δυνάμεις προέντασης έχουν ως συνέπεια την ανάπτυξη απομειωμένων οριζοντίων μετατοπίσεων στέψης, για σταθερούς λοιπούς παράγοντες. Επιμέρους παρατηρήσεις μπορούν να σημειωθούν στις επόμενες υποπαραγράφους.

4.1.2 Επιρροή του βάθους έμπηξης των πασσάλων αγκύρωσης

Το Σχ.2.34 αποτυπώνει την επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί των οριζοντίων μετατοπίσεων στέψης, u_x , ως συνάρτηση και της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων για τον εδαφικό σχηματισμό S_1 .

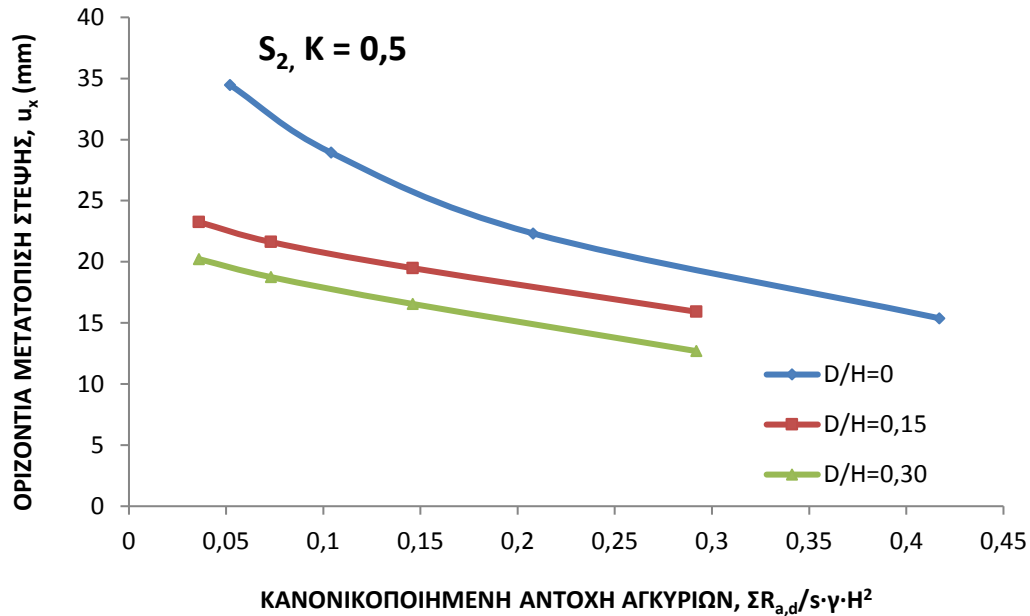


Σχήμα 2.34: Επιρροή του βάθους έμπηξης επί της οριζόντιας μετατόπισης στέψης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Σχηματισμός S_1 , $K = 0,5$.

Παρ' όλο που ο παράγοντας αυτός διερευνήθηκε σε συνδυασμό και με τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, στο παραπάνω σχήμα δίδονται τα αποτελέσματα για την μέση-αντιπροσωπευτική τιμή $K = K_2 = 0,50$ και προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- i) Σε κάθε περίπτωση είναι προφανής η ευνοϊκή επιρροή (μείωση των u_x στέψης) των δυνάμεων αγκύρωσης. Από τη σύγκριση των ακραίων τιμών $R_{a,d}$ προκύπτει απομείωση των u_x για τη μέγιστη από αυτές στο 45–60% περίπου της τιμής που αντιστοιχεί στη μικρότερη αντοχή (A).
- ii) Οι διαφορές μεταξύ των περιπτώσεων D_1 και D_2 (δηλαδή $D/H = 0,15$ και $0,30$) δεν είναι πολύ σημαντικές. Αντιθέτως, για την ακραία περίπτωση $D/H = 0$, οι οριζόντιες μετατοπίσεις είναι πολύ υψηλότερες.

Αντίστοιχα συμπεράσματα διατυπώνονται και για το έδαφος S_2 (Σχ.2.35), δηλαδή οι τιμές u_x απομειώνονται γενικά με την αύξηση της τιμής R , οι απομειωμένες μετατοπίσεις για την υψηλότερη τιμή R (αντίστοιχες της αντοχής D) είναι της τάξης του 45 – 60% της τιμής για την ελάχιστη R , ενώ πολύ υψηλότερες μετατοπίσεις διαπιστώνονται για $D/H = 0$. Σημειώνεται ότι ποιοτικά αντίστοιχες διαπιστώσεις γίνονται και για τις υπόλοιπες εξετασθείσες τιμές του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K ($K_1 = 0,2$ και $K_3 = 1,0$).



Σχήμα 2.35: Επιρροή του βάθους έμπτυξης επί της οριζόντιας μετατόπισης στέψης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Σχηματισμός S_2 , $K = 0,5$.

4.1.3 Επιρροή του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων των γαιών

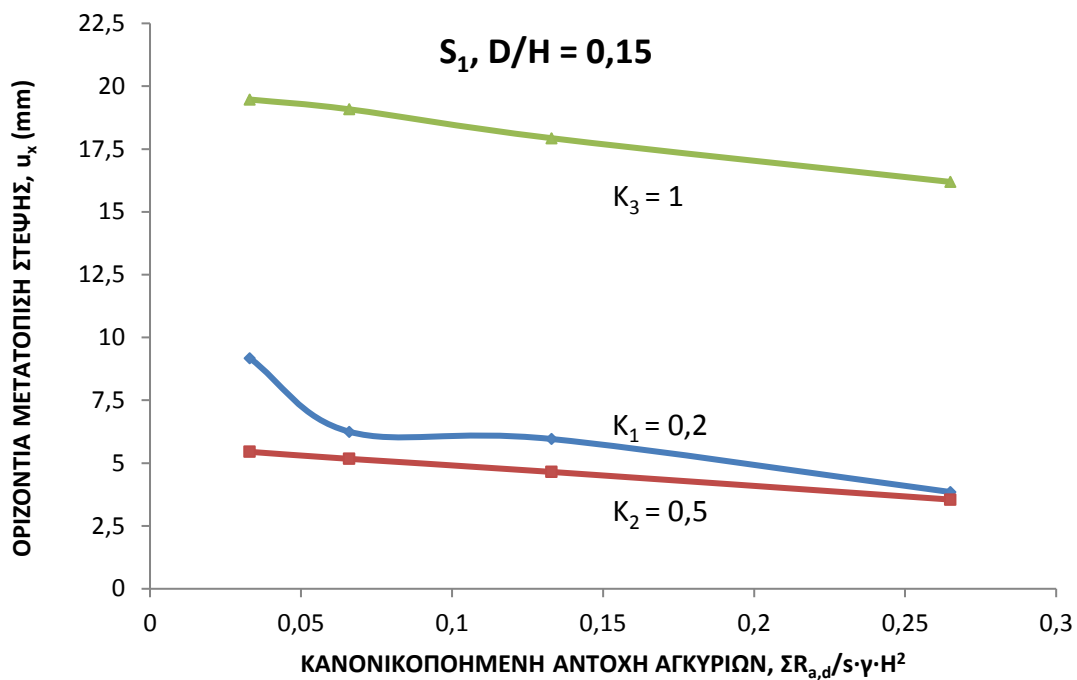
Η επιρροή του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων παρουσιάζεται στα Σχ. 2.36 και 2.37 για την περίπτωση του μέσου σχετικού βάθους έμπτυξης $D/H = 0,15$, από τα οποία εξαγονται τα παρακάτω συμπεράσματα:

i) Οι υψηλότερες τιμές των οριζοντίων παραμορφώσεων στέψεως u_x , προκύπτουν για την υψηλότερη τιμή του συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως της περίπτωσης K_3 , δηλαδή για $K = 1$. Τούτο βέβαια ήταν αναμενόμενο, διότι στην περίπτωση $K = 1$, οι επί τόπου οριζόντιες πιέσεις ήταν υψηλότερες από τις δύο άλλες περιπτώσεις, οπότε κατά την εκσκαφή, η άρση ή η απομείωση έστω των πιέσεων αυτών, έχει ως συνέπεια την ανάπτυξη υψηλότερων, οριζοντίων παραμορφώσεων.

ii) Συγκρίνοντας τις περιπτώσεις των χαμηλότερων συντελεστών, δηλαδή $K = 0,2$ και $K = 0,5$, θα αναμενόταν κανονικά υψηλότερες, οριζόντιες παραμορφώσεις να αναπτύσσονται για την τιμή $K = 0,5$. Τούτο όμως είναι σαφές, μόνο στην περίπτωση του σχηματισμού S_2 , ενώ στον S_1 οι τιμές u_x είναι συγκρίσιμης τάξης. Αυτή η ανακολουθία που παρατηρήθηκε συστηματικά σχεδόν, στην περίπτωση του σχηματισμού S_1 , θα μπορούσε να εξηγηθεί, ως εξής: Την ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων, σε πρηνές ελεύθερο και υπό συνθήκες γραμμικής ελαστικότητας θα επηρέαζε ο συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως. Αντίθετα, σε αντιστηριζόμενο πρηνές και σε σχηματισμό ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς, πέραν του συντελεστή K παρεμβαίνουν και άλλοι παράγοντες, όπως η δέσμευση των παραμορφώσεων στην περιοχή της τελικής στάθμης εκσκαφής, λόγω της αντιστήριξης, αλλά και η ανάπτυξη πλαστικών ζωνών. Στην περίπτωση του συντελεστή $K = 0,2$, αναπτύσσονται περισσότερο εκτεταμένες, πλαστικές ζώνες σε σύγκριση με τον $K = 0,5$, λόγω των αυξημένων επί τόπου διαμηθικών τάσεων, με αποτέλεσμα, σε

ορισμένες περιπτώσεις, την αντίστοιχη ανάπτυξη αυξημένων, οριζοντίων παραμορφώσεων.

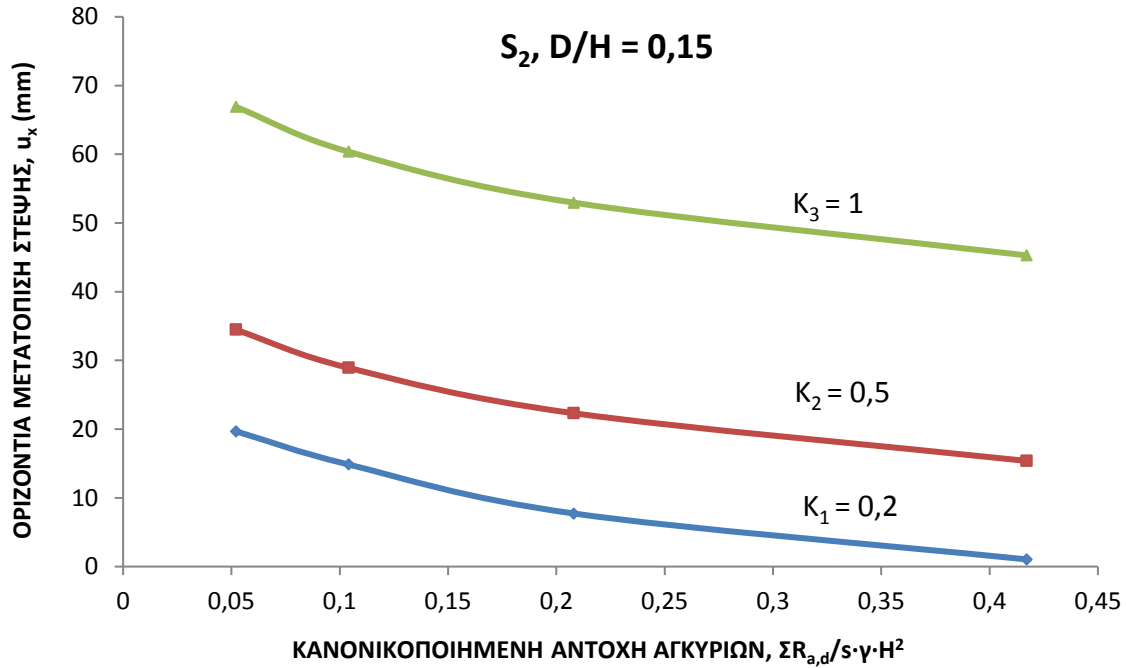
iii) Ειδικώς για τη χαμηλότερη τιμή του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων $K = K_1 = 0,2$ και για την υψηλότερη τιμή αντοχής (άρα αναλογικά και για την υψηλότερη δύναμη προέντασης), η οριζόντια μετατόπιση στέψης απομειώνεται αισθητά, πλησιάζοντας την μηδενική τιμή. Επισημαίνεται ότι για την περίπτωση του μεγαλύτερου βάθους έμπηξης, στον σχηματισμό S_2 , για προφανείς λόγους η μετατόπιση u_x για την υψηλότερη αντοχή αγκυρίων (D), είναι κατ' εξαίρεση αρνητική, δηλαδή προς το εσωτερικό της εδαφικής μάζας.



Σχήμα 2.36: Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης επί των τιμών u_x για μέσο βάθος έμπηξης στο σχηματισμό S_1 .

4.1.4 Επιρροή του ελεύθερου μήκους των αγκυρίων

Από την σύγκριση των αποτελεσμάτων για τις τρεις εξετασθείσες περιπτώσεις ελεύθερου μήκους αγκυρίων, προκύπτει ότι ο υπ' όψιν παράγοντας επηρεάζει τις αναπτυσσόμενες οριζόντιες μετατοπίσεις και συγκεκριμένα με την αύξηση του Δl παρατηρείται συστηματική μείωση του μεγέθους u_x στη στέψη της εκσκαφής τόσο στο σχηματισμό S_1 όσο και στον S_2 . Ωστόσο, διαπιστώνεται επίσης ότι οι διαφορές μεταξύ των πασσάλων L_0 , L_1 και L_3 δεν είναι σημαντικές.



Σχήμα 2.37: Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης επί των τιμών u_x για μέσο βάθος έμπτυξης στο σχηματισμό S_2 .

4.1.5 Επιρροή του τύπου του εδάφους - Κανονικοποιημένα διαγράμματα

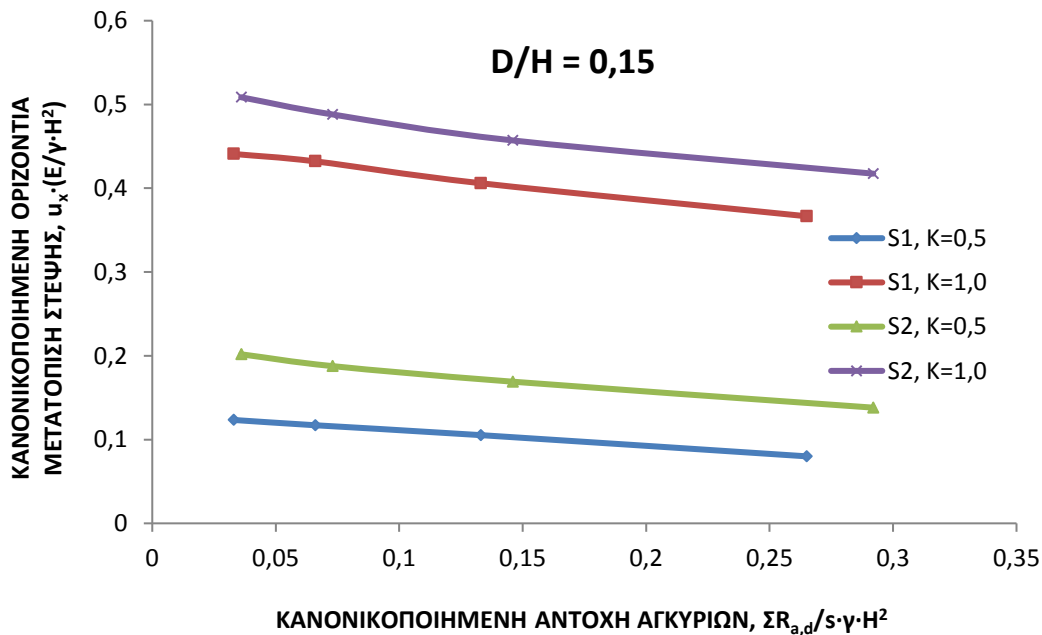
Ο βασικότερος παράγοντας ανάπτυξης των οριζοντίων μετατοπίσεων είναι ο τύπος του εδάφους, που υπεισέρχεται στις αναλύσεις μέσω διαφόρων παραμέτρων, κυρίως όμως μέσω του μέτρου ελαστικότητας, E . Στα διαγράμματα που προηγήθηκαν, δηλαδή στα Σχ.2.34, 2.35, 2.36, 2.37 διαπιστώνονται γενικά ότι για συγκεκριμένα δεδομένα το μέγεθος u_x στην στέψη είναι πολύ υψηλότερο στον τύπο αργιλικού εδάφους S_2 συγκριτικά με τον S_1 , όμως στην τελευταία περίπτωση το μέτρο ελαστικότητας θεωρήθηκε τριπλάσιο ($E_1 = 3 \cdot E_2$). Στα παραπάνω σχήματα προτιμήθηκε η απεικόνιση της μεταβολής των οριζοντίων μετατοπίσεων σε απόλυτα υπολογιστικά μεγέθη (σε mm), βάσει των λοιπών γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων, προκειμένου να διαμορφωθεί μία γενική αντίληψη των μεγεθών. Παρ' όλ' αυτά και προκειμένου να γίνουν άμεσες συγκρίσεις μεταξύ των σχηματισμών S_1 και S_2 , ακολουθεί η απεικόνιση ορισμένων αντιπροσωπευτικών αποτελεσμάτων υπό την κανονικοποιημένη μορφή $u_x \cdot (E/\gamma \cdot H^2)$, όπου προφανώς απαλείφεται η επιρροή τουλάχιστον του σημαντικού παράγοντα E . Στο Σχ.2.38 φαίνεται η συσχέτιση των κανονικοποιημένων μεγεθών οριζόντιας μετατόπισης–συνολικής αντοχής σχεδιασμού αγκυρίων, για τους δύο σχηματισμούς και για δύο βασικές τιμές του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων. Από το υπ' όψιν σχήμα συνάγονται τα εξής:

- ✓ Γενικά, προκύπτει σαφώς η μειωτική επιρροή του μεγέθους αντοχής R επί της κανονικοποιημένης μετατόπισης στέψης, όμως μεγαλύτερη σχετική επιρροή διαπιστώνεται για τον χαμηλότερο συντελεστή (μεταξύ των συγκρινόμενων) $K = K_2 = 0,50$ συγκριτικά με τον υψηλότερο $K = K_3 = 1,0$ και στους δύο σχηματισμούς.
- ✓ Διαπιστώνεται και πάλι η πολύ σημαντική επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης.

✓ Οι διαφορές μεταξύ των κανονικοποιημένων μετατοπίσεων στέψης μεταξύ των δύο σχηματισμών δεν είναι πολύ σημαντικές, ιδίως για $K = 1,0$, όμως γενικά υψηλότερες προκύπτουν για τον αργιλικό σχηματισμό S_2 . Αυτές ασφαλώς, συνδέονται με δύο ακόμη παράγοντες που υπεισέρχονται μεν στις αναλύσεις, αλλά δεν αποτυπώνονται στα σχετικά συγκριτικά διαγράμματα του Σχ.2.38:

a. Η διαφορά του συντελεστή ασφαλείας. Γενικά, στο σχηματισμό S_1 , οι συντελεστές ασφαλείας είναι υψηλότεροι από τον S_2 και αυτό έχει ως αναμενόμενη συνέπεια τη διαφοροποίηση της έκτασης των πλαστικών ζωνών μεταξύ των δύο περιπτώσεων και τις αυτονόητες συνέπειες στην ανάπτυξη παραμορφώσεων και μετατοπίσεων. Αξίζει να σημειωθεί ότι το Σχ.2.38 αναφέρεται στην ενδιάμεση περίπτωση $D/H = 0,15$, όπου οι συντελεστές ασφαλείας είναι γενικά χαμηλοί, ιδίως στο αργιλικό σχηματισμό S_2 .

b. Η διαφορά στην υπόθεση για τον λόγο Poisson ($\nu = 0,25$ στον S_1 και $\nu = 0,30$ στον S_2). Ο υπ'όψιν λόγος επηρεάζει τις αναπτυσσόμενες οριζόντιες (ιδίως) μετατοπίσεις και γενικά υψηλότερες τιμές ν συνεπάγονται αυξημένες τιμές της μετατόπισης στέψης u_x .

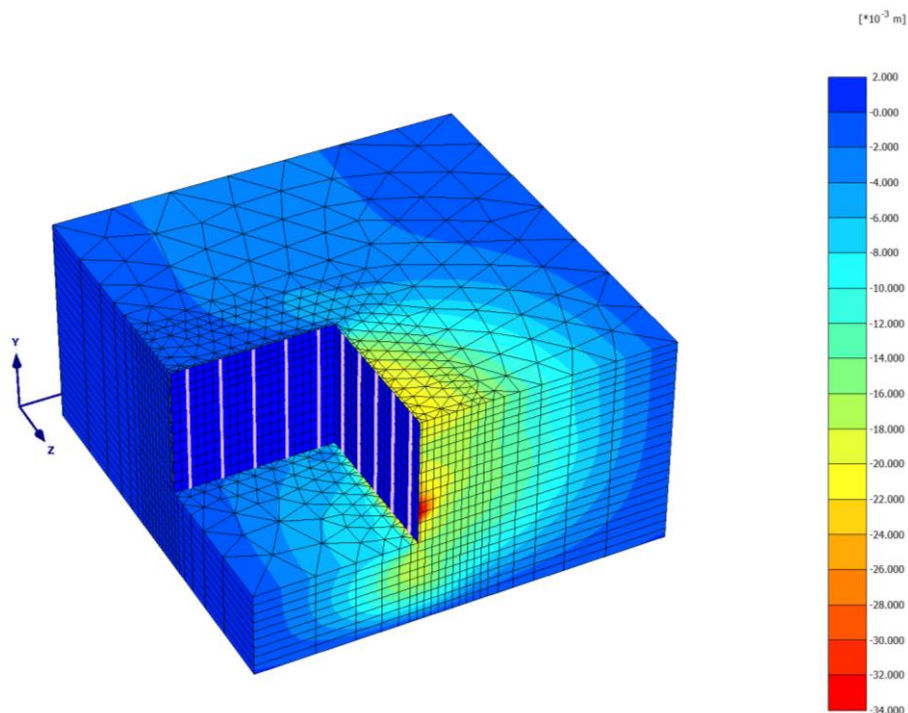


Σχήμα 2.38: Συγκριτικά διαγράμματα κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στέψης: Περίπτωση $D/H = 0,15$.

4.1.6 Επιρροή των τριδιάστατων συνθηκών επί των οριζοντίων μετατοπίσεων

Η παρακολούθηση της ανάπτυξης των οριζοντίων μετατοπίσεων γίνεται σε συσχέτισμό με το σύστημα συντεταγμένων. Στα οριζόντια επίπεδα εργασίας κάθε σημείο ορίζεται βάσει των αξόνων x, z ενώ κατακορύφως αντιστοιχεί ο άξονας y . Είναι προφανές ότι στη γενική περίπτωση, όπου $L > B$, διαφοροποιούνται οι μετατοπίσεις στέψης u_x και u_z κατά μήκος των πλευρών L ή B , ενώ για τετραγωνικής κάτοψης εκσκαφής ($L = B$) τα μεγέθη u_x, u_z αναπτύσσονται συμμετρικά, π.χ. ταυτίζονται οι τιμές τους, που αντιστοιχούν στα μέσα των πλευρών L ή B ή κατά τη γωνία.

Αντιπροσωπευτική εικόνα των οριζοντίων μετατοπίσεων u_x δίδονται στο Σχ.2.39 που προφανώς θα ήταν ταυτόσημη για τις μετατοπίσεις u_z , δεδομένης της τετραγωνικής εκσκαφής ($L = B$). Είναι γνωστή ανομοιόμορφη κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων στέψης (π.χ. Bakker, 2006) και αυτό επιβεβαιώνεται σαφώς από το Σχ.2.39, απ' όπου φαίνεται ότι οι μέγιστες τιμές u_x αναπτύσσονται στο μέσον της πλευράς που είναι παράλληλη προς τον άξονα z , ενώ κατά τις γωνίες το αντίστοιχο μέγεθος φαίνεται πολύ χαμηλότερης τιμής. Από το ίδιο σχήμα φαίνεται να επιβεβαιώνεται η διαπίστωση που είχε προκύψει από τις διδιάστατες αναλύσεις, ότι οι μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις αναπτύσσονται σε βάθος περίπου $(2/3-3/4) \cdot H$, δηλαδή πλησιέστερα στον πυθμένα της γενικής εκσκαφής.



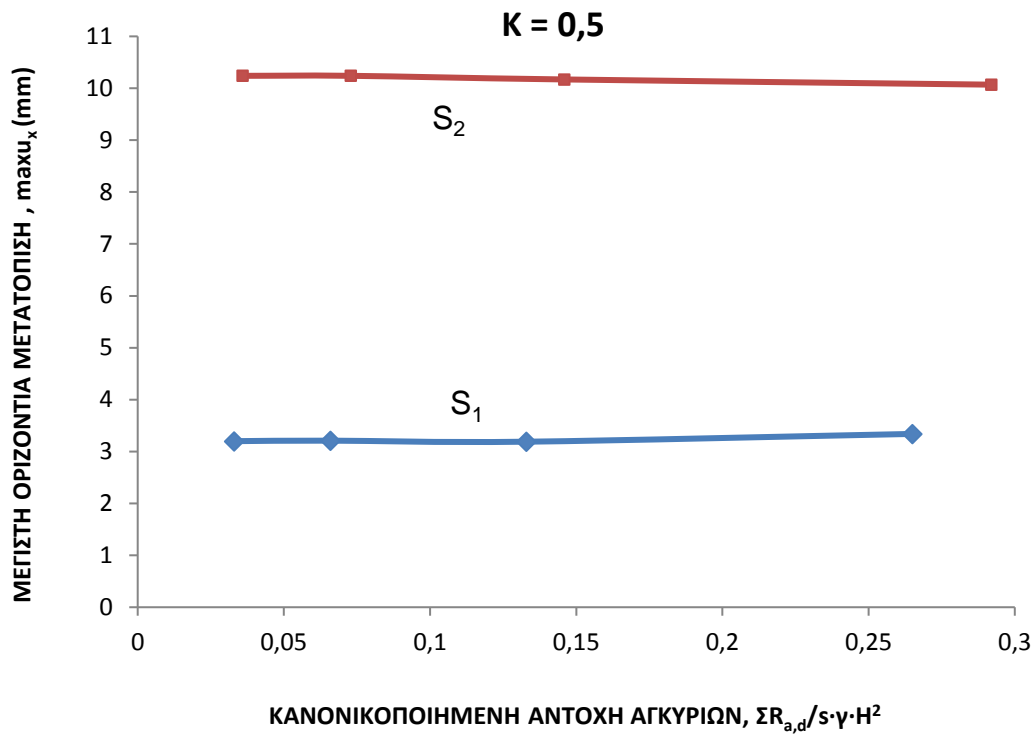
Σχήμα 2.39: Προοπτική χρωματική απεικόνιση των μετατοπίσεων u_x :
Περίπτωση $L/H = 2,50$, Σχηματισμός S_2 , αντοχή αγκυρίων C .

Σε σχετικά στενές εκσκαφές αναμένονται μικρές οριζόντιες μετατοπίσεις, όπως φαίνεται και στο Σχ.2.40 για τετραγωνική εκσκαφή με $L/H = 1$ ($D/H = 0,15$ $K = 0,5$), από το οποίο προκύπτουν τα εξής:

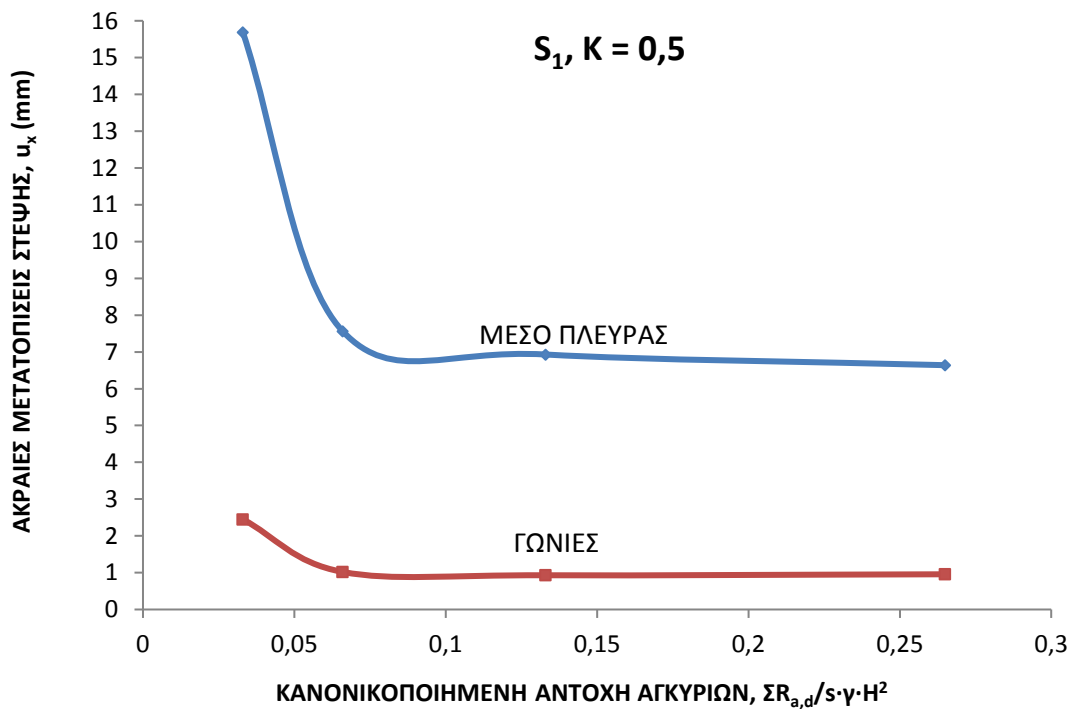
- Οι απόλυτες τιμές των μεγίστων μετατοπίσεων στέψης που αναπτύσσονται κατά τα μέσα των πλευρών ($\max u_x$) είναι σαφώς μεγαλύτερες στον σχηματισμό S_2 συγκριτικά με τον S_1 (εξηγείται μέσω του λόγου των μέτρων ελαστικότητας).
- Η αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων δεν συνεπάγεται αισθητή μείωση των τιμών u_x και τούτο είναι σαφές και για τους δύο σχηματισμούς.

Αντίστοιχες αναλύσεις για τετραγωνική εκσκαφή με λόγο πλευρών $L/B = 2,5$ καταλήγουν σε υψηλότερες τιμές των μεγίστων οριζοντίων μετατοπίσεων στέψης που αντιστοιχούν στο

μέσο των πλευρών (\max_x στην πλευρά παράλληλα του άξονα z και αντιστοίχως για την $\max_z = \max_x$).



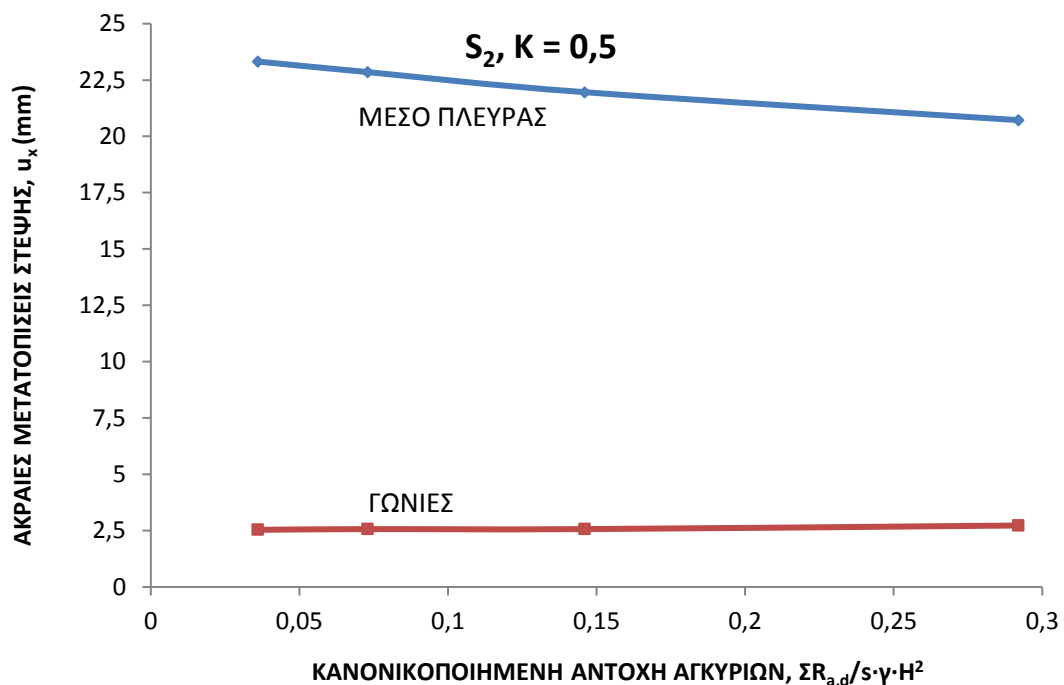
Σχήμα 2.40: Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση στέψης συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίου για $L/H = 1$, για τα εδάφη S_1 και S_2 .



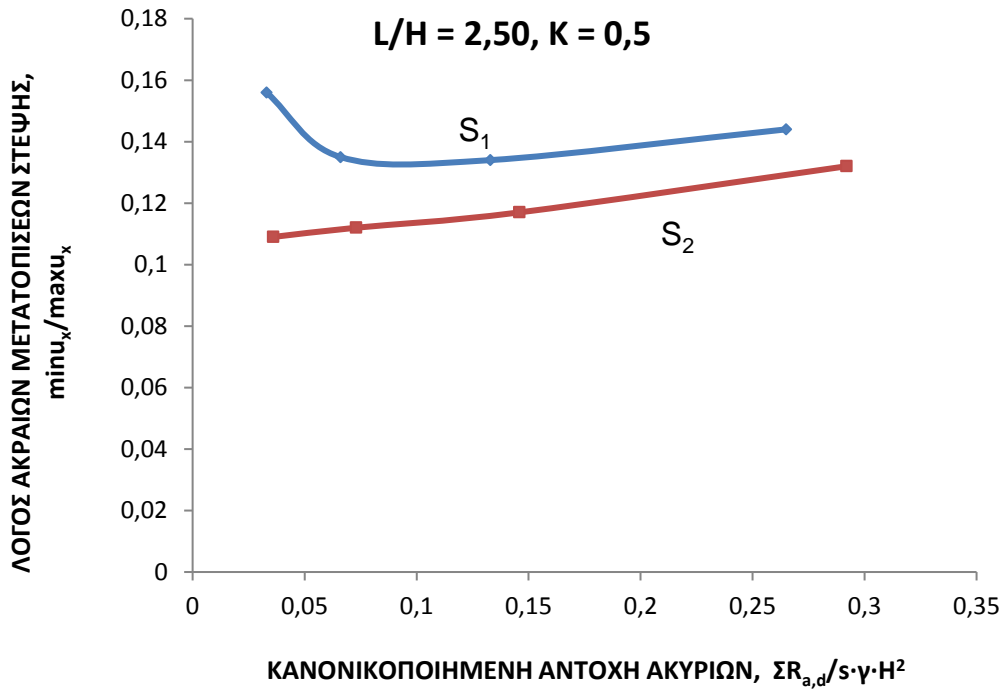
Σχήμα 2.41: Οριζόντιες μετατοπίσεις στη στάθμη στέψης για το σχηματισμό S_1 : $L/H = 2,50$.

Από το Σχ.2.41 που αφορά στον σχηματισμό S_1 προκύπτει σημαντική απομείωση των μεγίστων οριζοντίων μετατοπίσεων με την αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων, μόνο για χαμηλές τιμές αντοχής. Από το Σχ. 2.42 (έδαφος S_2) η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση στέψης κατά το μέσο της πλευράς, απομειώνεται ελαφρώς μόνο με την αύξηση της αντοχής αγκυρίων (και αναλογικώς προς αυτήν αύξηση της δύναμης προέντασης). Αντιθέτως, οι ελάχιστες μετατοπίσεις κατά τις γωνίες δεν φαίνεται να επηρεάζονται από τις αυξημένες δυνάμεις των αγκυρώσεων, προφανώς διότι η γεωμετρία της εκσκαφής και η σχετική δυστένεια του δομικού συστήματος αγκυρώσεων συμβάλλει κυρίως (αν όχι σχεδόν αποκλειστικά) στην απομείωση των παραμορφώσεων στις υπ'όψιν θέσεις.

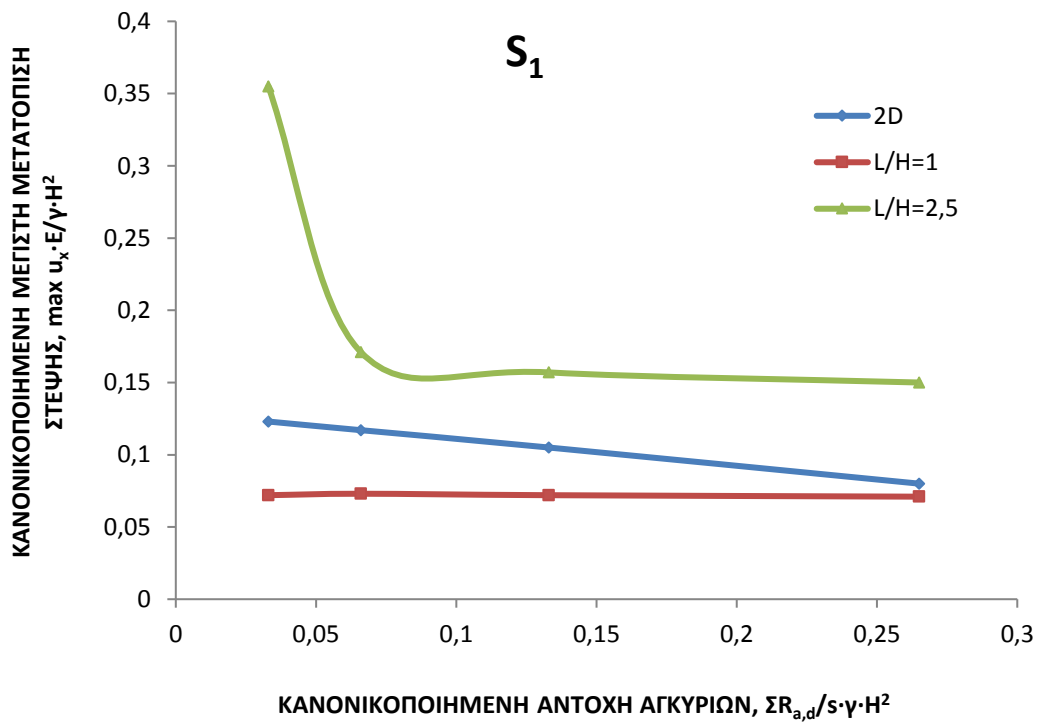
Από τα Σχ.2.41 και 2.42 προκύπτει σαφώς η μεγάλη διαφορά των ακραίων τιμών μετατοπίσεων, δηλαδή μεταξύ του μέσου των πλευρών και της αντίστοιχης γωνίας. Βάσει των αποτελεσμάτων των σχετικών αναλύσεων, απεικονίζεται ο λόγος των ακραίων μετατοπίσεων στο Σχ.2.43, προοπτική εικόνα των οποίων ήδη έχει δοθεί στο προηγούμενο Σχ.2.39. Γενικώς, οι τιμές του υπ'όψιν λόγου $\min u_x / \max u_x$ ($= \min u_z / \max u_z$) είναι χαμηλές και δεν υπερβαίνουν την τιμή 0,15 για το εύρος των μεγεθών που υπεισέρχονται στις σχετικές αναλύσεις. Επίσης, διαφαίνεται τάση μικρής αύξησης του λόγου συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων και αυτή θα μπορούσε να αιτιολογηθεί λόγω της μείωσης της μέγιστης μετατόπισης $\max u_x$ με την αύξηση των δυνάμεων αγκύρωσης, ενώ παράλληλα η ελάχιστη παραμένει σχεδόν αμετάβλητη.



Σχήμα 2.42: Οριζόντιες μετατοπίσεις στη στάθμη στέψης για το σχηματισμό S_2 : $L/H = 2,50$.



Σχήμα 2.43: Λόγος ακραίων μετατοπίσεων συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: $L/H = 2,50, K = 0,50$.

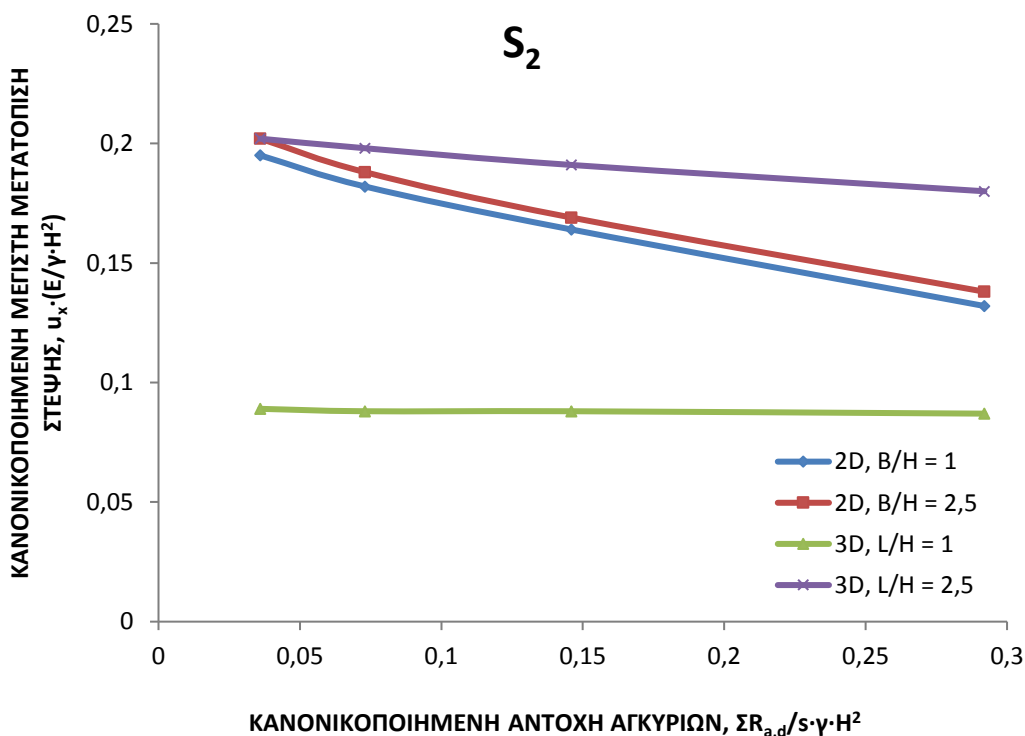


Σχήμα 2.44: Συγκριτικά διαγράμματα κανονικοποιημένης οριζόντιας μέγιστης μετατόπισης στέψης: $D/H = 0,15, K = 0,50$, Έδαφος S_1 .

Σύγκριση των διαγραμμάτων μεταβολής της κανονικοποιημένης μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης $max u_x$ (που αντιστοιχεί στο μέσο της πλευράς), υπό 2D και 3D συνθήκες για τον εδαφικό σχηματισμό S_1 δίδεται στο Σχ.2.44. Προφανώς, οι εμφανιζόμενες τιμές υπό διδιάστατες συνθήκες ($L/H \rightarrow \infty$) δεν αποτελούν μέγιστες, αλλά ενιαίες τιμές κατά μήκος της όψης του πρανούς και στη συγκεκριμένη περίπτωση σύγκρισης, παρεμβάλλονται μεταξύ των τιμών για $L/H = 1$ και 2,50. Οι διαφορές μεταξύ του διαγράμματος για 2D συνθήκες και $L/H = 1,0$ είναι σχετικά μικρές. Γενικά, παρατηρείται τάση απομείωσης των $max u_x$ για αυξανόμενη δύναμη αγκύρωσης, όμως πρακτικά στην ειδική περίπτωση της στενής εκκαφής ($L/H = 1,0$) η επιρροή του αδιάστατου αριθμού R είναι απολύτως αμελητέα. Αντίστοιχη σύγκριση διαγραμμάτων για τον αργιλικό σχηματισμό S_2 δίδεται στο Σχ.45, από το οποίο προκύπτουν τα εξής:

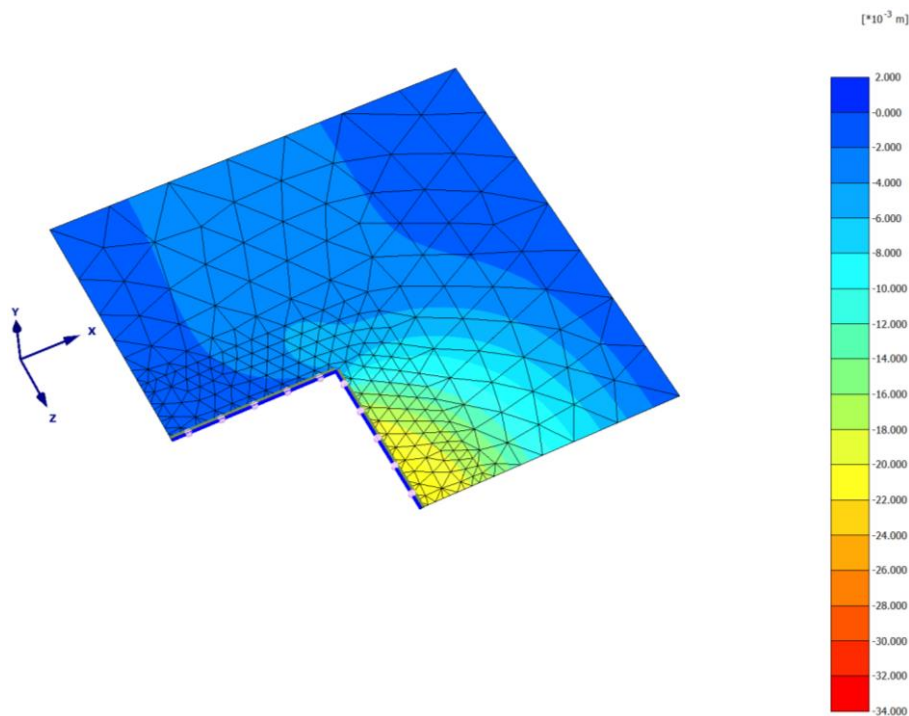
i) Τα αποτελέσματα για διδιάστατες συνθήκες και πάλι παρεμβάλλονται μεταξύ των περιπτώσεων $L/H=1,0$ και $L/H = 2,50$, όμως φαίνονται εγγύτερα προς τη δεύτερη από αυτές, σε αντίθεση με την αντίστοιχη παρατήρηση για τον σχηματισμό S_1 .

ii) Στο Σχ.2.45 παρατίθενται δύο περιπτώσεις διδιάστατων επιλύσεων, για $B/H = 2,5$ (ακριβώς αντίστοιχη των τριδιάστατων αναλύσεων για $L/H = 2,50$) και για $B/H = 1,0$ (αντίστοιχη της περίπτωσης τριδιάστατων συνθηκών με $L/H = 1,0$). Παρατηρείται ότι το πλάτος B , το οποίο υπεισέρχεται ουσιαστικά μέσω της απόστασης της όψης του πρανούς από το όριο των πεπερασμένων στοιχείων κατά την προσομοίωση, έχει μεν επιρροή στα αποτελέσματα, όχι όμως πρακτικά αισθητή. Προφανώς, αναμενόταν να είναι οι οριζόντιες μετατοπίσεις για $B/H = 2,50$ ελαφρά έστω υψηλότερες από αυτές για $B/H = 1,0$.



Σχήμα 2.45: Συγκριτικά διαγράμματα κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στέψης, $D/H = 0,15$, $K = 0,5$, Έδαφος S_2 .

iii) Σε όλες τις περιπτώσεις είναι εμφανής η τάση απομείωσης των οριζοντίων μετατοπίσεων στέψης u_x με την αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκύρωσης. Παρατηρείται σχετικά ότι για τις διδιάστατες συνθήκες, καθώς και για την εγγύτερη προς αυτές περίπτωση $L/H = 2,50$, η μειωτική αυτή επίδραση είναι σαφέστερη, ενώ για τη στενότερη εκσκαφή ($L/H = 1$) οι μετατοπίσεις στέψης δεν φαίνεται να επηρεάζονται από την αντοχή αγκύρωσης. Προφανώς, οι γενικώς απομειωμένες τιμές του μεγέθους $\max u_x$ οφείλεται κυρίως στη γεωμετρία της εκσκαφής και την στατική λειτουργία του όλου συστήματος αντιστήριξης (έντονες παρεμποδίσεις οριζοντίων μετατοπίσεων στις γωνίες).



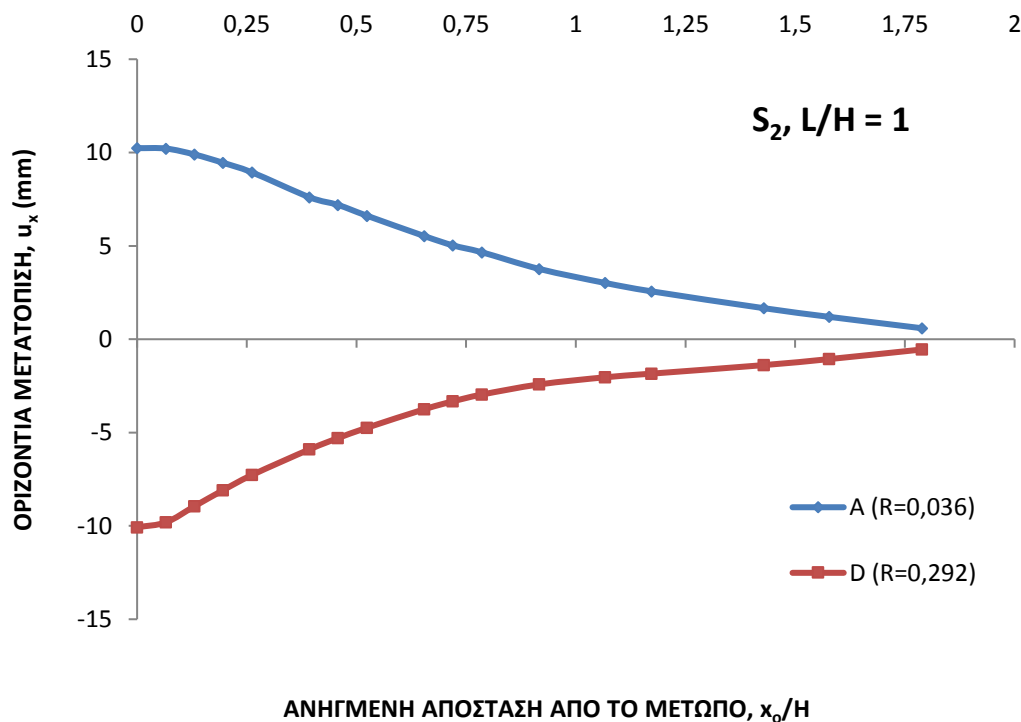
Σχήμα 2.46: Χρωματική απεικόνιση κατανομής των οριζοντίων μετατοπίσεων u_x επί της επιφανείας του εδάφους (οριζόντιο επίπεδο $y = 0$): $K = 0,5$; Έδαφος S_2 .

Γενικά, η κατανομή των μετατοπίσεων επιφανείας έχει ιδιαίτερη σημασία, προκειμένου να ελεγχθούν οι συνθήκες SLS κατασκευών με επιφανειακές θεμελιώσεις στην περιοχή της εκσκαφής του πρανούς. Κατ'αρχάς, βεβαίως ενδιαφέρουν οι καθιζήσεις που αναφέρονται σε επόμενη παράγραφο, αλλά και οι οριζόντιες παραμορφώσεις έχουν ως συνέπεια την ανάπτυξη σχετικών οριζοντίων μετατοπίσεων στην περιοχή τυχόν θεμελιώσεων που ενδεχομένως να προκαλέσουν ζημιές στις αντίστοιχες κατασκευές. Στο Σχ.2.46 ($L = B$, $L/H = 2,5$) απεικονίζεται η κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων u_x στην επιφάνεια του εδάφους, προφανώς δε η αντίστοιχη κατανομή των u_z θα αποτελούσε ομοιόθετο σχήμα. Από την τομή του στερεού των μετατοπίσεων με κατακόρυφο επίπεδο παράλληλο προς τον άξονα των x και στο μέσο της πλευράς, προκύπτει η κατανομή των u_x κατά την υπ' όψιν δυσμενέστερη τομή.

Η κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων u_x (ή u_z) έχει προφανώς πρακτική σημασία, δεδομένου ότι ενδιαφέρουν οι δυσμενέστερες τιμές του λόγου $\Delta u_x/l = [(u_{x,2}-u_{x,1})/(x_{0,2}-x_{0,1})]$,

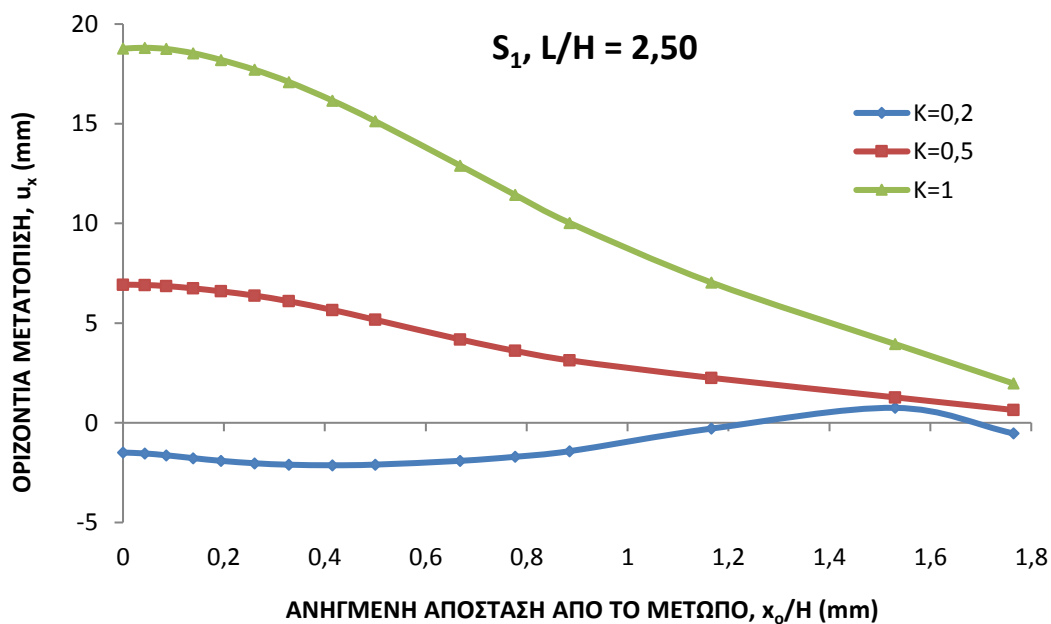
όπου $u_{x,1}$, $u_{x,2}$ οι οριζόντιες μετατοπίσεις σε σημεία 1,2 επί ευθείας καθέτου στο μέτωπο σε αποστάσεις από αυτό $x_{0,1}$ και $x_{0,2}$ αντιστοίχως. Η υπ' όψιν κατανομή εξαρτάται από αρκετούς παράγοντες, κυριότεροι των οποίων είναι η γεωμετρία της εκσκαφής (λόγος L/H και L/B), οι δυνάμεις αντοχής των αγκυρίων (άρα και οι ανάλογες προς αυτές δυνάμεις τάνυσης) και βεβαίως ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων K . Στο Σχ.2.47 δίνεται ενδεικτικά για τον αργιλικό σχηματισμό S_2 η οριζόντια μετατόπιση σε απόλυτα μεγέθη, ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο, μετρούμενης επί του άξονα συμμετρίας που συμπίπτει με τον άξονα x , για τετραγωνική εκσκαφή με $L/H = 1$ και δύο ακραίες τιμές της ανηγμένης συνολικής αντοχής αγκυρίων, $R = \sum R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$. Παρατηρείται ότι για τη χαμηλότερη αντοχή αγκυρίων (περίπτωση Α) η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση με φορά προς το εσωτερικό της εκσκαφής, απομειώνεται σχετικά γρήγορα λαμβάνοντας χαμηλές τιμές σε σχετική απόσταση από το μέτωπο της τάξης του $x_0/H = 1,5$. Αντιθέτως, για την υψηλότερη αντοχή (D) οι μετατοπίσεις έχουν κατ'εξάίρεση αντίθετη φορά (δηλαδή προς το εσωτερικό της εδαφικής μάζας), απομειούμενες και αυτές γρήγορα με την αύξηση της απόστασης από το μέτωπο. Όπως ίσως θα ήταν αναμενόμενο, ενώ γενικά οι μετατοπίσεις u_x (και u_z) έχουν φορά προς το εσωτερικό της εκσκαφής, οι κατ'εξάίρεση οριζόντιες μετατοπίσεις αντίθετης φοράς, ευνοούνται από το χαμηλό λόγο L/H (στενή εκσκαφή) και από τις υψηλές δυνάμεις αγκύρωσης, συγκεκριμένα δυνάμεις τύπου C ή D.

Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων, K , αναμένεται επίσης να έχει επιρροή επί των οριζοντίων μετατοπίσεων. Για συγκεκριμένη στάθμη προέντασης, C, που είναι μάλλον υψηλή, αλλά μέσα στο συνηθισμένο εύρος διακύμανσης στην πράξη αυτού του μεγέθους, εξετάσθηκε η επιρροή του συντελεστή K για τρεις τιμές που καλύπτουν επίσης τις περιπτώσεις της πράξης.

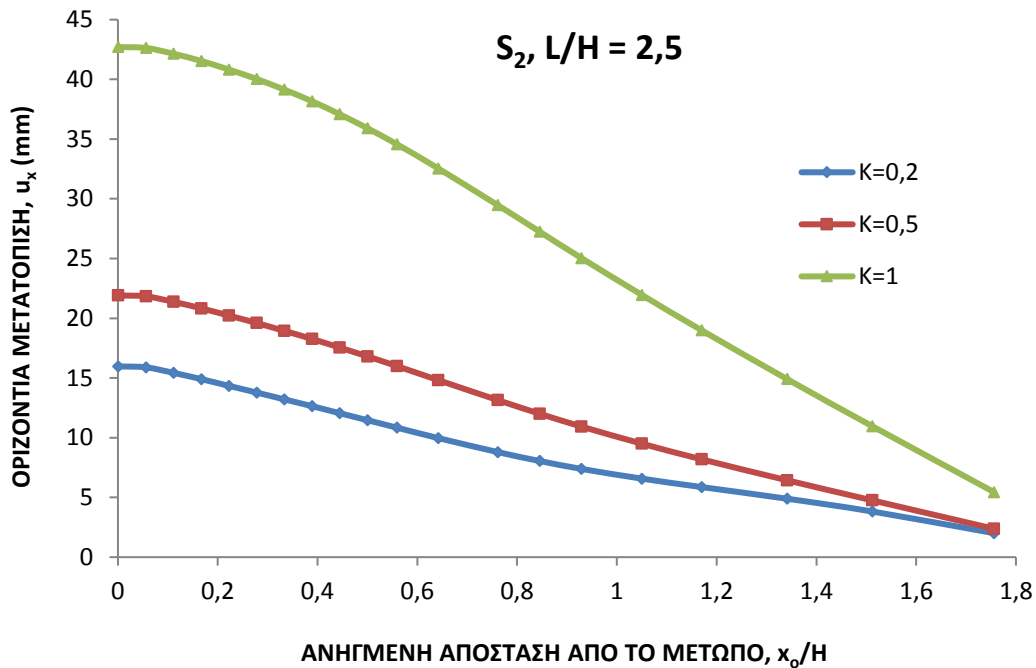


Σχήμα 2.47: Κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων, κατά μήκος του άξονα συμμετρίας: $L/H = 1$, Έδαφος S_2 ($K = 0,5$).

Το Σχ.2.48 αναφέρεται σε γεωμετρία εκσκαφής $L/H = 2,50$ για τον σχηματισμό S_1 και παρατηρείται ότι για τις σχετικά υψηλότερες τιμές $K = 0,5$ ή $1,0$ κατά μήκος του άξονα συμμετρίας αναπτύσσονται οριζόντιες μετατοπίσεις u_x θετικές κατά τη συμβατική φορά (προς το εσωτερικό της εκσκαφής) μεγαλύτερες για την υψηλότερη τιμή $K = 1,0$, όπως ήταν αναμενόμενο, οι οποίες και απομειώνονται σχετικά γρήγορα με την αύξηση της απόστασης από το μέτωπο. Αντιθέτως, για τη χαμηλότερη από τις εξεταζόμενες τιμές του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, $K = 0,2$ αναπτύσσονται αρνητικές τιμές που μεγιστοποιούνται (κατ' απόλυτη τιμή) σε σχετική απόσταση $x_0/H = 0,5$ και μηδενίζονται σε αντίστοιχη απόσταση $x_0/H = 1,2$, περίπου. Τα αποτελέσματα αντίστοιχων αναλύσεων για τον αργλικό σχηματισμό S_2 που φαίνονται στο Σχ.2.49, υποδεικνύουν γενικά ανάπτυξη θετικών οριζοντίων μετατοπίσεων u_x , με προφανή επιρροή του συντελεστή K . Οι τιμές των οριζοντίων μετατοπίσεων u_x για συγκεκριμένη ανηγμένη απόσταση από το μέτωπο που προέκυψαν για $K = 1$ είναι περίπου διπλάσιες από αυτές για $K = 0,5$, ενώ αντιστοίχως για $K = 0,2$ είναι αρκετά μειωμένες έναντι των υπολοίπων. Από το σύνολο των αποτελεσμάτων φαίνεται η σημαντική επιρροή του συντελεστή K τόσο επί των μεγίστων τιμών u_x στην στέψη ($x_0 = 0$), όσο και επί της κατανομής τους επί των αξόνων συμμετρίας με εμφανέστερες διαφορές (για διαφορετικές τιμές K) στο σχηματισμό S_1 .



Σχήμα 2.48: Οριζόντια μετατόπιση κατά μήκος του άξονα συμμετρίας, συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης x_0/H : Έδαφος S_1 , $L/H = 2,50$, Αντοχή αγκυρίων C .



Σχήμα 2.49: Οριζόντια μετατόπιση κατά μήκος του άξονα συμμετρίας, συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης x_0/H : Έδαφος S_2 , $L/H = 2,50$, Αντοχή αγκυρών C .

4.2 Κατακόρυφες μετατοπίσεις

4.2.1 Ανάπτυξη των καθιζήσεων επιφανείας λόγω εκσκαφής

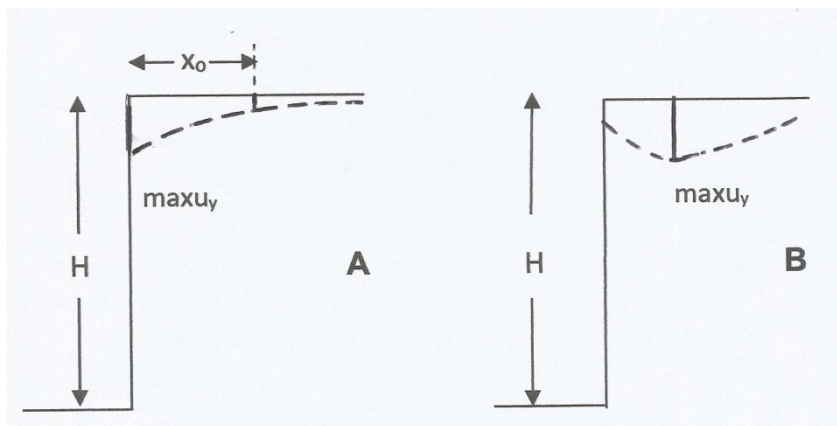
Συνήθως για την εκτίμηση των καθιζήσεων επιφανείας του εδάφους εφαρμόζονται ημιεμπειρικές ή απλουστευτικές μέθοδοι που βασίζονται σε συστηματική καταγραφή των υπ' όψιν κατακορύφων μετατοπίσεων κατά τη διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών εκσκαφής και κυρίως μετά την περάτωσή τους. Είναι γνωστό ότι οι συνέπειες επί των γειτονικών κατασκευών λόγω των καθιζήσεων εξαρτώνται όχι μόνο από τη στροφή, θ ή τη σχετική στροφή, β , μεταξύ χαρακτηριστικών σημείων της θεμελίωσης, αλλά και από τη μορφή της παραμορφωμένης επιφάνειας. Για παράδειγμα, αν το μέγεθος της στροφής μεταξύ δύο σημείων που απέχουν κατά $\Delta x = x_{o,2} - x_{o,1}$ με αντίστοιχη διαφορική καθίζηση $\Delta u_y = u_{y,2} - u_{y,1}$ είναι $\theta \approx \tan\theta = (u_{y,2} - u_{y,1}) / (x_{o,2} - x_{o,1})$, οι ενδεχόμενες συνέπειες στην κατασκευή εξαρτώνται πέρα από το μέγεθος θ , και από το είδος της παραμόρφωσης που υποδεικνύει κατά περίπτωση κυρτή ή κοίλη μορφή της επιφάνειας του εδάφους στην περιοχή των αξιοσημείωτων καθιζήσεων (π.χ. Burland and Wroth, 1974, Mair et al, 1996, Potts and Addenbroke, 1997).

Στην πρώτη περίπτωση (Α) κατά το Σχ.2.50, η κυρτή επιφάνεια (hogging) γενικά είναι δυσμενέστερη για αντιστηριζόμενες εκσκαφές και αναπτύσσεται λόγω της σύμπτωσης της θέσης της μέγιστης καθίζησης ($\max u_y$) με την στέψη. Αντιθέτως, στη (Β) περίπτωση αναπτύσσεται κοίλη επιφάνεια (sagging), σύμφωνα με το ίδιο Σχήμα, εφόσον το σημείο της μέγιστης καθίζησης (με κατακόρυφη τομή) βρίσκεται προς το εσωτερικό της εδαφικής μάζας, δηλαδή σε θέση $x_0/H > 0$. Κατά κανόνα, οι καθιζήσεις σε κανονικοποιημένα διαγράμματα καταγράφονται με την ανηγμένη τιμή τους u_y/H , παρ' όλο που έχει διαπιστωθεί ότι το βάθος της εκσκαφής, H δεν είναι ο μόνος παράγοντας που επηρεάζει τις

μετατοπίσεις και μάλιστα αναλογικά. Από συστηματική καταγραφή των καθιζήσεων που μετρήθηκαν σε εκσκαφές με αντηριδωτή αντιστήριξη σε άμμο μέσης έως υψηλής πυκνότητας αποθέσεως, προτάθηκε η περιβάλλουσα του Σχ.2.51, δηλαδή κατά Ο' Rourke et al (1976), για την οποία επισημαίνονται τα εξής:

- i) Οι γενικές τάσεις ανάπτυξης των καθιζήσεων (όπως άλλωστε και η περιβάλλουσα) κυρτής μορφής (A) παραμορφωμένη επιφάνεια.
- ii) Η μέγιστη ανηγμένη καθίζηση (στην στέψη) είναι $u_y = 0,3 \cdot (H) \%$.
- iii) Το εύρος επιρροής της εκσκαφής εκτείνεται σε απόσταση από το μέτωπο $2H$.

Είναι προφανές ότι το υπ' όψιν διάγραμμα του Σχ.2.51 προτάθηκε σε εποχή, όπου οι κατασκευαστικές μέθοδοι αντιστήριξης ήδη είχαν βελτιωθεί. Έτσι, αιτιολογούνται οι διαφοροποιήσεις από προγενέστερα διαγράμματα κατά Peck (1969), σύμφωνα με τα οποία για άμμους (αλλά και σκληρές αργίλους) η περιβάλλουσα είχε μεν επίσης κυρτή μορφή, αλλά η μέγιστη ανηγμένη καθίζηση ήταν υπερτριπλάσια από αυτήν κατά Ο' Rourke et al (1976), δηλαδή $\max u_x/H = 1\%$.



Σχήμα 2.50: Βασικές μορφές της παραμορφωμένης επιφάνειας λόγω εκσκαφών:
A. Κυρτή, B. Κοίλη.

Μεταγενέστερες καταγραφές και προτάσεις κατά Clough and O'Rourke (1990) συνοψίζονται στις παρακάτω διαπιστώσεις:

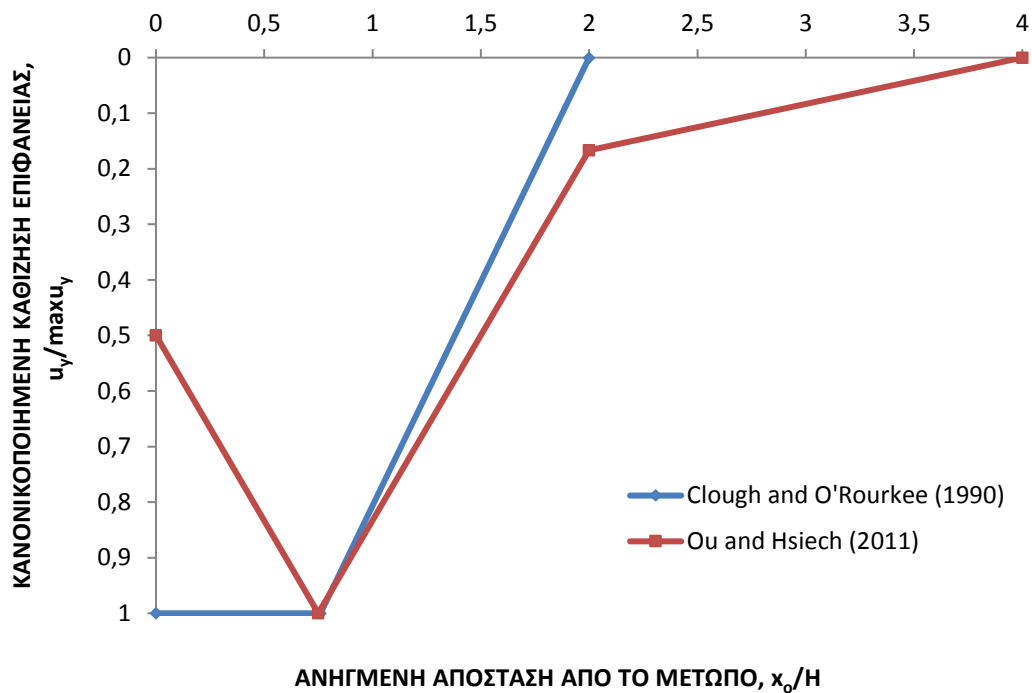
- Σε αμμώδη εδάφη η περιβάλλουσα έχει αντίστοιχη μορφή με αυτήν του Σχ.2.51. Εντούτοις, προτείνεται να αντικατασταθεί με ευθύγραμμο τμήμα μέχρι τη θέση μέγιστης επιρροής ($d = \max x_0 = 2 \cdot H$).
- Σε σιφρές ή και σκληρές αργίλους η μέγιστη ανηγμένη καθίζηση στην στέψη είναι και πάλι $\max u_y/H = 0,3\%$, ωστόσο η ευθεία περιβάλλουσα εκτείνεται σε μεγαλύτερη απόσταση (έως $3H$), ενώ καταγραφές δείχνουν και αντίθετης φοράς μετατοπίσεις προς τα άνω, δηλαδή ανυψώσεις του εδάφους που αγγίζουν την τιμή $0,1\% \cdot H$.
- Σε μαλακές ή μετρίως σιφρές αργίλους, οι μέγιστες ανηγμένες καθιζήσεις φθάνουν, όπως ήταν αναμενόμενο σε πολύ υψηλότερες τιμές, μεγαλύτερες και από την τιμή $\max u_y/H = 2\%$. Οι μέγιστες καθιζήσεις σύμφωνα με τις καταγραφές, εκτείνονται σε

ορισμένες περιπτώσεις μέχρι και την απόσταση $x_0 = 0,75H$, ενώ γενικά το εύρος επιρροής φθάνει μέχρι $\max x_0 = 2H$.

Συστηματικές αναλύσεις μετρήσεων από τους Ou et al (1998), Hsieh and Ou (1998), Ou and Hsieh (2011), σε ετερογενείς σχηματισμούς, που συνίστανται κυρίως από μαλακές έως μέσες αργίλους, αποτέλεσαν τη βάση προτάσεων για περιβάλλουσα ανηγμένων καθιζήσεων τύπου Α ή Β.



Σχήμα 2.51: Παρατηρήσεις επιφανειακών καθιζήσεων για αντηριδωτές αντιστηρίξεις σε μέση έως πυκνή άμμο, κατά O' Rourke et al (1976).

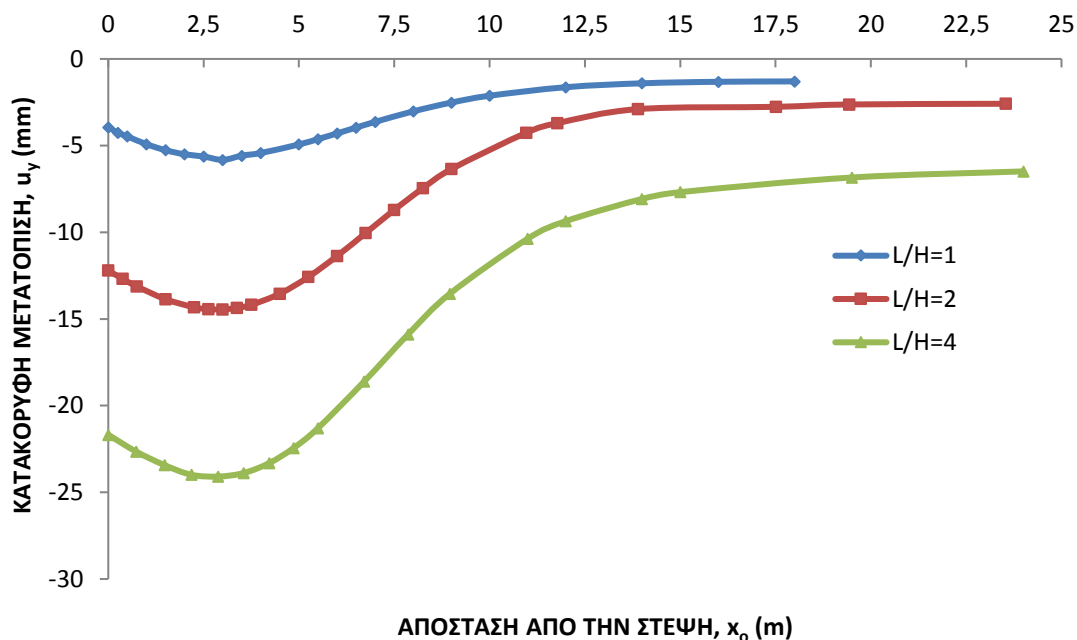


Σχήμα 2.52: Σύγκριση κανονικοποιημένων διαγραμμάτων καθιζήσεων επιφανείας σε μαλακή έως μέση άργιλο.

Στο Σχ.2.52 δίδεται κατά Ou and Hsieh (2011) βάσει απλουστευμένης μεθόδου, η μορφή της κατανομής των καθιζήσεων ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης απόστασης από το μέτωπο ($u_y/\max u_y - x_0/H$), συγκριτικά με αντίστοιχη πρόταση κατά Clough and O'Rourke (1990). Η διαφορά μεταξύ των προτάσεων εντοπίζεται στο εύρος επιρροής, αλλά και στην μορφή της καμπύλης καθιζήσεων. Κατά Ou and Hsieh (2011) στην στέψη αντιστοιχεί το 50% της μέγιστης καθίζησης $\max u_y$, η οποία αναπτύσσεται σε απόσταση $x_0 = 0,75 \cdot H$. Σύμφωνα με τους ανωτέρω συγγραφείς, ενδιαφέρουσα είναι η διάκριση της πρωτεύουσας ζώνης επιρροής (PIZ) που φθάνει μέχρι απόσταση $x_0 = 2 \cdot H$ και της δευτερεύουσας (SIZ) εκτεινόμενη μέχρι και την μέγιστη απόσταση $\max x_0 = 4 \cdot H$.

Τα αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία προφανώς εξαρτώνται από τον βαθμό προσέγγισης των εισαγόμενων γεωτεχνικών παραμέτρων, την ακριβή αποτύπωση των φάσεων κατασκευής, αλλά και από ορισμένες λεπτομέρειες των προσομοιώσεων. Γενικά, τα δημοσιευμένα αποτελέσματα αναλύσεων για αντιστηρίξεις με αντηρίδες και κυρίως μέσω προεντεταμένων αγκυρώσεων είναι μάλλον περιορισμένα (π.χ. Zdrackovic et al, 2005, Bakker, 2006, Yeow et al, 2006, Papadopoulou and Sofianos, 2016).

Στα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο παρόν 2^ο Κεφάλαιο, ορισμένες μη αναμενόμενες αποκλίσεις μεταξύ των 2D και 3D αναλύσεων αποδίδονται στην ακρίβεια των αντίστοιχων προσομοιώσεων. Κρίθηκε επίσης σκόπιμη η κατ' αρχήν εκτίμηση της μορφής της επιφάνειας καθιζήσεων μέσω απλουστευτικών αναλύσεων, δεδομένου ότι τα βιβλιογραφικώς διαθέσιμα στοιχεία αναφέρονται κατά το πλείστον σε αντηριδωτές αντιστηρίξεις. Είναι προφανής η διαφορά των αντηρίδων από τις προεντεταμένες αγκυρώσεις, κυρίως ως προς τις αναπτυσσόμενες μετατοπίσεις.



Σχήμα 2.53: Κατανομή καθιζήσεων επιφάνειας στο κεντροβαρικό επίπεδο ανυποστήρικτης εκσκαφής με $H = 12 \text{ m}$; Έδαφος S_2 , $L/B = 1$.

Αρχικά, έγιναν καθοδηγητικές τριδιάστατες αναλύσεις με σκοπό τη διαπίστωση των τάσεων ανάπτυξης των καθιζήσεων στη επιφάνεια του εδάφους λόγω παρακείμενης ανυποστήρικτης εκσκαφής. Στο ενδεικτικό Σχ.2.53 παρουσιάζονται οι τιμές των καθιζήσεων κατά μήκος του άξονα συμμετρίας ως συνάρτηση της απόστασης από την στέψη, x_0 , για βάθος εκσκαφής $H = 12$ m και έδαφος S_2 . Από το υπ' όψιν σχήμα, διαπιστώνονται τα εξής:

i) Ο λόγος των διαστάσεων L/H (για τετραγωνική εκσκαφή $L = B$) επηρεάζει έντονα το μέγεθος των καθιζήσεων. Συμβατικά θεωρήθηκε η καθίζηση ως αρνητική κατακόρυφη μετατόπιση, επομένως τυχόν θετική μετατόπιση υποδεικνύει ανύψωση της επιφάνειας και όχι καθίζηση. Για την στενότερη εκσκαφή, με $L/H = 1$ οι καθιζήσεις είναι περίπου το 25% αυτών με $L/H = 4$.

ii) Η μορφή της επιφάνειας μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής διακρίνεται σαφώς σε δύο τμήματα, πρωτεύουσας και δευτερεύουσας επιρροής, ενώ το σχήμα της πρώτης αντιστοιχεί σε κοίλη μορφή (B).

iii) Οι μέγιστες καθιζήσεις αναμένονται σε ανηγμένη απόσταση από το μέτωπο $x_0/H = 0,25$ περίπου, ενώ το εύρος επιρροής (που ενδιαφέρει κυρίως τη δευτερεύουσα επιρροή) φαίνεται να εκτείνεται αρκετά μετά την ανηγμένη τιμή $x_0/H = 2$.

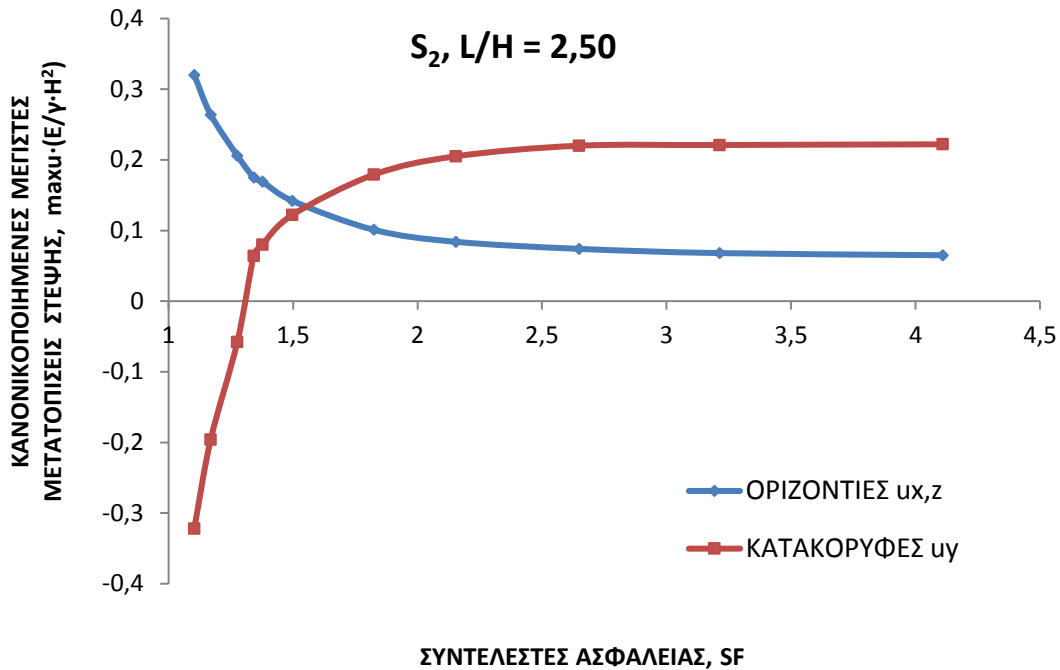
Το μέγεθος των καθιζήσεων στέψης, σύμφωνα με τις αναλύσεις του Σχ.2.53 φαίνονται μάλλον μικρά, και η ανηγμένη απόλυτη τιμή της κυμαίνεται για διάφορους λόγους L/H μεταξύ των ορίων $u_y/H = 0,04$ έως $0,18\%$ περίπου, αισθητά χαμηλότερη του $0,3\%$ που αποτελεί και μέγιστη τιμή από παρατηρήσεις, για στιφρές αργίλους.

Οι λόγοι της απόκλισης φαίνεται να είναι οι εξής:

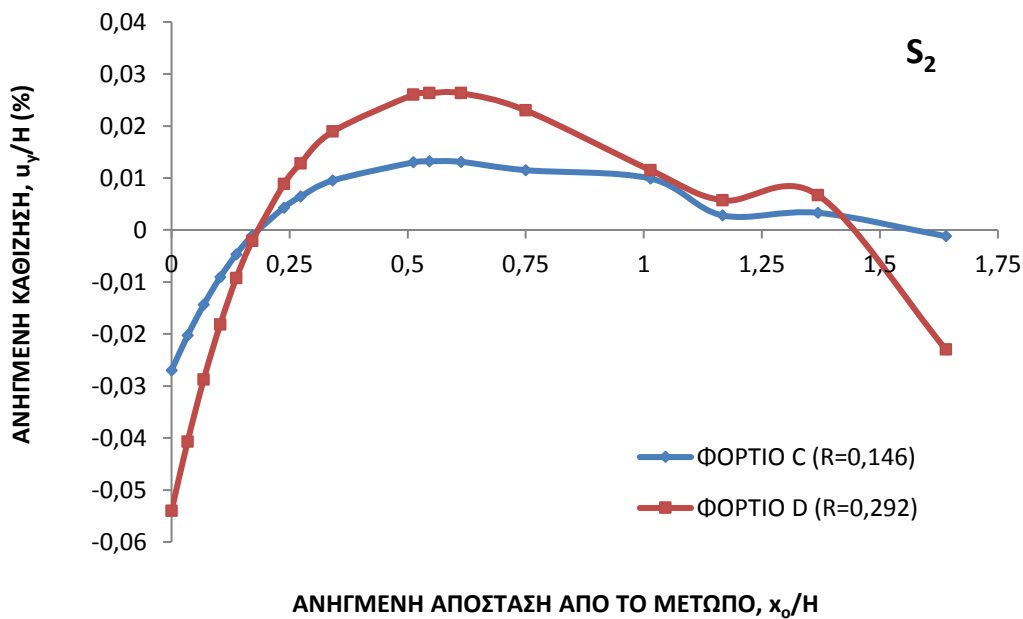
α) Οι αντηριδωτές αντιστηρίξεις, για τις οποίες έγιναν οι μετρήσεις μάλλον πλησιάζουν τις 2D συνθήκες (υψηλός λόγος L/H). Παράλληλα όμως δεν αφορούν ανυποστήρικτες εκσκαφές.

β) Προφανή επιρροή έχει ο συντελεστής ασφαλείας έναντι γενικευμένης αστοχίας (SF) που σε κάθε περίπτωση θα ίσχυε.

Στο Σχ.2.54 που αφορά ανυποστήρικτη εκσκαφή στο έδαφος S_2 , με $L/H = 2,50$ παρατίθεται η μεταβολή των οριζοντίων και κατακορύφων μετατοπίσεων στέψης ως συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας. Ως προς τις οριζόντιες μετατοπίσεις u_x (ή u_z) παρατηρείται σημαντική μείωση των τιμών τους με την αύξηση του συντελεστή SF. Οι κατακόρυφες μετατοπίσεις για χαμηλούς συντελεστές ασφαλείας είναι αρνητικές, δηλαδή υποδηλώνουν καθιζήσεις, όμως με την αύξηση του SF βαθμιαίως μεταβαίνουν σε ανυψώσεις (κατά την στέψη πάντα). Προτιμήθηκε η απεικόνιση των μετατοπίσεων μέσω της κανονικοποιημένης τιμής $u_y \cdot (E/\gamma \cdot H^2)$ που επιτρέπει την απαλοιφή (σε μεγάλο βαθμό) της επιρροής της παραμορφωσιμότητας του σχηματισμού.



Σχήμα 2.54: Κανονικοποιημένες μέγιστες μετατοπίσεις στέψης ως συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας: Ανυποστήρικτη εκσκαφή, $L/H = 2,50$, Έδαφος S_2 .



Σχήμα 2.55: Κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων που οφείλονται αποκλειστικά στις δυνάμεις τάνυσης: $L/H = 1$, Έδαφος S_2 .

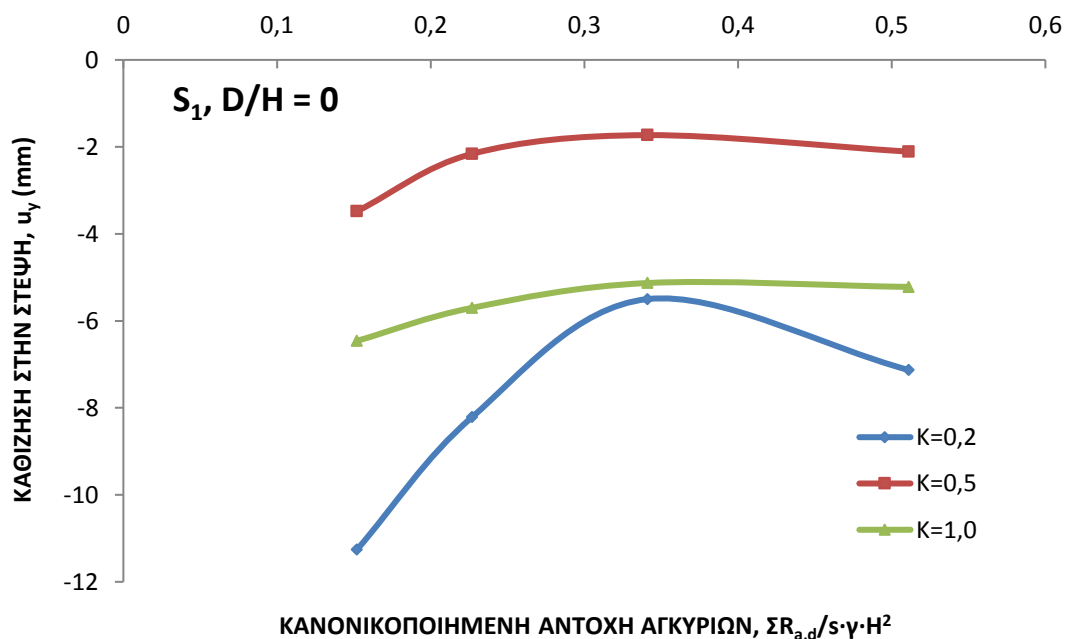
Για την ανεξάρτητη εκτίμηση της επιρροής των δυνάμεων τάνυσης μόνο, δηλαδή μη λαμβανομένης υπ'όψιν της αλλαγής εντατικής κατάστασης λόγω των εκσκαφών, το έδαφος (S_2) προσομοιώθηκε ως γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb, όμως θεωρήθηκε ως απολύτως αβαρές, αντιστηριζόμενο σύμφωνα με το γνωστό προσομοίωμα των προεντεταμένων αγκυρώσεων, όπως εφαρμόστηκε σε όλες τις αναλύσεις. Στο Σχ.2.55 παρουσιάζεται η επιρροή μόνο των δυνάμεων τάνυσης (για τις περιπτώσεις φορτίου C και

D). Προφανώς, η άρση του αρχικού γεωστατικού φορτίου λόγω των διαφόρων φάσεων εκκαφής δεν συνεπάγεται μεταβολές των ενεργών τάσεων της εδαφικής μάζας, άρα ούτε και μετατοπίσεις.

4.2.2 Καθοδηγητικές αναλύσεις υπό 2D συνθήκες

Εκτός της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων (R), σημαντική επιρροή στις επιφανειακές καθιζήσεις υπό διδιάστατες συνθήκες έχει το ανηγμένο βάθος έμπηξης των πασσάλων αγκύρωσης.

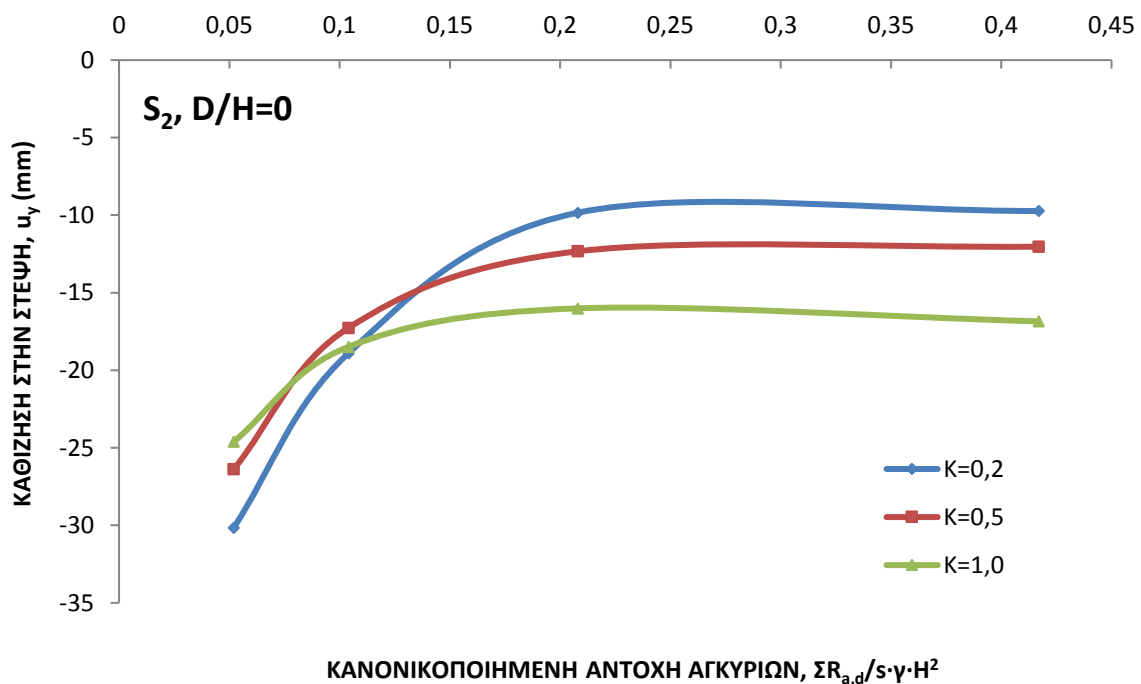
Αποτελέσματα των αναλύσεων για την υποθετική ή τουλάχιστον ακραία περίπτωση μηδενικού βάθους έμπηξης ($D/H = 0$) δίδονται στα Σχ. 2.56 και 2.57, για τις τρεις περιπτώσεις συντελεστή ουδέτερης ώθησης, K και για τους εδαφικούς σχηματισμούς S_1 και S_2 , αντίστοιχα. Στο Σχ.2.56 για τον σχηματισμό S_1 , σε όλες τις περιπτώσεις συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K και κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, παρατηρείται ότι οι κατακόρυφες μετατοπίσεις στέψης είναι συμβατικά αρνητικές, επομένως αναφέρονται σε καθιζήσεις. Συνεπώς, η καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων είναι κυρτή (τύπου A) και τα εκτιμώμενα μεγέθη στο υπ' όψιν σημείο ($x_0 = 0$) έχουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον. Οι απολύτως μέγιστες καθιζήσεις στέψης υπολογίστηκαν από τις αναλύσεις για τον μικρότερο συντελεστή $K_1 = 0,2$, παρ' όλ' αυτά, οι ελάχιστες δεν αντιστοιχούν στον μέγιστο συντελεστή $K_3 = 1,0$, αλλά στον ενδιάμεσο $K_2 = 0,50$. Παρ' όλο που γενικώς είναι εμφανής η τάση μείωσης των καθιζήσεων στέψης με την αύξηση της αντοχής αγκυρίων R (άρα και με την αύξηση της δύναμης τάνυσης), για τον ελάχιστο συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K_1 = 0,2$ παρατηρείται όχι απολύτως ομαλή συσχέτιση $u_y - R$, ενώ για τους άλλους δύο συντελεστές (K_2 και K_3) είναι προφανής η σταθεροποίηση των τιμών u_y για τις υψηλότερες βαθμίδες αντοχής (C και D).



Σχήμα 2.56: Καθιζήση στην στέψη ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων και του συντελεστή ουδέτερης ώθησης, Σχηματισμός S_1 , σχετικό βάθος έμπηξης, $D/H = 0$.

Τα αποτελέσματα των αντιστοίχων αναλύσεων για το αργιλικής φύσης έδαφος S_2 απεικονίζονται στο Σχ.2.57, από το οποίο προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- i) Σε όλες τις περιπτώσεις οι κατακόρυφες μετατοπίσεις στέψης αντιστοιχούν σε καθιζήσεις.
- ii) Γενικά, διαπιστώνεται η απομείωση των απολύτων τιμών της u_y με την αύξηση της αντοχής R .
- iii) Στις δύο χαμηλότερες βαθμίδες τάνυσης των αγκυρίων (περιπτώσεις αντοχής A και B), απολύτως μεγαλύτερες μετατοπίσεις στέψης u_y διαπιστώνονται για το χαμηλότερο συντελεστή ουδέτερων ώθησεων $K_1 = 0,2$ και μικρότερες για τον υψηλότερο συντελεστή $K_3 = 1,0$. Επίσης στις δύο υψηλότερες βαθμίδες τάνυσης (περιπτώσεις αντοχής αγκυρίων C και D), η ανωτέρω επιρροή αντιστρέφεται και συγκεκριμένα μεγαλύτερες καθιζήσεις υπολογίζονται για τους μεγαλύτερους συντελεστές K (K_3 και K_2).
- iv) Σε κάθε περίπτωση διαπιστώνεται ότι με την αύξηση της αντοχής αγκυρίων μειώνονται οι καθιζήσεις, ενώ στις μεγαλύτερες βαθμίδες τάνυσης (C και D) φαίνεται ότι η κανονικοποιημένη αντοχή R δεν έχει πλέον ουσιαστική επιρροή στα μεγέθη u_y .

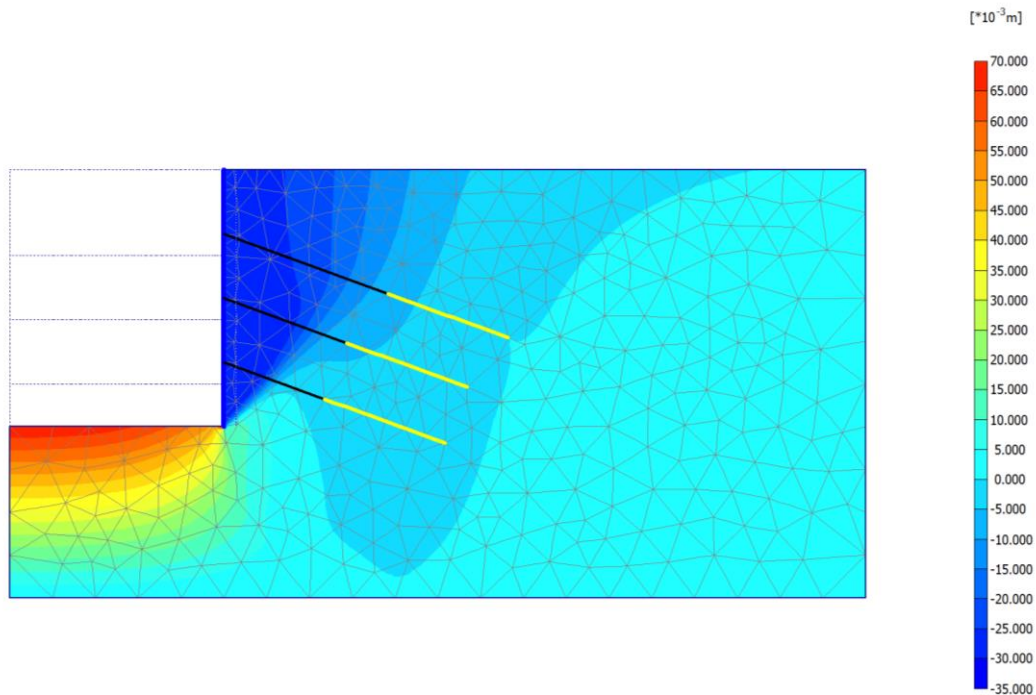


Σχήμα 2.57: Καθίζηση στην στέψη ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων και του συντελεστή ουδέτερης ώθησης, Σχηματισμός S_2 , σχετικό βάθος έμπτυξης, $D/H = 0$.

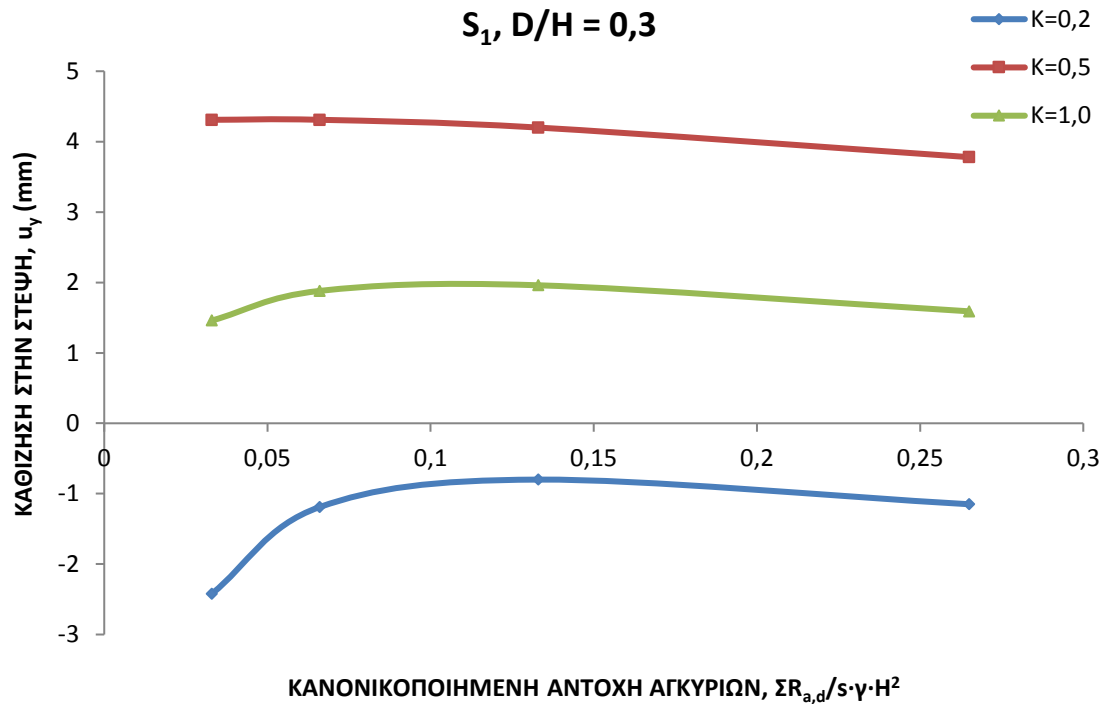
Η κατανομή των καθιζήσεων u_y στην επιφάνεια τεκμαίρεται από το Σχ.2.58 που αφορά στον αργιλικό σχηματισμό S_2 για την υπ' όψιν περίπτωση $D/H = 0$. Στην στέψη αναπτύσσεται η μέγιστη καθίζηση, η οποία και απομειώνεται με την αύξηση της απόστασης x_0 από το μέτωπο. Συμπερασματικά, επισημαίνονται τα εξής: α) Για $D/H = 0$, γενικά οι μετατοπίσεις στέψης είναι αρνητικές (καθιζήσεις) και η μορφή της κατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων κυρτή (A). β) Με την αύξηση της αντοχής R οι καθιζήσεις στέψης κατά κανόνα μειώνονται. γ) Δεν διαπιστώνεται σαφής και γενική τάση συσχέτισης των μετατοπίσεων στέψης με τον συντελεστή ουδέτερης ώθησης. Εντούτοις, με την απλουστευτική θεώρηση

απλού πετάσματος αντιστήριξης, με την αύξηση του K , άρα και με την αύξηση των ενεργών οριζοντίων τάσεων που υπόκεινται σε απομείωση λόγω των εκσκαφών, θα αναμενόταν αντίστοιχη αύξηση των καθιζήσεων επιφανείας (και στέψης).

Με την αύξηση του βάθους έμπηξης ο τρόπος ανάπτυξης των επιφανειακών καθιζήσεων μεταβάλλεται σύμφωνα με τις διδιάστατες αναλύσεις πάντα. Για το αρκετά μεγάλο βάθος έμπηξης $D/H = 0,3$, οι κατακόρυφες μετατοπίσεις στην στέψη δίδονται αναλόγως και των μεγεθών R και K , για τους σχηματισμούς S_1 και S_2 , αντιστοίχως στα Σχ. 2.59 και 2.60. Στο Σχ.2.59 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το έδαφος S_1 και προκύπτει σαφώς ότι για τον ελάχιστο συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K_1 = 0,2$, γενικά οι μετατοπίσεις στέψης είναι αρνητικές, άρα ουσιαστικά πρόκειται για καθιζήσεις, έστω και πολύ μικρού μεγέθους. Αντιθέτως, για τις δύο άλλες περιπτώσεις που εξετάσθηκαν (K_2 και K_3) οι μετατοπίσεις στέψης ως θετικές, αντιστοιχούν σε ανυψώσεις στο υπ' όψιν σημείο, και έχουν μεγαλύτερη τιμή κατά κανόνα για τον ενδιάμεσο συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ($K_2 = 0,5$). Διαπιστώνεται επίσης, η τάση απομείωσης των υπ' όψιν ανυψώσεων u_y με την αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής R .



Σχήμα 2.58: Κατανομή των καθιζήσεων (χρωματική απεικόνιση) για μηδενικό βάθος έμπηξης: Έδαφος S_2 – Αντοχή αγκυρίων B .

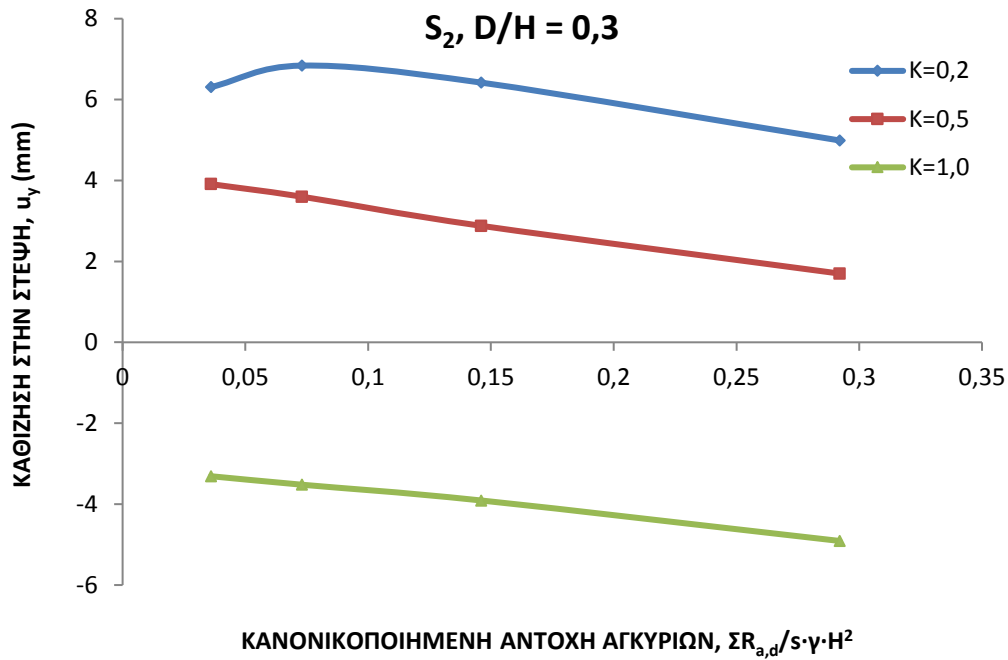


Σχήμα 2.59: Καθίζηση στην στέψη ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων και του συντελεστή ουδέτερης ώθησης, Σχηματισμός S_1 , σχετικό βάθος έμπτυξης, $D/H = 0,3$.

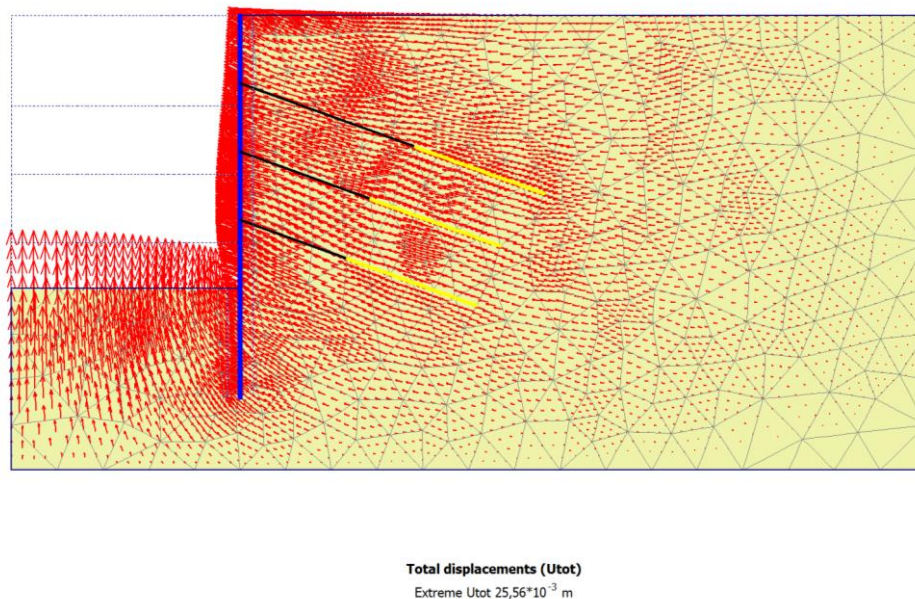
Τα αποτελέσματα για τον σχηματισμό S_2 φαίνονται στο Σχ.2.60, από το οποίο συνάγονται τα εξής:

- Για το μεγαλύτερο συντελεστή $K_3 = 1$ παρατηρούνται αρνητικές τιμές u_y κατά την στέψη (άρα καθιζήσεις), ενώ για τις άλλες δύο περιπτώσεις (K_1 και K_2) διαπιστώνονται γενικές ανυψώσεις.
- Είναι σαφής η τάση απομείωσης των απολύτων τιμών u_y με την αύξηση της αντοχής R .

Σημειώνεται ότι βάσει της απλουστευτικής θεώρησης πετάσματος αντιστήριξης για τον μεγαλύτερο συντελεστή $K_3 = 1$ θα αναμενόταν υψηλότερες καθιζήσεις, όπως πράγματι συμβαίνει. Επίσης, η αύξηση των δυνάμεων τάνυσης (αναλογικά προς την αντοχή των αγκυρίων) συνεπάγεται στην στέψη, επίσης αύξηση των καθιζήσεων, όπως διαπιστώνεται και από το Σχ.2.60. Εντούτοις, η ανύψωση της στέψης που αναλυτικά διαπιστώνεται και για τους δύο εδαφικούς σχηματισμούς φαίνεται κατ'αρχάς μη συμβατή με τις μετρήσεις (έστω και στη διαφορετική περίπτωση αντηριδωτής αντιστήριξης). Στο Σχ.2.61 απεικονίζονται τα διαγράμματα των συνολικών μετατοπίσεων για τον σχηματισμό S_1 και το μεγάλο βάθος έμπτυξης $D/H = 0,40$. Είναι σαφής η ανύψωση της στέψης, αλλά και η βαθμιαία απομείωση των u_y κατά μήκος της άνω επιφάνειας με την αύξηση της απόστασης από το μέτωπο, x_0 . Φαίνεται λοιπόν, ότι η μορφή κατανομής των καθιζήσεων είναι κοίλη, με συνέπεια την ανάπτυξη και αρνητικών u_y και όχι μόνο θετικών, όπως συμβαίνει στην περιοχή της στέψης.

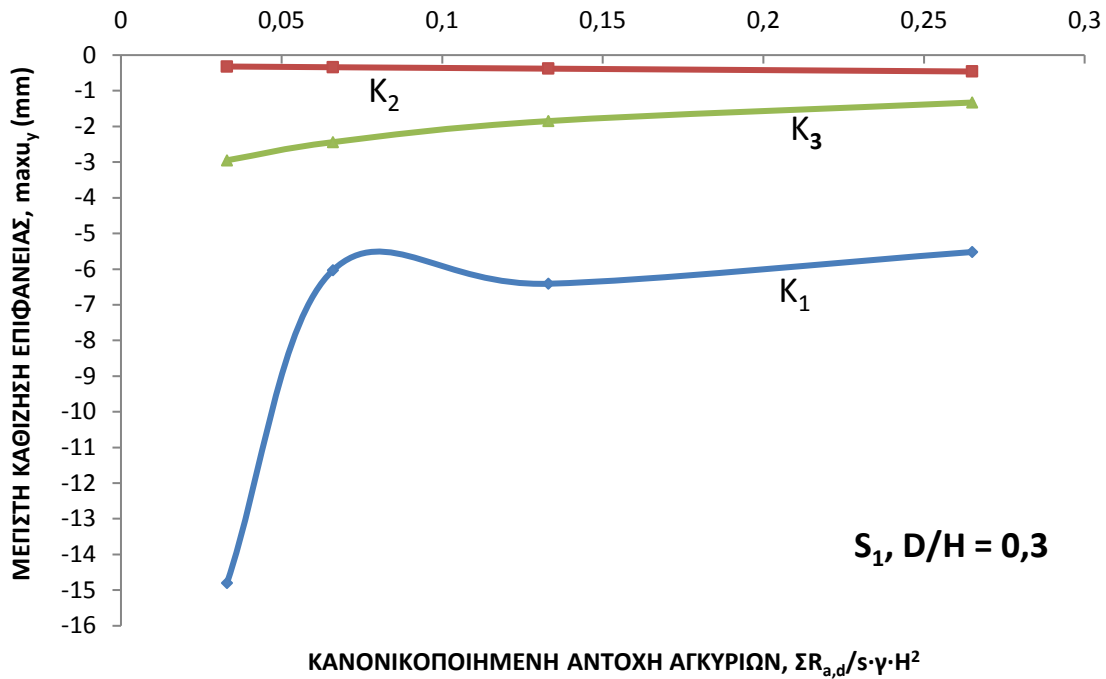


Σχήμα 2.60: Καθίζηση στην στέψη ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων και του συντελεστή ουδέτερης ώθησης, Σχηματισμός S_2 , σχετικό βάθος έμπτυξης, $D/H = 0,3$.

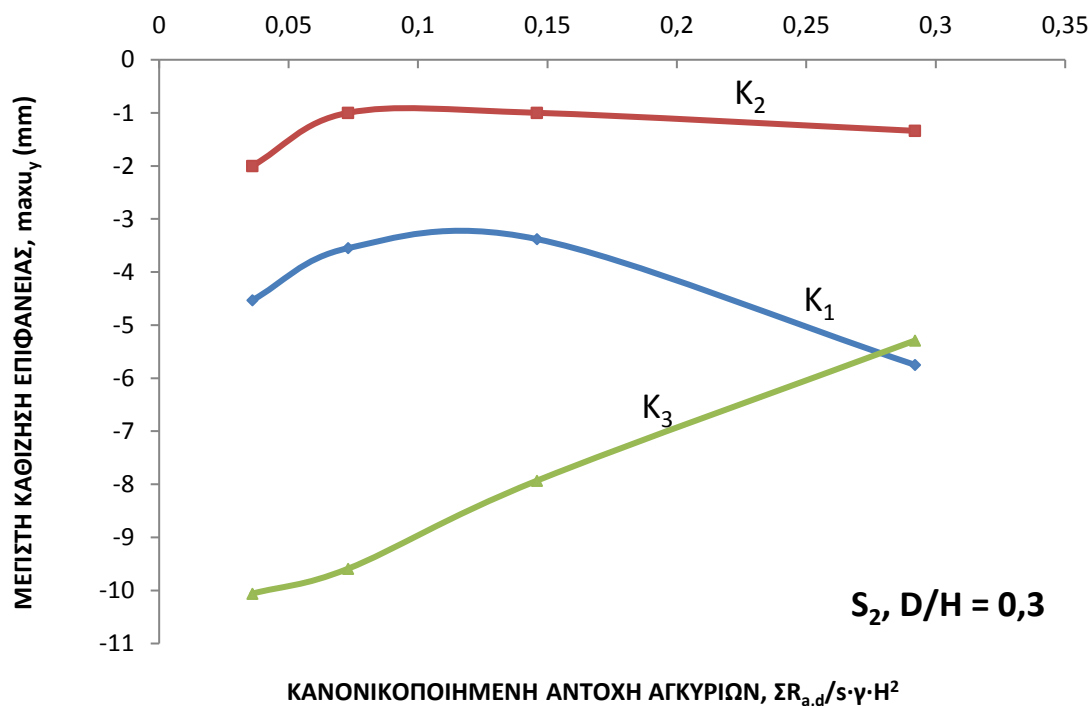


Σχήμα 2.61: Διανύσματα μετατοπίσεων για ανηγμένο βάθος έμπτυξης $D/H = 0,40$: Έδαφος S_1 – Αντοχή αγκυρίων B .

Από τα Σχ.2.62 και 2.63, παρατηρείται η ανάπτυξη αρκετά σημαντικών αρνητικών μετατοπίσεων επιφανείας, που αντιστοιχούν προφανώς σε διαφοροποιημένη κατά περίπτωση απόσταση x_0 , και των οποίων οι απολύτως μέγιστες τιμές (μέγιστες καθιζήσεις) παρουσιάζονται συναρτήσει του μεγέθους R .



Σχήμα 2.62: Μέγιστη επιφανειακή καθίζηση για μεγάλο βάθος έμπτηξης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Σχηματισμός S_1 , $D/H = 0,3$.



Σχήμα 2.63: Μέγιστη επιφανειακή καθίζηση για μεγάλο βάθος έμπτηξης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Σχηματισμός S_2 , $D/H = 0,3$.

Στο σχηματισμό S_1 (Σχ. 2.62) οι μέγιστες καθιζήσεις, \max_{u_y} είναι μεγαλύτερες για τον μικρότερο συντελεστή $K_1 = 0,2$, ενώ απομειώνονται πολύ σημαντικά για τις άλλες δύο περιπτώσεις K_2 και K_3 . Παρατηρείται επίσης, γενική τάση μείωσης των μεγίστων

καθιζήσεων με την αύξηση του R ή έστω σταθεροποίησης (περίπτωση $K_2 = 0,50$). Αντιθέτως, για τον αργιλικό σχηματισμό S_2 , μεγαλύτερες γενικά μέγιστες καθιζήσεις υπολογίσθηκαν για τον υψηλότερο συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ($K_3 = 0,5$), ενώ για τον ενδιάμεσο ($K_2 = 0,50$), το υπ' όψιν μέγεθος ($\max u_y$) είναι πολύ μικρό. Τέλος, δεν προκύπτει σαφής τάση εξάρτησης του $\max u_y$ με την αντοχή R .

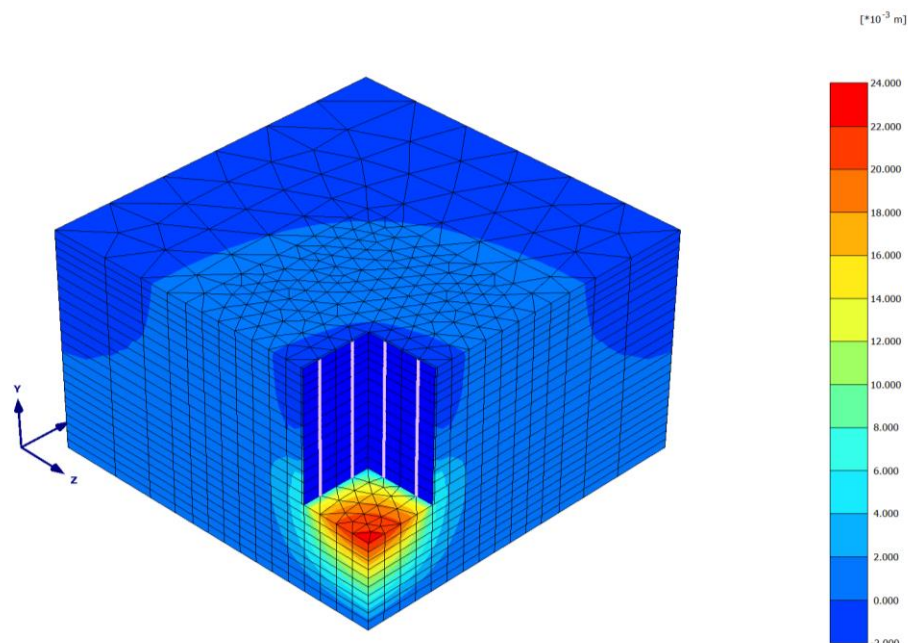
4.2.3 Επιλύσεις υπό τριδιάστατες συνθήκες

α) Επιρροή των τριαξονικών συνθηκών

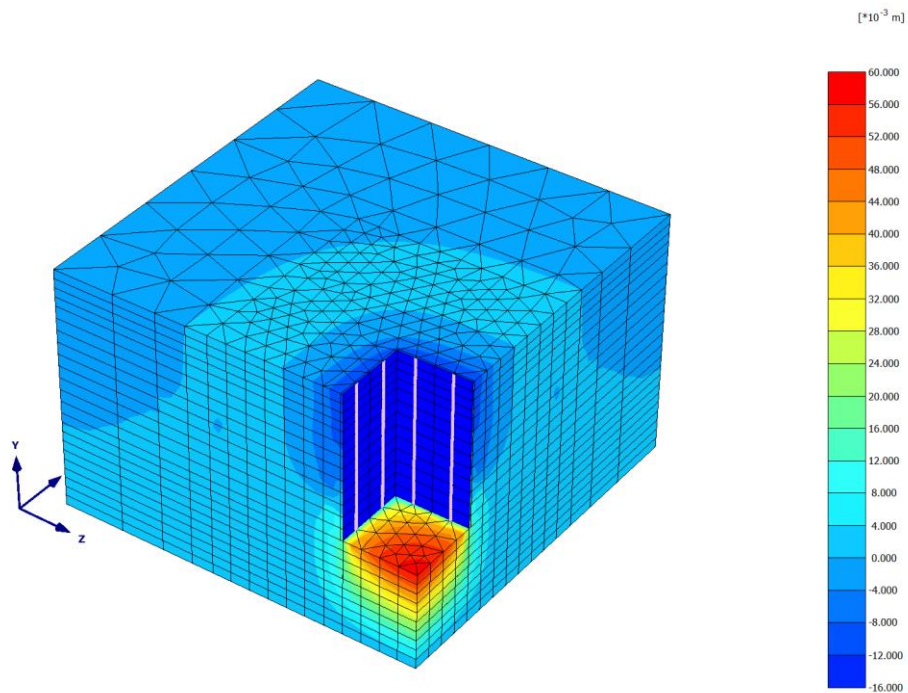
Εξετάσθηκαν δύο αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις λόγου διαστάσεων κάτοψης ($L/H = 1$ και $2,5$) με κατ' αρχάς παραδοχή συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K = 0,50$.

Προοπτική απεικόνιση των κατακορύφων μετατοπίσεων u_y για την στενότερη εκσκαφή με $L/H = 1$ στους σχηματισμούς S_1 και S_2 παρουσιάζεται στα Σχ.2.64 και 2.65. Για την πρώτη περίπτωση (S_1 , Σχ.2.64) πέραν της αναμενόμενης ανύψωσης πυθμένα και της γενικής εικόνας κατανομής των u_y , ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχουν οι καθιζήσεις επιφανείας. Είναι σαφής η οριοθέτηση μικρής περιοχής κοντά στην στέψη, όπου εμφανίζονται οι μεγαλύτερες καθιζήσεις, κυρίως περί το μέσο των πλευρών, δηλαδή κατά τους άξονες συμμετρίας.

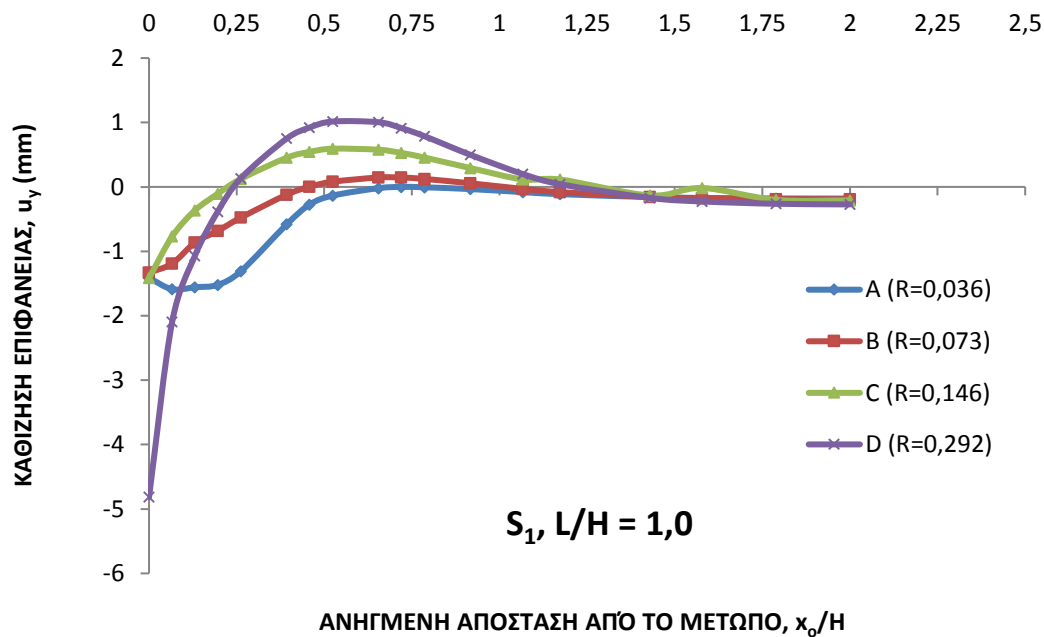
Οι καθιζήσεις απομειώνονται γρήγορα με την αύξηση της απόστασης από το μέτωπο, όμως ακόμα και σε σχετικά μεγάλες αποστάσεις εξακολουθούν να έχουν μη μηδενικές τιμές. Ανάλογες διαπιστώσεις γίνονται για το αργιλικής φύσης έδαφος S_2 (Σχ.2.65). Σημειώνεται ότι τα παραπάνω σχήματα είναι ενδεικτικά και αναφέρονται σε επιλύσεις με συγκεκριμένη κανονικοποιημένη αντοχή αγκυρίων (τύπου C και D αντιστοίχως). Η χαρακτηριστική αντοχή αγκυρίων $R_{a,d}$ επηρεάζει σημαντικά τόσο την καθίζηση στέψης όσο και την κατανομή των u_y κατά μήκος των αξόνων συμμετρίας.



Σχήμα 2.64: Προοπτική απεικόνιση κατακορύφων μετατοπίσεων u_y : Σχηματισμός S_1 , $L/H = 1$.



Σχήμα 2.65: Προοπτική απεικόνιση κατακορύφων μετατοπίσεων u_y : Σχηματισμός S_2 , $L/H = 1$.



Σχήμα 2.66: Κατανομή των καθιζήσεων u_y κατά μήκος του άξονα συμμετρίας: $L/H = 1$, Έδαφος S_1 , $K = 0,5$.

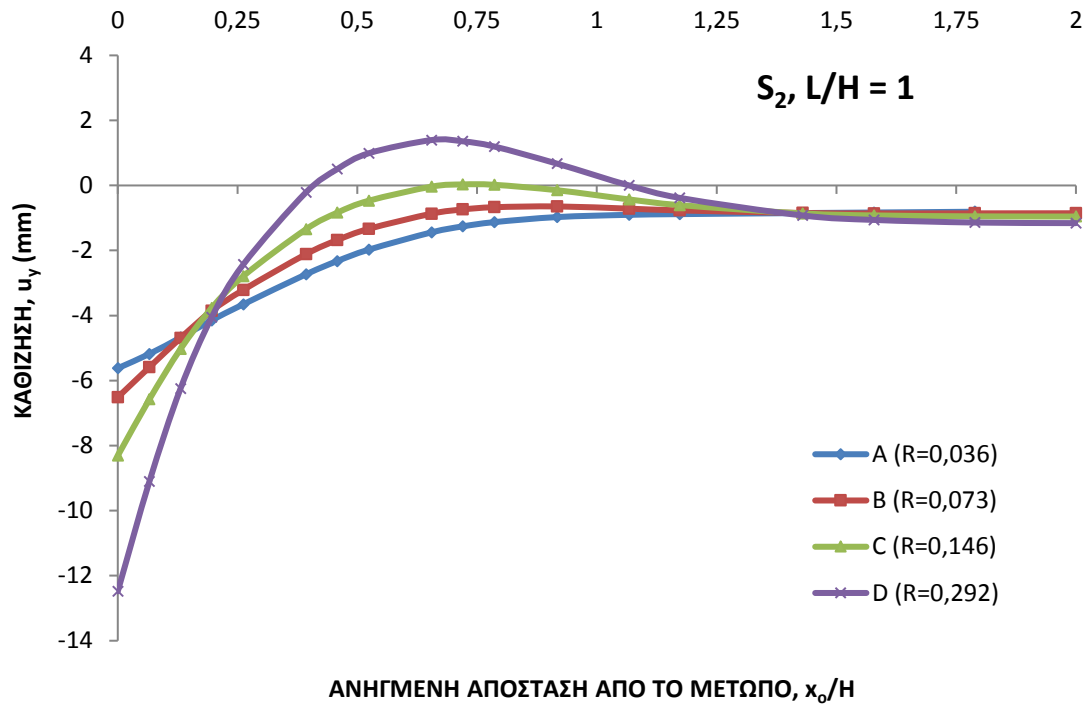
Στο Σχ.2.66 απεικονίζεται η μεταβολή του μεγέθους u_y (σε απόλυτες τιμές μετατοπίσεων) ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο, x_0/H , γίνονται οι εξής διαπιστώσεις:

i) Στις τρεις από τις τέσσερις εξετασθείσες περιπτώσεις του συντελεστή R (για αντοχή αγκυρίων B, C, D) η περιοχή των σημαντικότερων καθιζήσεων φθάνει μέχρι την σχετική απόσταση από το μέτωπο $x_0/H = 0,75 - 1$, ενώ η καμπύλη κατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων έχει κυρτή μορφή με την μέγιστη (απολύτως) τιμή u_y στην στέψη. Αντιθέτως, για την μικρότερη δύναμη τάνυσης (τύπου A), η περιοχή της κύριας επιρροής στις καθιζήσεις φθάνει σε απόσταση περίπου $x_0/H = 0,50$ και η μορφή της κατανομής είναι κοίλη, με την μέγιστη τιμή u_y όχι κατά την στέψη, αλλά σε μικρή απόσταση από αυτήν.

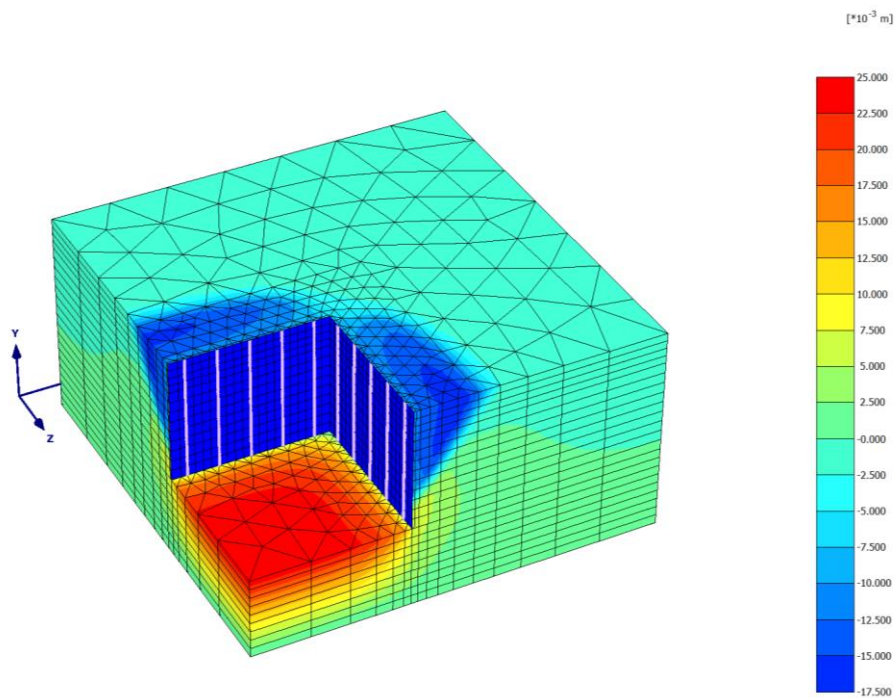
ii) Για τις δύο υψηλότερες βαθμίδες τάνυσης (αντίστοιχες της αντοχής αγκυρίων τύπου C και D) αναπτύσσονται και ανυψώσεις επιφανείας (θετικές u_y) μέγιστης τιμής σε απόσταση $x_0/H = 0,50$, παρ' όλο που κατά την στέψη αναμένονται καθιζήσεις με την απολύτως μέγιστη τιμή. Η μορφή των καμπύλων κατανομής των u_y στις υπ' όψιν περιπτώσεις C και D είναι παραπλήσια αυτής του προηγούμενου Σχ.2.55 που αφορούσε αβαρές εδαφικό μέσο, επομένως οι u_y επηρεάζονται μόνο από τις δυνάμεις τάνυσης. Προφανώς, η επιρροή των υψηλών δυνάμεων τάνυσης έχει τη δεσπόζουσα σημασία στην περίπτωση της στενής εκσκαφής ($L/H = 1$).

Για το έδαφος S_2 οι αντίστοιχες κατανομές των καθιζήσεων u_y ως συνάρτηση του λόγου x_0/H δίδονται στο Σχ.2.67, από το οποίο επισημαίνονται τα εξής:

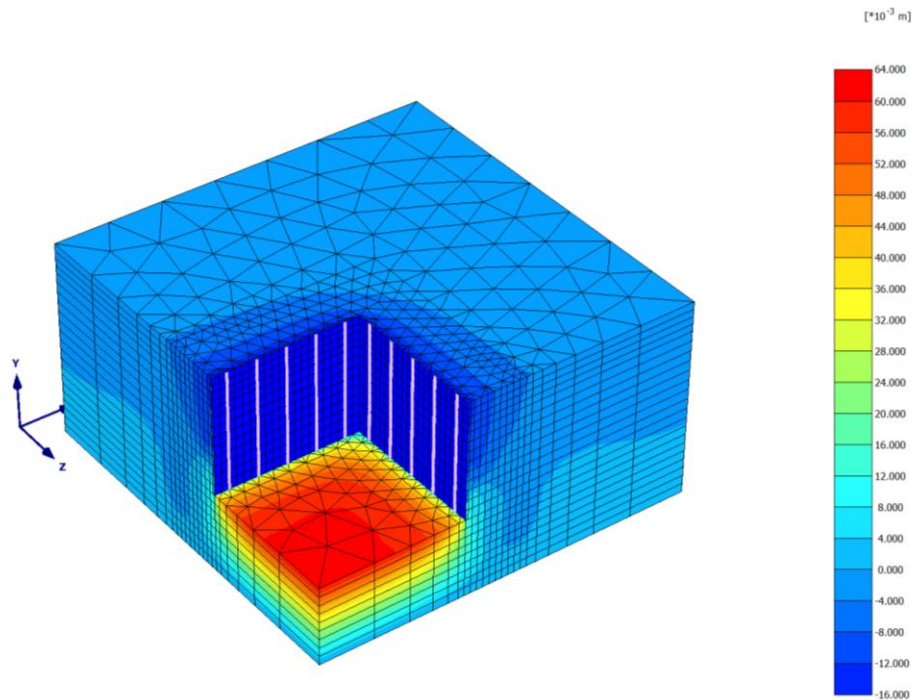
- ✓ Η περιοχή της κύριας επιρροής επί των καθιζήσεων (P.I.Z.) φθάνει μέχρι την σχετική απόσταση $x_0/H = 0,75-1$ σε όλες τις εξετασθείσες περιπτώσεις.
- ✓ Οι μέγιστες καθιζήσεις (αρνητικό u_y) εντοπίζονται στην στέψη και αυξάνονται με την αύξηση της δύναμης τάνυσης (μικρότερες για την μικρότερη αντοχή αγκυρίων, τύπου A).
- ✓ Για την μεγαλύτερη αντοχή τύπου D (και την αναλογικά μεγαλύτερη δύναμη τάνυσης), παρατηρούνται ανυψώσεις της επιφάνειας σε ζώνη που οριοθετείται μεταξύ των τιμών $0,35 < x_0/H < 1$. Για την αμέσως μικρότερη αντοχή τύπου C οι αρχικά αρνητικές τιμές u_y στην περιοχή της στέψης κυμαίνονται γύρω από τη μηδενική τιμή σε αντίστοιχο διάστημα ανηγμένων αποστάσεων, όπως προηγουμένως.
- ✓ Η μορφή της κατανομής των u_y κατά μήκος των αξόνων συμμετρίας είναι παραπλήσια με αυτήν του Σχ.2.55 (για αβαρές έδαφος). Επιβεβαιώνεται η αντίστοιχη παρατήρηση (για τον εδαφικό σχηματισμό S_1), ότι δεσπόζουσα επιρροή στην μορφή της κατανομής των καθιζήσεων έχουν οι υψηλές δυνάμεις τάνυσης.



Σχήμα 2.67: Κατανομή των καθιζήσεων u_y , κατά μήκος του άξονα συμμετρίας: $L/H = 1$, Έδαφος S_2 ($K = 0,5$).



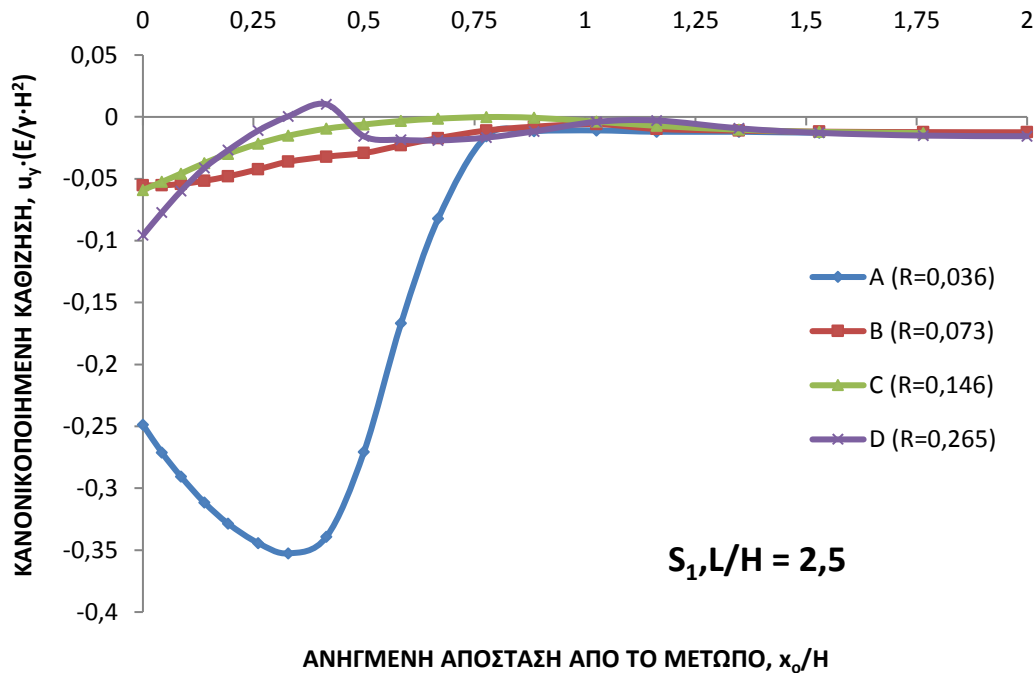
Σχήμα 2.68: Κατακόρυφες μετατοπίσεις u_y για $L/H = 2,5$: Έδαφος S_1 , Αντοχή αγκυρίων A.



Σχήμα 2.69: Κατακόρυφες μετατοπίσεις u_y για $L/H = 2,5$: Έδαφος S_2 , Αντοχή αγκυρίων A.

Για την περίπτωση σχέσης διαστάσεων $L/H=2,5$, η χρωματική απεικόνιση σε προοπτικό της όλης εκσκαφής παρουσιάζεται στο Σχ.2.68 και 2.69. Το Σχ.2.68 (σχηματισμός S_1) αφορά στην ενδιαφέρουσα περίπτωση μικρής δύναμης αγκύρωσης τύπου A, για την οποία και εντοπίζονται σημαντικές διαφοροποιήσεις από τις άλλες εξεταζόμενες περιπτώσεις. Οι μέγιστες καθιζήσεις δεν εμφανίζονται στην στέψη, αλλά σε απόσταση από αυτήν, ενώ η περιοχή των αξιοσημείωτων u_y εντοπίζεται σε σχετικές αποστάσεις από το μέτωπο $x_0/H < 0,75$. Σε αντίθεση με την προηγούμενη περίπτωση $L/H = 1$, όπου οι διαφοροποιήσεις των καθιζήσεων εγκαρσίως (παράλληλα προς το μέτωπο) για δεδομένη τιμή x_0/H δεν ήταν σημαντικές, στην υπ' όψιν γεωμετρία εκσκαφής (δηλαδή $L/H = 2,5$) είναι εμφανείς οι διαφοροποιήσεις των u_y από την περιοχή των μεγίστων (κατά τους άξονες συμμετρίας) προς την περιοχή των γωνιών. Επομένως, αρκετά αισθητές κλίσεις της επιφανείας τυχόν θεμελιώσεων στην ανωτέρω περιοχή θα παρουσιαζόταν όχι μόνο κατά τη διεύθυνση των αξόνων συμμετρίας, αλλά και εγκαρσίως.

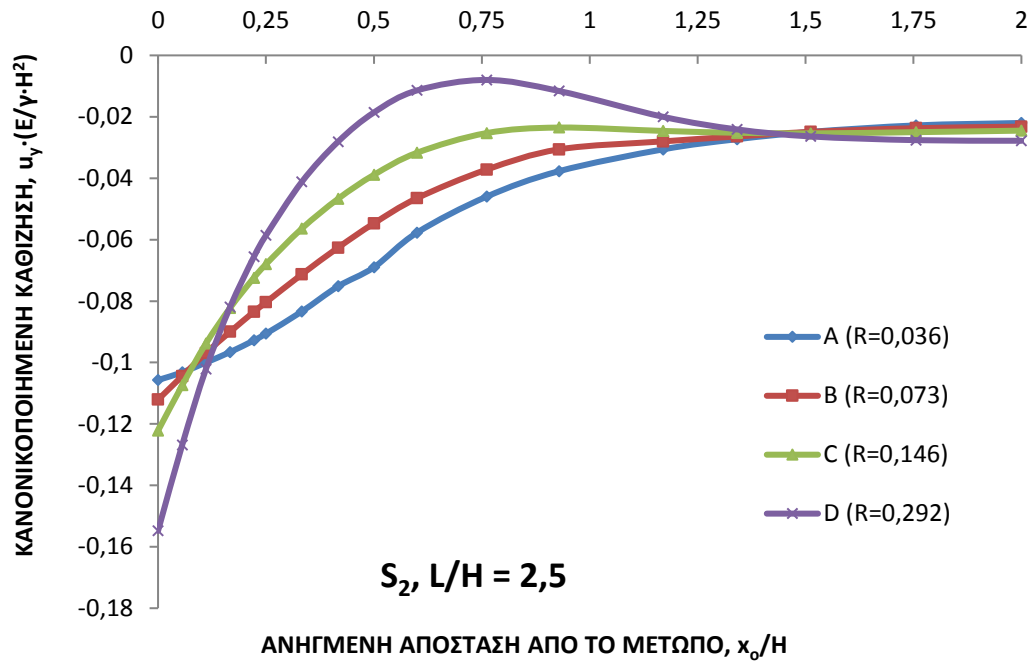
Το Σχ.2.69 προέκυψε από τις αναλύσεις για τον σχηματισμό S_2 , για την περίπτωση της αρκετά υψηλής αντοχής αγκυρίων τύπου C. Παρατηρείται γενικά (μέσω της χρωματικής, προοπτικής απεικόνισης) ότι οι μέγιστες καθιζήσεις επιφανείας αναπτύσσονται κατά την στέψη, ενώ απομειώνονται γρήγορα με την απόσταση από αυτήν. Συγκριτικά με την προηγούμενη περίπτωση του εδαφικού σχηματισμού S_1 , παρατηρείται περισσότερο ομοιόμορφη κατανομή των καθιζήσεων σε κάτοψη (επίπεδη επιφάνεια), δηλαδή όχι σημαντικές διαφορές μεταξύ αξόνων συμμετρίας και περιοχής γωνιών της εκσκαφής.



Σχήμα 2.70: Κανονικοποιημένη καθίζηση επιφανείας ως συνάρτηση της απόστασης από το μέτωπο: Τομή στο μέσο της πλευράς, $L/H = 2,50$, Έδαφος S_1 .

Οι καμπύλες κατανομής των κανονικοποιημένων καθιζήσεων $u_y \cdot (E/\gamma \cdot H^2)$ ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης x_0/H , για το έδαφος S_1 φαίνονται στο Σχ.2.70, από το οποίο μπορούν να σημειωθούν τα ακόλουθα:

- Η ζώνη κύριας επιρροής επί των καθιζήσεων εκτείνεται γενικά (ανεξαρτήτως της αντοχής αγκυρίων) μέχρι την απόσταση $x_0/H = 0,75$, με μικρές διαφοροποιήσεις κατά περίπτωση.
- Για την μικρότερη δύναμη τάνυσης (αγκύρια αντοχής A) η καθίζηση στέψης δεν είναι η μέγιστη κατά μήκος του άξονα συμμετρίας, ενώ η μορφή της κατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων είναι κοίλη, σε αντίθεση με τις υψηλότερες τιμές αντοχής (B έως D), που είναι κυρτή.
- Για τη μεγαλύτερη δύναμη τάνυσης, ενώ η μέγιστη τιμή καθίζησης u_y παρουσιάζεται στο μέτωπο σε σχετικά μικρή απόσταση από αυτό, οι καθιζήσεις απομειώνονται πολύ γρήγορα και μεταπίπτουν σε ανυψώσεις του εδάφους. Φαίνεται ότι ακόμη και για γεωμετρία εκκαφής $L/H = 2,5$, για υψηλές δυνάμεις τάνυσης οι επιφανειακές καθιζήσεις επηρεάζονται κυρίως από αυτές, κατ' αντιστοιχία με το Σχ.2.55.



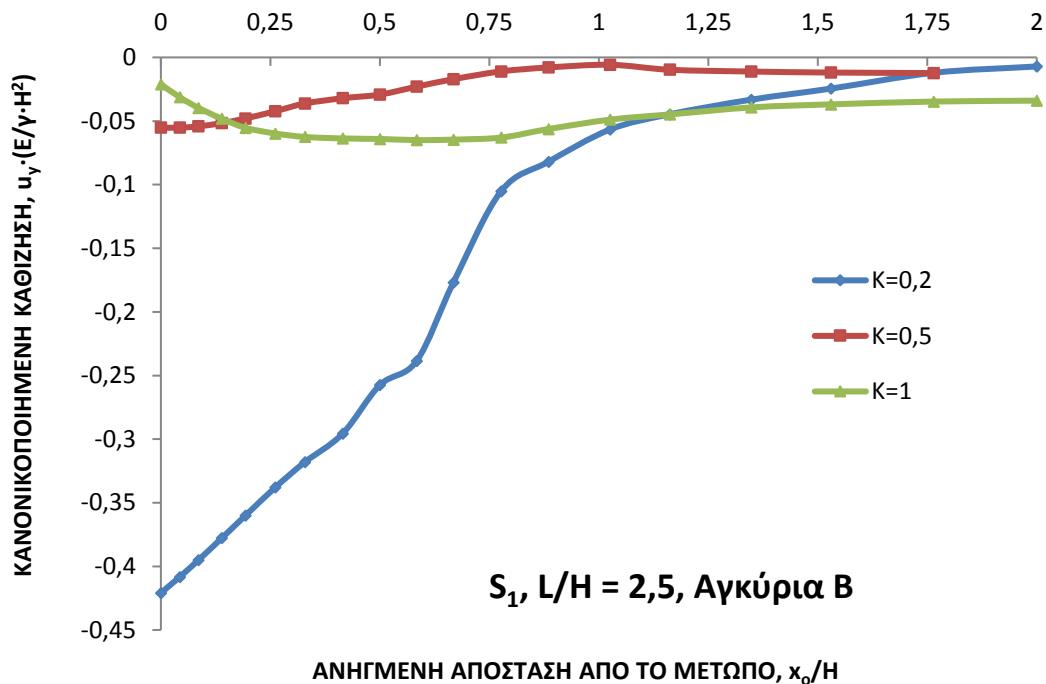
Σχήμα 2.71: Κανονικοποιημένη καθίζηση επιφανείας ως συνάρτηση της απόστασης από το μέτωπο: Τομή στο μέσο της πλευράς, $L/H = 2,50$, Έδαφος S_2 .

Για το έδαφος S_2 , αντίστοιχα κανονικοποιημένα διαγράμματα παρατίθενται στο Σχ.2.71, από το οποίο εξαγονται τα εξής συμπεράσματα:

- Σε όλες τις περιπτώσεις αντοχής αγκυρίων, η μορφή της κατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων (τομή κατά τους άξονες συμμετρίας), είναι κυρτή (τύπου B), ενώ η ζώνη κύριας επιρροής επί των καθιζήσεων (primary influence zone: P.I.Z.) εκτείνεται μέχρι τη σχετική απόσταση από το μέτωπο, $x_0/H = 0,75 - 1,25$.
- Οι απολύτως μέγιστες κατακόρυφες μετατοπίσεις u_y , εντοπίζονται ως καθιζήσεις στην στέψη και τα αντίστοιχα μεγέθη είναι υψηλότερα για τις υψηλότερες δυνάμεις τάνυσης.
- Για την υψηλότερη αντοχή αγκυρίων (τύπου D), για την οποία και υπολογίσθηκε η μέγιστη καθίζηση κατά την στέψη, προκύπτει απότομη απομείωση του μεγέθους u_y με την αύξηση της απόστασης από το μέτωπο, ενώ οι αντίστοιχες καθιζήσεις είναι σχεδόν μηδενικές σε αποστάσεις της τάξεως του $x_0/H = 0,75$. Παρατηρείται και πάλι, για τις υψηλότερες δυνάμεις τάνυσης, η σημαντική επιρροή των υπ' όψιν μεγεθών στη μορφή των καθιζήσεων, ανάλογη με αυτή του Σχ.2.55, ως μορφή τουλάχιστον.
- Παρ'όλο που οι καθιζήσεις εξακολουθούν να έχουν πρακτικά υπολογίσιμες τιμές, ακόμη και σε μεγάλες αποστάσεις από το μέτωπο (της τάξης του $x_0/H = 2$), ωστόσο για $x_0/H = 1,25$, οι υπ' όψιν καθιζήσεις φαίνονται πρακτικά ανεξάρτητες των δυνάμεων τάνυσης. Το ίδιο συμπέρασμα θα προέκυπτε και για τον σχηματισμό S_1 , σύμφωνα με το Σχ.2.70.

β) Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων

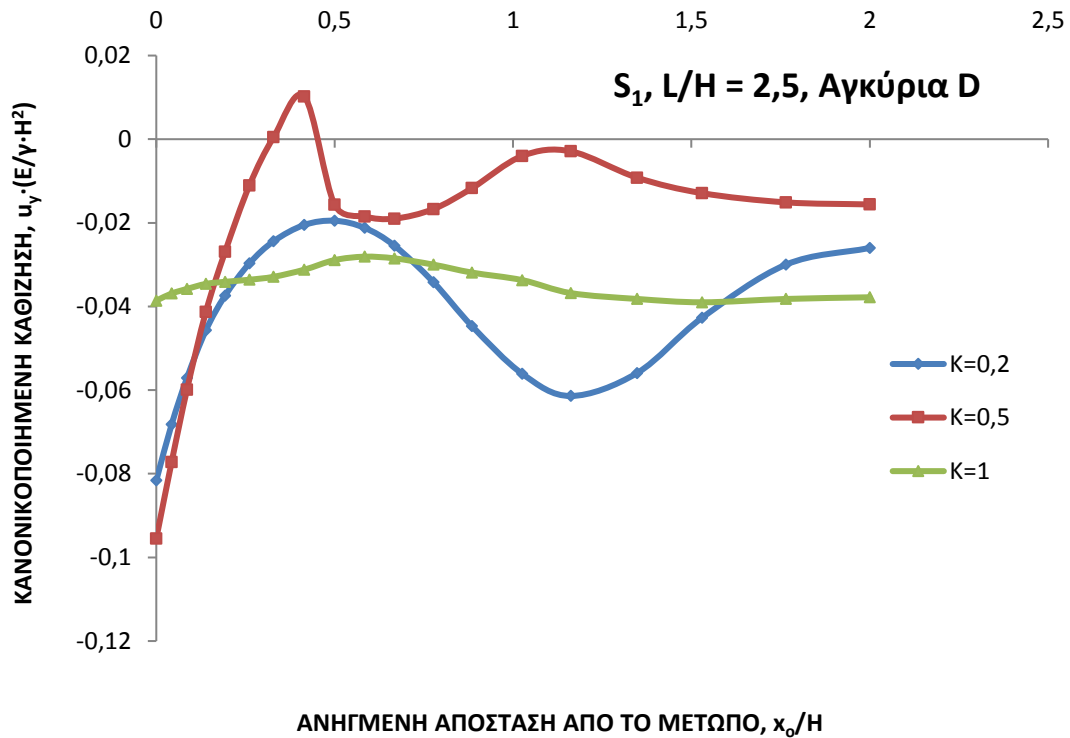
Η επιρροή του συντελεστή των επί τόπου ενεργών οριζοντίων τάσεων K εξετάστηκε με περιορισμένο αριθμό αναλύσεων και για τους δύο βασικούς σχηματισμούς, αλλά μόνο για τον συγκεκριμένο λόγο $L/H = 2,5$. Ως κανονικοποιημένες αντοχές αγκυρίων αναλύθηκαν οι περιπτώσεις B και D που είναι αρκετά αντιπροσωπευτικές.



Σχήμα 2.72: Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K επί της κανονικοποιημένης καθίζησης επιφανείας (τομή στο μέσο της πλευράς): Έδαφος $S_1, L/H = 2,5, \text{Αγκύρια B}$ ($R = 0,073$).

Από τις αναλύσεις για το έδαφος S_1 προέκυψαν αποτελέσματα σύμφωνα με τα Σχ. 2.72 και 2.73. Για την σχετικά χαμηλότερη δύναμη τάνυσης (αντίστοιχη της αντοχής τύπου B), σύμφωνα με το Σχ.2.72, μπορούμε να συμπεράνουμε τα εξής:

- i) Για τις δύο υψηλότερες τιμές, $K = K_2 = 0,5$ και $K_3 = 1$ οι κανονικοποιημένες τιμές των καθιζήσεων γενικά είναι μάλλον χαμηλές.
- ii) Υψηλότερες καθιζήσεις και ειδικότερα υψηλότερη τιμή u_y στην στέψη ($x_0 = 0$) υπολογίστηκε στην περίπτωση του χαμηλού συντελεστή $K = K_1 = 0,2$.
- iii) Η μορφή της κατανομής των καθιζήσεων u_y κατά μήκος των αξόνων συμμετρίας είναι κυρτή για $K = 0,2$ και $0,5$ και κατ' εξαίρεση κοίλη για την υψηλότερη τιμή $K = 1$.
- iv) Παρά τις σχετικά χαμηλές τιμές των καθιζήσεων, το εύρος της ζώνης επιρροής (P.I.Z.), υπό τη σχετική έννοια είναι μεγαλύτερο για τον υψηλότερο συντελεστή $K = 1$, δεδομένου ότι ακόμα και για τη μεγάλη απόσταση $x_0/H = 2$, οι καθιζήσεις είναι συγκρίσιμης τάξης με αυτές εγγύς του μετώπου.



Σχήμα 2.73: Επιρροή του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων K επί της κανονικοποιημένης καθίζησης επιφανείας (τομή στο μέσο της πλευράς): Έδαφος S_1 , $L/H = 2,5$, Αγκύρια D ($R = 0,292$).

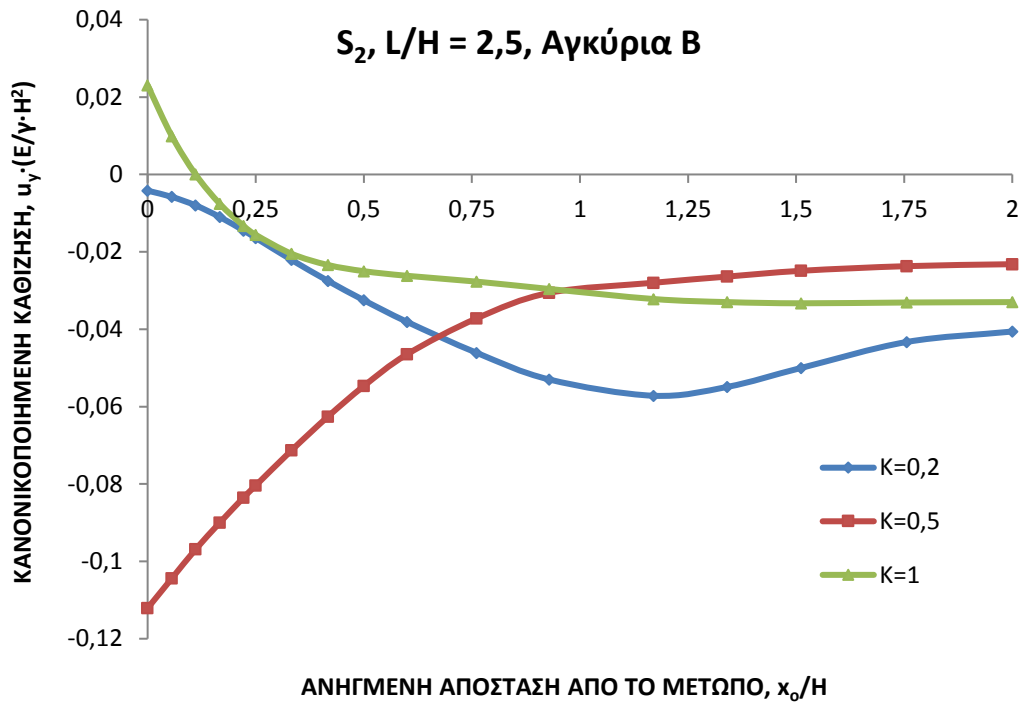
Για την υψηλότερη δύναμη τάνυσης, αντίστοιχη της αντοχής αγκυρίων D , για τον εδαφικό σχηματισμό S_1 , από το σχετικό Σχ.2.73 σημειώνονται οι ακόλουθες παρατηρήσεις:

- i. Η ζώνη πρωτεύουσας επιρροής επί των καθιζήσεων (P.I.Z.), εκτείνεται περισσότερο για τον υψηλότερο συντελεστή $K = 1$, σαφώς μέχρι και την ανηγμένη απόσταση $x_0/H = 2$. Για τις χαμηλότερες τιμές $K = 0,2$ και $0,5$ η ζώνη δεν υπερβαίνει το εύρος $x_0 \leq 0,75H$.
- ii. Στην περιοχή της ζώνης P.I.Z., η μορφή της κατανομής των καθιζήσεων κατά μήκος των αξόνων συμμετρίας είναι κυρτή.
- iii. Σε όλες τις περιπτώσεις η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση παρατηρείται στην στέψη. Επισημαίνεται ότι οι μέγιστες από τις καθιζήσεις στην στέψη αντιστοιχούν στις χαμηλότερες τιμές του συντελεστή ουδέτερης ώθησης.
- iv. Στην περίπτωση του ενδιάμεσου συντελεστή $K = 0,5$, υπολογίσθηκαν ανυψώσεις της επιφάνειας του εδάφους για μικρή ζώνη στην περιοχή των $x_0/H = 0,50$. Στην υπ' όψιν μικρή περιοχή σημειώθηκαν και οι ελάχιστες τιμές καθιζήσεων για τις άλλες δύο περιπτώσεις συντελεστή K .

Για την περίπτωση της υψηλότερης δύναμης τάνυσης (αντοχή αγκυρίων D), τα αποτελέσματα των αναλύσεων με το έδαφος S_2 παρουσιάζονται στα Σχ.2.74 και 2.75. Για τα αγκύρια τύπου Β (Σχ.2.74), σημειώνονται τα εξής:

- ✓ Για $K = 0,2$ και $0,5$ προέκυψε καθίζηση στην στέψη, ενώ για τον υψηλότερο συντελεστή $K = 1$ οι αναλύσεις έδωσαν ανύψωση στο ίδιο σημείο.

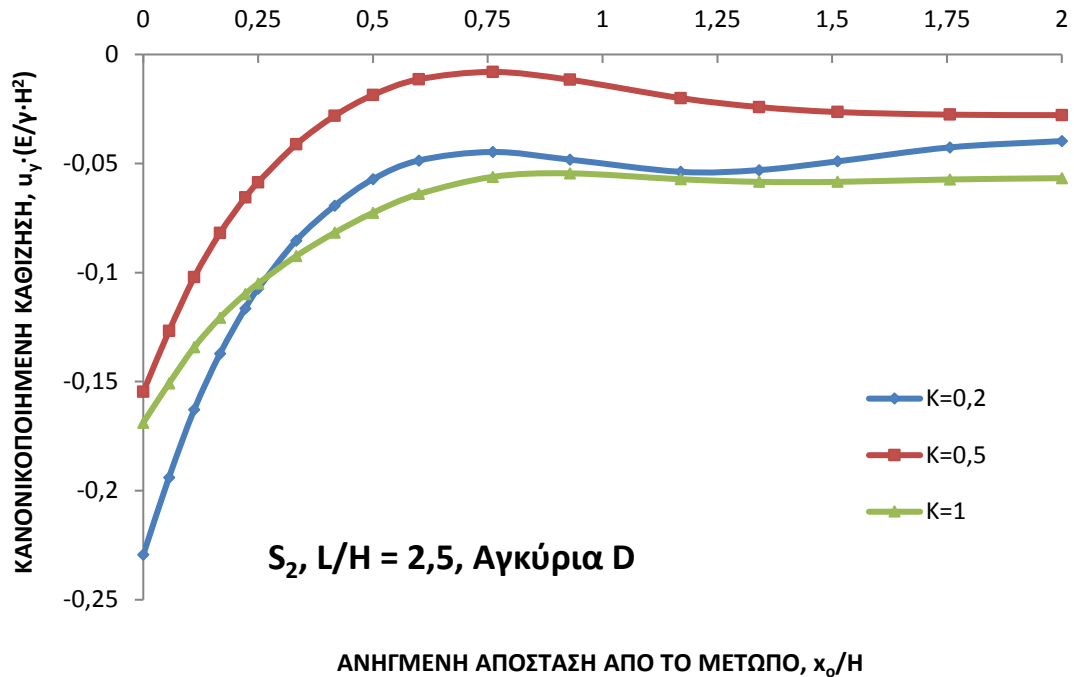
- ✓ Σε μεγάλο τμήμα της καμπύλης κατανομής των u_y συναρτήσει της σχετικής απόστασης x_0/H εμφανίζεται κυρτή μορφή για τους χαμηλότερους συντελεστές $K = 0,2$ και $0,5$, ενώ κοίλη για $K = 1$, ως αποτέλεσμα και της θετικής τιμής u_y (ανύψωση) στην στέψη.
- ✓ Για το χαμηλότερο συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K = 0,2$, η ζώνη πρωτεύουσας επιρροής επί των καθιζήσεων εκτείνεται σημαντικά.



Σχήμα 2.74: Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K επί της κανονικοποιημένης καθίζησης επιφανείας (τομή στο μέσο της πλευράς): Έδαφος S_2 , $L/H = 2,5$, Αγκύρια Β ($R = 0,073$).

Για την υψηλότερη δύναμη τάνυσης (Σχ.2.75) αντιστοίχως εξάγονται τα παρακάτω συμπεράσματα:

- Η ζώνη πρωτεύουσας σημασίας επί των καθιζήσεων φθάνει γενικά μέχρι τη σχετική απόσταση από το μέτωπο $x_0/H = 1$ και $1,50$.
- Σε όλες τις περιπτώσεις του συντελεστή K η μορφή της καμπύλης κατανομής των u_y , στην περιοχή P.I.Z. είναι κυρτή.
- Γενικά, οι μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις παρατηρήθηκαν στην στέψη και απολύτως μεγαλύτερη τιμή υπολογίσθηκε για το χαμηλότερο συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, $K = 0,2$.



Σχήμα 2.75: Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K επί της κανονικοποιημένης καθίζησης επιφανείας (τομή στο μέσο της πλευράς): Έδαφος S_2 , $L/H = 2,5$, Αγκύρια D ($R = 0,292$).

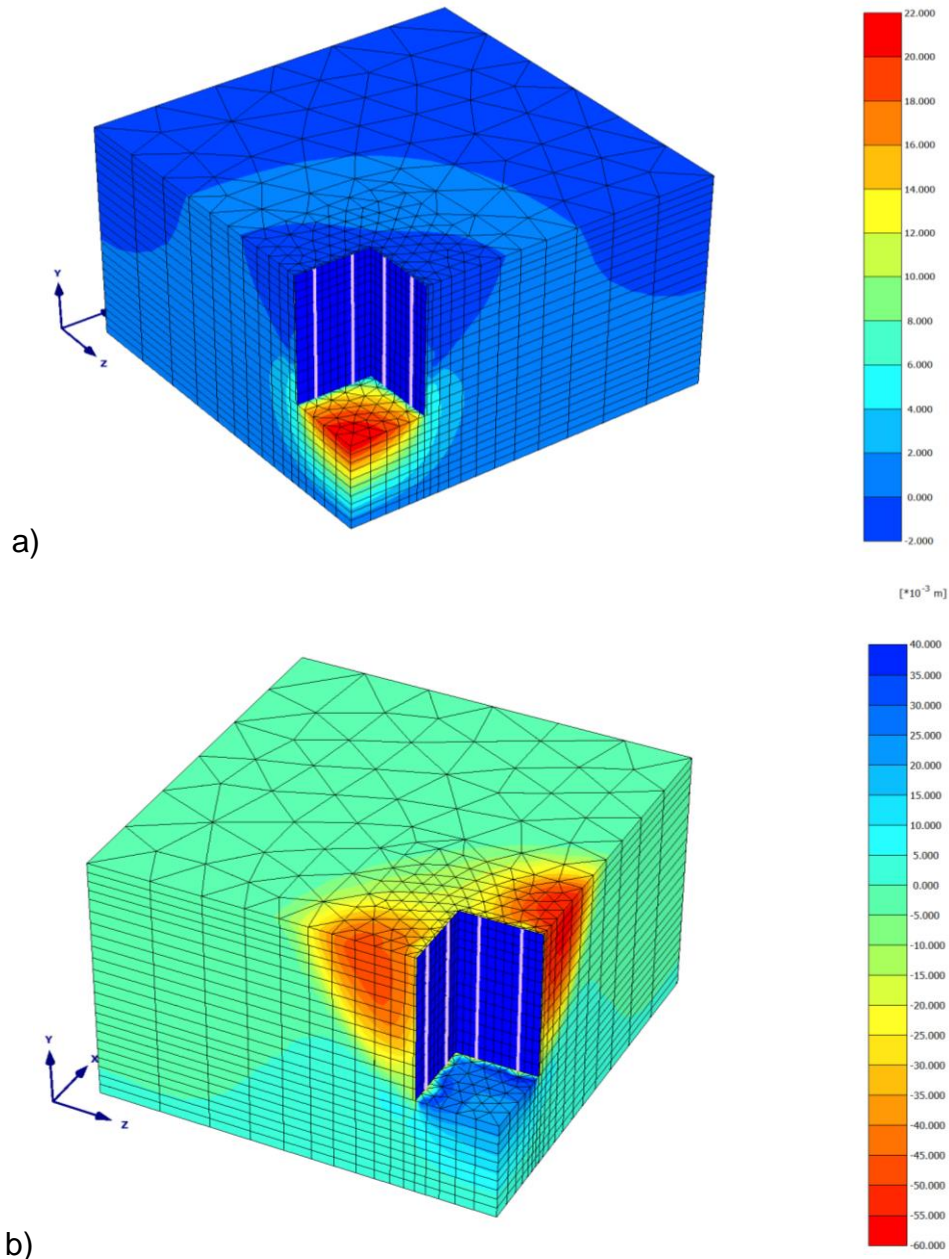
γ) Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας

Για κάθε έναν από τους εξεταζόμενους εδαφικούς τύπους με τον αντιπροσωπευτικό τρόπο ανάπτυξης της διατμητικής του αντοχής, εξετάσθηκε η επιρροή της μείωσης του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF επί της κατανομής των κατακορύφων μετατοπίσεων u_y κατά μήκος των αξόνων συμμετρίας. Κατ'αρχάς, αυτό είναι εφικτό με σχετικά απλό τρόπο με τη διαδικασία: «phi-c reduction» που ακολουθείται επίσης κατά τον υπολογισμό του βασικού συντελεστή ασφαλείας SF_0 . Ο βασικός αυτός συντελεστής υπολογίσθηκε και παρουσιάσθηκε σε προηγούμενες παραγράφους βάσει των υποθετικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής, σύμφωνα με τον Πίνακα 1. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από αυτή τη διαδικασία συγκρίθηκαν με αυτά από την άμεση ανάλυση των αντιστοίχων περιπτώσεων, αλλά με εφαρμογή καταλλήλως απομειωμένων παραμέτρων διατμητικής αντοχής. Συγκεκριμένα, αν ϕ_0, c_0 , οι βασικές παράμετροι διατμητικής αντοχής για τις οποίες έγιναν όλες οι έως τώρα αναλύσεις (Πίνακας 1), για τον εκάστοτε απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας SF ($SF < SF_0$), όπου SF_0 ο βασικός συντελεστής που προκύπτει με εφαρμογή των ανωτέρω παραμέτρων, εφαρμόσθηκαν αντιστοίχως απομειωμένες παράμετροι, ως εξής:

$$c = \frac{SF}{SF_0} \cdot c_0 \text{ και } \phi = \arctan \left\{ \frac{SF}{SF_0} \cdot \tan \phi_0 \right\}$$

Η σποραδική σύγκριση των αποτελεσμάτων βάσει των δύο παραπάνω τρόπων έδειξε πρακτική σύμπτωση των αποτελεσμάτων, όπως θεωρητικά τουλάχιστον θα αναμενόταν. Δεν εξετάσθηκε η περίπτωση ιδιαίτερως χαμηλών συντελεστών ασφαλείας λόγω της γνωστής μη αντιπροσωπευτικότητας των μεγάλων μετατοπίσεων, όταν πλησιάζουμε την

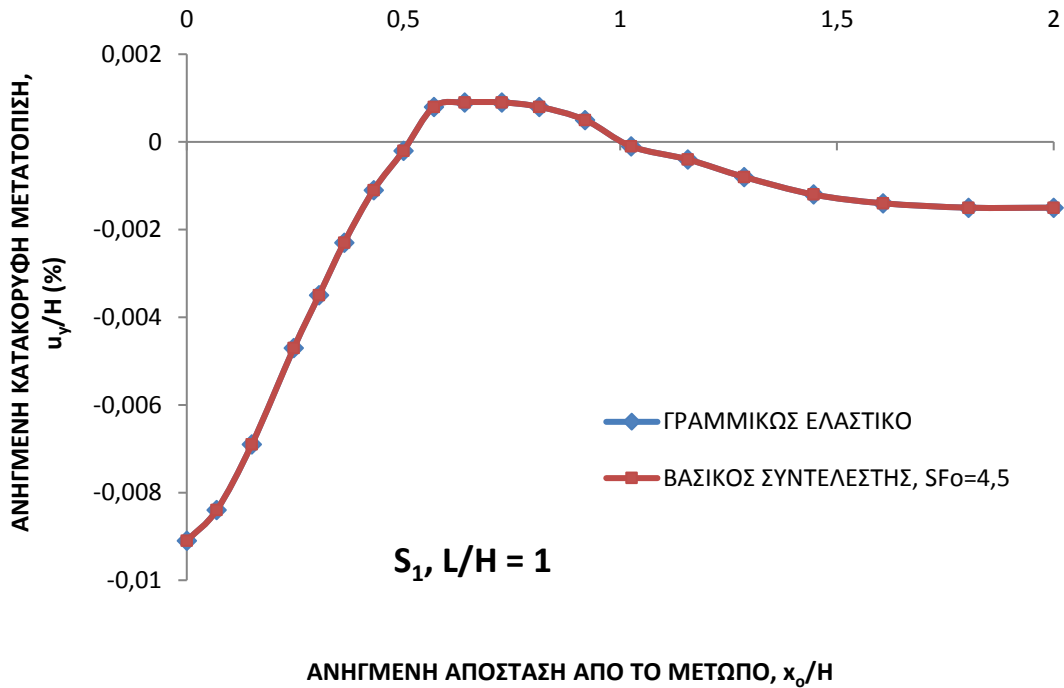
οριακή ισορροπία ($SF \rightarrow 1$), αλλά ούτε απομείωση του μέτρου ελαστικότητας E εφαρμόστηκε, οπότε τα αποτελέσματα θα μπορούσαν να θεωρηθούν ως μη συγκρίσιμα με τις κατά τα ανωτέρω κατακόρυφες μετατοπίσεις u_y .



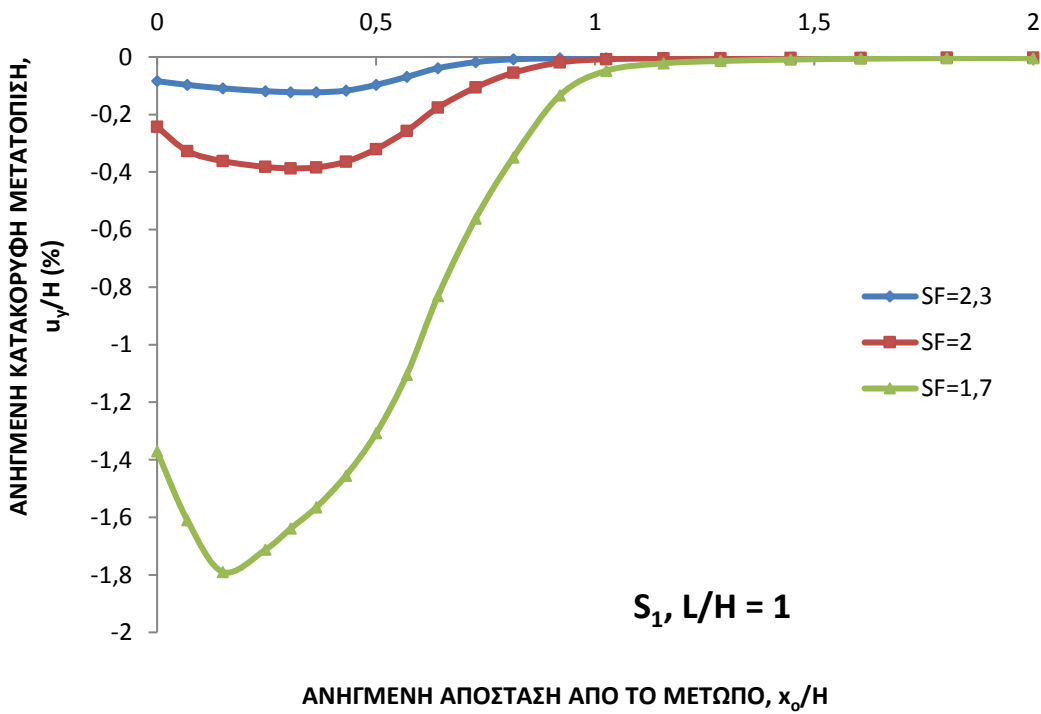
Σχήμα 2.76: Προοπτικό κατανομής κατακόρυφων μετατοπίσεων u_y , περίπτωση $L/H = 1$, Έδαφος S_1 , Αγκύρια τύπου B: a) Για τον βασικό συντελεστή ασφαλείας $SF_o = 4,50$, b) Για μειωμένο συντελεστή, $SF = 2$.

Αρχικά, εξετάστηκε η περίπτωση της στενής (σε κάτοψη) εκσκαφής με λόγο $L/H = 1$. Στο Σχ.2.76 φαίνονται συγκριτικά οι προοπτικές εικόνες κατανομής των κατακόρυφων μετατοπίσεων u_y στην περίπτωση του εδαφικού σχηματισμού S_1 , για δύο συντελεστές ασφαλείας. Από το Σχ.2.76α, για το βασικό συντελεστή ασφαλείας ($SF_o = 4,5$) φαίνεται ότι οι

μετατοπίσεις σε στενή περιοχή πλησίον της στέψης είναι αρνητικές, ενώ αναπτύσσονται και ανυψώσεις (θετικές u_y) σε αρκετά εκτεταμένη ζώνη. Αντιθέτως, για τον αρκετά απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας $SF = 2$ (Σχ.2.76b) αναπτύσσονται καθιζήσεις με υπολογίσιμες τιμές μέχρι την απόσταση από το μέτωπο $x_0/H = 0,75$ περίπου, ενώ οι μέγιστες τιμές δεν αντιστοιχούν πλέον στην στέψη, όπως προηγουμένως.



a)

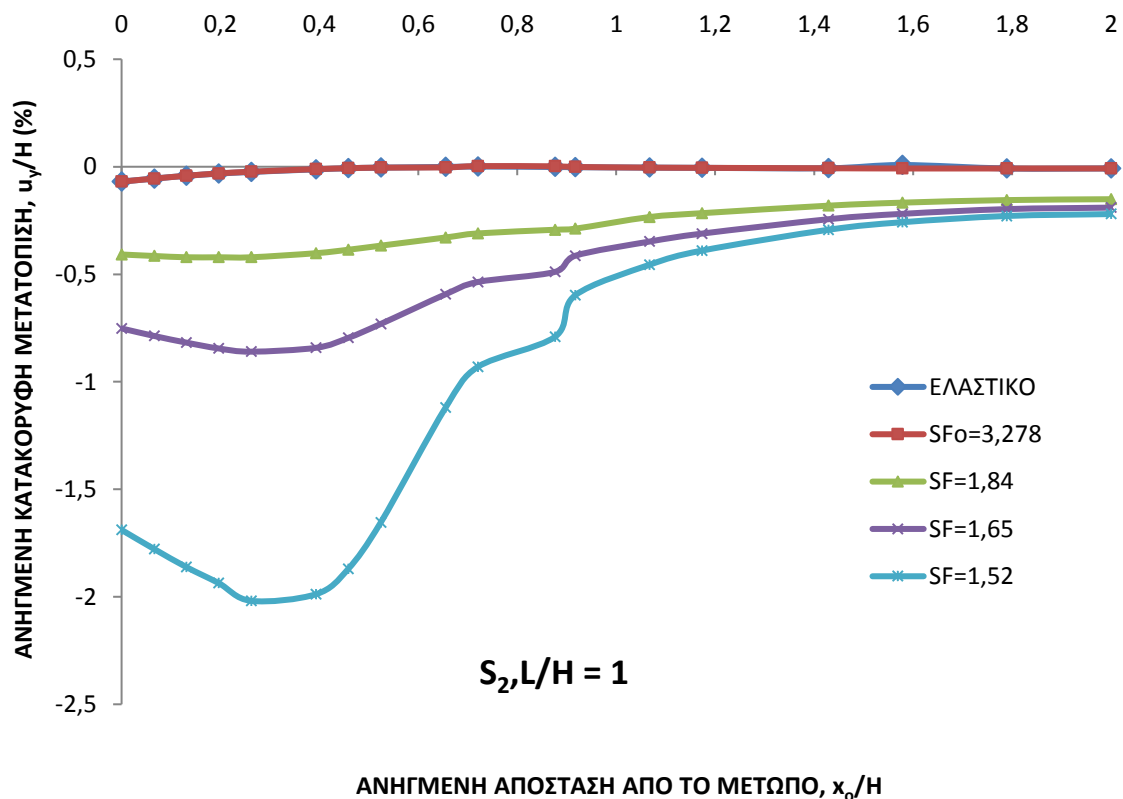


b)

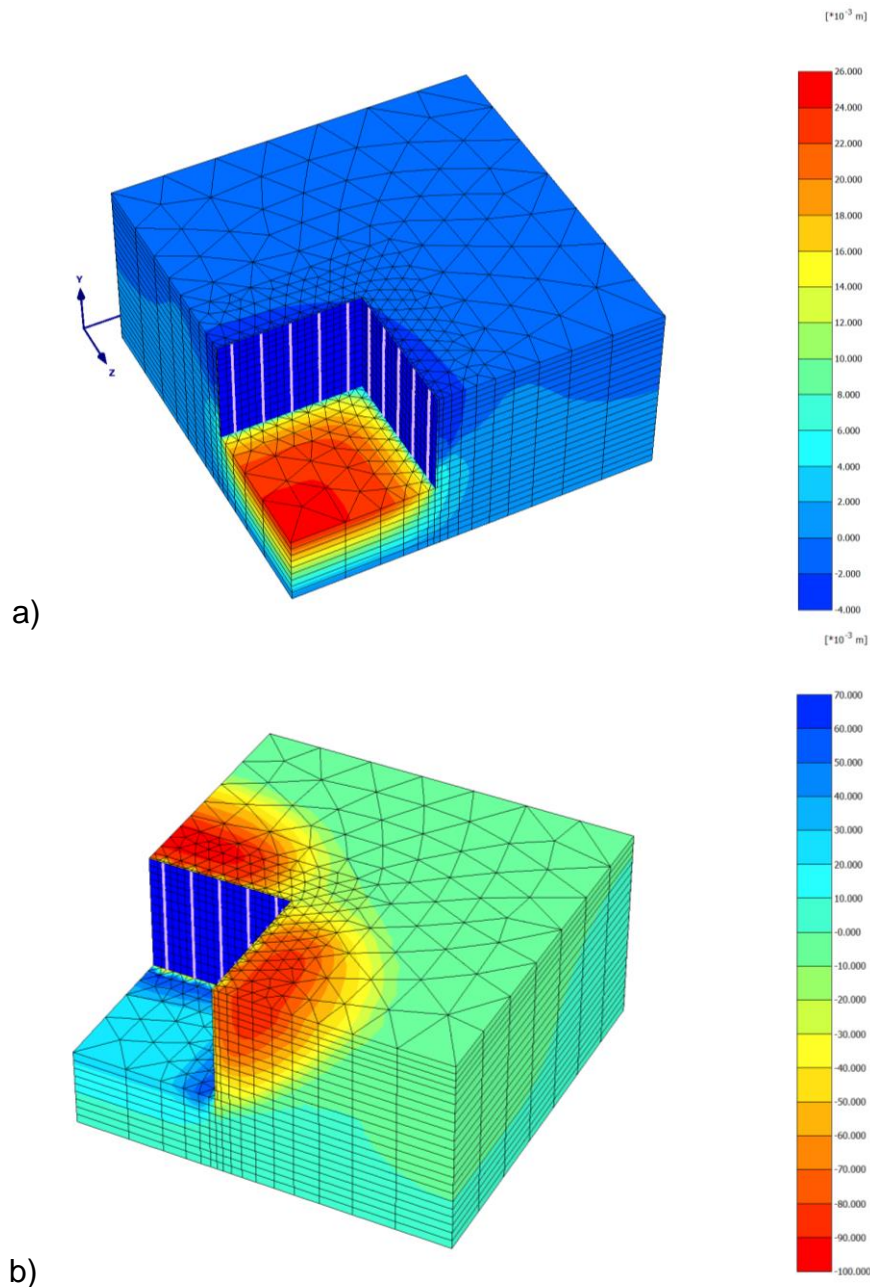
Σχήμα 2.77: Επιρροή του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF επί των επιφανειακών καθιζήσεων: Έδαφος $S_1, L/H = 1$, Αγκύρια τύπου Β: α) Γραμμικώς ελαστικό έδαφος και βασικός $SF_0 = 4,5$, β) Μειούμενος συντελεστής ασφαλείας.

Η λεπτομερής αποτύπωση των παραπάνω αποτελεσμάτων επί της δυσμενέστερης τομής κατά τον άξονα συμμετρίας παρουσιάζεται στο Σχ.2.77 με τη μορφή κανονικοποιημένων διαγραμμάτων μετατόπισης u_y/H -απόστασης από το μέτωπο x_o/H . Λόγω της πολύ σημαντικής διαφοράς των μεγεθών μεταξύ της βασικής περίπτωσης των αναλύσεων (με $SF_o = 4,5$) και αυτής με τους απομειωμένους συντελεστές, όπου η τυχόν ενιαία κλίμακα σχεδίασης δε θα επέτρεπε την ευκρίνεια των διαγραμμάτων, το σχήμα διαχωρίστηκε σε δύο μέρη με εφαρμογή διαφορετικής κλίμακας. Στο Σχ.2.77a δίδονται τα αποτελέσματα με το βασικό συντελεστή (που είναι υψηλός στην υπ' όψιν περίπτωση) μαζί με αντίστοιχα αποτελέσματα για την υποθετική περίπτωση γραμμικώς ελαστικού εδάφους (με την σημείωση ότι τα αγκύρια θεωρήθηκαν ως ελαστοπλαστικά). Είναι προφανής η σύμπτωση των αποτελεσμάτων, τόσο ως προς τα μικρά μεγέθη u_y/H όσο και ως προς την κυρτή μορφή της καμπύλης κατανομής των ανηγμένων μετατοπίσεων. Αντιθέτως, με την συνεχή μείωση του συντελεστή ασφαλείας SF (Σχ.2.77b) παρατηρούνται τα εξής:

- i) Οι καθιζήσεις (και τα αντίστοιχα ανηγμένα μεγέθη u_y/H) αυξάνονται σημαντικά, με ρυθμό αύξησης υψηλό για τους συντελεστές ασφαλείας $SF < 2$.
- ii) Η μορφή κατανομής των καθιζήσεων είναι γενικά κοίλη (καμπύλη μορφής V) με έκταση της ζώνης κύριας επιρροής (P.I.Z.) μέχρι την απόσταση $x_o/H = 0,75 - 1$ περίπου.
- iii) Η θέση μεγιστοποίησης των καθιζήσεων αντιστοιχεί σε συνεχώς μειούμενες αποστάσεις, $x_o/H = 0,5 - 2$.



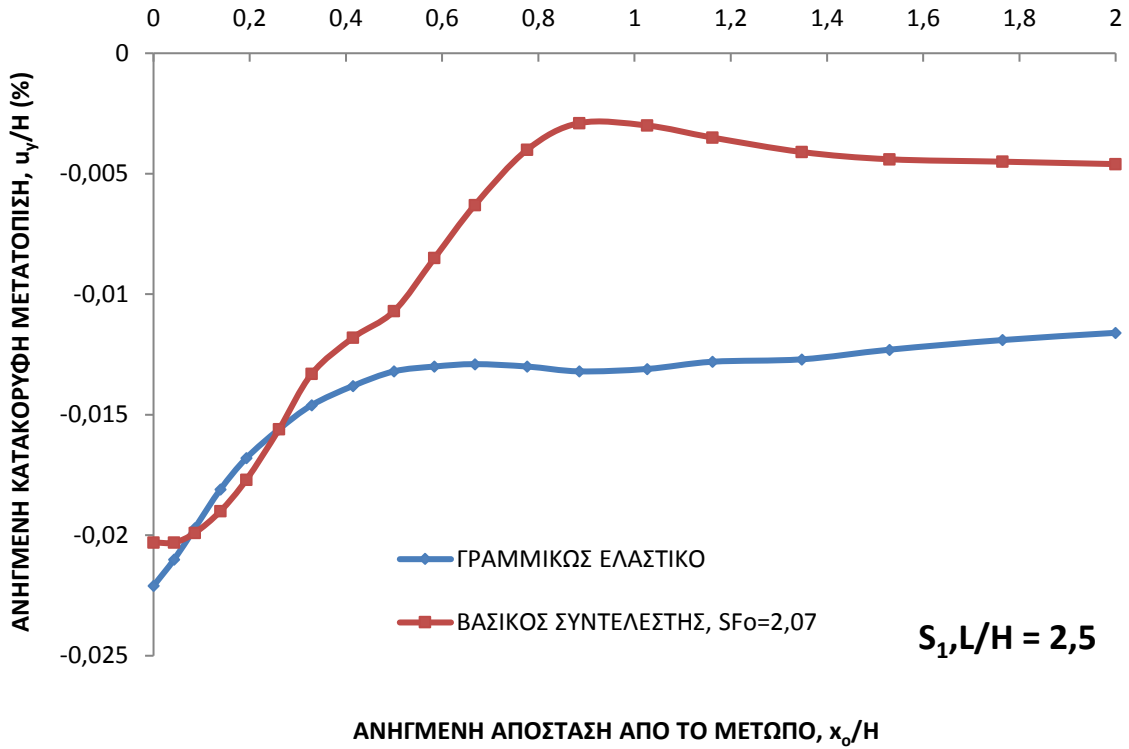
Σχήμα 2.78: Επιρροή του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF στις επιφανειακές καθιζήσεις: Βασικές εδαφικές ιδιότητες S_2 , $L/H = 1$, Αγκύρια τύπου C.



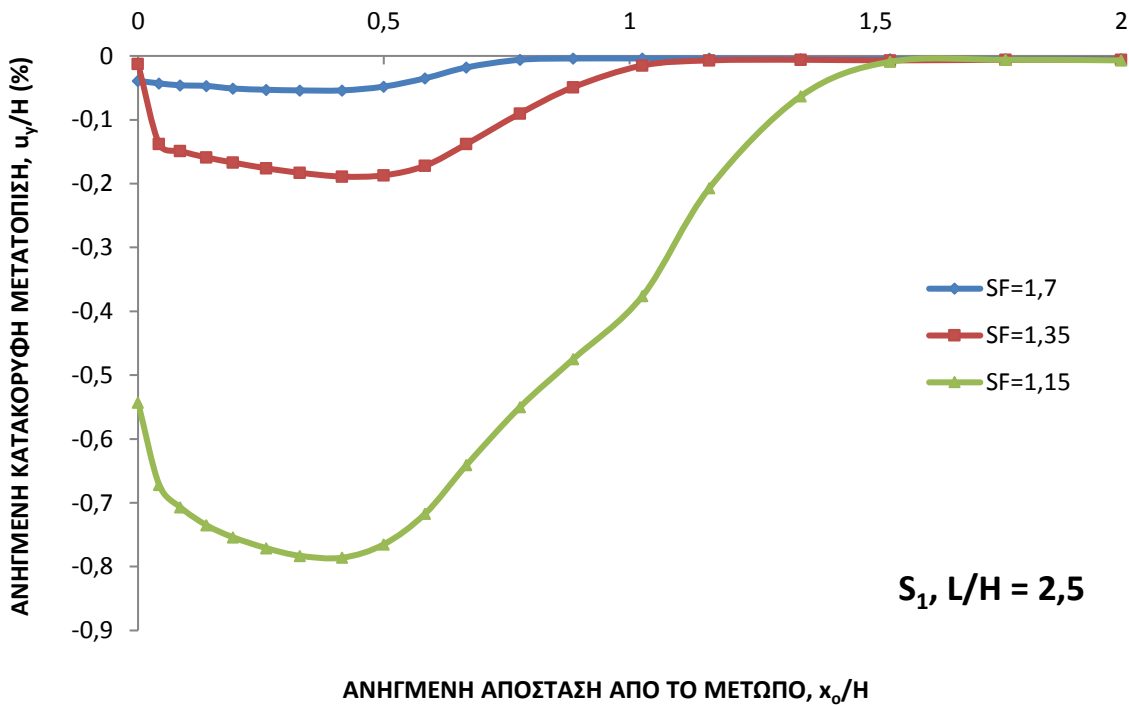
Σχήμα 2.79: Κατανομή κατακορύφων μετατοπίσεων u_x σε προοπτική, χρωματική, απεικόνιση, περίπτωση $L/H = 2,50$, Έδαφος S_1 , Αγκύρια τύπου B: a) Για το βασικό συντελεστή ασφαλείας $SF_0 = 2,07$, b) Για τον μειωμένο συντελεστή $SF = 1,15$.

Αντίστοιχα ποιοτικά αποτελέσματα προκύπτουν για το αργιλικής φύσης έδαφος S_2 , με βασικό συντελεστή ασφαλείας $SF_0 = 3,28$. Για τον υπ' όψιν συντελεστή (SF_0) και το γραμμικώς ελαστικό έδαφος προκύπτει πρακτική σύμπτωση των αποτελεσμάτων, μορφή της κατανομής των καθιζήσεων κυρτή και μέγιστη επιφανειακή καθίζηση κατά την στέψη. Αντιθέτως, για μειούμενο συντελεστή (μέχρι και του αρκετά χαμηλού $SF = 1,52$) παρατηρείται πολύ ταχεία αύξηση των καθιζήσεων (για $SF < 1,8$ περίπου), μορφή της καμπύλης κατανομής κοίλη και όχι κυρτή με εμφανέστερες τις περιπτώσεις των χαμηλότερων συντελεστών ασφαλείας. Η ζώνη της κύριας επιρροής επί των καθιζήσεων

εκτείνεται μέχρι την απόσταση $x_0/H = 1 - 1,25$, ενώ για απόσταση $x_0/H \geq 1,5$, οι ανηγμένες καθιζήσεις είναι αρκετά μικρότερες των μεγίστων.



a)



b)

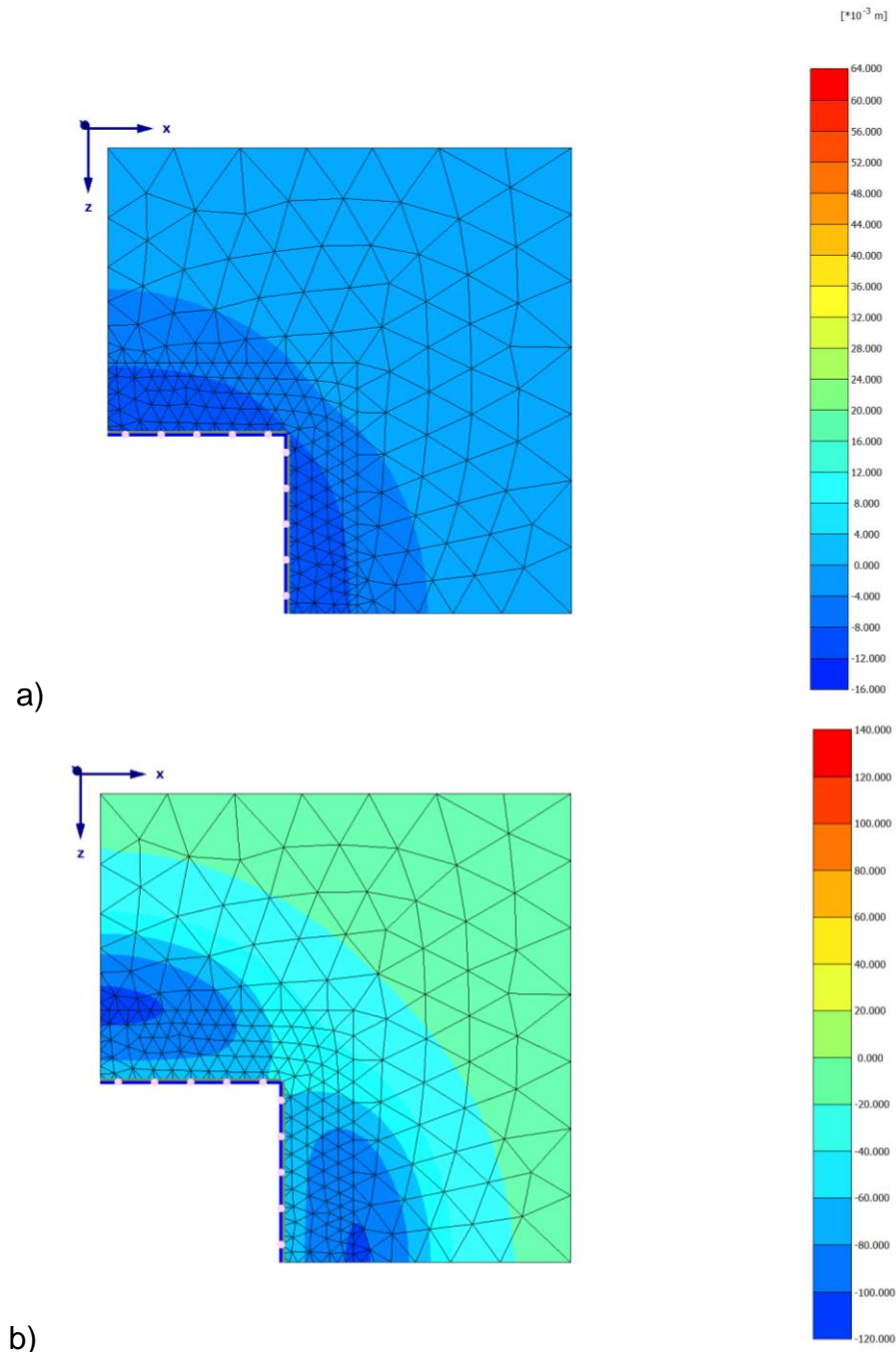
Σχήμα 2.80: Επιρροή του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF επί των επιφανειακών καθιζήσεων: Έδαφος S_1 , $L/H = 2,5$, Αγκύρια τύπου Β: α) Γραμμικώς ελαστικό έδαφος και βασικός $SF_0 = 2,07$, β) Μειούμενος συντελεστής ασφαλείας.

Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα για εκσκαφή με λόγο διαστάσεων $L/H = 2,5$ στον εδαφικό σχηματισμό S_1 φαίνονται σε προοπτική-χρωματική απεικόνιση στο Σχ.2.79. Για τον βασικό συντελεστή ασφαλείας $SF_0 = 2,07$ η μέγιστη καθίζηση εντοπίζεται στην στέψη και οι σχετικά αξιόλογες μετατοπίσεις u_y σε στενή ζώνη κοντά στο μέτωπο της εκσκαφής (Σχ.2.79a). Για τον πολύ απομειωμένο συντελεστή $SF = 1,15$ (Σχ.2.79b) οι μέγιστες καθιζήσεις παρατηρούνται σε ζώνη που βρίσκεται σε απόσταση από την στέψη κι έχουν πολύ υψηλές τιμές συγκριτικά με αυτές του προηγούμενου Σχ.2.79a. Συνάγεται επίσης, ότι κατ' απόλυτη τιμή οι υπ' όψιν καθιζήσεις υπερβαίνουν τις μέγιστες ανυψώσεις του πυθμένα της εκσκαφής, ενώ γενικά (και για σχετικά υψηλότερες τιμές του SF , οπωσδήποτε για $SF = SF_0$) συμβαίνει το αντίθετο.

Για λόγους που εξηγήθηκαν παραπάνω, τα διαγράμματα των κανονικοποιημένων μεγεθών $u_y/H - x_0/H$ διαχωρίστηκαν σε δύο επιμέρους σχήματα. Στο Σχ.2.80a διαπιστώνονται αποκλίσεις των διαγραμμάτων για γραμμικώς ελαστικό έδαφος και για το βασικό συντελεστή ασφαλείας $SF_0 = 2,07$, κυρίως για σχετικά μεγάλες αποστάσεις $x_0/H > 0,50$, ενώ για μικρότερες παρατηρείται πρακτική σύμπτωση. Τα διαγράμματα έχουν και στις δύο περιπτώσεις κυρτή μορφή, αλλά ούτως ή άλλως τα μεγέθη των κατακορύφων μετατοπίσεων είναι πολύ μικρά (κατ' απόλυτη τιμή $u_y/H < 0,02\%$). Για μειούμενο συντελεστή ασφαλείας, ιδίως για $SF < 1,7$, οι καθιζήσεις αυξάνουν γρήγορα, με κοινό χαρακτηριστικό την κοίλη (και όχι κυρτή μορφή της επιφάνειας των παραμορφώσεων) και θέση των μεγίστων τιμών u_y στο εύρος $x_0/H = 0,3 - 0,5$.

Η ζώνη κύριας επιρροής της εκσκαφής στις καθιζήσεις φαίνεται να κυμαίνεται μέχρι την απόσταση $x_0/H = 0,75-1,25$, ενώ για $x_0/H > 1,50$ οι μετατοπίσεις είναι πολύ μικρές.

Για τον ίδιο λόγο διαστάσεων εκσκαφής $L/H = 2,5$, αλλά και για τον αργιλικό σχηματισμό S_2 , στο Σχ.2.81a και για τον βασικό συντελεστή ασφαλείας $SF_0 = 2,11$ δίδεται η κατανομή (μέσω χρωματικής απεικόνισης) των κατακορύφων επιφανειακών μετατοπίσεων στο οριζόντιο επίπεδο ($y = 0$), απ' όπου είναι σαφές ότι οι μέγιστες καθιζήσεις παρουσιάζονται στο μέτωπο, ενώ η περιοχή των μεγαλύτερων u_y περιορίζεται σε ζώνη κοντά στην στέψη. Είναι ευνόητη η διαφοροποίηση της κατανομής μεταξύ του άξονα συμμετρίας και των γωνιών, εντούτοις εκτιμάται ότι οι διαφορικές καθιζήσεις λόγω της εκσκαφής για συγκεκριμένη θέση τομής εγκάρσιως, x_0/H , δε θα είναι σημαντικές. Αντιθέτως, από το Σχ.2.81b για τον αρκετά μειωμένο συντελεστή $SF = 1,42$, οι μέγιστες καθιζήσεις εντοπίζονται σε μικρές περιοχές που βρίσκονται σε μικρή απόσταση από το μέτωπο, αλλά όχι ακριβώς στην στέψη της εκσκαφής, με τιμές u_y σημαντικά υψηλότερες της προηγούμενης περίπτωσης. Επιπροσθέτως, διαπιστώνεται σαφώς ότι οι διαφορικές καθιζήσεις κατά την εγκάρσια έννοια, z (αναφερόμενοι σε μεταβολές βάσει του λόγου x_0/H) είναι τώρα πολύ σημαντικές. Για παράδειγμα, οι καθιζήσεις στις γωνίες ή κοντά σε αυτές είναι πολύ μικρότερες αυτών κατά τους άξονες συμμετρίας.



Σχήμα 2.81: Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων u_y , σε χρωματική απεικόνιση επί του οριζοντίου επιπέδου ($y = 0$), περίπτωση $L/H = 2,5$, Έδαφος S_2 , Αγκύρια A: a) Για τον βασικό συντελεστή ασφαλείας $SF_0 = 2,11$, b) Για τον μειωμένο συντελεστή $SF = 1,42$.

Για μειούμενο συντελεστή ασφαλείας, στην υπ' όψιν περίπτωση του αργιλικού εδάφους S_2 και εκσκαφής με $L/H = 2,5$, η μεταβολή της ανηγμένης κατακόρυφης μετατόπισης στέψης ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο, παρουσιάζεται στο Σχ.2.82, από το οποίο εξάγονται τα εξής συμπεράσματα;

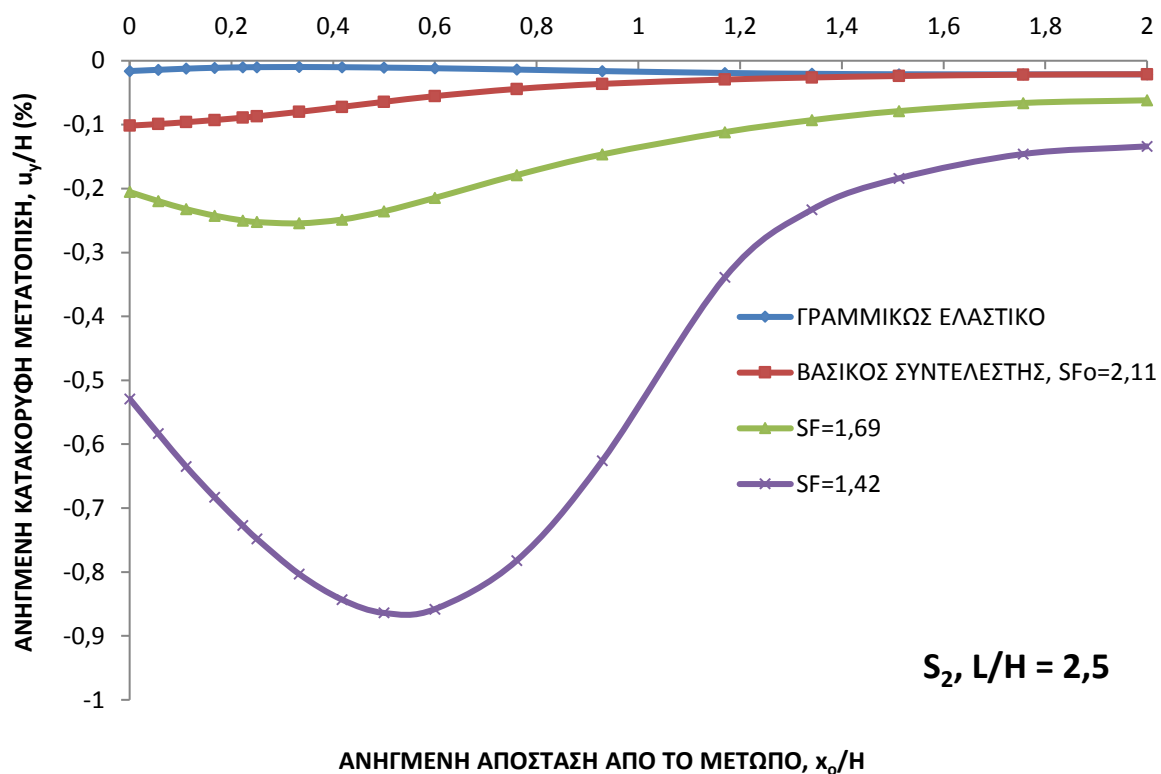
ι) Τα αποτελέσματα για τον βασικό συντελεστή ασφαλείας (που υπολογίσθηκε με τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής του Πίνακα 1) δείχνουν αρκετά μεγαλύτερες καθιζήσεις από αυτές του υποθετικού, γραμμικώς ελαστικού εδάφους. Αυτό δεν έχει παρατηρηθεί στις

προηγούμενες αναλύσεις που παρουσιάστηκαν στα Σχ. 2.77, 2.78 και 2.80. Ωστόσο, σημειώνεται ότι η τιμή $SF_0 = 2,11$ δεν είναι υψηλή, ώστε να αναμένεται μεγάλη προσέγγιση με τα αποτελέσματα του ελαστικού εδάφους.

ii) Οι καθιζήσεις αυξάνουν σημαντικά για συντελεστή ασφαλείας $SF < 1,70$.

iii) Σε όλες τις περιπτώσεις με $SF < SF_0$ η μορφή της καμπύλης των επιφανειακών καθιζήσεων είναι κοίλη και όχι κυρτή.

iv) Αρκετά σημαντικές καθιζήσεις (με τη σχετική έννοια σε κάθε περίπτωση) φαίνεται να αναπτύσσονται μέχρι την απόσταση $x_0/H \approx 1,25$.



Σχήμα 2.82: Επιρροή του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF επί των επιφανειακών καθιζήσεων: Έδαφος S_2 , $L/H = 2,5$, Αγκύρια τύπου A.

4.2.4 Σύγκριση κατακορύφων μετατοπίσεων υπολογιζόμενων υπό 2D και 3D συνθήκες

α) Συγκριτικά διαγράμματα

Προκειμένου να γίνει η αξιολόγηση των μεγεθών u_y υπό διδιάστατες και τριδιάστατες συνθήκες έγινε η αρχική επιλογή του τρόπου της συγκριτικής παρουσίασης των αποτελεσμάτων, ως εξής:

i) Παρ' όλο που ασφαλώς ενδιαφέρει η μέγιστη τιμή των καθιζήσεων ($max u_y$), εντούτοις το μέγεθος αυτό δεν εντοπίζεται σε κάθε περίπτωση σε συγκεκριμένη θέση, x_0/H . Προτιμήθηκε λοιπόν, η καταγραφή και παρουσίαση των κατακορύφων μετατοπίσεων στέψης.

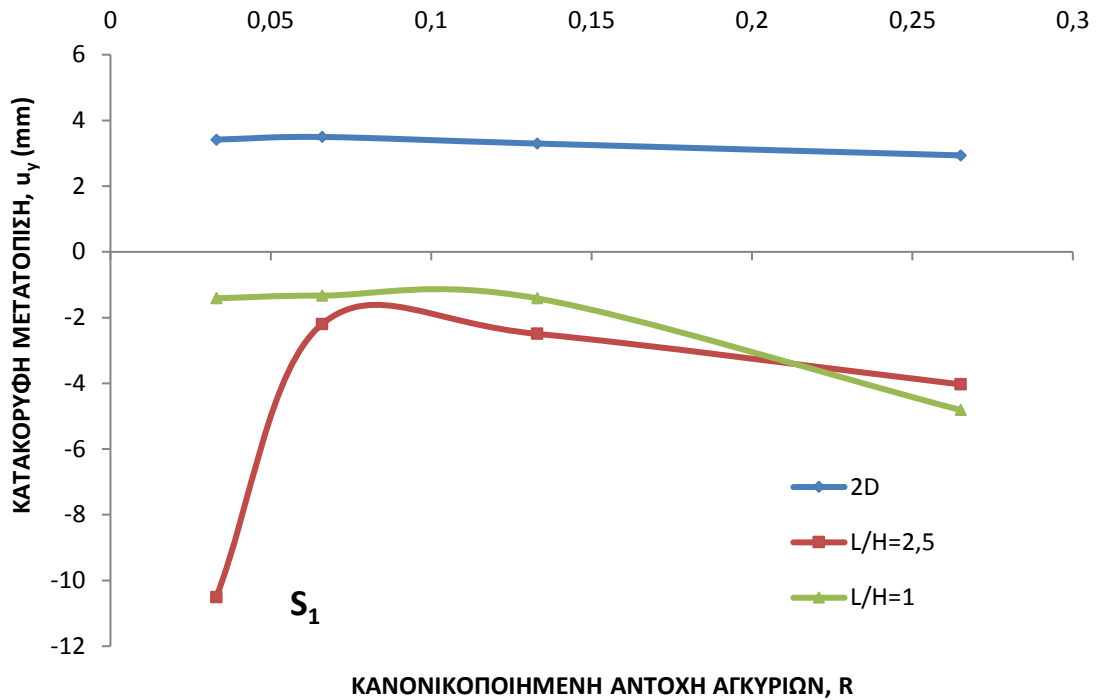
ii) Προφανές πρακτικό ενδιαφέρον επίσης έχει η κατανομή των u_y κατά μήκος ευθείας κάθετης στο μέτωπο. Υπό διδιάστατες συνθήκες η ευθεία αυτή είναι μοναδική, ενώ υπό τριδιάστατες είναι η τομή της επιφάνειας με κατακόρυφο επίπεδο διερχόμενο από τον άξονα συμμετρίας.

Αυτονόητο είναι ότι τα λοιπά δεδομένα των αναλύσεων (2D και 3D) θα έπρεπε να είναι ταυτόσημα. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τον πλέον αντιπροσωπευτικό συνδυασμό δεδομένων, ως εξής: Σχετικό βάθος έμπηξης τύπου D_1 ($D/H = 0,15$), πρόσθετο μήκος αγκυρίων τύπου L_1 , συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων $K = K_2 = 0,5$. Εξετάσθηκε σε κάθε περίπτωση η επιρροή της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων R για τους τύπους A έως D.

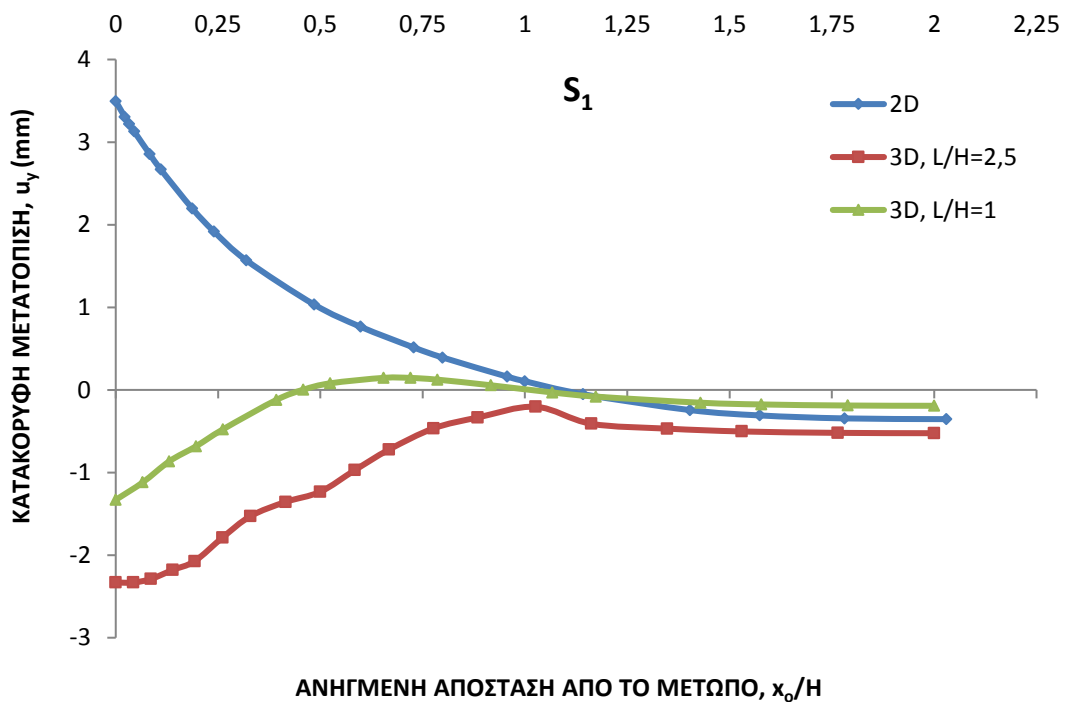
Προκειμένου να γίνει ακριβής σύγκριση των 2D με τις 3D αναλύσεις, θα πρέπει λόγος B/H στις συγκρινόμενες περιπτώσεις να είναι συμβατός. Όπως ήδη έχει εξηγηθεί, σύμφωνα και με το Σχ.2.8, υπό διδιάστατες συνθήκες το πλάτος της εκσκαφής, B υπεισέρχεται μέσω της αξονικής απόστασης του μετώπου της εκσκαφής από τον άξονα συμμετρίας που συμπίπτει με το όριο του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων, κατά το οποίο μηδενίζονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις. Οι συγκρινόμενες τριδιάστατες αναλύσεις αφορούν τετραγωνικής κάτοψης εκσκαφές ($L = B$) για δύο λόγους $L/H = 1$ και $2,5$. Οι αντίστοιχες τιμές του εισαγόμενου μεγέθους $B/2$ έχουν επιλεγεί στις διδιάστατες αναλύσεις, ώστε $B/H = L/H = 1$ και $2,5$, αντιστοίχως.

Στο Σχ.2.83 που αφορά στο έδαφος S_1 , παρουσιάζονται συγκριτικά διαγράμματα της μετατόπισης στέψης u_y συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων R , υπό 2D και 3D συνθήκες. Η σημαντικότερη διαφορά των αποτελεσμάτων των διδιάστατων αναλύσεων από τις τριδιάστατες είναι ότι στην πρώτη περίπτωση (2D) προέκυψαν από τις επιλύσεις ανυψώσεις στη στέψη, ενώ στις 3D παρουσιάζονται γενικά καθιζήσεις. Αν εξαιρεθεί μία περίπτωση για $L/H = 2,5$ και τη χαμηλή συνολική αντοχή αγκυρίων, τύπου A, που έδωσε αρκετά υψηλή καθίζηση, βάσει όλων των υπολοίπων αποτελεσμάτων διαπιστώνεται μικρή έστω αύξηση των καθιζήσεων με την αύξηση της αντοχής R .

Ειδικώς, για τις 2D συνθήκες, παρουσιάζεται αντίστοιχη απομείωση της ανύψωσης στέψης. Σύμφωνα με τα παραπάνω, η σύγκριση έχει καθοδηγητικό μόνο χαρακτήρα, δεδομένου ότι υπό 3D συνθήκες οι μετατοπίσεις u_y του Σχ.2.83 είναι οι απολύτως μέγιστες, δεδομένου ότι αφορούν στους άξονες συμμετρίας, προφανώς κατά την εγκάρσια διεύθυνση, στη στέψη πάντα, υπόκεινται σε αρκετή απομείωση, μέχρι και τις γωνίες όπου αναμένονται οι ελάχιστες μετατοπίσεις στέψης.



Σχήμα 2.83: Συγκριτικά διαγράμματα $u_y - R$, Έδαφος S_1 .

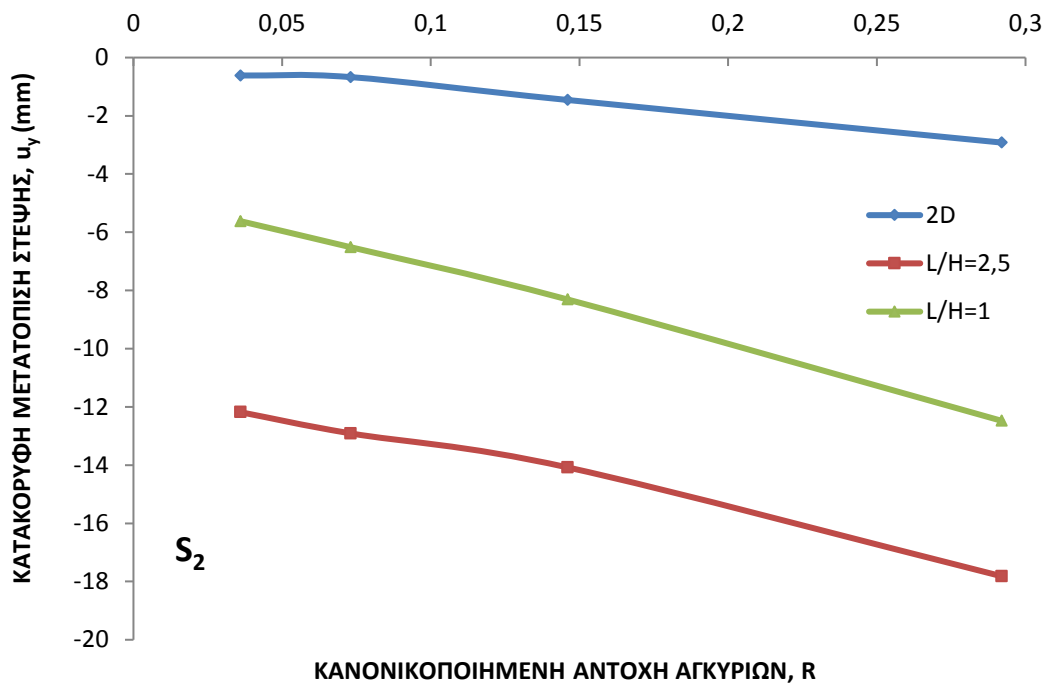


Σχήμα 2.84: Συγκριτικά διαγράμματα κατανομής των u_y συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο: Σχηματισμός S_1 , Αγκύρια Β.

Οι διαφορές μεταξύ διδιάστατων και τριδιάστατων επιλύσεων φαίνονται σαφέστερα μέσω της σύγκρισης των διαγραμμάτων κατανομής των κατακορύφων μετατοπίσεων κατά μήκος ευθείας κάθετης στο μέτωπο, επομένως συναρτήσει της ανηγμένης αποστάσεις από το

μέτωπο x_0/H . Επιλέχθηκε ως αρκετά αντιπροσωπευτική η παρουσίαση των αποτελεσμάτων για την περίπτωση αγκυρίων αντοχής B , σύμφωνα με το Σχ.2.84. Η καμπύλη κατανομής $u_y - x_0/H$ που προέκυψε από τις διδιάστατες επιλύσεις είναι κοίλης μορφής, με θετική τιμή στην στέψη, όπως αυτό φάνηκε από το Σχ.2.83. Ο μηδενισμός των κατακόρυφων μετατοπίσεων σύμφωνα με τις αναλύσεις παρατηρείται σε αρκετή απόσταση από το μέτωπο ($x_0/H \approx 1,0$). Αντιθέτως, υπό τριδιάστατες συνθήκες, όπου η κατακόρυφη μετατόπιση στέψης είναι αρνητική (δηλαδή καθίζηση) είναι κυρτής μορφής με υψηλότερες (κατ' απόλυτη τιμή) μετατοπίσεις για την περίπτωση του μεγαλύτερου λόγου $L/H = 2,5$.

Στο Σχ.2.85 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για το έδαφος S_2 , ως συνάρτηση της ανηγμένης συνολικής αντοχής αγκυρίων. Η κατακόρυφη μετατόπιση στέψης υπό 2D συνθήκες έχει αρνητικές τιμές γενικώς, όμως οι αντίστοιχες καθιζήσεις είναι μικρής τιμής, δεδομένου ότι τα αντίστοιχα μεγέθη υπό 3D συνθήκες τόσο για $L/H = 2,5$ όσο και $L/H = 1$ είναι σημαντικά μεγαλύτερο. Σημειώνεται ότι σε όλες τις συγκρινόμενες περιπτώσεις, με την αύξηση της δύναμης τάνυσης (αναλογικώς προς την αντοχή των αγκυρίων), οι καθιζήσεις στην στέψη επίσης αυξάνονται.



Σχήμα 2.85: Συγκριτικά διαγράμματα καθίζησης στέψης u_y συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Έδαφος S_2 .

Ακολουθώντας, στο Σχ.2.86 παρουσιάζονται συγκριτικά τα διαγράμματα μεταβολής της κατακόρυφης μετατόπισης u_y , για τον σχηματισμό S_2 , ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο. Από το υπ' όψιν σχήμα παρατηρούνται τα εξής:

ι) Υπό διδιάστατες συνθήκες η καμπύλη παραμόρφωσης της επιφάνειας ($y = 0$) έχει κυρτή μορφή, δεδομένου ότι η μέγιστη καθίζηση (σε απόσταση περίπου $x_0 = H/3$) είναι τετραπλάσια, κατά προσέγγιση από την καθίζηση στέψης.

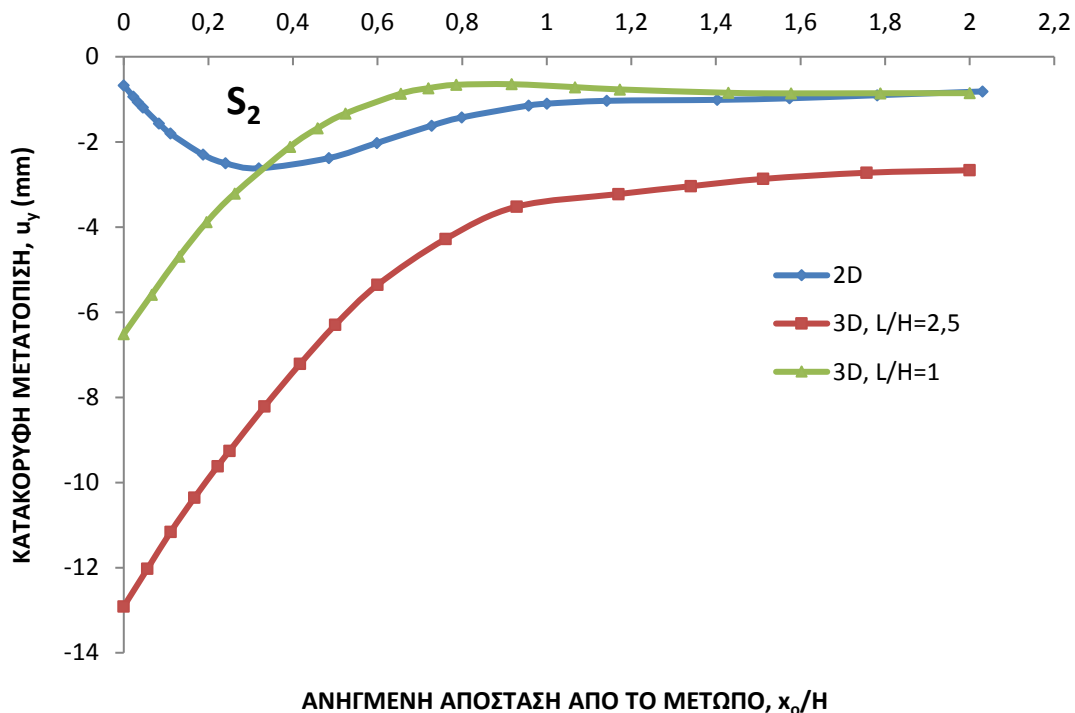
ii) Στις δύο περιπτώσεις των αναλύσεων υπό τριδιάστατες συνθήκες, οι αντίστοιχες καμπύλες έχουν κυρτή μορφή, δεδομένου ότι η μέγιστη καθίζηση φαίνεται να αναπτύσσεται στην στέψη.

iii) Η ζώνη κύριας επιρροής επί των καθιζήσεων στις τριδιάστατες συνθήκες φθάνει μέχρι την απόσταση περίπου $x_0/H = 1,0$, ενώ υπό διδιάστατες εκτείνεται σημαντικά περισσότερο.

Συμπερασματικά, από τις συγκρίσεις των διαγραμμάτων τόσο για το έδαφος S_1 , όσο και για το S_2 , συνοψίζονται οι επι μέρους παρατηρήσεις:

α) Οι κατακόρυφες μετατοπίσεις u_y , στην ζώνη κύριας επιρροής επί των καθιζήσεων, υπό διδιάστατες συνθήκες είναι σημαντικά μειωμένες έναντι των υπολογιζόμενων υπό τριδιάστατες.

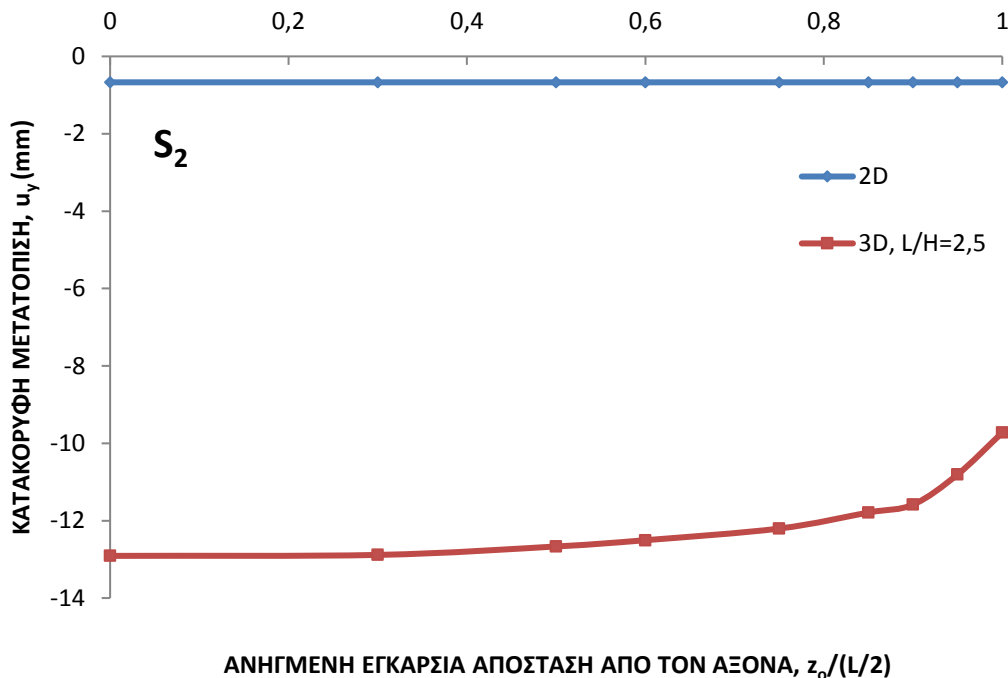
β) Η μορφή της καμπύλης ($u_y - x_0/H$) υπό 2D συνθήκες είναι κοίλη, δεδομένου ότι παρατηρείται στο σχηματισμό S_1 ανύψωση στην στέψη και καθίζηση σε αρκετή απόσταση από το μέτωπο, ενώ στο σχηματισμό S_2 οι καθιζήσεις στέψης είναι υποπολλαπλασίες των μεγίστων.



Σχήμα 2.86: Συγκριτικά διαγράμματα κατανομής των u_y συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο: Σχηματισμός S_2 , Αγκύρια Β.

Όπως ήδη έχει αναφερθεί, τα διαγράμματα $u_y - (x_0/H)$ δεν είναι άμεσα συγκρίσιμα, λαμβανομένου υπ' όψιν ότι υπό διδιάστατες συνθήκες η κατακόρυφη μετατόπιση στέψης είναι ενιαία κατά την έννοια του μήκους (z στην υπ' όψιν περίπτωση), ενώ υπό τριδιάστατες συνθήκες η μεν μέγιστη u_y αντιστοιχεί στο μέσον της πλευράς, η δε ελάχιστη στις γωνίες. Προκειμένου να εκτιμηθεί η τυχόν επιρροή αυτού του παράγοντα, δηλαδή της ανισοκατανομής της καθιζήσης u_y κατά μήκος της στέψης (για $x_0 = 0$ και z μεταβαλλόμενο),

σχεδιάσθηκε το Σχ.2.87, για το έδαφος S_2 , όπου συγκρίνονται οι ενιαίες τιμές της κατακόρυφης μετατόπισης στέψης υπό 2D συνθήκες ($L/H \rightarrow \infty$) με τις αντίστοιχες τιμές κατανομής για $L/H = 2,50$, συναρτήσει της ανηγμένης εγκάρσιας απόστασης από τον άξονα, $z_o/(L/2)$. Προφανώς, για $z_o = 0$, αναφερόμαστε στο μέσον της πλευράς (κατά τον άξονα συμμετρίας), ενώ για $z_o = L/2$ στα γωνίες. Παρατηρείται ότι οι καθιζήσεις στις γωνίες είναι αρκετά υψηλές, σε ποσοστό περίπου 75% της $max u_y$ που υπολογίσθηκε στο μέσον. Ο συσχετισμός λοιπόν, των διαγραμμάτων κατανομής εγκάρσιως, στη στέψη πάντα, οδηγεί στο συμπέρασμα ότι τόσο οι διαφορές στην περίπτωση του Σχ.2.87, όσο και οι κατά τα ανωτέρω γενικότερες διαφορές, οφείλονται σε άλλους παράγοντες, πλην της βασικής προσομοίωσης 2D ή 3D. Εξετάσθηκε λοιπόν, η τυχόν επιρροή της μη ακριβούς προσομοίωσης, στο διδιάστατο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, του τμήματος των πασσάλων αγκύρωσης, κάτω από την στάθμη γενικής εκσκαφής.

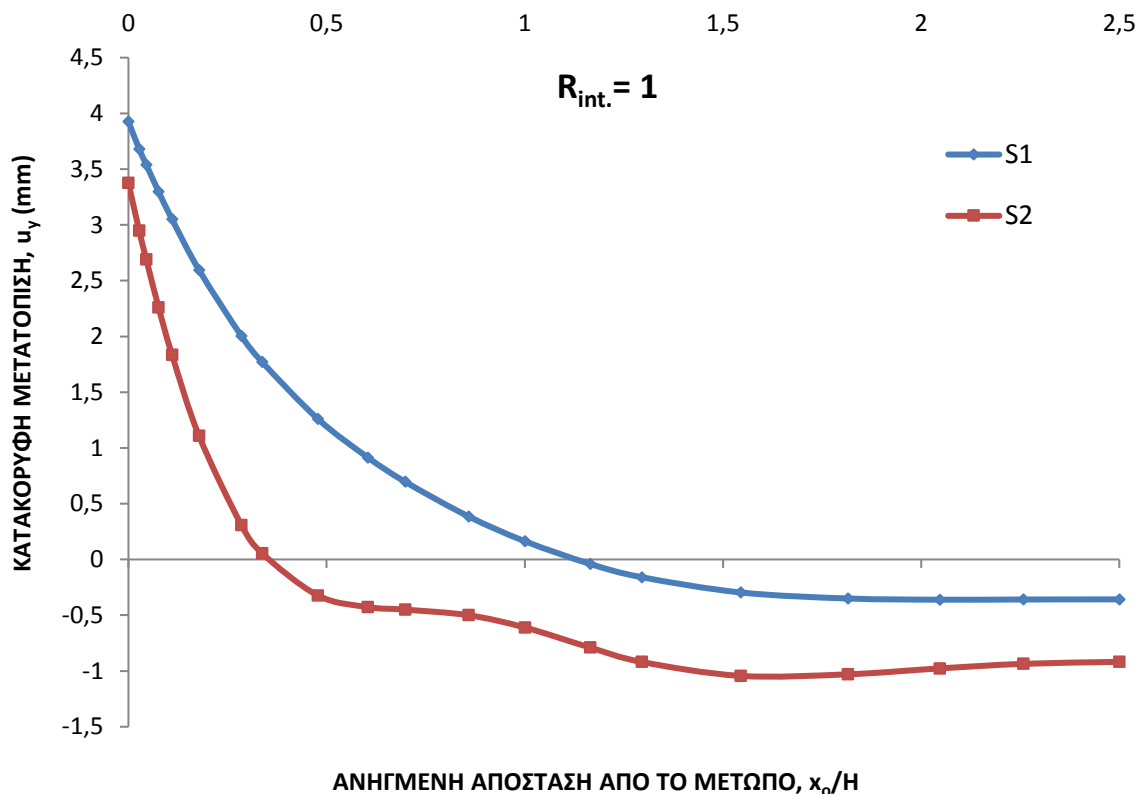


Σχήμα 2.87: Κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος της στέψης ($x_o = 0$): Έδαφος S_2 .

β) Επιρροή των τάσεων συνάφειας κάτω από την στάθμη γενικής εκσκαφής

Όπως ήδη έχει διευκρινιστεί, υπό τριδιάστατες συνθήκες η προσομοίωση των πασσάλων είναι ακριβής, δεδομένου ότι εισάγονται ως διακριτά στοιχεία με τη διάμετρο και την αξονική τους απόσταση. Η εκσκαφή συνεπάγεται ανύψωση του εδάφους κατά τον πυθμένα και αυτή η ανύψωση επηρεάζει τις μετατοπίσεις ιδίως στην στέψη, αλλά και στην αμέσως γειτονική περιοχή της άνω επιφανείας, λόγω των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στην παράπλευρη διεπιφάνεια πασσάλων αγκύρωσης-εδάφους. Οι διατμητικές αυτές τάσεις που συμπαρασύρουν εν μέρει τους πασσάλους προς τα πάνω, υπό 3D συνθήκες προφανώς αναπτύσσονται σε μέρος της παράπλευρης επιφάνειας των πασσάλων και κάτω αποκλειστικώς επί της υπ' όψιν διεπιφάνειας των πασσάλων.

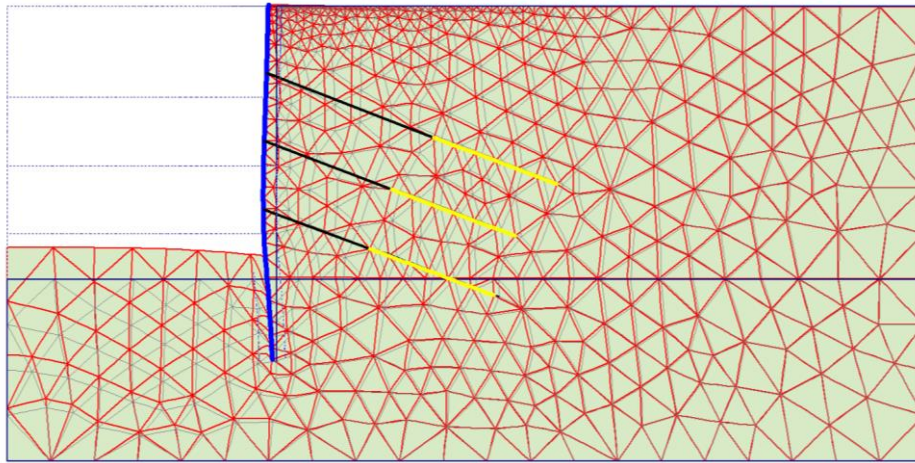
Αντιθέτως, υπό διδιάστατες συνθήκες η προσομοίωση των πασσάλων γίνεται αναγκαστικά με υποθετικά συνεχή στοιχεία (χωρίς κενά ενδιάμεσως) και η αξονική τους απόσταση, s , λαμβάνεται υπ' όψιν μόνο κατόπιν της κατάλληλης αναγωγής των πραγματικών μεγεθών δυστένειας ($E_b \cdot A$) και ακαμψίας ($E_b \cdot J$) σε υποθετικά ισοδύναμα μεγέθη ανά μονάδα μήκους. Οι διατμητικές τάσεις κάτω από την στάθμη εκσκαφής, τ_{xy} (βάσει του προσανατολισμού των αξόνων προς τα άνω, αναπτύσσονται (υποτίθεται) κατά μήκος συνεχούς στοιχείου με αρκετά αυξημένη παράπλευρη επιφάνεια έναντι της πραγματικής, με αποτέλεσμα η συμβολή τους στην τελική απομείωση των καθιζήσεων στέψης ή ακόμα και στην τελική ανύψωση να είναι αφύσικα υψηλή.



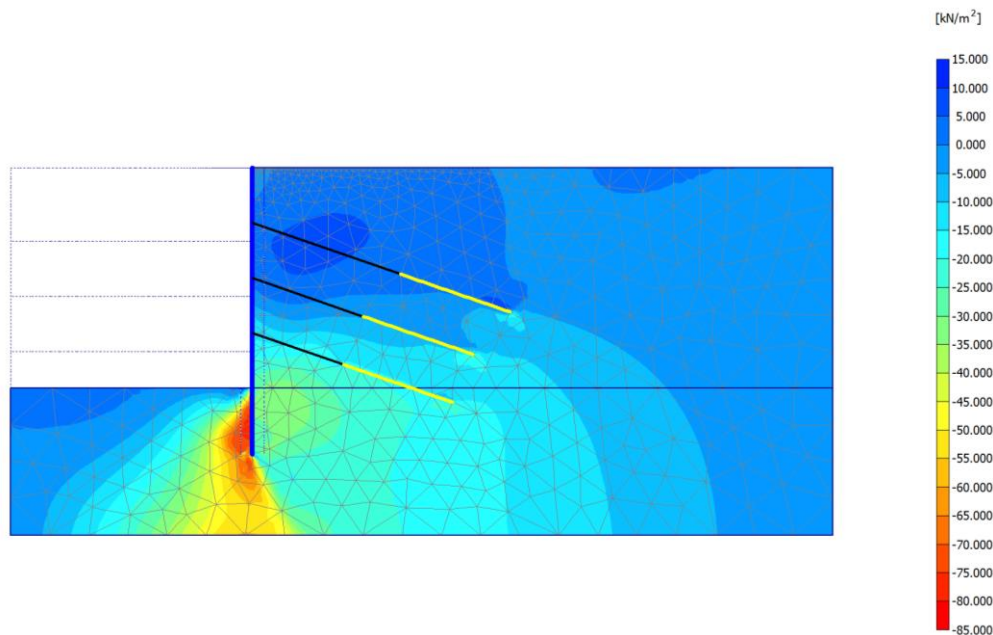
Σχήμα 2.88: Διαγράμματα $u_y - x_o/H$: Επιλύσεις 2D για ανηγμένο βάθος $D/H = 0,30$ και πλήρη συνάφεια ($R_{int} = 1$).

Αναμένεται η υπ' όψιν επιρροή ανύπαρκτων εν μέρει διατμητικών τάσεων να είναι σχετικά μεγαλύτερες για τα μεγαλύτερα βάθη έμπηξης των πασσάλων. Για παράδειγμα, στο Σχ.2.88 δίδεται η υπολογιστική κατανομή (υπό διδιάστατες συνθήκες) των μετατοπίσεων u_y ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο (x_o/H) για τους δύο εδαφικούς τύπους S_1 και S_2 και το αρκετά μεγάλο σχετικό βάθος έμπηξης $D/H = 0,30$ (παραδοχή $K = 0,50$). Κατά την εισαγωγή των δεδομένων υποτέθηκε ότι $R_{int} = 1,0$, δηλαδή η διατμητική αντοχή διεπιφάνειας (επομένως και το άνω όριο των τάσεων συνάφειας που μπορεί να αναπτυχθούν) υπολογίζεται χωρίς απομείωση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής ϕ' , c' . Παρατηρείται και στους δύο εδαφικούς τύπους ανύψωση της στέψης που έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη θετικών κατακορύφων μετατοπίσεων (ανυψώσεις) μέχρι και την απόσταση $x_o/H = 0,5 - 1,0$ (αναλόγως του εδάφους). Καθιζήσεις προβλέπονται σε μεγαλύτερες αποστάσεις x_o , όπου η απόλυτή τους τιμή σαφώς επηρεάστηκε από την

ανύψωση της στέψης. Προκειμένου να απαλειφθεί ή έστω να απομειωθεί ουσιαστικώς η επιρροή της ανύψωσης του πυθμένα στις μετατοπίσεις στέψης, η οποία οφείλεται στις διατμητικές τάσεις συνάφειας τ_{xy} πραγματοποιήθηκε σειρά αναλύσεων με υποθετικές τιμές του λόγου απομείωσης της διατμητικής αντοχής R_{int} κυμαινόμενες από μία σχεδόν μηδενική τιμή, 0,01 έως και αυτήν της βασικής παραδοχής $R_{int} = 1$.



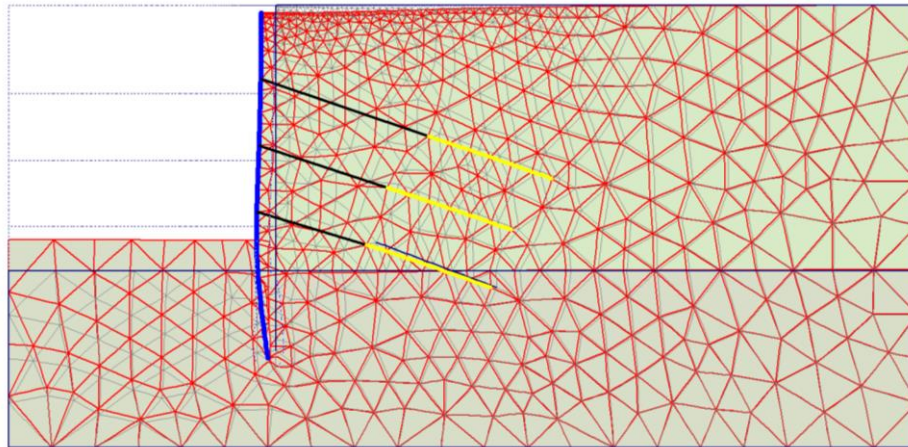
Σχήμα 2.89a: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, Έδαφος S_2 , $D/H = 0,30$, Παραδοχή: $R_{int} = 1$.



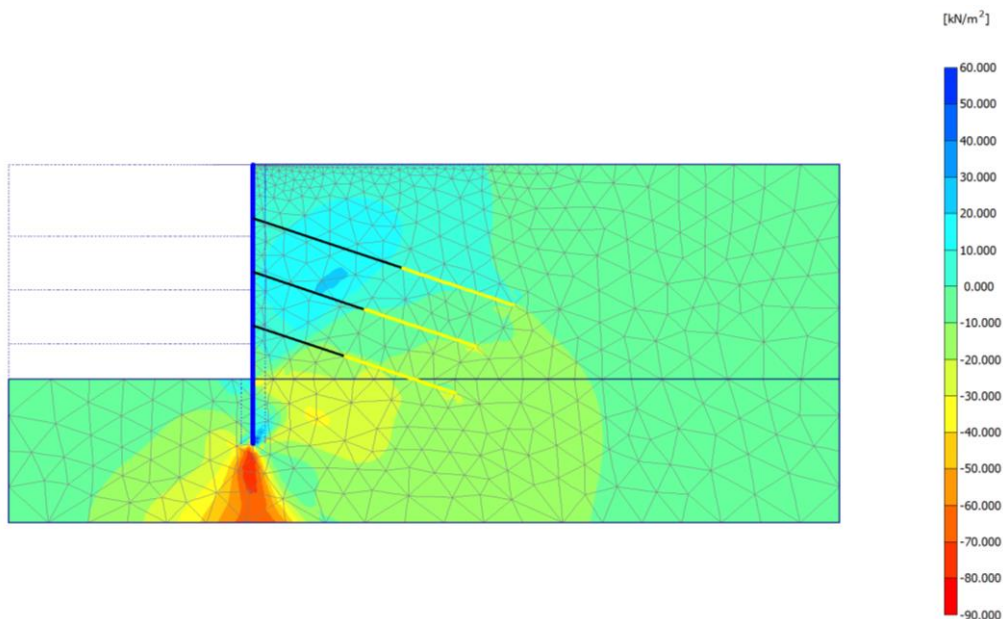
Σχήμα 2.89b: Διατμητικές τάσεις $\tau_{x,y}$ σε χρωματική απεικόνιση ($R_{int} = 1$).

Για την προσαρμογή των αναλύσεων θεωρήθηκε ιδεατή στρώση εδάφους κάτω από την στάθμη γενικής εκσκαφής, με ταυτόσημα γεωτεχνικά δεδομένα με αυτά της υπερκείμενης εκτός του συντελεστή απομείωσης R_{int} . Τα Σχ.2.89a και 2.89b αναφέρονται σε αναλύσεις για το έδαφος S_2 και αρκετά υψηλό βάθος έμπηξης των πασσάλων αγκύρωση, $D/H = 0,30$. Το Σχ.2.89a, υπό την παραδοχή $R_{int} = 1$ απεικονίζει το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, απ' όπου είναι σαφής η ανύψωση του πυθμένα της γενικής εκσκαφής που συμπαρασύρει εν μέρει τους πασσάλους προς τα πάνω, με αποτέλεσμα την

τελική ανύψωση στην στέψη του μετώπου. Οι διατμητικές τάσεις σε χρωματική απεικόνιση φαίνονται στο Σχ.2.89b και είναι ευδιάκριτη η συγκέντρωση υψηλών τάσεων τ_{xy} κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής, στην πλευρά της διεπιφάνειας μεταξύ του ανυψωμένου εδάφους και του πασσάλου. Είναι ευνόητο ότι σχετικά υψηλές διατμητικές τάσεις τ_{xy} μπορούν να αναπτυχθούν σε διακριτά στοιχεία σε αποστάσεις s και όχι σε συνεχές πέτασμα.



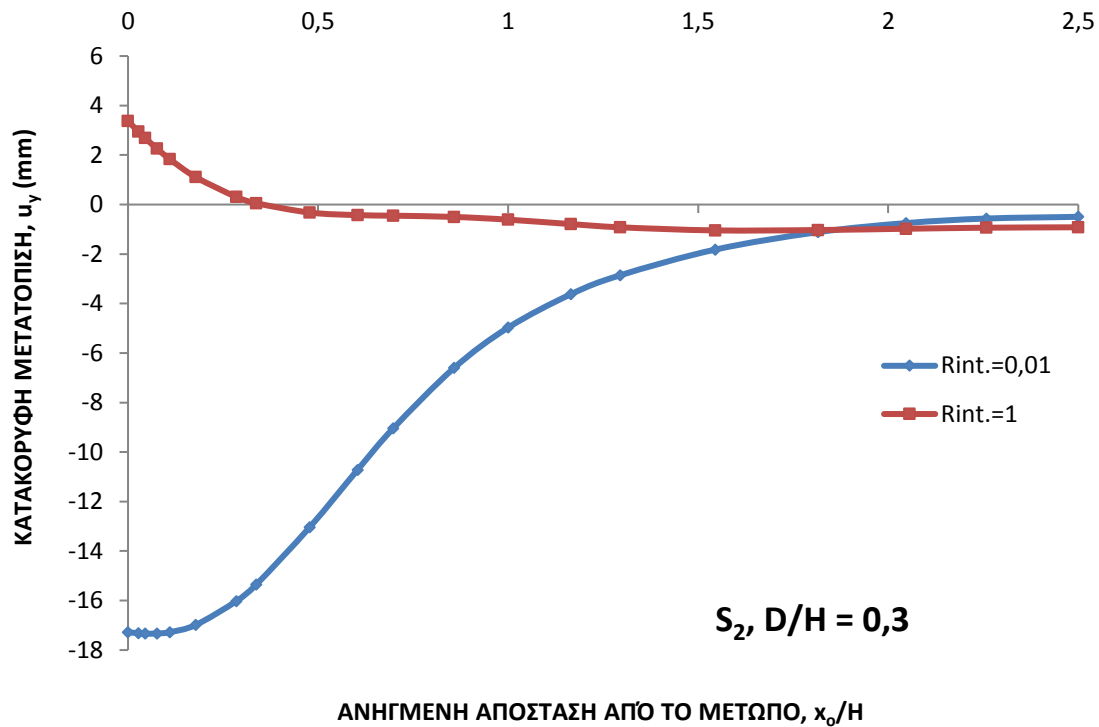
Σχήμα 290a: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, Έδαφος S_2 , $D/H = 0,30$, Παραδοχή: $R_{int} = 0,01$.



Σχήμα 2.90b: Διατμητικές τάσεις $\tau_{x,y}$ σε χρωματική απεικόνιση ($R_{int} = 0,01$).

Η υποθετική περίπτωση του πολύ χαμηλού συντελεστή $R_{int} = 0,01$ με αντίστοιχα λοιπά δεδομένα των προηγούμενων σχημάτων αντιστοιχεί στο Σχ.2.90a που απεικονίζει το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων. Η υποθετική εδαφική στρώση με τα γενικά του εδαφικού τύπου S_2 , αλλά και με απομειωμένο, σχεδόν μηδενικό συντελεστή απομείωσης της διατμητικής αντοχής, φαίνεται με διαφορετική απόχρωση. Συμπεραίνεται λοιπόν, ότι κάτω από την στάθμη γενικής εκσκαφής και προς την πλευρά της ανυψώνεται, χωρίς να συμπαρασύρει προς τα πάνω τους πασσάλους, απλώς ολισθαίνοντας, σχεδόν

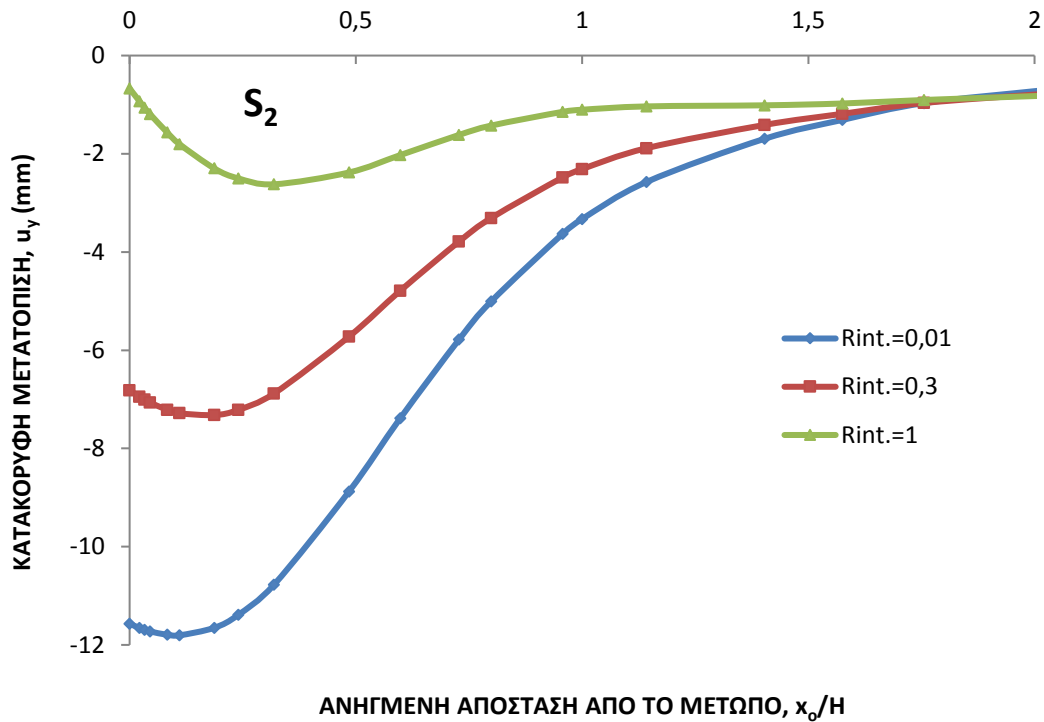
χωρίς τριβή. Αποτέλεσμα αυτού του μηχανισμού ανύψωσης του πυθμένα είναι η τελική ανάπτυξη καθίζησης κατά την στέψη και όχι ανύψωση, όπως προηγουμένως. Οι διατμητικές τάσεις τ_{xy} στην περιοχή των πασσάλων κάτω από τη στάθμη εκσκαφής είναι πολύ χαμηλές, ενδεικτικές την ελεύθερης ολίσθησης του εδάφους σε σχέση με τα υπ' όψιν κατακόρυφα στοιχεία. (Σχ.2.90b).



Σχήμα 2.91: Επιρροή του συντελεστή απομείωσης της διατμητικής αντοχής επί των κατακορύφων μετατοπίσεων: Έδαφος S_2 , ανηγμένο βάθος έμπηξης $D/H = 0,30$.

Τα συγκριτικά διαγράμματα κατανομής των κατακορύφων μετατοπίσεων u_y κατά μήκος ευθείας κάθετης στο μέτωπο (συναρτήσεϊ της ανηγμένης απόστασης x_0/H), παρουσιάζονται στο Σχ.2.91 ($L/H = 2,5$), βάσει των αποτελεσμάτων των αναλύσεων για $R_{int} = 1,0$ και $0,01$ (συμφώνως και με τα αμέσως προηγούμενα Σχ. 2.89 και 2.90). Αντί ανύψωσης στη στέψη, όπως υπολογίσθηκε για $R_{int} = 1,0$, για την πολύ απομειωμένη τιμή $R_{int} = 0,01$ προκύπτει σημαντική καθίζηση. Εντούτοις, η μορφή της καμπύλης παραμόρφωσης της επιφάνειας είναι και στις δύο περιπτώσεις κοίλη, τουλάχιστον στη ζώνη πρωτεύουσας επιρροής επί των καθιζήσεων.

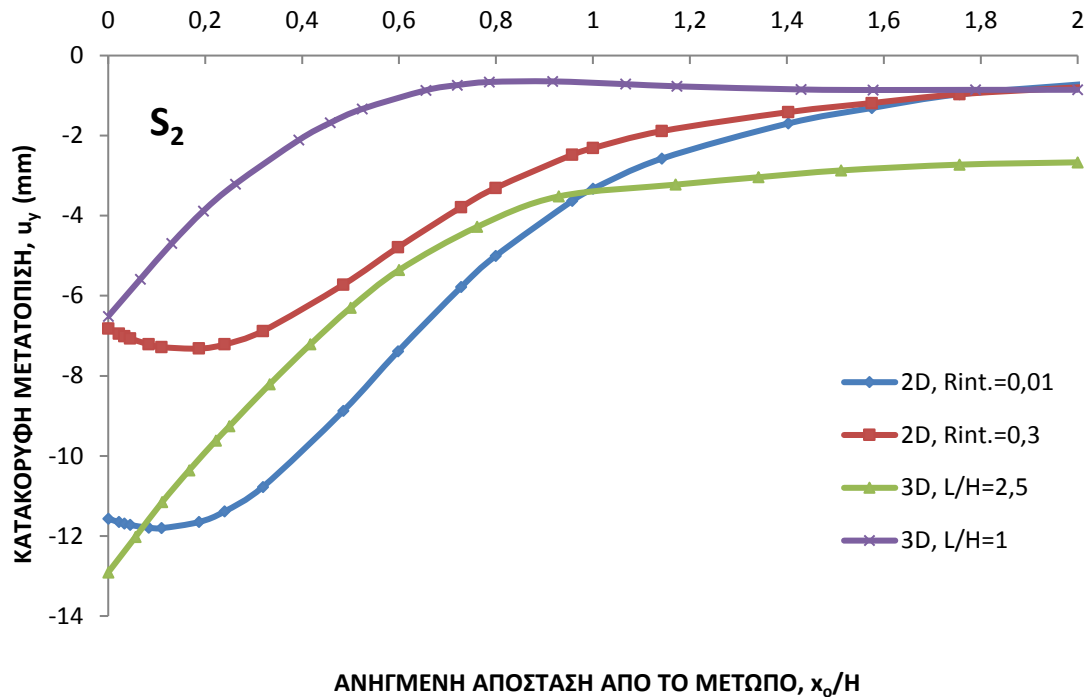
Αντίστοιχα συγκριτικά διαγράμματα για το εδαφικό σχηματισμό S_2 , αλλά και για την ενδιάμεση περίπτωση ανηγμένου βάθους έμπηξης $D/H = 0,15$, παρουσιάζονται στο Σχ.2.92 για τρεις τιμές του συντελεστή απομείωσης της διατμητικής αντοχής R_{int} .



Σχήμα 2.92: Επιρροή του συντελεστή απομείωσης της διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας στη συσχέτιση $u_y - x_0/H$: Έδαφος S_2 , $D/H = 0,15$.

Τα αποτελέσματα του Σχ.2.92 για τις δύο τιμές συντελεστή $R_{int} = 0,01$ και $0,3$ παρουσιάζονται συγκριτικά με αυτά των τριδιάστατων αναλύσεων στο Σχ.2.93 για το έδαφος S_2 και βάθος έμπηξης $D/H = 0,15$, επίσης. Συνάγεται ότι οι διαφοροποιήσεις μεταξύ 2D και 3D αναλύσεων δεν είναι πλέον τόσο δυσεξήγητη, όπως συνέβη κατά την προσπάθεια ερμηνείας του Σχ.2.86.

Εντούτοις, υπό 2D συνθήκες κυρίως, οι μεν ανυψώσεις του πυθμένα φαίνονται υπερβολικές και αντιστοίχως οι καθιζήσεις επιφανείας μάλλον περιορισμένες. Πέραν του θέματος που εξετάστηκε υπό 2D συνθήκες, που αφορά στην μη ακριβή προσομοίωση του τμήματος των πασσάλων αντιστηρίξεως κάτω από την στάθμη της γενικής εκσκαφής, ενδεχομένως η εφαρμογή του απλού διγραμμικού προσομοιώματος για γραμμικώς ελαστικό έδαφος-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb, να συνδέεται με μη ακριβή εκτίμηση των καθιζήσεων. Η απόκλιση του υπ' όψιν προσομοιώματος από την πραγματική εδαφική συμπεριφορά, κατά την οποία το μέτρο ελαστικότητας κατά την αποφόρτιση είναι πολύ μεγαλύτερο από αυτό της φόρτισης, επέβαλε τη συγκριτική εφαρμογή του καταλληλότερου προσομοιώματος HSM, όπως αναλύεται σε επόμενη υποπαράγραφο.



Σχήμα 2.93: Συγκριτικά διαγράμματα κατανομής των u_y συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο: Σχηματισμός S_2 , Αγκύρια B.

4.3 Πρόσθετα θέματα αντιστηρίξεων με αγκυρώσεις

4.3.1 Η κανονικοποίηση των μετατοπίσεων

Στην §4.2.1 έγινε αναφορά στην συνήθη βιβλιογραφική κανονικοποίηση των κατακορύφων μετατοπίσεων, u_y/H συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο, x_0/H (κατά Peck, 1969, Ο' Rourke et al, 1976), που αφορούν εντούτοις, σε καταγραφές βάσει επί τόπου μετρήσεων αντηριδωτών αντιστηρίξεων. Αντίστοιχη κανονικοποίηση της μέγιστης πλευρικής μετατόπισης έχει προταθεί βάσει του ύψους της αντηριδωτής αντιστήριξης, H , δηλαδή μέσω του λόγου $\max u_x/H$ κατά Clough and Ο' Rourke, 1990). Ο υπ' όψιν λόγος προφανώς επηρεάζεται εκτός του εδαφικού τύπου και από την οριζόντια ακαμψία της υποστήριξης. Από τα βιβλιογραφικά δεδομένα που έχουν καταγραφεί προκύπτουν οι εξής βασικές παρατηρήσεις:

- Οι οριζόντιες μετατοπίσεις γενικά είναι υψηλότερες των κατακορύφων (καθιζήσεων). Σε ορισμένες περιπτώσεις ο λόγος $\max u_x/\max u_y$ είναι της τάξης του 2 – 3.
- Ακόμα και για συγκεκριμένο εδαφικό τύπο (π.χ. στιφρή έως σκληρή άργιλο) η διασπορά των καταγραφών με το συγκεκριμένο τρόπο κανονικοποίησης, δηλαδή βάσει του λόγου $\max u_x/H$ είναι πολύ σημαντική. Για παράδειγμα, για την περίπτωση σκληρού αργιλικού εδάφους ο υπ' όψιν λόγος φαίνεται να κυμαίνεται από 0,1 έως 0,8%, εξαρτώμενος βεβαίως και από την οριζόντια ακαμψία του συστήματος αντιστήριξης.

Ωστόσο, η κανονικοποίηση βάσει του ύψους H της εκσκαφής δεν φαίνεται ρεαλιστική. Παρ' όλο που πολλοί παράγοντες επηρεάζουν τις μετατοπίσεις u_x ή u_y , με απλουστευτική προσέγγιση του προβλήματος διαπιστώνεται ότι η μέση επί τόπου οριζόντια πίεση, η οποία απομειώνεται κατά την εκσκαφή είναι ανάλογη του $\gamma \cdot H$, επομένως η μέση μετατόπιση

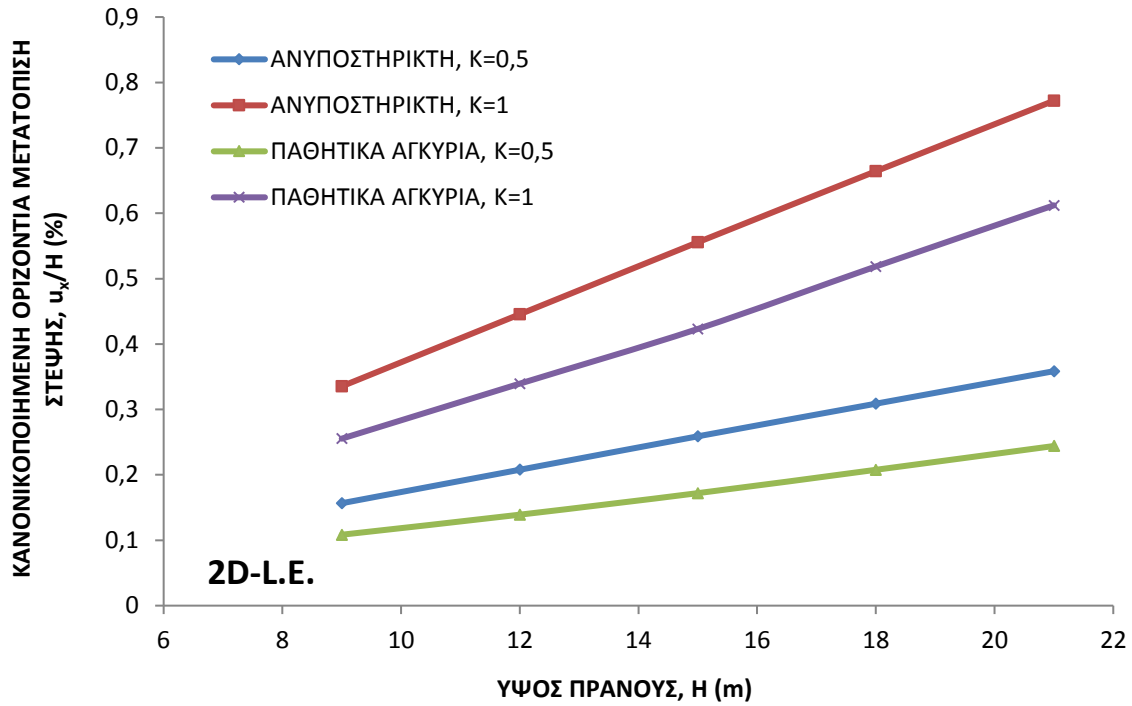
(κατακόρυφη και οριζόντια) θα πρέπει αντιστοίχως να είναι ανάλογη του $\gamma \cdot H^2$. Λαμβάνοντας υπ' όψιν ότι οι μετατοπίσεις είναι περίπου αντιστρόφως ανάλογες του μέτρου ελαστικότητας E (τουλάχιστον για την περίπτωση αρκετά υψηλού συντελεστή ασφαλείας) συμπεραίνεται ότι σε απλές περιπτώσεις η κανονικοποιημένη μετατόπιση $u \cdot (E/\gamma \cdot H^2)$ θα πρέπει να είναι πρακτικά ανεξάρτητη του ύψους της εκσκαφής, H .

Προκειμένου να απαλειφθεί η επιρροή του γενικού συντελεστή SF επί των μετατοπίσεων, πραγματοποιήθηκαν απλές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες, ως εξής:

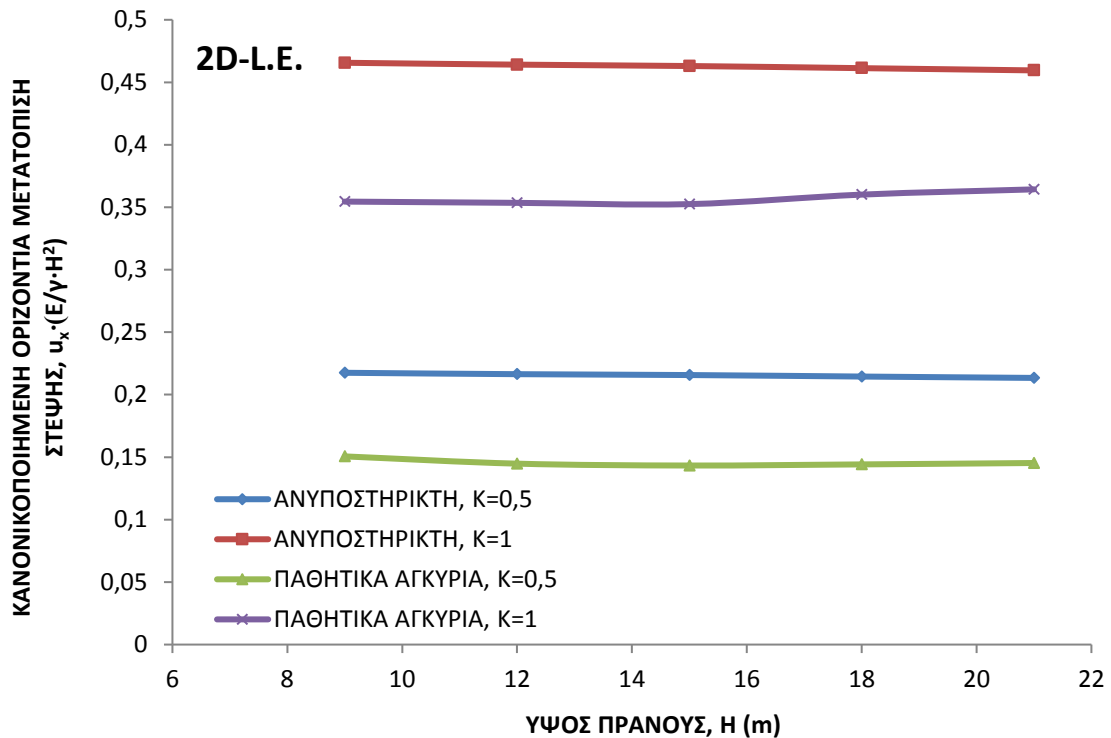
- i) Για διάφορα ύψη, H κυμαινόμενα στο συνηθισμένο εύρος μεταβολής 9 – 21 m θεωρήθηκε απολύτως ανυποστήρικτη εκσκαφή σε ομοιογενές, γραμμικώς ελαστικό έδαφος.
- ii) Για διάφορες περιπτώσεις αγκυρώσεων, σε 2 έως 6 σειρές, αναλόγως του ύψους $H = 9 - 21$ m, αλλά χωρίς προένταση (παθητικά αγκύρια), σε έδαφος επίσης γραμμικώς ελαστικό.

Στο Σχ.2.94α παρουσιάζονται τα αποτελέσματα υπό την μορφή της συνήθους κανονικοποιημένης μετατόπισης, u_x/H , για την οριζόντια μετατόπιση στην στέψη και προκύπτει σαφώς ότι τόσο για την ανυποστήρικτη εκσκαφή όσο και για την υποστηριγμένη με παθητικά αγκύρια, ανωτέρω ο λόγος αυξάνεται με την αύξηση του ύψους H και μάλιστα αρκετά σημαντικά. Αντιθέτως, με βάση την κανονικοποίηση $u_x \cdot (E/\gamma \cdot H^2)$ για τις δύο αντίστοιχες περιπτώσεις, το ανωτέρω μέγεθος παραμένει πρακτικά αμετάβλητο.

Από τα παραπάνω αφ'ενός μεν, δικαιολογείται η επιλογή της κανονικοποίησης βάσει του όρου $E/\gamma \cdot H^2$ που ήδη εμφανίσθηκε σε προηγούμενα διαγράμματα, αφ' ετέρου δε, προτείνεται ως σαφώς καταλληλότερη από αυτήν βάσει του λόγου $u_{x,y}/H$, όπως συνήθως εμφανίζεται.



Σχήμα 2.94a: Κανονικοποιημένη μετατόπιση u_x/H ως συνάρτηση του ύψους του πρανούς H: Έδαφος γραμμικώς ελαστικό (L.E.)



Σχήμα 2.94b: Κανονικοποιημένη μετατόπιση $u_x \cdot (E/\gamma \cdot H^2)$ ως συνάρτηση του ύψους του πρανούς H: Έδαφος γραμμικώς ελαστικό (L.E.)

4.3.2 Εφαρμογή του προσομοιώματος HSM για τον υπολογισμό των καθιζήσεων

α) Το προσομοίωμα Hardening Soil Model

Στην παρούσα υποπαράγραφο γίνεται συγκριτική εφαρμογή του εδαφικού προσομοιώματος γραμμικώς ελαστικού-ιδεατώς πλαστικού κατά Mohr-Coulomb και του Hardening Soil Model, ώστε να διαπιστωθεί ο τρόπος της επιρροής επί των καθιζήσεων επιφανείας. Είναι σαφές ότι παρά το βασικό πλεονέκτημα της απλότητας του πρώτου από τα ανωτέρω προσομοιώματα, σε προβλήματα εκσκαφών οι μετατοπίσεις στην στάθμη της γενικής εκσκαφής υπερεκτιμώνται, ώστε να επηρεάζονται αισθητά οι επιφανειακές καθιζήσεις, κυρίως στην περιοχή της στέψης ($x_0 = 0$). Η διαφοροποίηση του μέτρου ελαστικότητας κατά την φόρτιση και αποφόρτιση είναι ο κύριος λόγος της συγκριτικής εφαρμογής των δύο προσομοιωμάτων. Ωστόσο, πρόκειται για δύο διαφορετικά προσομοιώματα, οπότε η άμεση σύγκριση των αποτελεσμάτων να μην έχει έννοια, παρά μόνο οι γενικές διαπιστώσεις για τον τρόπο αναπτύξεως των καθιζήσεων. Στο προσομοίωμα HSM οι ανηγμένες παραμορφώσεις υπολογίζονται βάσει του μέτρου παραμορφωσιμότητας εξαρτώμενου από τις τάσεις (και όχι ανεξαρτήτου από αυτές, όπως κατά τη θεώρηση της γραμμικής ελαστικότητας). Το υπ' όψιν μέτρο είναι διαφορετικό κατά την πρωτογενή παραμόρφωση (α' κύκλος φορτίσεως) και κατά την αποφόρτιση ή την τυχόν επαναφόρτιση. Οι βασικές παραδοχές ως προς το σκέλος της επιλογής μέτρου ελαστικότητας φαίνονται στο Σχ. 2.95.

Είναι γνωστό ότι η συσχέτιση $q-\varepsilon_1$ (ή $(\sigma_1-\sigma_3)$ και ε_1) υπό τριαξονικές συνθήκες εξαρτάται από την πλευρική τάση σ_3 και ότι το τέμνον μέτρο ελαστικότητας E μειώνεται με την αύξηση του πεδίου των επιβαλλόμενων τάσεων $(\sigma_1-\sigma_3)$ ή q . Στην υπ' όψιν συσχέτιση έχει αποδοθεί η κατωτέρω εξίσωση υπερβολικού τύπου:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (\text{για } q \leq q_f) \quad (1)$$

όπου q_a η ασυμπτωτική τιμή της τάσεως q και E_{50} το τέμνον μέτρο ελαστικότητας που αντιστοιχεί σε τάση $q = \frac{1}{2} \cdot q_f$, όπου q_f η οριακή θεωρητική τάση αστοχίας, υπολογιζόμενη βάσει της ορθής τάσεως p και των παραμέτρων μέγιστης διατμητικής αντοχής, c' και φ' .

Για τον υπολογισμό του εκάστοτε μέτρου ελαστικότητας E_{50} χρειάζεται το πραγματικό ή τεκμαιρόμενο μέτρο ελαστικότητας αναφοράς E_{50}^{ref} , υπολογιζόμενο για πλευρική τάση αναφοράς, σ'_{ref} , κατά την σχέση:

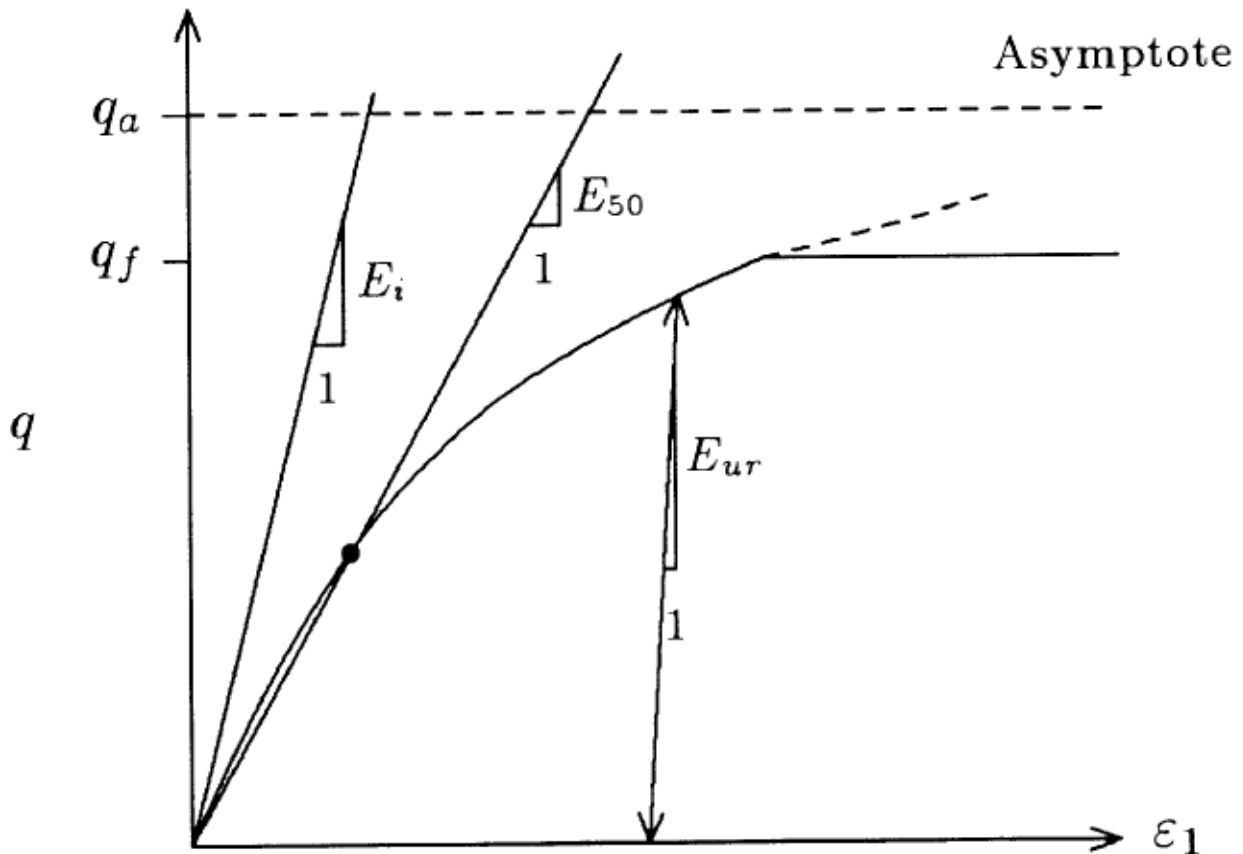
$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cdot \cot \varphi'}{\sigma'_{ref} + c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m \quad (2)$$

Αναλόγως του εδαφικού τύπου: $0,5 \leq m \leq 1$.

Κατά κανόνα επιλέγεται ως πλευρική τάση αναφοράς, η $\sigma'_{ref} = 100$ kPa. Κατά την αποφόρτιση οι ανηγμένες παραμορφώσεις υπολογίζονται βάσει του αντίστοιχου μέτρου ελαστικότητας $E_{u,r}$ που εξαρτάται και αυτό από το πεδίο των επιβαλλόμενων τάσεων:

$$E_{u,r} = E_{u,r}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cdot \cot \varphi'}{\sigma'_{ref} + c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m \quad (3)$$

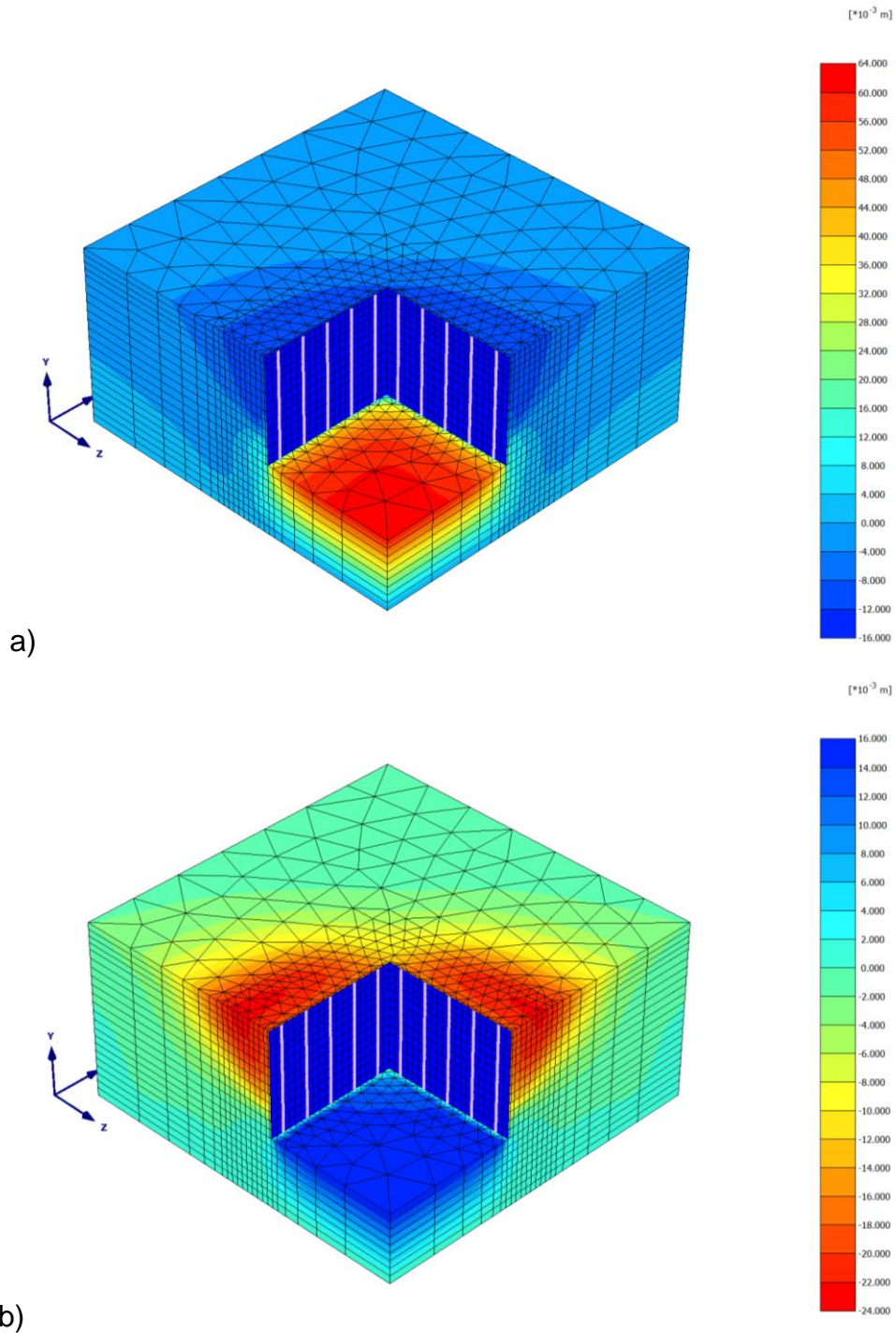
Προκειμένου να υπάρχει σχετική σύγκλιση κατά την επιλογή των παραμέτρων και την σύγκριση των αποτελεσμάτων θεωρήθηκαν δύο παράλληλοι τύποι εδαφών HS₁ και HS₂, κατά το πρότυπο HSM με ίδια φαινόμενα βάρη γ με τους βασικούς τύπους S₁ και S₂, ίδιες παραμέτρους Mohr-Coulomb (c' και ϕ') και $E_{50}^{ref} = E$, όπου ως πίεση αναφοράς υπολογίσθηκε η πλευρική τάση $\sigma'_3 = K_0 \cdot \sigma'_1$, όπου $\sigma'_1 = \sigma'_{vo}$ η αρχική κατακόρυφη ενεργός τάση στο μέσον του ύψους. Η βασική τιμή αναφοράς του μέτρου ελαστικότητας κατά την αποφόρτιση λήφθηκε $E_{ur}^{ref} = (3-4) \cdot E_{50}^{ref}$, ενώ ο εκθέτης των εξισώσεων (2) και (3) θεωρήθηκε $m = 0,5$ έως $0,65$.



Σχήμα 2.95: Υπερβολική συσχέτιση τάσεων-παραμορφώσεων από τυπική δοκιμή τριαξονικής θλίψεως τύπου C.I.D. (κατά Schanz et al, 1999).

β) Τριδιάστατες αναλύσεις

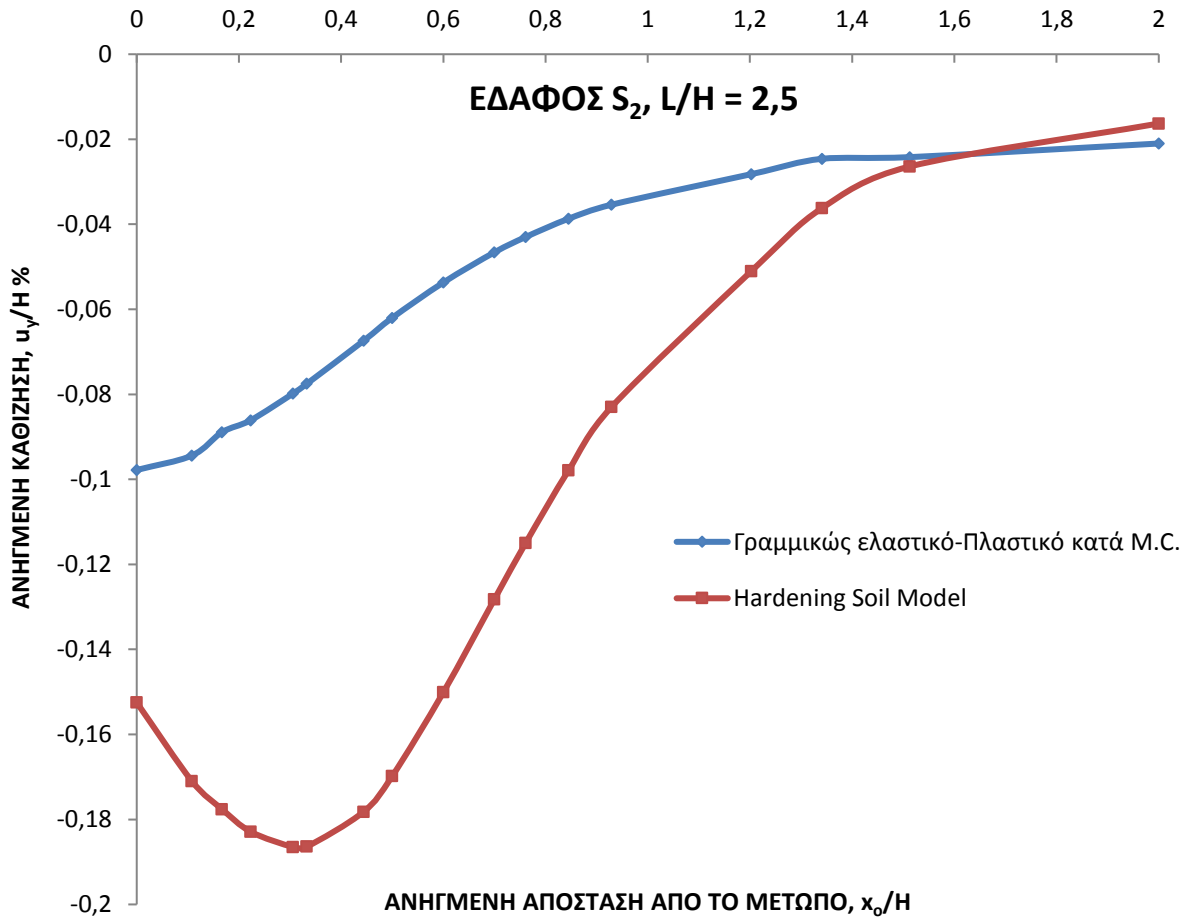
Οι ενδεικτικές – συγκριτικές αναλύσεις υπό 3D συνθήκες έγιναν για τετραγωνική κάτοψη εκσκαφής και λόγο $L/H = B/H = 2,50$. Συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα για τα προσομοιώματα γραμμικώς ελαστικού-ιδεατώς πλαστικού (με διγραμμική συσχέτιση $q - \epsilon_1$) και HSM (με υπερβολική συνάρτηση), για τους αντίστοιχους εδαφικούς τύπους S₁-HS₁ και S₂-HS₂. Ενδιαφέρει κυρίως η κατανομή των καθιζήσεων επιφανείας, επομένως σχεδιάσθηκαν βάσει των αποτελεσμάτων των 3D αναλύσεων οι καμπύλες u_y/H (κανονικοποιημένη καθίζηση επιφανείας) ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης απόστασης από την στέψη x_0/H .



Σχήμα 2.96: Κατανομή των καθιζήσεων στον χώρο, Έδαφος S_2 , $L/H = 2,50$, $D/H = 0,15$, Αγκύρια A:
 a) Προσομοίωμα γραμμικώς ελαστικό – ιδεατώς πλαστικό, b) Hardening Soil Model.

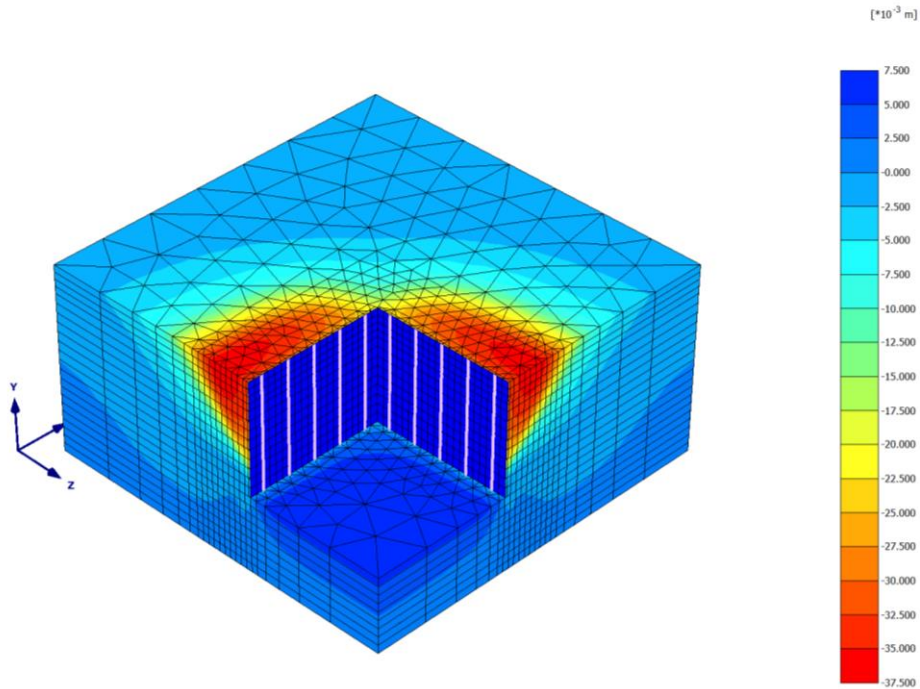
Για την περίπτωση του εδαφικού τύπου S_2 (και HS_2), το Σχ. 2.96 δίδει συγκριτικά την χωρική κατανομή των καθιζήσεων για αγκύρια τύπου A, στα οποία τόσο η αντοχή όσο και η δύναμη προέντασης έχουν χαμηλή τιμή. Είναι προφανές ότι σύμφωνα με το γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό προσομοίωμα οι ανυψώσεις πυθμένα είναι πολλαπλάσιες των επιφανειακών καθιζήσεων, ενώ κατά το προσομοίωμα HSM είναι παραπλήσιας τάξεως, αλλά με καθιζήσεις γενικώς αρκετά υψηλότερες της προηγούμενης περιπτώσεως του Σχ. 2.96a. Στο Σχ. 2.97 φαίνονται οι τομές του στερεού των καθιζήσεων με το κατακόρυφο

επίπεδο συμμετρίας για τις δύο περιπτώσεις και όπως αναμενόταν, οι καθιζήσεις είναι υψηλότερες, σύμφωνα με το προσομοίωμα HSM. Ωστόσο, ακριβής αριθμητική σύγκριση των αποτελεσμάτων δεν θα είχε νόημα, επειδή πρόκειται για δύο διαφορετικά προσομοιώματα, για την εφαρμογή των οποίων, απλώς υποτέθηκε ότι $E_{50}^{ref} = E$.

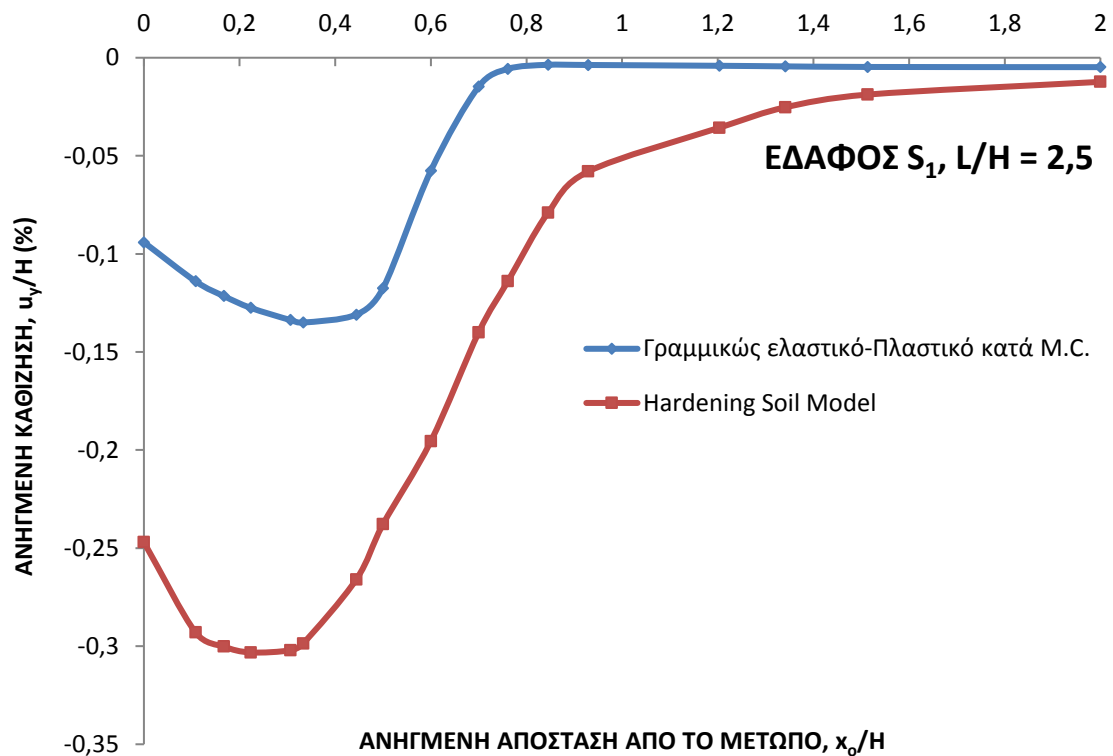


Σχήμα 2.97: Συγκριτικά διαγράμματα καθιζήσεων επιφανείας. Έδαφος S_2 , $K_0 = 0,5$, Αγκύρια Α.

Οι μεγαλύτερες διαφορές καθιζήσεων παρατηρούνται στην περιοχή $x_0/H < 1$, ενώ η κύρια ζώνη επιρροής φαίνεται να φθάνει σε απόσταση $x_0/H = 1,5$ περίπου. Οι υπ' όψιν κατανομές, δίνουν προφανώς τις μέγιστες καθιζήσεις, κατά τη δυσμενέστερη τομή καθέτως προς το μέτωπο της εκσκαφής. Από αντίστοιχη επίλυση για τον εδαφικό τύπο S_1 και αγκύρια Α επίσης, η χωρική κατανομή των καθιζήσεων για το προσομοίωμα HSM (έδαφος HS_1), απεικονίζεται στο Σχ. 2.98, απ' όπου είναι προφανές ότι οι καθιζήσεις είναι αρκετά υψηλότερες από τις ανυψώσεις του πυθμένα (αντίθετα απ' ο,τι συμβαίνει στο γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό), όπως και ότι υψηλές καθιζήσεις αναπτύσσονται στην περιοχή της στέψης.



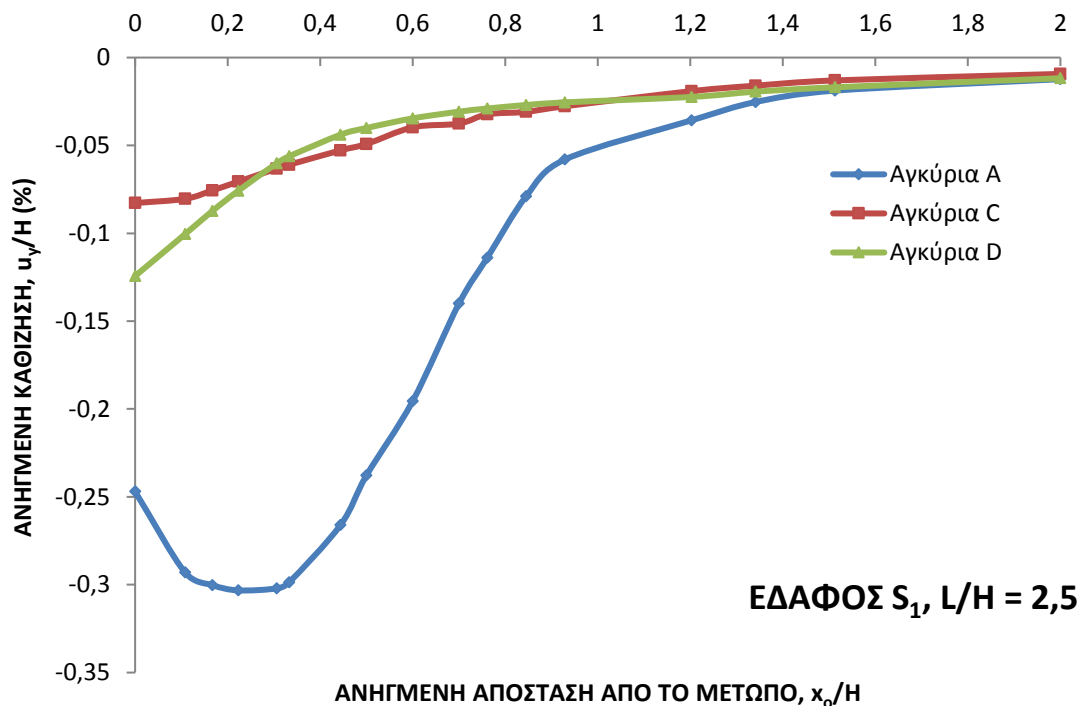
Σχήμα 2.98: Κατανομή των καθιζήσεων στο χώρο, έδαφος HS_1 (προσομοίωμα HSM), $L/H = 2,50$, $D/H = 0,15$.



Σχήμα 2.99: Συγκριτικά διαγράμματα καθιζήσεων επιφανείας. Έδαφος S_1 , $K_0 = 0,5$, Αγκύρια Α.

Από τα συγκριτικά διαγράμματα του Σχ. 2.99 για τον υπ' όψιν εδαφικό τύπο (S_1 και HS_1) φαίνονται οι σημαντικά υψηλότερες καθιζήσεις που προέκυψαν από τις αναλύσεις HSM. Από την σύγκριση των αποτελεσμάτων με αυτή του Σχ. 2.97 (έδαφος S_2 και HS_2) παρατηρείται ότι στο έδαφος S_1 οι προβλεπόμενες καθιζήσεις είναι υψηλότερες, παρ' όλο που το μέτρο ελαστικότητας είναι τριπλάσιο ($E = 75 \text{ MPa}$ και 25 MPa αντίστοιχα) και αναλόγως υψηλότερο είναι το μέγεθος E_{50}^{ref} για το προσομοίωμα HSM.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση διαπιστώνεται ότι οι αυξημένες καθιζήσεις δεν οφείλονται μόνο στην απάλειψη του εξωπραγματικού παράγοντα των υπερβολικών ανυψώσεων πυθμένα, αλλά και στο χαμηλό συντελεστή ασφαλείας για το έδαφος S_1 , λόγω και της χαμηλής αντοχής των αγκυρίων του τύπου A. Σημειώνεται ότι ειδικώς στο προσομοίωμα HSM οι συνθήκες αναπτύξεως πλαστικών παραμορφώσεων είναι δυσμενέστερες, παρ' όλο που εφαρμόζονται οι ίδιες παράμετροι διατμητικής αντοχής κατά Mohr-Coulomb, ϕ' , c' . Από το ίδιο Σχήμα (2.99) εξάγεται ότι και στις δύο περιπτώσεις οι καμπύλες $y_o/H - x_o/H$ έχουν μορφή V στην περιοχή της κύριας επιρροής, η οποία εκτείνεται μέχρι την απόσταση $x_o/H = 1$ περίπου.



Σχήμα 2.100: Επιρροή της δύναμης τάνυσης επί των καθιζήσεων επιφανείας: Hardening Soil Model, Έδαφος S_1 .

Προκειμένου να εξετασθεί η επιρροή της αντοχής των αγκυρίων, με εφαρμογή του προσομοιώματος HSM (έδαφος HS_1), έγιναν πρόσθετες αναλύσεις για αγκύρια σχετικά υψηλής αντοχής, τύπου C και D, των οποίων τα συγκριτικά αποτελέσματα απεικονίζονται στο Σχ. 2.100, όπου παρατηρούνται τα εξής:

i) Με την εφαρμογή αγκυρίων υψηλότερης αντοχής, C και D στην υπ' όψιν περίπτωση, οι επιφανειακές καθιζήσεις μειώνονται δραστικά. Η δραστική ανόρθωση του συντελεστή ασφαλείας για το έδαφος S_1 (προσομοίωμα HSM) φαίνεται ότι είναι ο κύριος παράγοντας της σημαντικής μείωσης των καθιζήσεων.

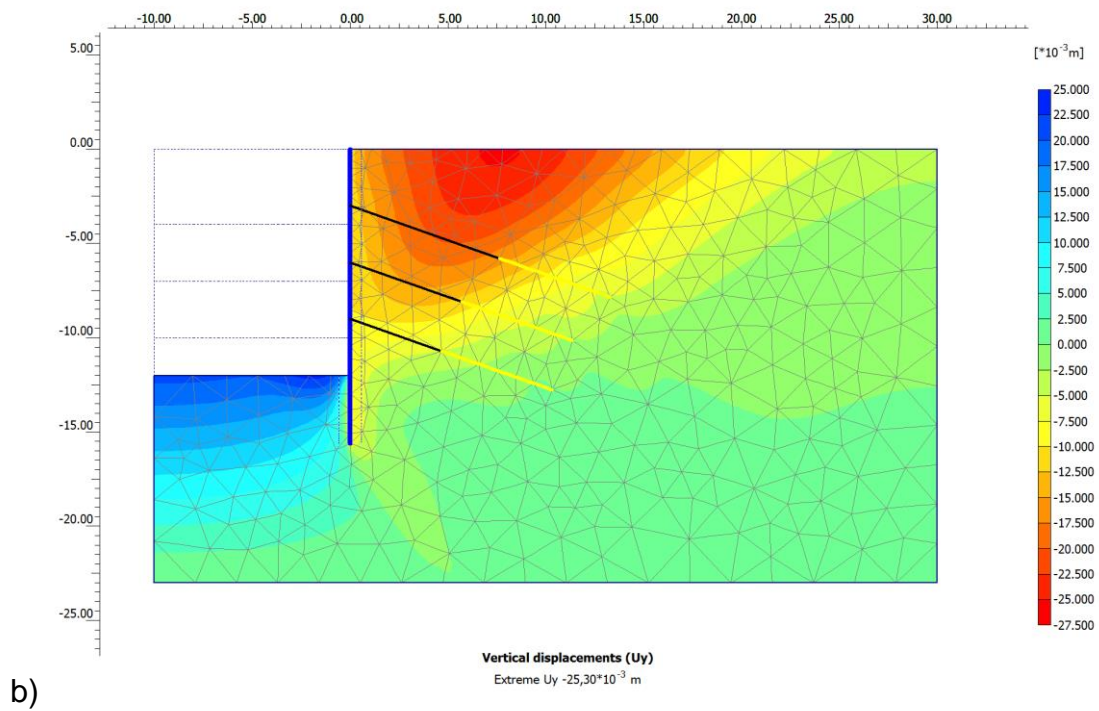
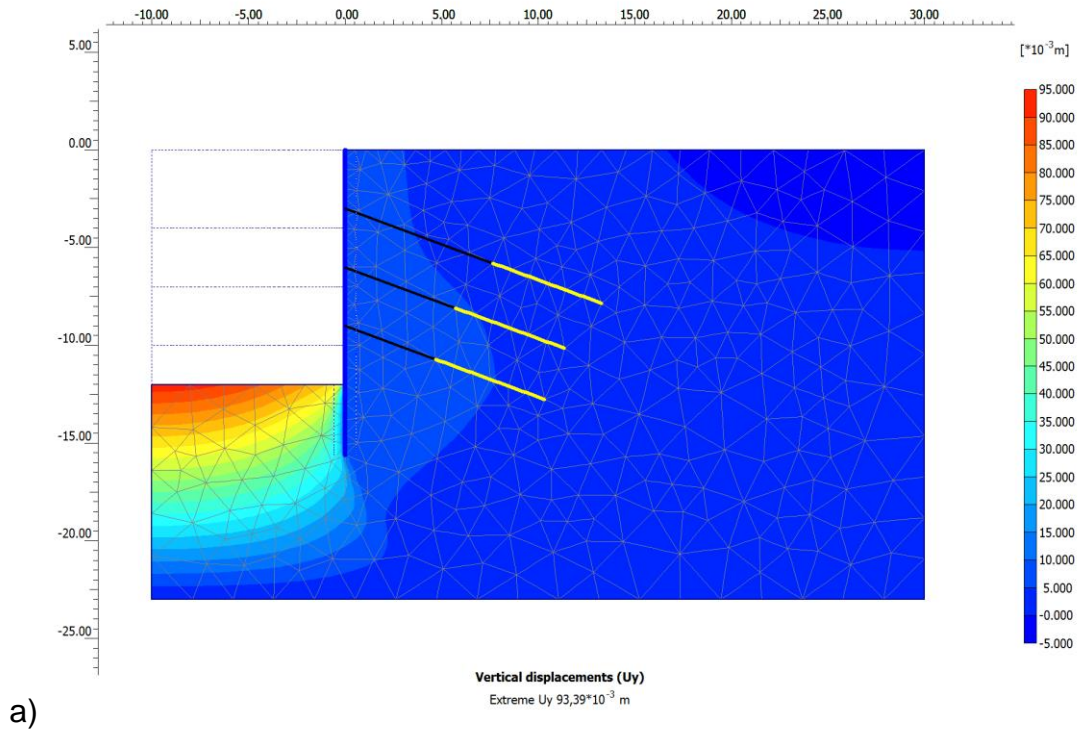
ii) Στην εγγύς περιοχή της στέψης ($x_0/H \leq 0,3$), οι καθιζήσεις στην περίπτωση των αγκυρίων D είναι μεγαλύτερες από αυτές των αγκυρίων C, παρά την εφαρμογή διπλάσιας δύναμης προεντάσεως στην πρώτη περίπτωση. Όπως παρατηρήθηκε σε προηγούμενο σχήμα (Σχ.2.55), η εφαρμογή υψηλής δύναμης προέντασης υπό κλίση ως προς την οριζόντιο έχει ως αποτέλεσμα αρκετά σημαντικές καθιζήσεις κοντά στην στέψη και ανυψώσεις του εδάφους σε αρκετή απόσταση, ανεξαρτήτως της επιρροής της εκσκαφής, δηλαδή με εξέταση της ανεξάρτητης επιρροής των δυνάμεων προέντασης. Με την παρατήρηση αυτή δικαιολογούνται οι μικρές διαφορές καθιζήσεων για αγκύρια C και D.

γ) Διδιάστατες αναλύσεις

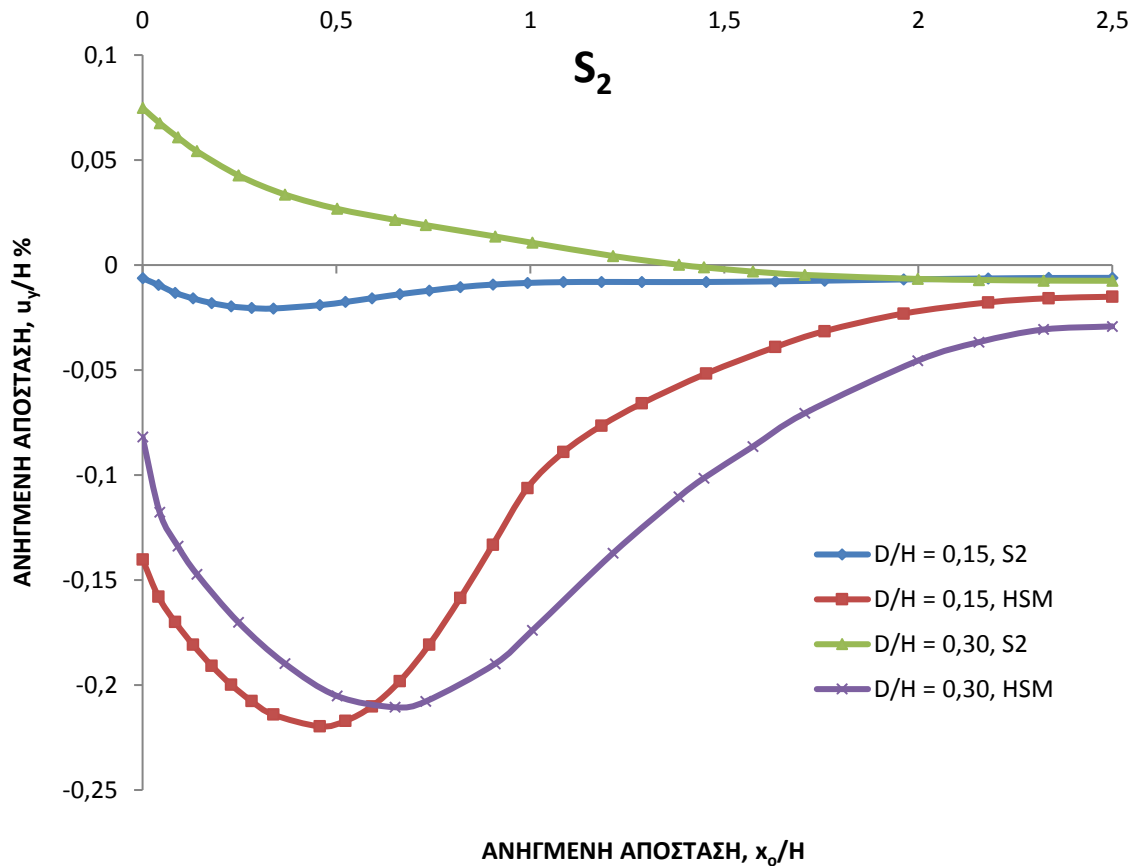
Οι 2D αναλύσεις έγιναν για αντιστηριζόμενη τομή ύψους $H = 12$ m με 3 σειρές αγκυρώσεων, όπως οι περισσότερες αναλύσεις του παρόντος Κεφαλαίου. Συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα, αναλόγως του προσομοιώματος, για τους 2 βασικούς εδαφικούς τύπους (S_1 και S_2), για δύο τιμές ανηγμένου βάθους έμπηξης των πασσάλων αντιστηρίξεως, $D/H = 0,15$ και $0,30$.

Για το μεγαλύτερο βάθος έμπηξης και τον εδαφικό τύπο S_2 (και τον αντίστοιχο HS_2 για το προσομοίωμα HSM), η κατανομή των καθιζήσεων παρουσιάζεται στο Σχ.101 σε χρωματική απεικόνιση των σχετικών κατακορύφων διανυσμάτων μετατόπισης. Για το γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό προσομοίωμα κατά Mohr-Coulomb, παρατηρούνται ανυψώσεις αντί καθιζήσεων (Σχ.101a), μέχρι αρκετή απόσταση από την στέψη, περίπου $x_0/H = 1,3$ και μικρού μεγέθους καθιζήσεις πέραν αυτής της απόστασης. Η καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων έχει τα κοίλα προς τα άνω. Αντιθέτως, για το προσομοίωμα HSM (Σχ.101b), παρατηρούνται γενικώς καθιζήσεις με καμπύλη τύπου V και μέγιστη τιμή σε απόσταση περίπου $x_0/H = 0,65$, όπως ακριβέστερα διαπιστώνεται από το Σχ.2.102 που ακολουθεί. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων ειδικώς για τις επιφανειακές καθιζήσεις και τον υπ' όψιν εδαφικό τύπο S_2 , για $D/H = 0,15$ και $0,30$ είναι δυνατή από το Σχ.2.102. Για το γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό προσομοίωμα, για $D/H = 0,15$, σε αντίθεση με την περίπτωση μεγάλου βάθους έμπηξης, αναπτύσσονται γενικώς καθιζήσεις (μικρού όμως μεγέθους) και όχι ανυψώσεις του εδάφους. Για τον εδαφικό τύπο HS_2 (HSM) και $D/H = 0,15$ διαπιστώνονται ξανά παντού καθιζήσεις, υψηλότερες εγγύς της στέψης συγκριτικώς με το μεγάλο βάθος έμπηξης, αλλά μέγιστης τιμής περίπου παραπλήσιας και για τα δύο ανηγμένα βάθη έμπηξης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ ΜΕ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ



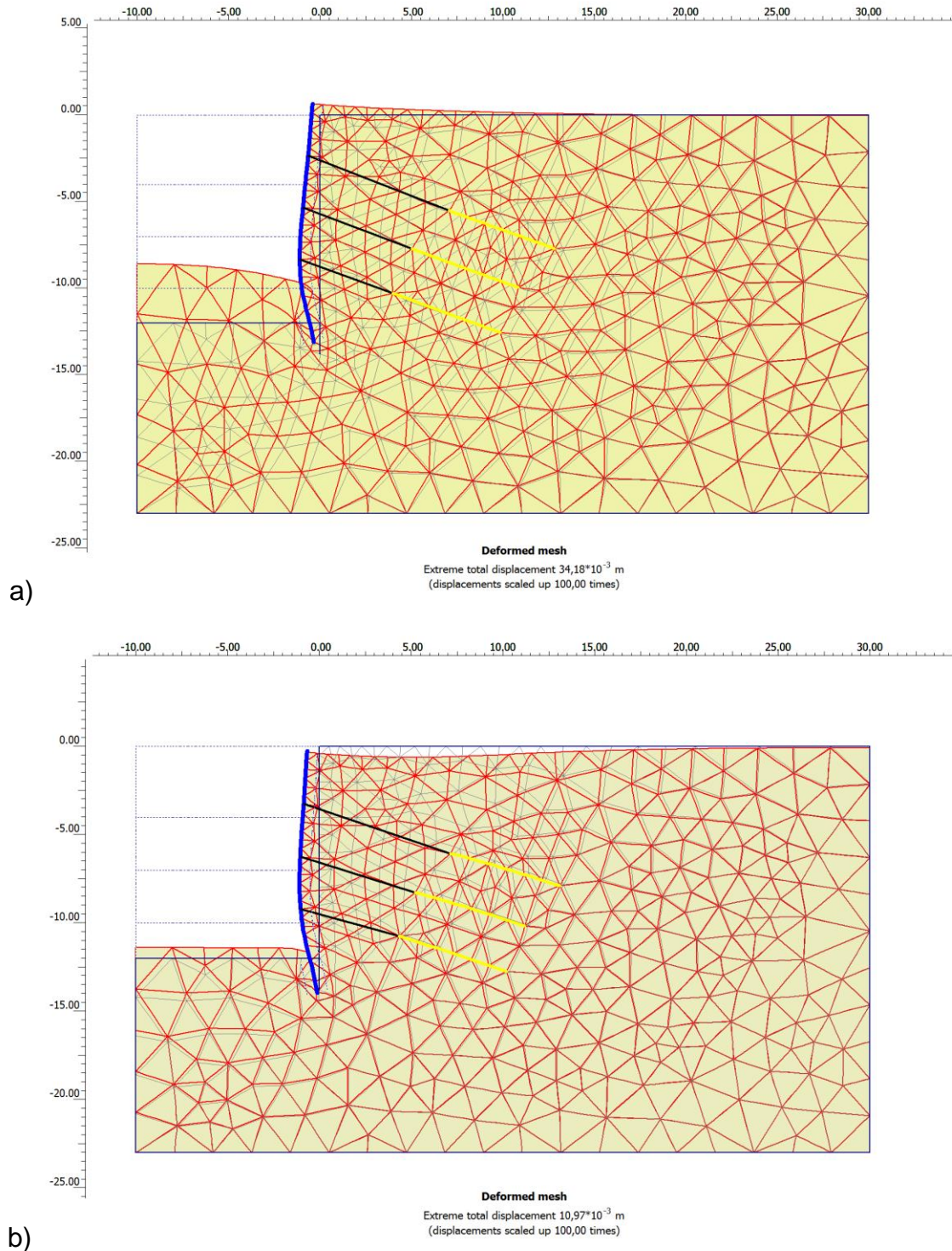
Σχήμα 2.101: Αναλύσεις 2D, Κατανομή των καθιζήσεων για το έδαφος S_2 , $K_0 = 0,5$ και αγκύρια B:
a) Γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώως πλαστικό, b) Hardening Soil Model.



Σχήμα 2.102: Έδαφος S_2 , $K=0,5$, Αγκύρια Β: Επιρροή του προσομοιώματος και του βάθους πάκτωσης επί των επιφανειακών καθιζήσεων.

Από τα ανωτέρω διαγράμματα προκύπτει το συμπέρασμα ότι οι αφύσικες ανυψώσεις του πυθμένα που υπολογίζονται με ενιαίο μέτρο ελαστικότητας για φόρτιση και αποφόρτιση, σε συνδυασμό με την αναπόφευκτη προσομοίωση των πασσάλων αντιστήριξης ως συνεχούς διαφράγματος και όχι ως διακριτών στοιχείων, έχουν ως αποτέλεσμα την ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους στην περιοχή της στέψης για μεγάλο βάθος έμπηξης ή στη δραστική απομείωση των καθιζήσεων στην ίδια περιοχή για μικρό βάθος D/H . Αντιθέτως, το προσομοίωμα HSM αμβλύνει δραστικά το κατ' αρχήν μειονέκτημα της μη ακριβούς προσομοίωσης κάτω από την στάθμη εκσκαφής και βάσει αυτού προβλέπονται σημαντικά υψηλότερες επιφανειακές καθιζήσεις.

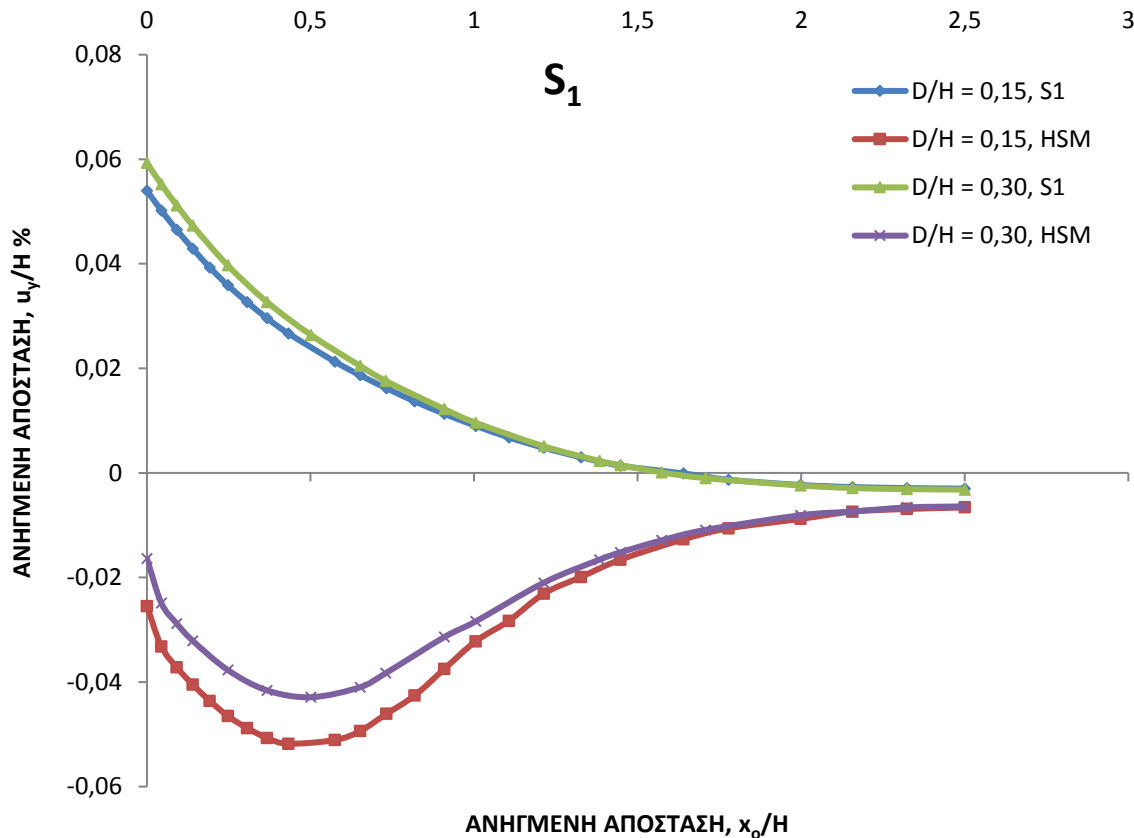
Για το έδαφος S_1 και τον αντίστοιχο τύπο HS_1 για το προσομοίωμα HSM, παρουσιάζεται το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων στο Σχ.103 για την περίπτωση $D/H = 0,15$. Για το γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό προσομοίωμα φαίνονται ανυψώσεις της επιφάνειας στην περιοχή της στέψης και αντιστοίχως υπερβολικά υψηλές ανυψώσεις στην στάθμη γενικής εκσκαφής (Σχ. 103a). Αντιθέτως, στο Σχ. 103b που αφορά το προσομοίωμα HSM, προκύπτουν παντού επιφανειακές καθιζήσεις του εδάφους, ενώ στον πυθμένα της εκσκαφής οι ανυψώσεις είναι πολύ μικρότερες.



Σχήμα 2.103: Αναλύσεις 2D: Κατανομή των καθιζήσεων για το έδαφος S_1 , $K = 0,5$ και αγκύρια B:
a) Γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό, b) Hardening Soil Model.

Ακριβέστερη αποτύπωση των διαφορών παρουσιάζεται στο Σχ.104, στο οποίο συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τα δύο τιμές D/H . Για το απλό προσομοίωμα εμφανίζονται ανυψώσεις της άνω επιφάνειας του εδάφους μέχρι αρκετά μεγάλης απόστασης (περίπου $x_0/H = 1,5$), ενώ για το προσομοίωμα HSM προκύπτουν παντού και στις δύο περιπτώσεις καθιζήσεις. Οι μεν μέγιστες καθιζήσεις είναι περίπου ίδιες και για τα δύο ανηγμένα βάθη D/H , αλλά και για το μικρότερο ($D/H = 0,15$) οι καθιζήσεις

στην περιοχή της στέψης είναι ελαφρώς υψηλότερες. Αυτό αποτελεί ένδειξη της επιρροής της ανακριβούς προσομοίωσης των πασσάλων κάτω από την στάθμη της γενικής εκσκαφής, της οποίας τα αποτελέσματα είναι λιγότερο σημαντικά για το μικρότερο βάθος, $D/H = 0,15$.



Σχήμα 2.104: Έδαφος S_1 : Επιρροή του προσομοιώματος και του βάθους πάκτωσης επί των επιφανειακών καθιζήσεων, $K_o = 0,5$, Αγκύρια B.

δ) Συμπερασματικά σχόλια

Από το σύνολο των ενδεικτικών συγκριτικών αναλύσεων προκύπτουν τα εξής:

i) Άμεση αριθμητική σύγκριση μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων του γραμμικώς ελαστικού-ιδεατώς πλαστικού και του Hardening Soil Model, έστω για συγκεκριμένες περιπτώσεις δεν φαίνεται εφικτή, λόγω των γνωστών διαφορών τους ως προς τη συσχέτιση αποκλίνουσας τάσεων-ανηγμένης παραμορφώσεως ($\sigma_1-\sigma_3$)- ϵ . Ωστόσο, στις καθοδηγητικές αναλύσεις της παρούσας παραγράφου λήφθηκε $E = E_{50}^{ref}$, ώστε να περιορισθούν κατά το δυνατόν οι αναπόφευκτες αποκλίσεις των αποτελεσμάτων.

ii) Η χρήση του HSM, ειδικώς για την πρόβλεψη των καθιζήσεων έχει το σημαντικό πλεονέκτημα της διαφοροποίησης του μέτρου ελαστικότητας για τη φόρτιση και την αποφόρτιση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τον υπολογισμό σημαντικά μικρότερων ανυψώσεων του πυθμένα και αντιστοίχως υψηλότερων καθιζήσεων της άνω επιφάνειας του εδάφους.

iii) Στην περίπτωση των 2D συνθηκών, η χρήση του HSM αμβλύνει τις συνέπειες της αναπόφευκτης, μη ακριβούς προσομοίωσης του τμήματος των πασσάλων αντιστήριξης κάτω από το επίπεδο της γενικής εκσκαφής. Εντούτοις, είναι αυτονόητο ότι η τριδιάστατη γεωμετρική προσομοίωση σε συνδυασμό με το HSM κατ' αρχήν αποτελεί την καλύτερη επιλογή.

4.3.3 Η περίπτωση των παθητικών αγκυρίων

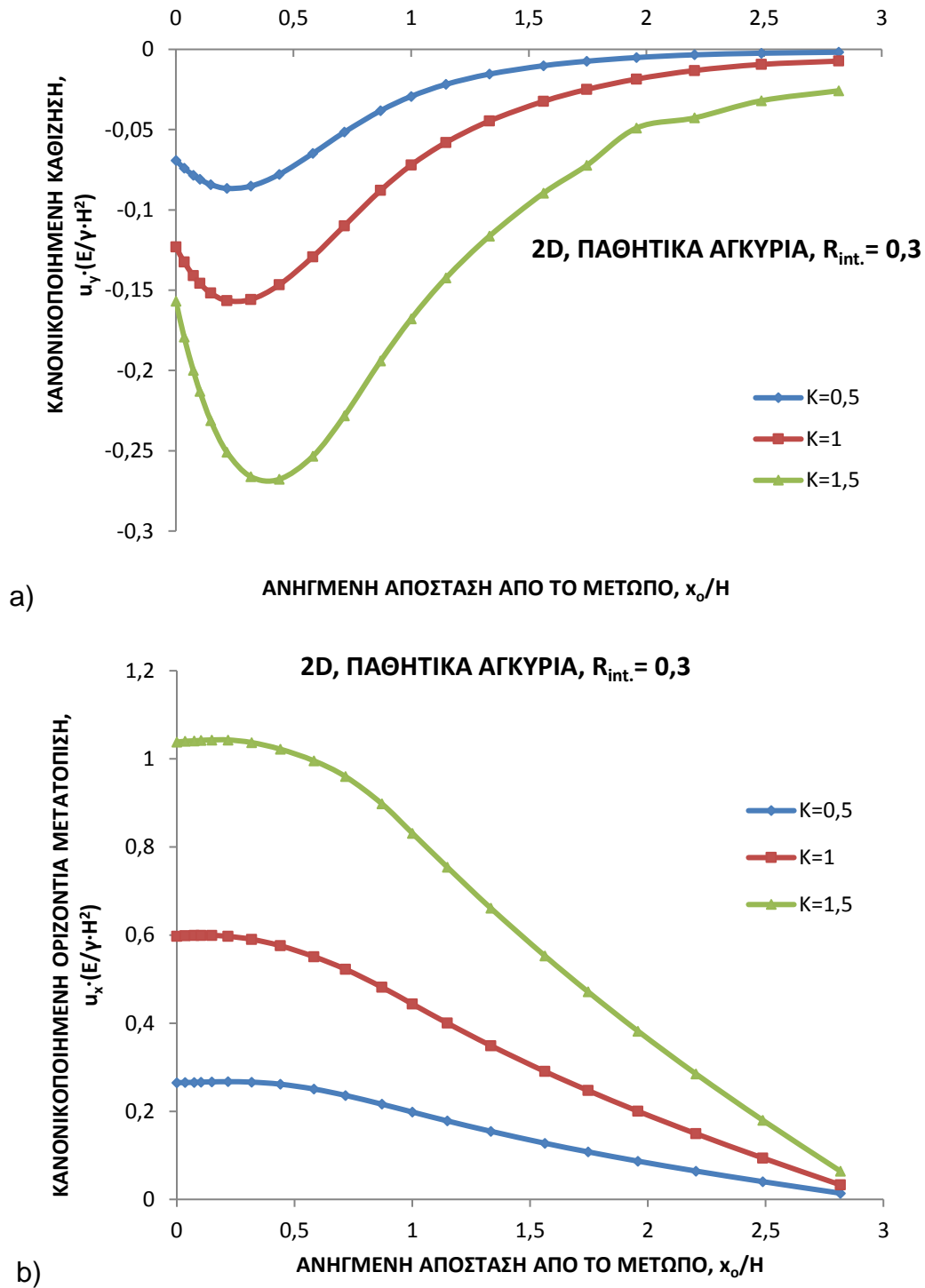
Η αντοχή των αγκυρίων στις αναλύσεις και τα διαγράμματα αποτελεσμάτων που προηγήθηκαν, καθώς και η αναλογική προς αυτήν δύναμη προέντασης κυμάνθηκε μέσα στα συνήθη όρια και χαρακτηρίστηκε με τους κωδικούς A έως D (αντοχή $R_{a,d} = 105$ kN έως 820 kN). Τα αποτελέσματα, ιδίως ως προς τις μετατοπίσεις u_y και u_x δεν είναι αμέσως συγκρίσιμα με αυτά των αντηριδωτών αντιστηρίξεων, στα οποία αναφέρονται σχεδόν αποκλειστικά οι σχετικές δημοσιεύσεις. Η περίπτωση των παθητικών αγκυρίων, δηλαδή χωρίς προένταση πλησιάζει περισσότερο την αντηριδωτή αντιστήριξη, δεδομένου ότι και στις δύο περιπτώσεις οι οριζόντιες μετατοπίσεις (προς το εσωτερικό της εκσκαφής) ή οι τάσεις ανάπτυξης των u_x ενεργοποιεί τις δυνάμεις αγκύρωσης ή τις αντιδράσεις των αντηρίδων, αντιστοίχως.

Από άποψη ανάλυσης, τα παθητικά αγκύρια διαφέρουν λίγο μόνο από τις εδαφοηλώσεις, στις οποίες οι δυνάμεις επί της αντιστήριξης ενεργοποιούνται συγχρόνως με την ανάπτυξη των οριζοντίων μετατοπίσεων.

Κατά τις αριθμητικές αναλύσεις, τόσο υπό 2D όσο και υπό 3D συνθήκες, η διαφοροποίηση από τις προγενέστερες των παθητικών αγκυρώσεων, αφορά μόνο στο σημείο της μη επιβολής αυτοεντατικής κατάστασης στα αγκύρια μετά την ενεργοποίησή τους στην εκάστοτε στάθμη εκσκαφής.

Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα από αναλύσεις 2D παρουσιάζονται στο Σχ.2.105. Στο προσομοίωμα των αναλύσεων έγινε διαφοροποίηση του συντελεστή απομείωσης διατμητικής αντοχής, για τους λόγους που αναλύθηκαν προηγουμένως, ως εξής:

Το έδαφος κάτω από την στάθμη γενικής εκσκαφής θεωρήθηκε με τις ίδιες γεωτεχνικές παραμέτρους όπως το υπερκείμενο, αλλά με συντελεστή $R_{int.} = 0,3$. Κατά προσέγγιση, υπολογίστηκε ο λόγος επιφανειών κατά την παράπλευρη επιφάνεια των πασσάλων, αφ' ενός και κατά την παράπλευρη επιφάνεια συνεχούς πλάκας, αφ' ετέρου $(\pi \cdot 0,60 / 2 \cdot 3) = 0,1 \cdot \pi$.



Σχήμα 2.105: Ανηγμένες μετατοπίσεις άνω επιφανείας ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο: Αναλύσεις 2D, $R_{int} = 0,3$, Αγκύρια παθητικά:
 α) Καθιζήσεις, β) Οριζόντιες μετατοπίσεις.

Στο Σχ.2.105α απεικονίζεται η μεταβολή της κανονικοποιημένης επιφανειακής καθίζησης ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο της εκσκαφής, για τρεις τιμές του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων (εκ των οποίων οι δύο είναι υψηλές) και εξάγονται τα παρακάτω συμπεράσματα:

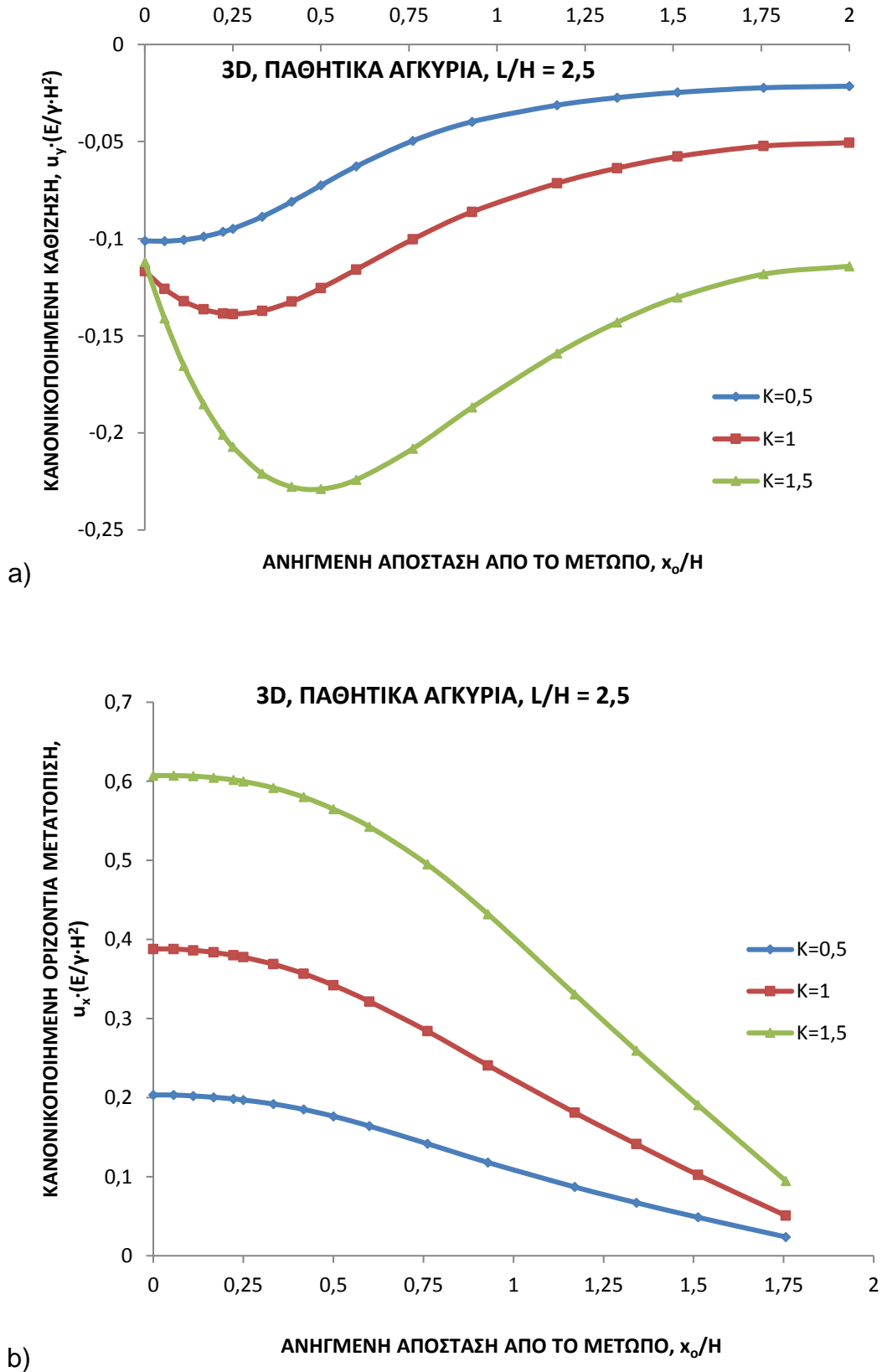
- Γενικά, οι καμπύλες βύθισης της άνω επιφάνειας έχουν κοίλη μορφή, με τη μέγιστη τιμή $\max u_y$ σε μικρή απόσταση από το μέτωπο, της τάξης του $x_0/H = 0,25-0,50$.
- Ο κλάδος των κυρίων μετατοπίσεων εκτείνεται σε απόσταση περίπου $x_0/H = 1,0-2,0$.
- Η επιρροή του συντελεστή ωθήσεων στην κανονικοποιημένη καθίζηση $u_y \cdot (E/\gamma \cdot H^2)$ είναι πολύ σημαντική και παρατηρείται (όπως αναμενόταν) αύξηση του υπ' όψιν μεγέθους με την αύξηση του K για ορισμένη εκάστοτε θέση x_0/H .

Τα αντίστοιχα αποτελέσματα για τις οριζόντιες δίδονται στο Σχ.2.105b, από το οποίο συνάγονται τα εξής:

- ✓ Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση επιφάνειας $\max u_x$ φαίνεται να αναπτύσσεται πολύ κοντά στο μέτωπο, αλλά όχι ακριβώς στο σημείο $x_0 = 0$.
- ✓ Η απομείωση του μεγέθους $u_x \cdot (E/\gamma H^2)$, άρα και των οριζοντίων μετατοπίσεων με την αύξηση της ανηγμένης απόστασης x_0/H είναι αρκετά ομαλή, με σχετικά μικρό ρυθμό μέχρι και την απόσταση $x_0/H = 1$ έως $1,50$.
- ✓ Η επιρροή του K είναι πολύ σημαντική και φαίνεται ότι οι μετατοπίσεις είναι σχεδόν ανάλογες του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων για δεδομένη τιμή x_0/H . Για παράδειγμα, η οριζόντια μετατόπιση ακριβώς στην στέψη ($x_0 = 0$), για $K = 1,50$ είναι υπερτριπλάσια της αντίστοιχης για $K = 0,50$.

Οι τριδιάστατες αναλύσεις έγιναν για παθητικά αγκύρια σε σχηματισμό S_2 και για την περισσότερο αντιπροσωπευτική τιμή $L/H = 2,50$. Από το σχετικό Σχ.2.106a, η καθίζηση επιφάνειας u_y αναλογικά προς την κανονικοποιημένη τιμή της φαίνεται να έχει κοίλη μορφή στην επιφάνεια. Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων K επηρεάζει τόσο τη θέση μεγιστοποίησης της καθίζησης όσο και τις τιμές της κανονικοποιημένης u_y . Για τις μεγαλύτερες τιμές K η καθίζηση μεγιστοποιείται σε μεγαλύτερη απόσταση από το μέτωπο, μέχρι και $x_0/H = 0,50$ περίπου για $K = 1,50$. Για τις τιμές $K = 1,0$ και $1,50$ φαίνεται ότι η ζώνη επιρροής επί των μετατοπίσεων αυξάνεται αρκετά περισσότερο από την ελάχιστη τιμή $K = 0,50$.

Για τις μεγαλύτερες τιμές K επηρεάζει τόσο τη θέση μεγιστοποίησης της καθίζησης όσο και τις τιμές της κανονικοποιημένης u_y . Για τις μεγαλύτερες τιμές K η καθίζηση μεγιστοποιείται σε μεγαλύτερη απόσταση από το μέτωπο, μέχρι και $x_0/H = 0,50$ περίπου για $K = 1,50$. Για τις τιμές $K = 1,0$ και $1,50$ φαίνεται ότι η ζώνη επιρροής επί των μετατοπίσεων αυξάνεται αρκετά περισσότερο από την ελάχιστη τιμή $K = 0,50$. Η μορφή των κανονικοποιημένων διαγραμμάτων της οριζόντιας μετατόπισης επιφάνειας κατά το Σχ.2.106b είναι παρόμοια με αυτήν που προέκυψε από τις διδιάστατες αναλύσεις, με σχετικά μικρό ρυθμό απομείωσης του μεγέθους $u_x \cdot (E/\gamma H^2)$ με την αύξηση της ανηγμένης απόστασης μέχρι και $x_0/H = 1,0$ περίπου.



Σχήμα 2.106: Ανηγμένες μετατοπίσεις κατά τον άξονα συμμετρίας : Αναλύσεις 3D, L/H = 2,50, Αγκύρια παθητικά: α) Καθιζήσεις, β) Οριζόντιες μετατοπίσεις.

Οι οριζόντιες μετατοπίσεις αυξάνονται σημαντικά με την αύξηση του K (όπως και στις διδιάστατες αναλύσεις) και μάλιστα περίπου αναλογικά με τον συντελεστή πλευρικών ωθήσεων. Ο σχηματισμός S_2 βάσει των μηχανικών παραμέτρων του, αντιστοιχεί σε πολύ σφιγρή άργιλο, ενώ οι μέγιστες τιμές, από τις αναλύσεις και σύμφωνα με την βιβλιογραφικώς διαδεδομένη κανονικοποίηση βάσει του ύψους της εκσκαφής, κυμαίνονται ως εξής:

i) Υπό διδιάστατες συνθήκες

Μέγιστη καθίζηση: $u_y/H = (0,08 \text{ έως } 0,25)\%$ για $K = 0,5 \text{ έως } 1,50$

Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση: $u_x/H = (0,26 \text{ έως } 1,00)\%$ για $K = 0,5 \text{ έως } 1,50$

ii) Υπό τριδιάστατες συνθήκες ($L/H = 2,50$ μέγιστες τιμές στον άξονα συμμετρίας)

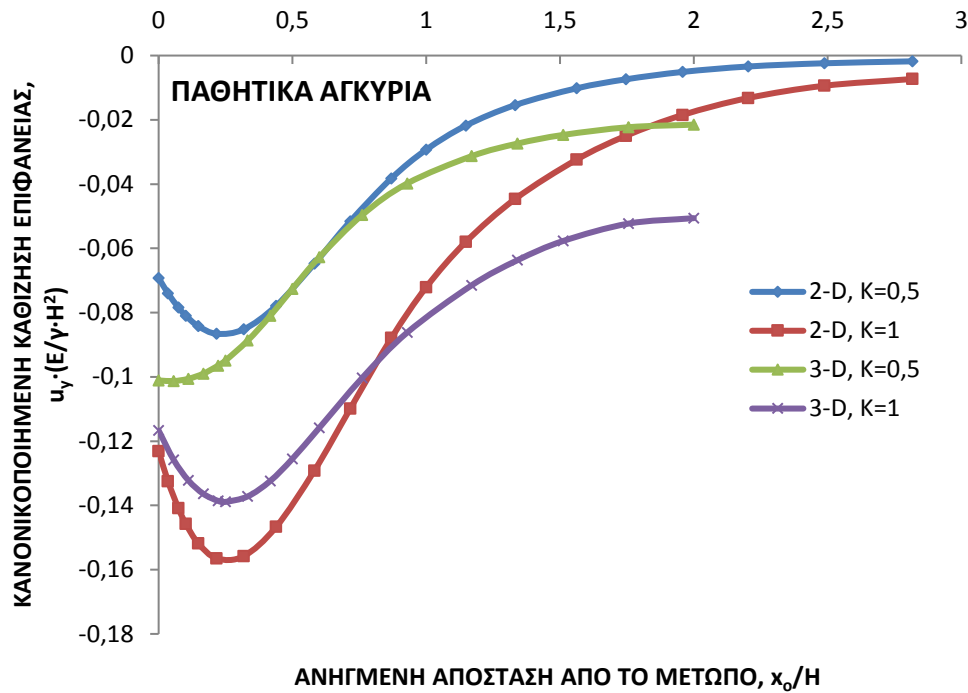
Μέγιστη καθίζηση: $u_y/H = (0,10 \text{ έως } 0,22)\%$ για $K = 0,5 \text{ έως } 1,50$

Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση: $u_x/H = (0,20 \text{ έως } 0,58)\%$ για $K = 0,5 \text{ έως } 1,50$

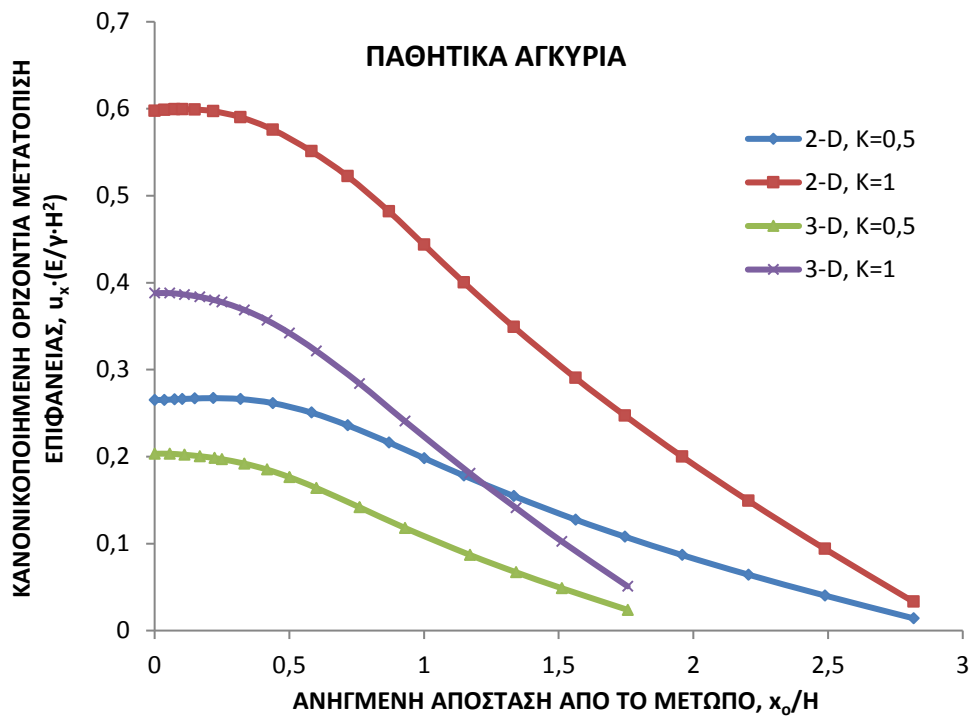
Όλες οι ανωτέρω τιμές εμπίπτουν στα όρια των μετρήσεων (που ούτως ή άλλως χαρακτηρίζονται από μεγάλη διασπορά). Άμεσες συγκρίσεις των αποτελεσμάτων από διδιάστατες και τριδιάστατες αναλύσεις για παθητικά αγκύρια παρουσιάζονται στα Σχ.2.107 και 2.108.

Οι τιμές της κανονικοποιημένης καθίζησης $u_y \cdot (E/\gamma \cdot H^2)$ κατά το Σχ.2.107 παρουσιάζονται για τις δύο συνηθέστερες τιμές $K = 0,5 \text{ έως } 1$, μεταξύ των οποίων κατά κανόνα κυμαίνεται ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων για υπερστερεοποιημένες αργίλους χωρίς ιδιαίτερα υψηλό βαθμό O.C.R. Η μορφή της κατανομής των καθιζήσεων επιφανείας είναι παρόμοια, σημειώνονται όμως, οι εξής λεπτομερειακές παρατηρήσεις.

- Παρά το γεγονός ότι η άμεση σύγκριση των διδιάστατων και τριδιάστατων αναλύσεων, όπου στις τελευταίες υπάρχει ανισοκατανομή των u_y εγκαρσίως (κατά μήκος της όψεως), φαίνεται ότι οι διαφορές δεν είναι πολύ σημαντικές στις αποστάσεις $x_0/H = 0,25 - 1,0$. Αντιθέτως, πολύ κοντά στο μέτωπο, αλλά και σε μεγάλες αποστάσεις εντοπίζονται οι σχετικά σημαντικότερες διαφορές.
- Η τιμή του συντελεστή K επηρεάζει την συσχέτιση των u_y στην περιοχή των υψηλότερων τιμών. Για $K = 0,5$, υψηλότερες φαίνονται οι καθιζήσεις υπό 3D συνθήκες (αναφερόμαστε στις μέγιστες κατά μήκος του μετώπου), ενώ για $K = 1$ η σειρά αναστρέφεται (μέγιστες προκύπτουν οι καθιζήσεις υπό διδιάστατες συνθήκες).



Σχήμα 2.107: Σύγκριση των τιμών της κανονικοποιημένης καθίζησης επιφανείας από 2D και 3D ($L/H = 2,50$), για παθητικά αγκύρια.



Σχήμα 2.108: Σύγκριση των τιμών της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης επιφανείας από αναλύσεις: 2D και 3D ($L/H = 2,50$), για παθητικά αγκύρια.

Αντίστοιχες συγκρίσεις των διαγραμμάτων κατανομής των κανονικοποιημένων οριζοντίων μετατοπίσεων επιφανείας δίδονται στο Σχ.2.108. Παρατηρείται ότι και για τις δύο εξετασθείσες τιμές του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων οι οριζόντιες μετατοπίσεις u_x είναι μεγαλύτερες υπό διδιάστατες συνθήκες. Οι διαφορές δεν είναι αμελήσιμες και παρατηρείται

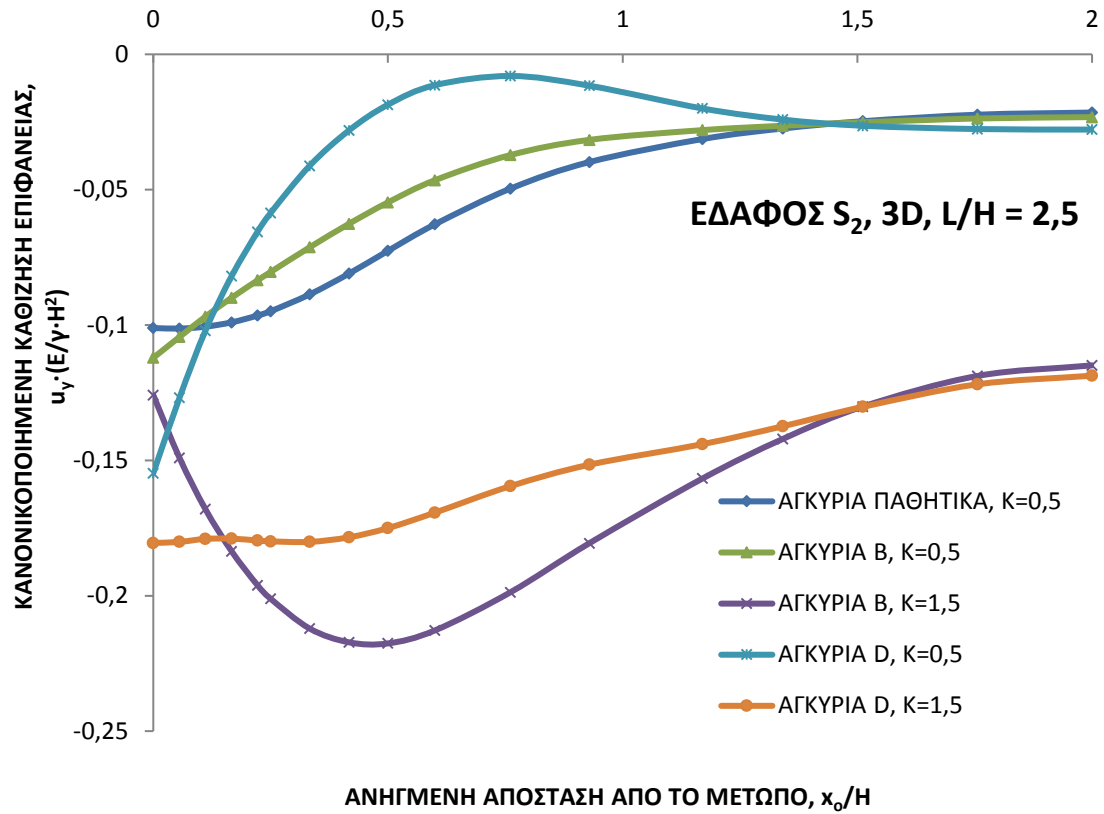
επίσης ότι η ζώνη επιρροής επί των σημαντικών u_x είναι σαφώς μεγαλύτερη υπό διδιάστατες συνθήκες, όπως άλλωστε θα αναμενόταν. Τα αποτελέσματα των τριδιάστατων αναλύσεων για παθητικές αγκυρώσεις συγκριτικά με αυτά αντιπροσωπευτικών προεντεταμένων αγκυρώσεων φαίνονται στα Σχ. 2.109 και 2.110. Στα διαγράμματα αποτυπώνεται και η επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων μέσω δύο ακραίων τιμών K . Η μεταβολή της κανονικοποιημένης καθίζησης $u_y \cdot (E/\gamma H^2)$ ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο παρουσιάζονται στο Σχ.2.109, από το οποίο προκύπτουν τα εξής:

- ✓ Οι διαφορές μεταξύ παθητικών και προεντεταμένων αγκυριών εντοπίζονται τόσο στην μορφή των καμπύλων κατανομής των καθιζήσεων, όσο και στις επί μέρους τιμές. Στον κλάδο της πρωτεύουσας επιρροής επί των καθιζήσεων, παρατηρείται ότι στα παθητικά αγκύρια τα διαγράμματα έχουν κοίλη μορφή, ενώ στα προεντεταμένα, κυρτή για $K = 0,5$ και κοίλη για $K = 1,5$.
- ✓ Οι τιμές των μεγίστων καθιζήσεων είναι υψηλότερες γενικά στα παθητικά αγκύρια.
- ✓ Με την επιβολή των δυνάμεων τάνυσης, τα αρχικά, κοίλης μορφής διαγράμματα μεταπίπτουν σε κυρτά με αυξανόμενη τιμή καθίζησης ακριβώς στο μέτωπο.
- ✓ Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων ιδιαίτερα επηρεάζει τόσο τις τιμές των καθιζήσεων (που γενικά αυξάνονται σημαντικά με την αύξηση του K) όσο και τη μορφή. Για παράδειγμα, τα κυρτής μορφής διαγράμματα για τα προεντεταμένα αγκύρια (τόσο στα Β όσο και στα D) που σχεδιάσθηκαν για $K = 0,5$ μεταπίπτουν σε κοίλα για την υψηλότερη τιμή $K = 1,5$.
- ✓ Η επιρροή της προέντασης επί των καθιζήσεων φθάνει μέχρι την απόσταση $x_0/H = 1 - 1,5$ το πολύ και πέραν αυτής τα διαγράμματα πρακτικά συμπίπτουν για συγκεκριμένη τιμή του K .

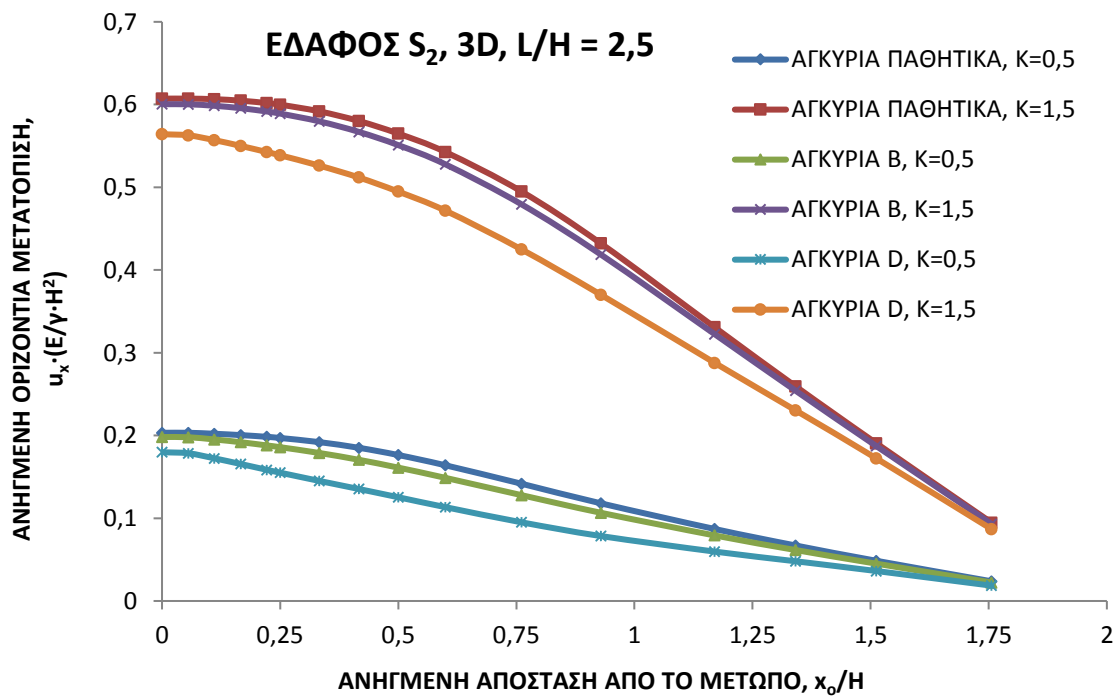
Αντίστοιχα συγκριτικά διαγράμματα της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης επιφανείας παρουσιάζονται στο Σχ.2.110, από το οποίο μπορούν να διαπιστωθούν τα εξής:

- Τα διαγράμματα κατανομής του υπ' όψιν μεγέθους συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης έχουν γενικά κυρτή μορφή με ήπιους ρυθμούς απομείωσης των οριζοντίων μετατοπίσεων με την αύξηση του x_0/H .
- Γενικά, υψηλότερες τιμές του μεγέθους $u_x \cdot (E/\gamma \cdot H^2)$ αντιστοιχούν στα παθητικά αγκύρια, ενώ παρατηρείται απομείωση με την αύξηση της δύναμης προέντασης σε όλο το εύρος επιρροής.
- Ο σημαντικότερος παράγοντας απομείωσης των οριζοντίων μετατοπίσεων δεν είναι οι αυξανόμενες δυνάμεις τάνυσης, αλλά ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων K .

Η παρατήρηση για την σχετική επιρροή που σημειώθηκε για τα παθητικά αγκύρια φαίνεται να ισχύει γενικά, δεδομένου ότι οι οριζόντιες μετατοπίσεις είναι σχεδόν ανάλογες του συντελεστή K . Η πρακτική συνέπεια αυτής της επισήμανσης αφορά κυρίως στις έντονα υπερστερεοποιημένες αργίλους, όπου ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων μπορεί να φθάσει μέχρι την τιμή $K = 1,5$, ενδεχομένως και μεγαλύτερη.



Σχήμα 2.109: Σύγκριση διαγραμμάτων κατανομής της κανονικοποιημένης καθίζησης επιφάνειας ως συνάρτηση της δύναμης προέντασης και του συντελεστή K .



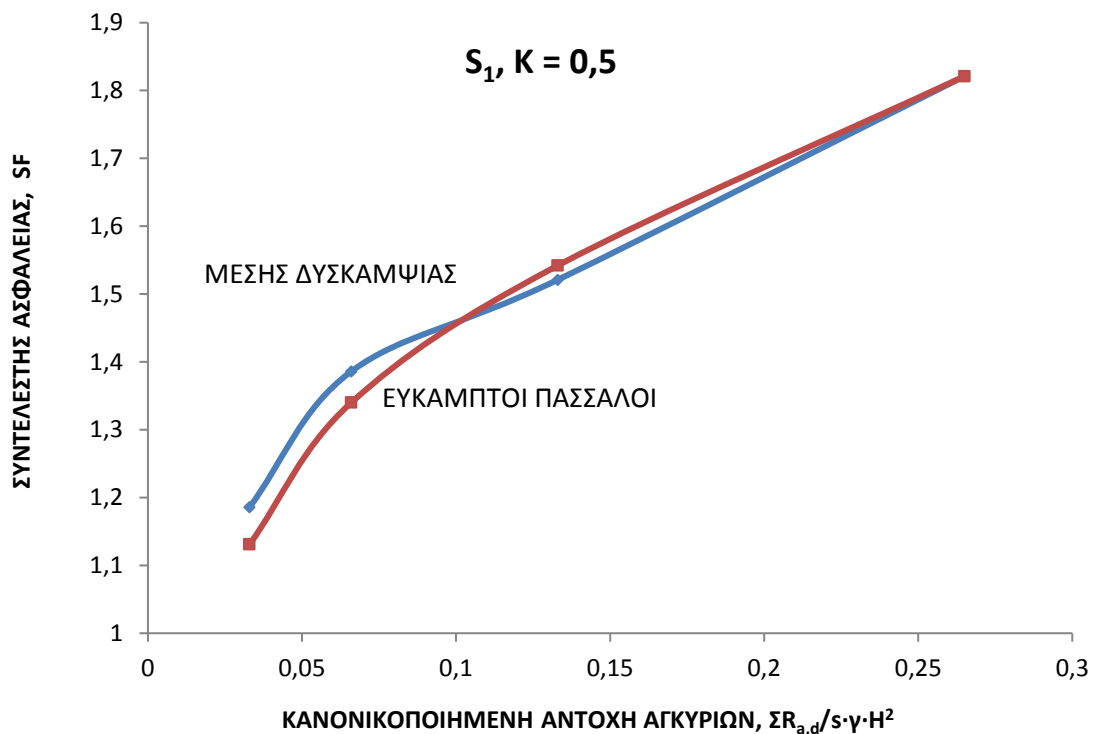
Σχήμα 2.110: Σύγκριση διαγραμμάτων κατανομής της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης επιφάνειας, ως συνάρτηση της δύναμης προέντασης και του συντελεστή K .

4.3.4 Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης

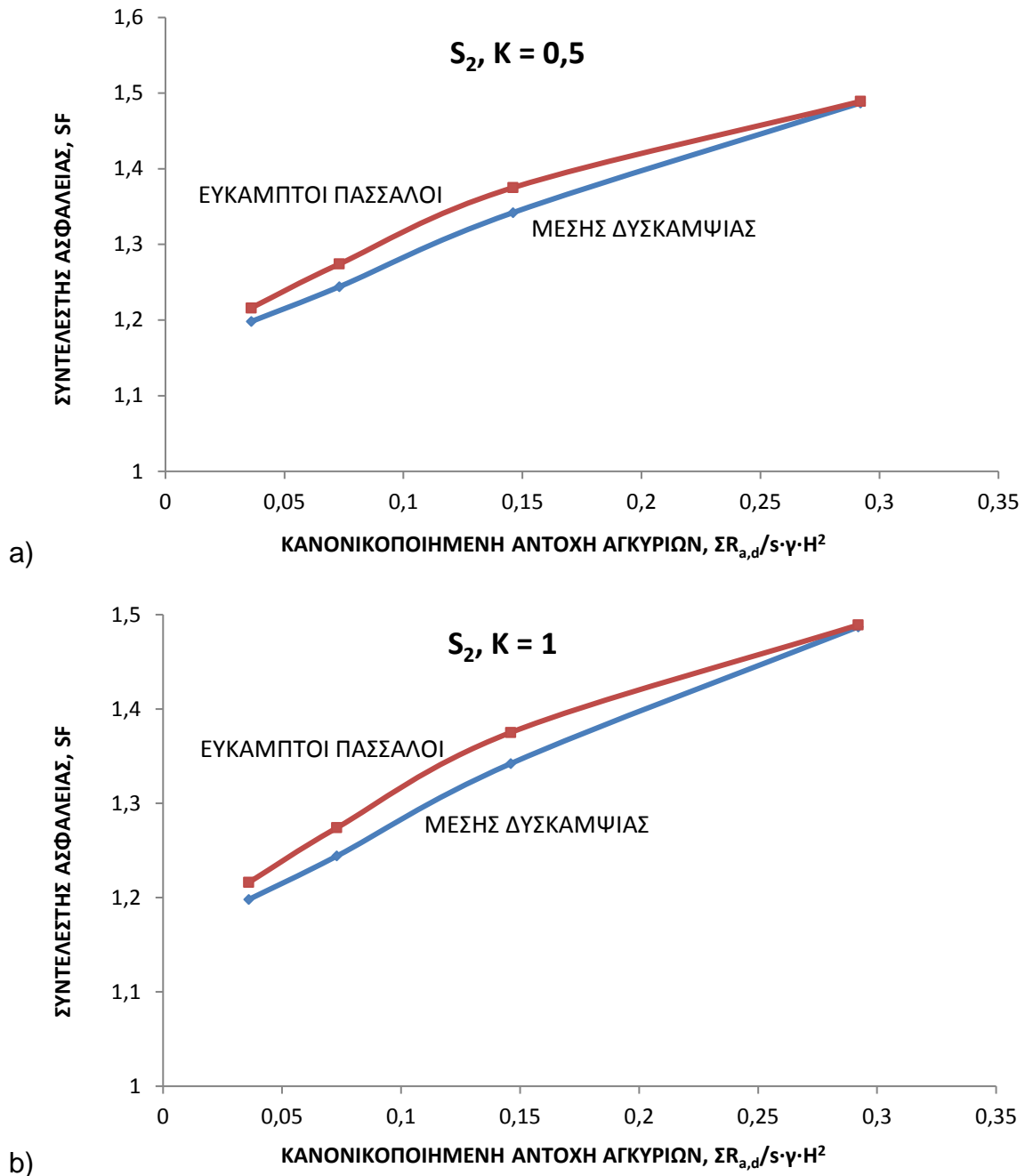
α) Γενικά-συντελεστής ασφαλείας

Όλες οι αναλύσεις που προηγήθηκαν, τα αποτελέσματα των οποίων αναπτύχθηκαν παραπάνω, έγιναν για πασσάλους αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα $\Phi 0,60$ που είναι μέσης ακαμψίας, με ενδιάμεσο τοιχείο εκτοξευομένου σκυροδέματος πάχους $0,10$ m. Προκειμένου να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων με συστήματα κατακορύφων στοιχείων αντιστήριξης μικρότερης ακαμψίας, θεωρήθηκε μια δεύτερη περίπτωση μεταλλικών πασσάλων 2U240, μεταξύ των οποίων διέρχεται το αγκύριο, με ενδιάμεσο τοιχείο εκτοξευομένου σκυροδέματος. Είναι αυτονόητο ότι η κάθε σύγκριση μεταξύ συστημάτων διαφορετικής ακαμψίας θα πρέπει να γίνεται με βάση εφαρμοζόμενες στην πράξη διατάξεις και οι παραπάνω περιπτώσεις (Ο.Σ. και μεταλλικοί πάσσαλοι) είναι πράγματι αντιπροσωπευτικές. Η ακαμψία του πρώτου συστήματος, για το οποίο έγινε το σύνολο σχεδόν των αναλύσεων είναι περίπου 11 φορές υψηλότερη αυτής της δεύτερης περίπτωσης, δηλαδή μέσω μεταλλικών πασσάλων που σαφώς αποτελεί εύκαμπτο σύστημα, σύμφωνα και με τα γνωστά κριτήρια ακαμψίας δοκών (κατακορύφων στη συγκεκριμένη περίπτωση) σε ελαστικό έδαφος.

Προκειμένου να συγκριθούν τα δύο συστήματα αντιστήριξης, αρχικά υπό 2D συνθήκες, έγιναν περιορισμένες, αλλά αντιπροσωπευτικές επιλύσεις για μέσο βάθος έμπηξης, ($D/H = 0,15$) και μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίων (L_1) τόσο για το έδαφος S_1 , όσο και για το S_2 , για τις πιθανότερες τιμές του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, K .



Σχήμα 2.111: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί του συντελεστή ασφαλείας, για έδαφος S_1 , $K = 0,5$ και $D/H = 0,15$.



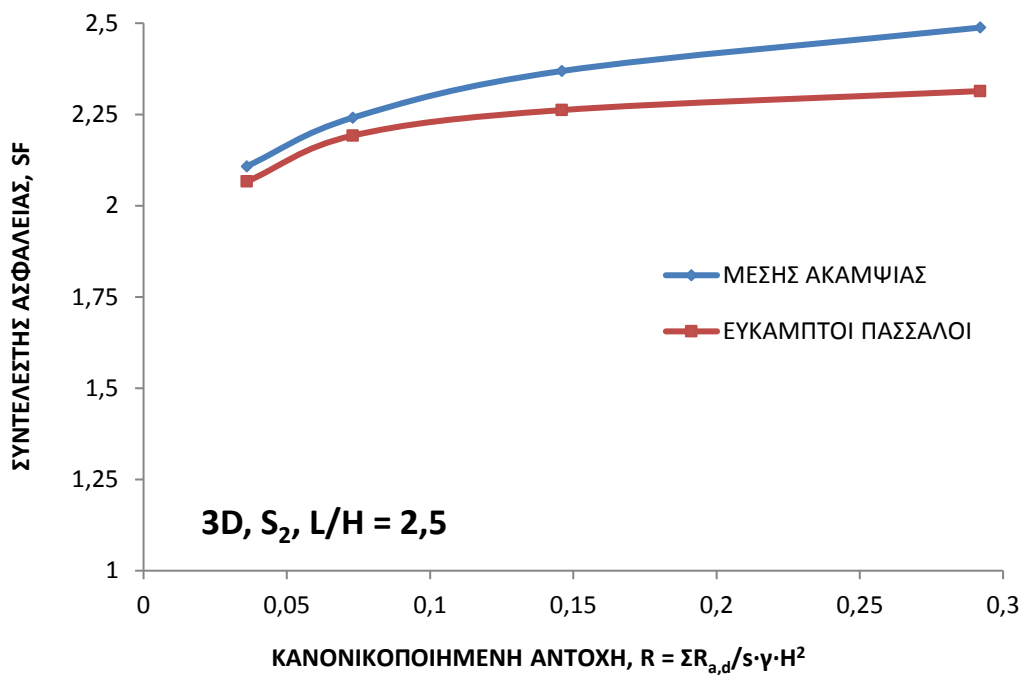
Σχήμα 2.112: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί του συντελεστή ασφαλείας, για έδαφος S_2 , $D/H = 0,15$: a) $K = 0,5$, b) $K = 1$.

Τα συγκριτικά αποτελέσματα για το έδαφος S_1 και τον πιθανότερο συντελεστή $K = 0,5$ παρουσιάζονται στο Σχ.2.111, όπου δίδεται γενικά ο συντελεστής ασφαλείας ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων. Αντίστοιχα αποτελέσματα για το έδαφος S_2 παρουσιάζονται στο Σχ.2.112, όπου συνάγονται τα εξής:

- Γενικά, δεν φαίνεται ουσιαστική επιρροή της ευκαμψίας επί του συντελεστή ασφαλείας. Οι διαφορές είναι πολύ μικρές κι ένα μέρος τους μπορεί να οφείλεται και στο διαφορετικό πλέγμα των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε στις περιπτώσεις εύκαμπτων πασσάλων και μέσης ακαμψίας.

- Οι μικρές έστω διαφορές, στις τιμές του συντελεστή SF εντοπίζονται στις μικρότερες κανονικοποιημένες αντοχές αγκυρίων, ενώ στις σχετικά μεγαλύτερες δεν φαίνεται να υπάρχουν διαφορές.
- Για τις μικρές αντοχές αγκυρίων, στο έδαφος S₁ προκύπτουν ελαφρώς υψηλότερες τιμές του SF για τους πασσάλους μέσης ακαμψίας, ενώ ακριβώς το αντίθετο παρατηρείται στο έδαφος S₂.
- Από την αντιπαραβολή των διαγραμμάτων του Σχ. 2.112 για το έδαφος S₂ και για τις δύο εξετασθείσες τιμές του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K = 0,5 και 1,0 επιβεβαιώνεται ότι ο συντελεστής K δεν επηρεάζει γενικώς τον συντελεστή ασφαλείας, όπως ήδη έχει διαπιστωθεί για τους πασσάλους μέσης ακαμψίας.

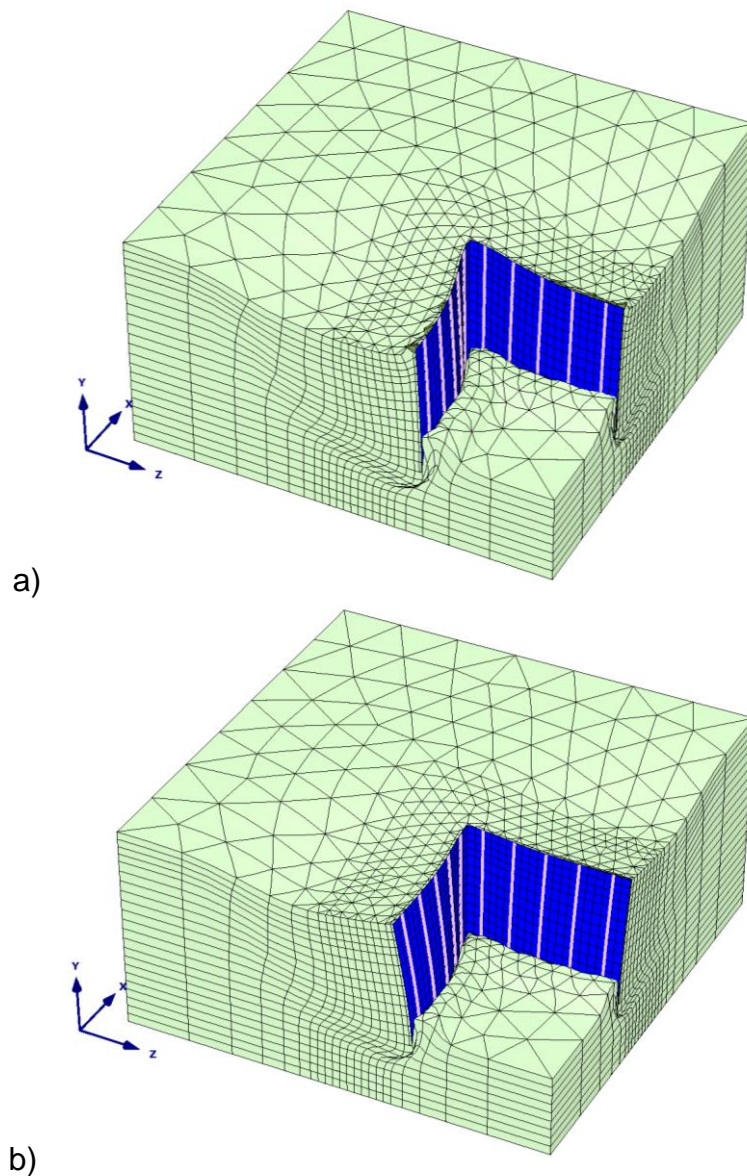
Συμπερασματικά, από πρακτική άποψη δεν φαίνεται να επηρεάζεται ο συντελεστής ασφαλείας SF από την ευκαμψία του συστήματος αντιστήριξης υπό τις διδιάστατες συνθήκες. Τούτο μάλλον θα έπρεπε να αναμένεται, δεδομένου ότι ο μεν μηχανισμός αστοχίας είναι παραπλήσιος στις δύο εξετασθείσες περιπτώσεις πασσάλων αντιστήριξης, ενώ η ευκαμψία υπό διδιάστατες συνθήκες αφορά στο θέμα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής μόνο, αλλά όχι και στις συνθήκες εξωτερικής ισορροπίας.



Σχήμα 2.113: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί του συντελεστή ασφαλείας: Αναλύσεις 3D, έδαφος S₂, L/H = 2,50.

Υπό τριδιάστατες συνθήκες έγιναν ενδεικτικές αναλύσεις μόνο για το αργιλικής φύσης έδαφος S₂ και για την αντιπροσωπευτική περίπτωση L/H = 2,50. Στο Σχ.2.113 παρατίθενται συγκριτικά τα διαγράμματα μεταβολής του συντελεστή ασφαλείας ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων, για τις δύο περιπτώσεις πασσάλων μέσης ακαμψίας (Ο.Σ.) ή ευκάμπτων (μεταλλικών). Διαπιστώνεται ότι για το εύκαμπτο σύστημα ο συντελεστής ασφαλείας συστηματικώς είναι λίγο χαμηλότερος από αυτόν των πασσάλων μέσης ακαμψίας, ενώ οι διαφορές είναι αρκετά υπολογίσιμες, κυμαινόμενες γενικά από 2% – 7% περίπου. Παρατηρείται επίσης ότι για τις υψηλότερες δυνάμεις αντοχής

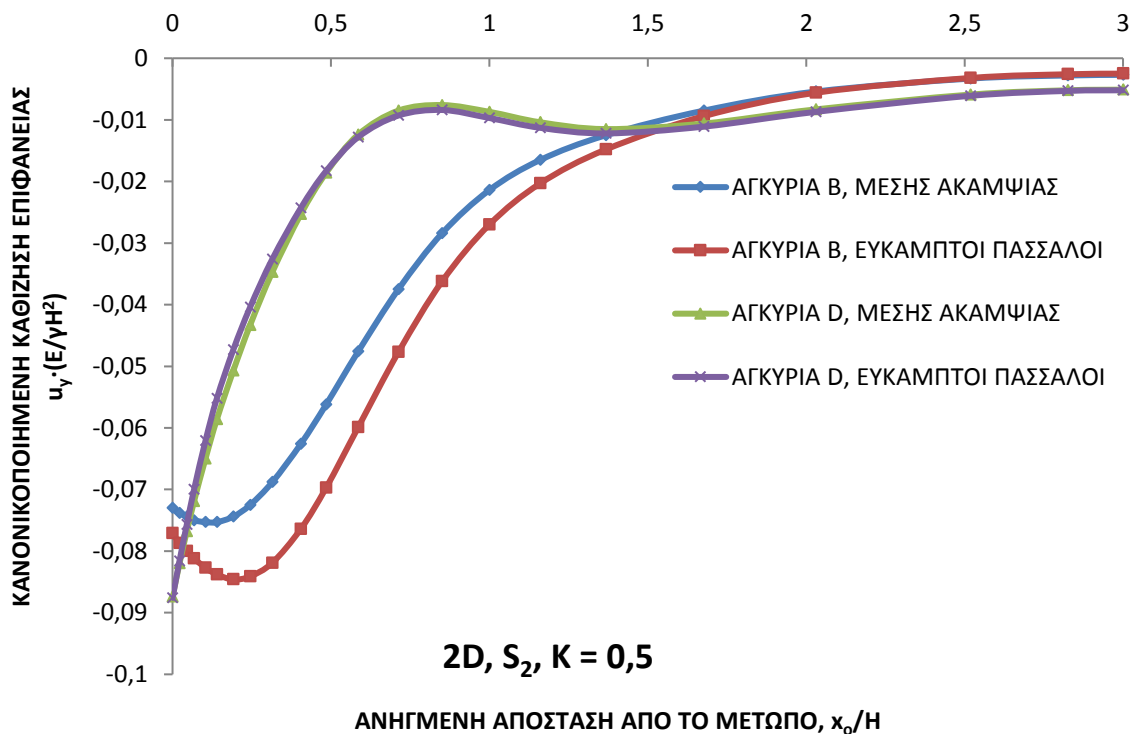
αγκυρίων (περιπτώσεις C και D) εντοπίζονται οι σχετικά μεγαλύτερες αποκλίσεις μεταξύ των διαγραμμάτων. Η υπ' όψιν διαφοροποίηση μεταξύ ευκάμπτου και μέσης ακαμψίας συστήματος ίσως συνδέεται με την ανάπτυξη μηχανισμού αστοχίας υπό τριδιάστατες συνθήκες (βάσει του οποίου και βελτιώνεται ο συντελεστής ασφαλείας έναντι των διδιάστατων). Από το ενδεικτικό Σχ.2.114 φαίνεται η διαφοροποίηση των συνθηκών αστοχίας μεταξύ των δύο ανωτέρω περιπτώσεων.



Σχήμα 2.114: Μηχανισμός οριακής ισορροπίας-πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά την αστοχία, (Αγκύρια Β): a) Πάσσαλοι μέσης ακαμψίας, b) Εύκαμπτοι πάσσαλοι αντιστήριξης.

β) Μετατοπίσεις επιφανείας

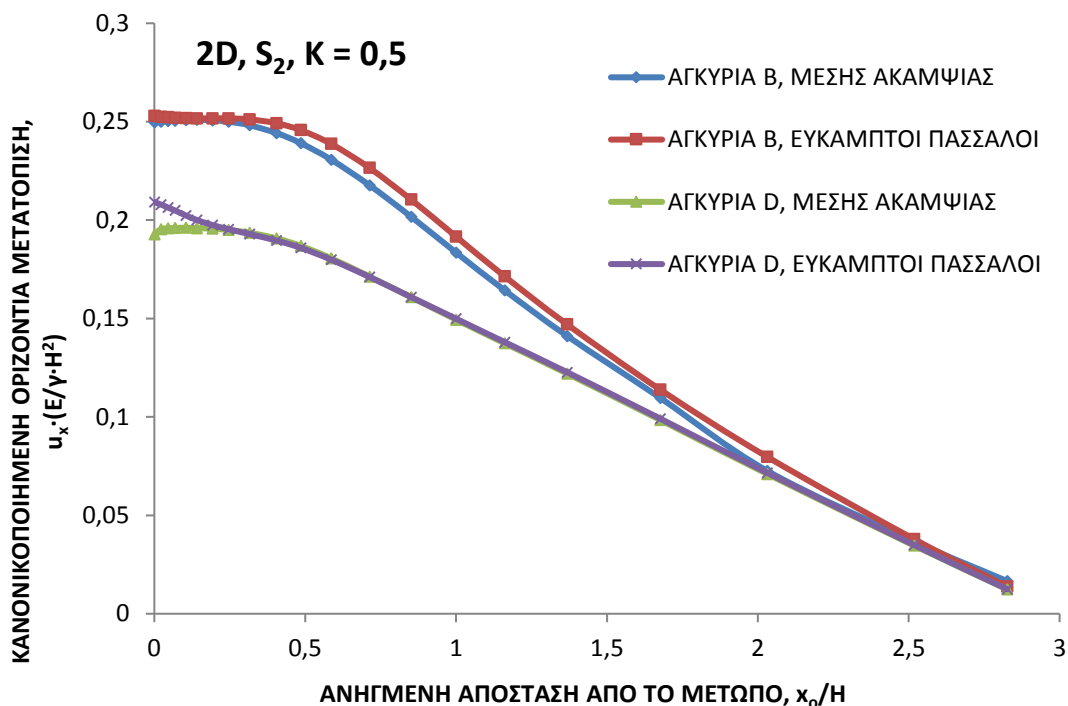
Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων δεν επηρεάζει μεν τον συντελεστή ασφαλείας, επηρεάζει όμως ουσιαστικά τις εδαφικές μετατοπίσεις, ιδίως τις οριζόντιες. Παρ' όλ' αυτά, τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αφορούν στην παραδοχή $K = 0,5$, δεδομένου ότι σκοπός αυτών των αναλύσεων είναι ο συσχετισμός των αποτελεσμάτων για εύκαμπτο και μέσης ακαμψίας σύστημα αντιστήριξης. Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα από τις 2D αναλύσεις δίδονται στα Σχ.2.115 και 2.116. Η κανονικοποιημένη επιφανειακή καθίζηση, ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο, σύμφωνα με το Σχ.115 φαίνεται να επηρεάζεται από την ευκαμψία των πασσάλων αντιστήριξης στην περίπτωση σχετικά χαμηλής δύναμης τάνυσης (αγκύρια Β). Για εύκαμπτους πασσάλους οι καθιζήσεις (αγκύρια Β) είναι υψηλότερες μέχρι την απόσταση $x_0/H = 1,50$ από το μέτωπο, πέραν της οποίας τα διαγράμματα πρακτικά συμπίπτουν. Αντιθέτως, στην περίπτωση της υψηλότερης δύναμης προέντασης (αγκύρια D), τα διαγράμματα συμπίπτουν, επομένως η σημαντική επιρροή της υπ' όψιν δύναμης επί των καθιζήσεων υπερκαλύπτει τις διαφορές που θα προέκυπταν απλώς και μόνο από την ευκαμψία ή μη των πασσάλων αντιστήριξης. Επισημαίνεται σε αυτό το σημείο ότι η κοίλη μορφή της καμπύλης των καθιζήσεων που εμφανίζεται για χαμηλές δυνάμεις τάνυσης (καθώς και για παθητικά αγκύρια) μεταπίπτει σε κυρτή για υψηλές δυνάμεις.



Σχήμα 2.115: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί της κανονικοποιημένης επιφανειακής καθίζησης.

Ως προς τις οριζόντιες μετατοπίσεις επιφανείας για εύκαμπτο σύστημα, παρατηρούνται γενικά τα εξής:

- Στη θέση επιβολής της δύναμης προέντασης της πρώτης καθ' ύψος της σειράς αγκυρίων, δηλαδή της πλησιέστερης προς τη στέψη, υπάρχει τάση ανάπτυξης μεγαλύτερης μετατόπισης προς την εσωτερική πλευρά του εδάφους, δηλαδή στην συγκεκριμένη θέση απομειώνονται οι οριζόντιες παραμορφώσεις και σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να είναι και αρνητικές (προς το έδαφος). Ο παράγοντας αυτός τείνει να απομειώσει για εύκαμπτη αντιστήριξη τις μετατοπίσεις στέψης.
- Στη θέση της στέψης, λόγω της λειτουργίας του εύκαμπτου πασσάλου ως προβόλου, με θέση στήριξης στην πρώτη σειρά αγκυρίων υπάρχει τάση ανάπτυξης μεγαλύτερων μετατοπίσεων u_x , συγκριτικά με τους δύσκαμπτους πασσάλους. Ο παράγοντας αυτός τείνει να αυξήσει τις μετατοπίσεις στέψης για εύκαμπτο σύστημα αντιστήριξης.
- Η συνύπαρξη των δύο παραπάνω παραγόντων συνολικά φαίνεται να οδηγεί σε ελαφρά αυξημένες μετατοπίσεις u_x για εύκαμπτους πασσάλους, για την υπ' όψιν περίπτωση συστήματος αντιστήριξης υπό 2D συνθήκες.



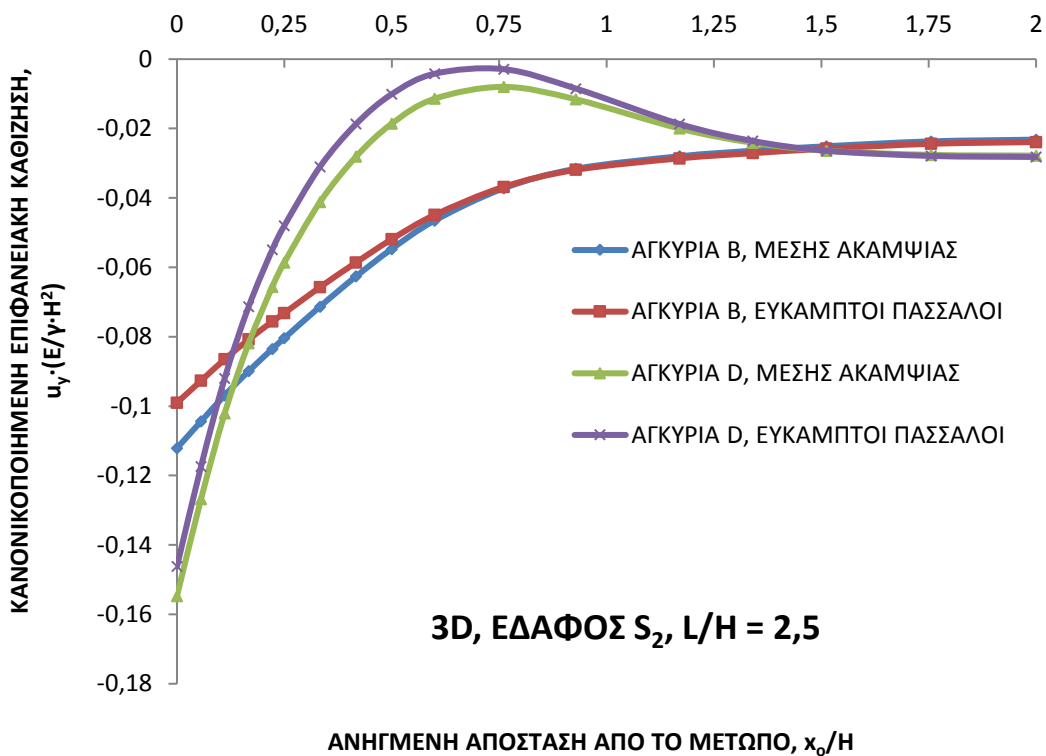
Σχήμα 2.116: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης επιφανείας.

Από το σχετικό Σχ.2.116, όπου δίδεται η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση επιφανείας αναλόγως της απόστασης από το μέτωπο, συνάγονται τα εξής:

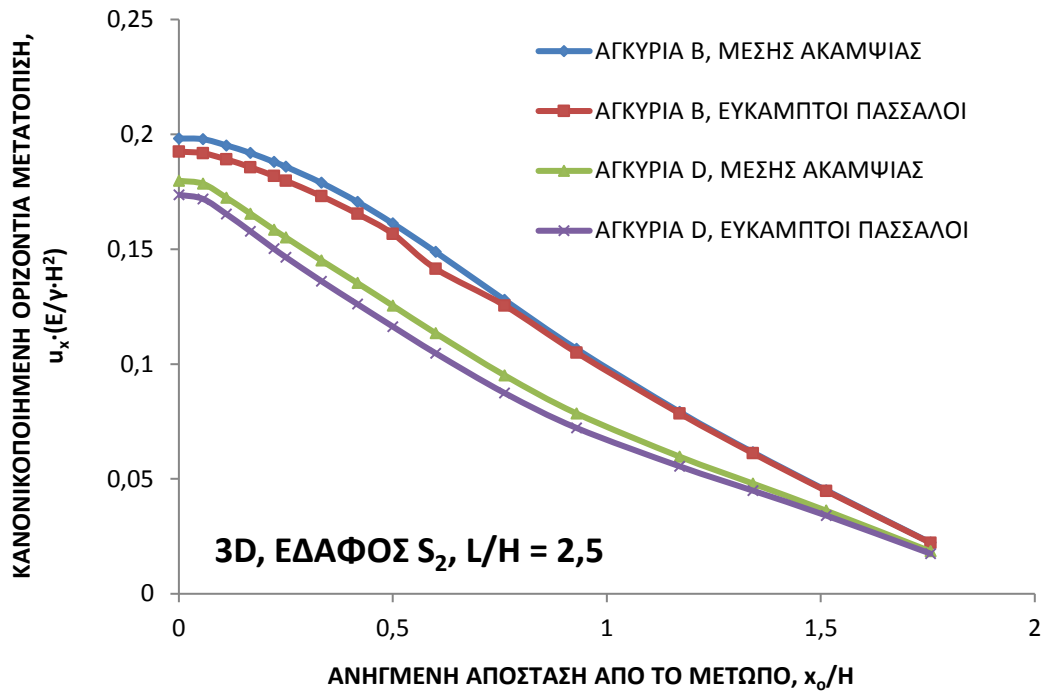
- ❖ Σε σχετικά μικρές αποστάσεις από το μέτωπο ($x_0/H = 1$), το μέγεθος u_x προκύπτει ελαφρώς υψηλότερο για τους εύκαμπτους πασσάλους. Ωστόσο, οι διαφορές είναι σαφέστερες στην περίπτωση των αγκυρίων Β.

❖ Για τα αγκύρια με την υψηλότερη δύναμη τάνυσης (D) είναι προφανής γενικά η μειωτική επίδραση επί των u_x , όπως αναμενόταν. Εντούτοις, διαφορές εμφανίζονται μόνο ακριβώς στο μέτωπο ($x_0 = 0$) και πολύ κοντά σε αυτό.

Οι κανονικοποιημένες τιμές των καθιζήσεων (u_y) και των οριζοντίων μετατοπίσεων επιφανείας (u_x) ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο από τις τριδιάστατες αναλύσεις ($L/H = 2,50$) παρατίθενται στα Σχ.2.117 και 2.118 αντιστοίχως. Σε αντίθεση με τα αποτελέσματα των διδιάστατων αναλύσεων, οι καθιζήσεις υπό τριδιάστατες συνθήκες (που όμως αφορούν στις μέγιστες τιμές κατά τους άξονες συμμετρίας της κάτοψης εκσκαφής), είναι ελαφρώς χαμηλότερες για τους εύκαμπτους πασσάλους αντιστήριξης. Οι ποσοστιαίες διαφορές φαίνονται σχετικά μεγαλύτερες στην περίπτωση των αγκυρίων με τη μικρότερη τάνυση (B). Η επιρροή των υψηλών δυνάμεων αγκύρωσης (D) επί της μορφής του διαγράμματος κατανομής των καθιζήσεων είναι σαφής και στις δύο περιπτώσεις πασσάλων με τάση αύξηση των u_y πολύ κοντά στο μέτωπο και στη συνέχεια τάση απομείωσης των κατακορύφων μετατοπίσεων (μέχρι και του μηδενισμού ή της ανύψωσης επιφανείας σε άλλες περιπτώσεις). Οι διαφορές των u_y για αγκύρια D μεταξύ των δύο περιπτώσεων είναι σχετικά μικρότερες, ενώ γενικά για $x_0/H \geq 1$ τα διαγράμματα συμπίπτουν.



Σχήμα 2.117: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης υπό 3D συνθήκες, επί των καθιζήσεων επιφανείας.



Σχήμα 2.118: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί των οριζοντίων μετατοπίσεων επιφανείας υπό 3D συνθήκες.

Οι οριζόντιες μετατοπίσεις u_x (Σχ.2.118) επηρεάζονται ελαφρώς από την ευκαμψία ή μη του συστήματος, αλλά μεγαλύτερες και στις δύο περιπτώσεις αγκυρίων) είναι αυτές για τους πασσάλους μέσης ακαμψίας. Ενδεχομένως, η διαπίστωση αυτή ξενίζει, εντούτοις θα πρέπει να ληφθεί υπ' όψιν ότι τα αποτελέσματα αφορούν συγκεκριμένη τομή μόνο, ενώ διαφοροποιούνται αναλόγως της ευκαμψίας ή μη από θέση σε θέση (για μεταβαλλόμενο λόγο $z/(H/2)$).

Πράγματι, κατά την κατάσταση λειτουργίας η κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων στέψης φαίνεται περισσότερο ομοιόμορφη στην περίπτωση εύκαμπτης αντιστήριξης παρά στην άλλη περίπτωση των πασσάλων μέσης ακαμψίας. Άλλωστε, η εικόνα της κατανομής των υπ' όψιν μετατοπίσεων κατά την αστοχία, συμφώνως με το Σχ.2.114 είναι παραπλήσια, όπου στους μεν πασσάλους μέσης ακαμψίας οι σχετικές μετατοπίσεις u_x στην κεντρική περιοχή φαίνονται σημαντικά υψηλότερες από τις υπόλοιπες περιοχές, ενώ στους εύκαμπτους, οι σχετικές διαφορές φαίνονται μικρότερες. Υπενθυμίζεται ότι υπό διδιάστατες συνθήκες, οι οριζόντιες μετατοπίσεις στέψης είναι μικρότερες από αυτές των τριδιάστατων μετρούμενων κατά τους άξονες συμμετρίας (για $L/H = 2,50$), όμως στην πρώτη περίπτωση οι u_x είναι «μέσες», αμετάβλητες προφανώς κατά την εγκάρσια έννοια (δηλαδή κατά μήκος του μετώπου), ενώ στη δεύτερη περίπτωση αναφερόμαστε στις μέγιστες τιμές. Εικάζεται λοιπόν, ότι οι συνθήκες για εύκαμπτους πασσάλους αποκλίνουν ελαφρώς από αυτές για μέσης ακαμψίας, πλησιάζοντας μάλλον προς τις διδιάστατες, έστω και ελαφρώς. Αυτό λοιπόν, δικαιολογεί και τις απομειούμενες τιμές του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF, σύμφωνα με το Σχ.2.113.

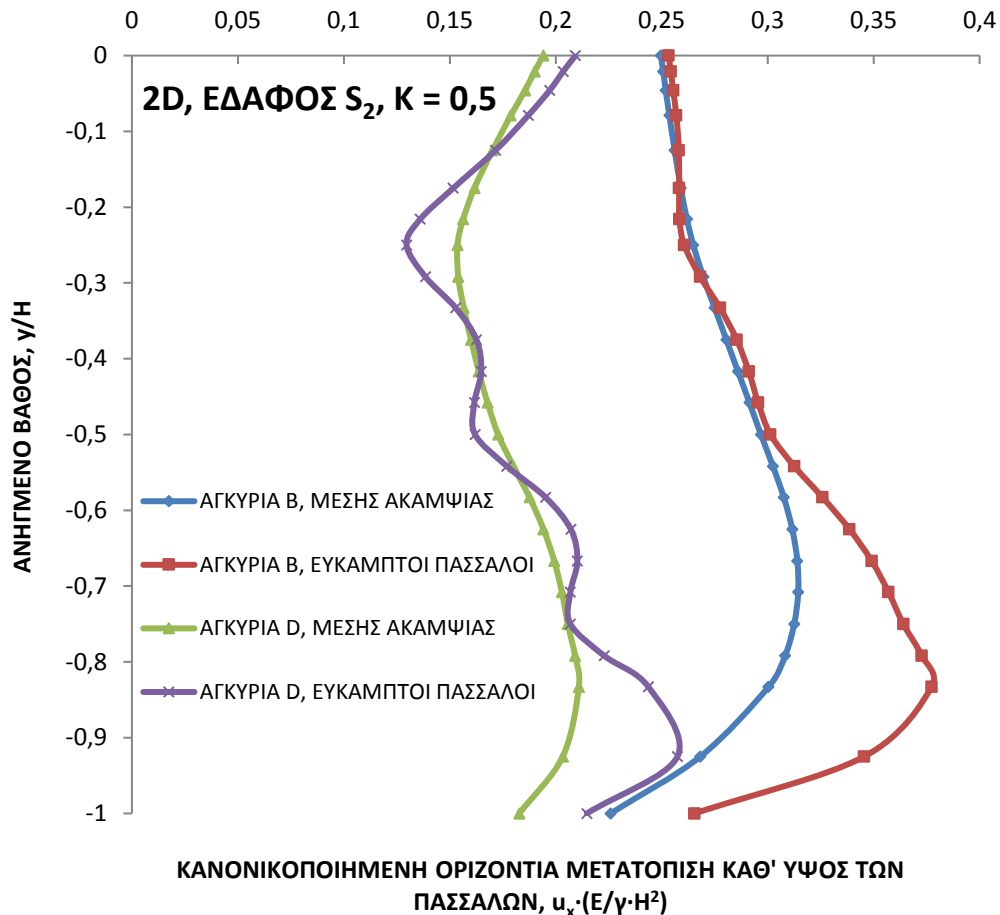
γ) Κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος των πασσάλων αντιστήριξης

Παρ'όλο που οι μετατοπίσεις στέψης u_x φαίνεται να επηρεάζονται λίγο μόνο από την ευκαμψία των πασσάλων, αντιθέτως η καθ' ύψος κατανομή των μετατοπίσεων επηρεάζεται σημαντικά περισσότερο. Όπως είναι γνωστό, εύκαμπτα συστήματα αντιστήριξης ή έδρασης επί ελαστικού εδάφους, κατά κανόνα υπόκεινται σε αυξημένες μετατοπίσεις σε θέσεις εφαρμογής φορτίσεων, σε σύγκριση με τα άκαμπτα, αλλά αντιστοίχως οι ροπές κάμψης είναι σημαντικά μικρότερες. Οι παραπάνω διαπιστώσεις επιβεβαιώνονται από τα αποτελέσματα των συγκριτικών αναλύσεων υπό διδιάστατες συνθήκες από τα σχήματα που ακολουθούν.

Στο Σχ.2.119 παρουσιάζεται η κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση καθ' ύψος των πασσάλων αντιστήριξης ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους y/H , μετρούμενου από την επιφάνεια του εδάφους, όπου $y = 0$. Τα συγκριτικά διαγράμματα προέκυψαν από επιλύσεις για $K = 0,5$ και δύο περιπτώσεις ανηγμένης αντοχής αγκυρίων και από αυτά γίνονται οι εξής διαπιστώσεις:

- Είναι προφανής η απομείωση των οριζοντίων μετατοπίσεων με την αύξηση της δύναμης προέντασης (από B σε D), όχι μόνο στην στέψη, αλλά και καθ' όλο το ύψος των πασσάλων.
- Στην περίπτωση των αγκυρίων τύπου B μέχρι το μέσο περίπου του ύψους ($y/H = 0,5$) οι μετατοπίσεις u_x είναι σχεδόν οι ίδιες, ενώ στα μεγαλύτερα βάθη για τους εύκαμπτους πασσάλους αντιστήριξης οι υπ'όψιν οριζόντιες μετατοπίσεις είναι σημαντικά υψηλότερες.
- Στα αγκύρια τύπου D, οι μετατοπίσεις u_x είναι σχεδόν οι ίδιες, ενώ στα μεγαλύτερα βάθη για τους εύκαμπτους πασσάλους είναι τοπικά μειωμένες, ενώ για $y/H \geq 0,5$ γενικά είναι υψηλότερες από αυτές για τους μέσης ακαμψίας πασσάλους.
- Η θέση των μεγίστων (καθ' ύψος) μετατοπίσεων κυμαίνεται γενικά μεταξύ των ανηγμένων βαθών $0,7 \leq y/H \leq 0,9$, ενώ φαίνεται ότι για τους εύκαμπτους πασσάλους αντιστήριξης είναι ελαφρώς μετατοπισμένες προς τα κάτω σε σχέση με τους πασσάλους μέσης ακαμψίας.

Από την ελαστική γραμμή των πασσάλων κατά περίπτωση, σύμφωνα με το Σχ.2.119 αναμένεται αρκετά σημαντική διαφοροποίηση των διαγραμμάτων ροπών κάμψης (M).

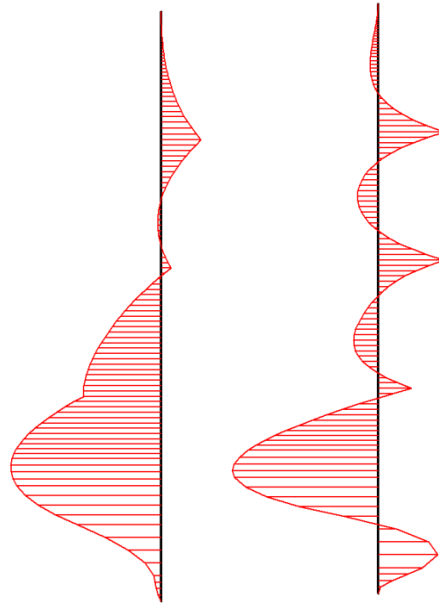


Σχήμα 2.119: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων επί της κατανομής των οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος.

Στο Σχ.2.120 δίδονται συγκριτικά τα διαγράμματα (M) για τις περιπτώσεις ελαστικής γραμμής των πασσάλων αντιστήριξης του Σχ.2.119, από τα οποία διαπιστώνονται τα εξής:

- Για τους εύκαμπτους πασσάλους αντιστήριξης στα σημεία επιβολής των εξωτερικών δυνάμεων προέντασης είναι σαφέστερη η στατική λειτουργία «στήριξης» με αποτέλεσμα την απομείωση των ροπών κάμψης στα «ανοίγματα», δηλαδή μεταξύ των θέσεων αγκύρωσης.
- Γενικά, οι ροπές κάμψης στους εύκαμπτους πασσάλους είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές των πασσάλων μέσης ακαμψίας. Οι μέγιστες ροπές των τελευταίων είναι 2–3,5 φορές υψηλότερες, αναλόγως και της δύναμης προέντασης.

Ωστόσο, σημειώνεται ότι τόσο οι διαφορές στις οριζόντιες μετατοπίσεις των δύο συστημάτων που εξετάσθηκαν όσο και στην μορφή των διαγραμμάτων (M) και τα απόλυτα μεγέθη των ροπών κάμψης, εξαρτώνται σημαντικά από τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, που για τις συγκεκριμένες αναλύσεις των παραπάνω σχημάτων ήταν $K = 0,5$.



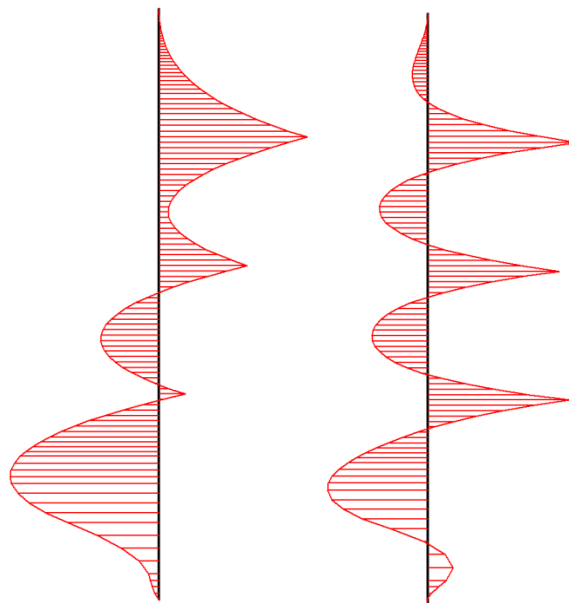
K = 0,5

maxM = 364 kN·m

ΑΓΚΥΡΙΑ Β, ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΜΕΣΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ

maxM = 106 kN·m

ΑΓΚΥΡΙΑ Β, ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΕΥΚΑΜΠΤΟΙ



K = 0,5

maxM = 321 kN·m

ΑΓΚΥΡΙΑ D, ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΜΕΣΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ

maxM = 158 kN·m

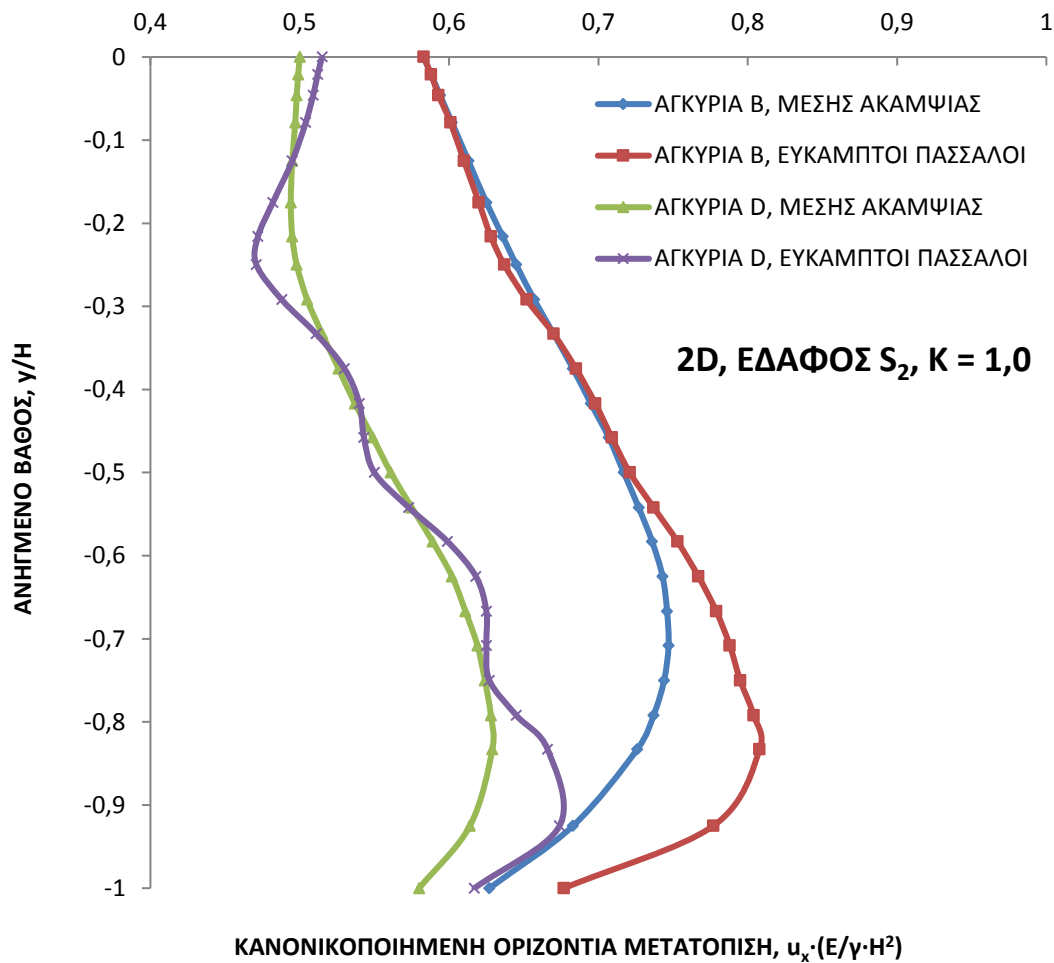
ΑΓΚΥΡΙΑ D, ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΕΥΚΑΜΠΤΟΙ

Σχήμα 2.120: Σύγκριση διαγραμμάτων ροπών κάμψης (M) των πασσάλων αντιστήριξης, αναλόγως της ευκαμψίας: Αναλύσεις 2D, Έδαφος S₂, K = 0,5.

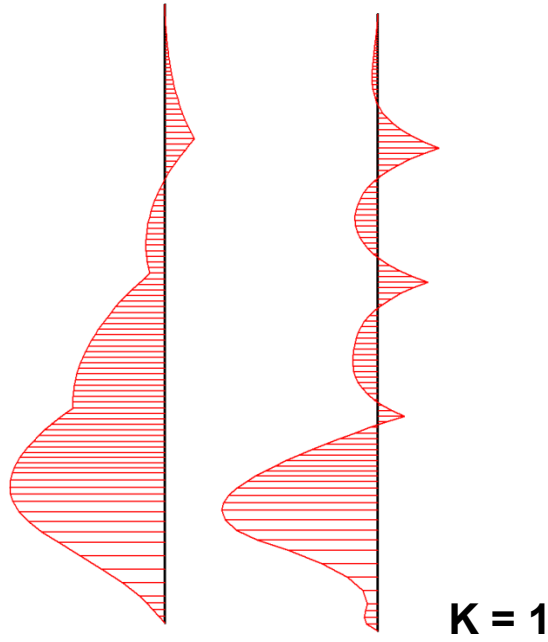
Για λόγους σύγκρισης πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K = 1,0, από τις οποίες προέκυψαν τα συγκριτικά διαγράμματα κατανομής των οριζοντίων μετατοπίσεων u_x των πασσάλων αντιστήριξης καθ' ύψος (0 ≤ y/H ≤ 1). Ποιοτικά, τα

συμπεράσματα από το αντίστοιχο Σχ.2.121 είναι παραπλήσια αυτών για τον συντελεστή $K = 0,50$ (Σχ.2.119), με την επισήμανση ότι:

- i. Γενικά, οι μετατοπίσεις για $K = 1,0$ είναι υπερδιπλάσιες αυτών για την μικρότερη τιμή $K = 0,50$.
- ii. Οι διαφορές μεταξύ των δύο περιπτώσεων ευκαμψίας είναι πολύ μικρές μέχρι το ανηγμένο βάθος $y/H = 0,50$, με ελαφρώς υψηλότερες τιμές για τους πασσάλους μέσης ακαμψίας, όμως γίνονται αρκετά σημαντικότερες στα μεγαλύτερα βάθη.
- iii. Η μεγιστοποίηση των u_x εντοπίζεται γενικά σε βάθη $0,7 \leq y/H \leq 0,9$, όπως και στην περίπτωση $K = 0,5$. Φαίνεται λοιπόν, ότι η μεγιστοποίηση των μετατοπίσεων δεν εξαρτάται από το συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων.



Σχήμα 2.121: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων επί της κατανομής των οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος: S_2 , $K = 1,0$.

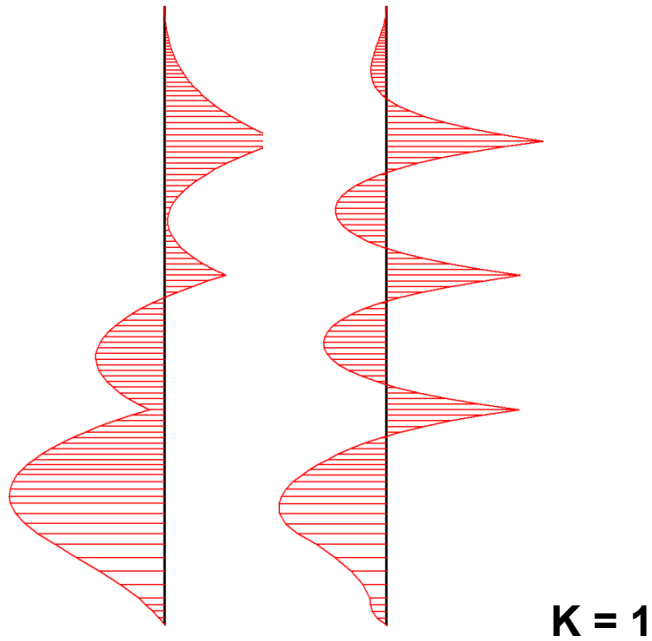


$\max M = 465 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΑΓΚΥΡΙΑ Β, ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΜΕΣΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ

$\max M = 123 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΑΓΚΥΡΙΑ Β, ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΕΥΚΑΜΠΤΟΙ



$\max M = 478 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΑΓΚΥΡΙΑ D, ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΜΕΣΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ

$\max M = 175 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΑΓΚΥΡΙΑ D, ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΕΥΚΑΜΠΤΟΙ

Σχήμα 2.122: Συγκριτικά διαγράμματα ροπών κάμψης (M) των πασσάλων αντιστήριξης: 2D, Έδαφος S_2 , $K = 1,0$.

Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων ροπών κάμψης (M) καθ' ύψος των πασσάλων (Σχ.2.122) προκύπτουν τα εξής:

- ✓ Στους εύκαμπτους πασσάλους οι ροπές «ανοιγμάτων» (μεταξύ των θέσεων αγκύρωσης) είναι σημαντικά μικρότερες, λόγω της σαφέστερης λειτουργίας στις υπ' όψιν θέσεις αγκυρίων ως σημείων «στήριξης».
- ✓ Οι μέγιστες ροπές κάμψης είναι μεγαλύτερες στους μέσης ακαμψίας πασσάλους κατά 2,7 έως 3,7 φορές.
- ✓ Παρ' όλο που οι οριζόντιες μετατοπίσεις για $K = 1$ είναι υπερδιπλάσιες αυτών για $K = 0,50$, αντιθέτως οι ροπές κάμψης δεν είναι αντιστοίχως υψηλότερες. Ειδικότερα για τους εύκαμπτους πασσάλους, η επαύξηση δεν υπερβαίνει το 17%.

5. Συμπερασματικά σχόλια

α) Εξετάσθηκε η επιρροή των τριαξονικών συνθηκών επί της συμπεριφοράς αντιστηρίξεων μέσω προεντεταμένων αγκυρώσεων και συγκεκριμένα επί του γενικού συντελεστή ασφαλείας και των μετατοπίσεων, κατακορύφων και οριζοντίων (επιφανειακών και καθ' ύψος των πασσάλων αντιστήριξης). Συστηματική επίσης διερεύνηση της επιρροής επί των ανωτέρων μεγεθών, ορισμένων βασικών παραγόντων έγινε υπό διδιάστατες συνθήκες. Οι εξεταζόμενοι παράγοντες ήταν: i) Ο βασικός τύπος του εδάφους: Θεωρήθηκαν δύο βασικοί τύποι S_1 (αποσαθρωμένος ημίβραχος με υψηλή γωνία εσωτερικής τριβής και χαμηλή συνοχή) και S_2 (πολύ στιφρή Ο.Σ. άργιλος) με ανάπτυξη διατμητικής αντοχής λόγω της συνοχής, κυρίως. ii) Το βάθος έμπτηξης του πασσάλου: Εξετάσθηκε μέσω του ανηγμένου βάθους D/H. iii) Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων: Θεωρήθηκε παραμετρικά μεταβαλλόμενος συνήθως, μεταξύ του $K = 0,2$ έως $1,0$ και κατ' εξαίρεση έως και $K = 1,5$. iv) Το μήκος του ελεύθερου τμήματος των αγκυρίων, πέραν του θεωρητικού επιπέδου αστοχίας κατά Rankine. v) Η αντοχή σχεδιασμού των αγκυρίων $R_{a,d}$ κυμαινόμενη από 105 έως 840 kN. (αγκύρια A έως D). vi) Η σχετική δυσκαμψία των πασσάλων αντιστήριξης. Ως βασική παράμετρος χρησιμοποιήθηκε η κανονικοποιημένη συνολική αντοχή αγκυρίων $R = \sum R_{a,d} / s\gamma H^2$.

Το βασικό εδαφικό προσομοίωμα των αναλύσεων ήταν το γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb. Ειδικώς για τις επιφανειακές καθιζήσεις έγιναν συγκριτικές αναλύσεις με το Hardening Soil Model.

β) Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι γενικευμένης αστοχίας για συγκεκριμένο τύπο S_1 ή S_2 εξαρτάται σημαντικά από τις γεωμετρικές συνθήκες (2D και 3D). Από τις 2D αναλύσεις προέκυψε ότι οι βασικότεροι παράγοντες που επηρεάζουν τον συντελεστή ασφαλείας είναι η κανονικοποιημένη συνολική αντοχή αγκυρίων R και το ανηγμένο βάθος D/H.

- Ο ρυθμός αύξησης του SF με την αύξηση της κανονικοποιημένης συνολικής αντοχής R είναι υψηλότερος στον εδαφικό τύπο με την υψηλότερη γωνία εσωτερικής τριβής, φ' (δηλαδή του S_1).
- Το ανηγμένο βάθος D/H επηρεάζει άμεσα το μηχανισμό γενικής αστοχίας κι έμμεσα τον συντελεστή ασφαλείας SF. Η επιρροή του στον υπ' όψιν συντελεστή φαίνεται σημαντικότερη στο έδαφος S_1 (υψηλή γωνία εσωτερικής τριβής).

- Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων δεν έχει την οιαδήποτε επιρροή επί του SF.
- Το ελεύθερο μήκος λίγο μόνο επηρεάζει τον συντελεστή ασφαλείας.

Από τις παράλληλες 3D αναλύσεις συμπεραίνεται ότι το ανηγμένο μήκος του μετώπου εκσκαφής (L/H) επηρεάζει ουσιαστικά το συντελεστή ασφαλείας. Για την μικρότερη από τις εξετασθείσες τιμές, $L/H = 1$ οι συντελεστές ασφαλείας είναι σημαντικά υψηλότεροι από τις αντίστοιχες των μεγάλου μήκους εκσκαφών που προσομοιώνονται υπό 2D συνθήκες. Αυτό παρατηρείται διότι προφανώς, λόγω της σχετικής επιρροής των διατμητικών δυνάμεων ευσταθείας κατά τις γωνίες (end effects) στον συντελεστή ασφαλείας, οι οποίες γίνονται σημαντικότερες για μειούμενο λόγο διαστάσεων, L/H . Η επαυξητική επιρροή των τριαξονικών συνθηκών στο συντελεστή ασφαλείας, SF μειώνεται για $L/H > 2$.

Υπό 3D συνθήκες, η κανονικοποιημένη συνολική αντοχή R, έχει συνεχώς μειούμενη ευνοϊκή επιρροή στο συντελεστή ασφαλείας για μειούμενο λόγο L/H , δεδομένου ότι δεσπόζουσα σημεία στη βελτίωση του SF έχουν κυρίως οι γεωμετρικές συνθήκες. Για $L/H = 1$, το μέγεθος R έχει σχεδόν ασήμαντη επιρροή στον SF, κυρίως για τον αργιλικό σχηματισμό S_2 . Η αυξητική επιρροή του βάθους έμπηξης εξετάσθηκε μέσω του συντελεστή $I_d = (SF)_{D2}/(SF)_{D0}$, όπου οι λόγοι των συντελεστών ασφαλείας υπολογίσθηκαν για δύο τιμές του ανηγμένου βάθους, $D_0 = 0$ και $D_2 = 0,3H$. Διαπιστώθηκε, ότι γενικά μεν υπό 2D συνθήκες, η επιρροή φαίνεται σημαντικότερη, παρά στις τριδιάστατες συνθήκες, ενώ για τις υψηλότερες τιμές αντοχής αγκυρίων $R_{a,d}$, απομειώνεται η ευνοϊκή επιρροή ενός υψηλού λόγου D/H .

γ) Η δυνατότητα επέκτασης των συμπερασμάτων ως προς τον συντελεστή ασφαλείας κατά το σκέλος που αφορά στην συνάρτησή του με την κανονικοποιημένη συνολική αντοχή αγκυρίων, εξετάσθηκε με διάφορες διατάξεις καθ' ύψος αγκυρίων σε $n = 2$ έως 6 σειρές με αντιστοίχως μεταβαλλόμενο ύψος του πρανούς εκσκαφής H. Διαπιστώθηκε ότι με καλή προσέγγιση, η επιλεγείσα κανονικοποίηση μέσω του όρου $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, μπορεί να έχει γενικότερη εφαρμογή.

δ) Η ανάπτυξη των οριζοντίων μετατοπίσεων εξετάσθηκε αφ'ενός μεν μέσω του μεγέθους u_x στην στέψη, αφ'ετέρου ως συνάρτηση της μεταβολής των μετατοπίσεων επιφανείας, αναλόγως της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο (x_0/H). Ο σημαντικότερος παράγοντας που επηρεάζει τόσο την u_x στην στέψη, όσο και την κατανομή στην επιφάνεια είναι ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων, K. Η αύξηση του K συνεπάγεται σημαντική αύξηση και των οριζοντίων μετατοπίσεων.

- Άλλος σημαντικός παράγοντας είναι το βάθος έμπηξης και πιο συγκεκριμένα, με την αύξηση του ανηγμένου βάθους, D/H απομειώνονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις. Η μειωτική αυτή επιρροή είναι σημαντικότερη για τον σχηματισμό S_1 , αλλά και για τις σχετικά χαμηλότερες τιμές της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων. Η διαφοροποίηση του μέτρου ελαστικότητας E μεταξύ των δύο τύπων S_1 και S_2 (όπου $E_1 = 3E_2$) δεν μπορεί μόνη της να δικαιολογήσει τις παρατηρούμενες διαφορές.
- Παρ' όλο που η άμεση σύγκριση των μετατοπίσεων στέψης u_x μεταξύ των 2D και 3D αναλύσεων δε θα είχε νόημα (δεδομένου οι υπό 2D συνθήκες οι μετατοπίσεις είναι ανεξάρτητες της θέσης, ενώ υπό 3D υπολογίσθηκαν κατά τους άξονες συμμετρίας, ως $\max u_x$), σημειώνεται ότι αναλόγως του λόγου L/H μεταβάλλεται η συσχέτιση του υπ'όψιν

μεγέθους. Υπό 3D συνθήκες, οι μετατοπίσεις u_x απομειώνονται με την αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής R (όπως άλλωστε και υπό 2D συνθήκες), αλλά και η απομείωση γίνεται σημαντική με την μείωση του λόγου L/H . Για την μικρότερη εξετασθείσα τιμή $L/H = 1$, τα μεγέθη u_x σχεδόν παραμένουν αμετάβλητα, ανεξαρτήτως της αντοχής αγκυρίων (και της αναλογικής προς αυτήν δύναμη τάνυσης).

- Η ανισοκατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων στέψης υπό 3D συνθήκες κατά μήκος του μετώπου εξετάσθηκε μέσω του λόγου των μεγεθών u_x στις γωνίες και στο μέσο και διαπιστώθηκε ότι οι μετατοπίσεις στις γωνίες δεν υπερβαίνουν το 10 - 15% των μεγίστων.

ε) Η συνήθης κατανομή των καθιζήσεων επιφανείας u_y , σύμφωνα με τα βιβλιογραφικά δεδομένα αποδίδεται μέσω διαγραμμάτων με κοίλη μορφή (sagging) ή κυρτή (hogging), τουλάχιστον στην περιοχή της πρωτεύουσας ζώνης επιρροής (P.I.Z.). Η μορφή της κατανομής έχει αποδειχθεί ότι επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό την πιθανότητα ζημιών στις γειτονικές προς την εκσκαφή επιφανειακές κατασκευές, πέραν βεβαίως από τα απόλυτα μεγέθη των καθιζήσεων. Η υπόψιν κατανομή εξαρτάται και από την μετατόπιση ακριβώς στην στέψη, τουλάχιστον για τις συνήθεις, μη μηδενικές τιμές του ανηγμένου βάθους έμπτηξης D/H , με αποτέλεσμα γενικά κοίλη μορφή της κατανομής, όπου καθιζήσεις αναπτύσσονται σε απόσταση από το μέτωπο, μόνο. Αντιθέτως, από τις 3D αναλύσεις, κατά τους άξονες συμμετρίας διαπιστώθηκε γενικά καθίζηση και όχι ανύψωση στην στέψη.

- ✓ Από ανεξάρτητες αναλύσεις διαπιστώθηκε ότι η αποκλειστική επιρροή των δυνάμεων τάνυσης (πέραν δηλαδή του παράγοντα του αρχικού εντατικού πεδίου) εκδηλώνεται με αρκετά σημαντικές καθιζήσεις ακριβώς στην στέψη και στην γύρω περιοχή με αντίστοιχη τάση έντονης απομείωσης των u_y (εως και την ανάπτυξη ανυψώσεων) σε απόσταση από το μέτωπο. Βάσει αυτής της διαπίστωσης ερμηνεύεται η μορφή κατανομής των επιφανειακών u_y , οι οποίες κατά περίπτωση είναι καμπύλες κοίλες (μικρές δυνάμεις) ή κυρτές (υψηλές δυνάμεις αγκύρωσης).
- ✓ Η πολύ ουσιαστική διαφορά στην κατανομή των u_y μεταξύ 2D και 3D συνθηκών ερμηνεύθηκε μέσω της αναπόφευκτα μη ακριβούς προσομοίωσης κατά τις διδιάστατες αναλύσεις, του τμήματος των πασσάλων αντιστήριξης κάτω από την στάθμη γενικής εκσκαφής ως συνεχών τοιχωμάτων, ενώ στην πραγματικότητα πρόκειται για διακριτά, μεμονωμένα στοιχεία. Η απομείωση των συνεπειών της ανακριβούς προσομοίωσης επιχειρήθηκε μέσω της υπόθεσης μειωμένου συντελεστή R_{int} που ρυθμίζει τις τάσεις συνάφειας μεταξύ του εδάφους και της παράπλευρης επιφάνειας του δομικού στοιχείου. Συμπεραίνεται ότι με την ανωτέρω ρύθμιση από τις νέες προσαρμοσμένες 2D αναλύσεις υπολογίζονται γενικά καθιζήσεις και όχι (πλέον) ανυψώσεις, ακριβώς στην στέψη.

στ) Η συνήθης βιβλιογραφική κανονικοποίηση των μετατοπίσεων γενικά, πραγματοποιείται μέσω των λόγων u_x/H ή u_y/H . Εντούτοις, είναι προφανές ότι τα υπ' όψιν μεγέθη οριζοντίων ή κατακορύφων μετατοπίσεων δεν είναι ευθέως ανάλογα του βάθους εκσκαφής, αλλά μάλλον προς τον όρο $\gamma \cdot H^2$. Προκειμένου να συμπεριληφθεί και η επιρροή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους E , τα αντίστοιχα διαγράμματα παρουσιάσθηκαν υπό την κανονικοποιημένη μορφή $u_{x,y} \cdot (E/\gamma \cdot H^2)$. Από ανεξάρτητες αναλύσεις ανυποστήρικτης εκσκαφής η υποστηριγμένης με αγκύρια, διαπιστώθηκε η επιτυχής επιλογή του ανωτέρω τρόπου κανονικοποίησης έναντι αυτού με βάση τον λόγο $u_{x,y}/H$.

ζ) Προκειμένου να εκτιμηθεί η επιρροή επί των καθιζήσεων επιφανείας των πολύ υψηλών ανυψώσεων στο επίπεδο γενικής εκσκαφής, όπως προβλέπονται με την εφαρμογή διγραμμικού, γραμμικώς ελαστικού προσομοιώματος, έγιναν συγκριτικές αναλύσεις με το HSM, όπου διαφοροποιείται το μέτρο ελαστικότητας κατά την φόρτιση και την αποφόρτιση. Οι ανυψώσεις στην στάθμη γενικής εκσκαφής προέκυψαν σημαντικά μικρότερες και οι καθιζήσεις άνω επιφανείας μεγαλύτερες. Άμεση σύγκριση αποτελεσμάτων δεν είναι ρεαλιστική λόγω των διαφορών στα προσομοιώματα, ωστόσο το HSM για τον συγκεκριμένο λόγο αποδίδει ακριβέστερα την εικόνα των μετατοπίσεων.

η) Η επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης εξετάσθηκε ενδεικτικά μέσω δύο συνήθων στην πράξη επιλογών, δηλαδή αφ' ενός πασσάλων οπλισμένου σκυροδέματος (μέσης δυσκαμψίας), αφ' ετέρου ευκάμπτων μεταλλικών διατομών. Οι κυριότερες διαφορές εντοπίζονται στην κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος των πασσάλων, καθώς και στην αυτονόητη μεταβολή των διαγραμμάτων ροπών κάμψης (M).

θ) Προκειμένου τα αποτελέσματα των αναλύσεων να συγκριθούν με διαθέσιμα συστηματικά βιβλιογραφικά στοιχεία, τα οποία αποκλειστικά αναφέρονται σε αντηριδωτές αντιστηρίξεις, έγιναν πρόσθετες αναλύσεις για παθητικά αγκύρια, δηλαδή περίπτωση που προσεγγίζει τις αντηριδωτές αντιστηρίξεις. Διαπιστώθηκαν γενικά αυξημένες οριζόντιες μετατοπίσεις που εμπίπτουν στα όρια των μετρήσεων, ενώ η κατά την επιφάνεια κατανομή των καθιζήσεων έχει γενικά κοίλη μορφή.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Bakker K.J. (2006). "A 3D F.E. model for excavation analysis". *Proc.5th International Symposium T.C28 (Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground)*, Netherlands, pp 473–478.
- Brinkgreve, R.B.J. and Bakker, H.L. (1991). "Non-linear finite element analysis of safety factors". *Proc. 7th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomechanics*, Cairns, Australia, pp 1117-1122.
- Clough G.W., Smith E.M. and Sweeney, B.P. (1989). "Movement control of excavation support systems by iterative design". *Proc. ASCE Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, 2, pp 869–884.
- Clough G.W and O' Rourke T-D (1990): "Construction induced movements of in situ walls". *Geot. Special Publication, N° 25: "Design and Performance of Earth Retaining Structures"*, June 1990, pp 439-470.
- Hovland H.J. (1977). "Three-dimensional slope stability analysis method". *J. Geotech. Engrg.Div. ASCE*, 103(9), pp 971-986.
- Hsieh, P.G., Ou, CY (1998). "Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation". *Canadian Geot. Journal*, 36, 6, pp 1004-1017.
- Huang C-C and Tsai C-C (2000). "New method for 3D and asymmetrical slope stability analysis". *J. Geotech. Engrg.Div. ASCE*, 126(10), pp 917-927.
- Leshchinsky, D. and Huang, C-C (1992). "Generalized three-dimensional slope-stability analysis". *J. Geotech. Engrg.Div. ASCE*, 118(11), pp 1748–1764.
- Michalowski R.L. (2010). "Limit analysis and stability charts for 3D slope failures". *J. Geotech. Engrg.Div. ASCE*, 136(4): pp 583-593.
- Ou C.Y., Hsieh P.G. and Chien D.C. (1993). "Characteristics of ground settlement during excavation". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.30 N° 5, pp 758-767.
- Ou C.Y., Hsieh P.G. (2011). "A simplified method for predicting ground settlement profiles produced by excavation in soft clay". *Computers and Geotechnics* 38, pp 987-997.
- Papadopoulou K. (2011). "Parametric analyses of retaining structures by prestressed anchors". Postgraduate Thesis in N.T.U.A, Postgraduate Program: "Design and Construction of Underground structures".
- Papadopoulou K. and Sofianos A. (2016). "Factors affecting the behaviour of retaining structures with prestressed anchorages under 2d and 3d conditions". *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 34:6, pp 1877–1887.
- Peck R.B. (1969). "Deep excavation and tunneling in soft ground". In: *Proceedings of the 7th international conference on soil mechanics and foundations engineering, state-of-the-art-volume*, Mexico City, pp 225-90.
- Plaxis Validation and Verification (2012). "Phi-c reduction and comparison with Bishop's method". Kb Plaxis nl, Knowledge Base.

- Poulos H.G., Carter. J.P. and Small J.C. (2001). "Foundations and retaining structures- Research and practice". *General Report, Proc. 15th J.C.S.M.G.E.* Istanbul, Vol. 4, pp 2527-2606.
- Schanz T., Vermeer P.A. and Bonnier P.G. "The hardening soil model: Formulation and verification". *Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of PLAXIS.* 1999 Balkema Rotterdam, ISBN 905809 040X.
- Schweiger H.F. (1998). "Results from two geotechnical benchmark problems", *Proc.4th European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering.* Cividini A., (ed.), pp 645–654.
- Schweiger H.F. (2000). "Ergebnisse des Berechnungsbeispieles Nr. 3 «3-fach verankerte Baugrube". Tagungsband Workshop "Verformungsprognose für tiefe Baugruben", *D.G.G.T./AK 1.6*, pp7-67.
- Yamagami T. and Jiang J.C, (1997). "A search for the critical slip surface in three-dimensional slope stability analysis". *Soils and Foundations*, Tokyo, 37(3), pp 1-16.
- Zdrackovic L. Potts D.M and St. John H.D. (2005). "Modelling of a 3D excavation in finite element analysis". *Géotechnique* 55(7), pp 497-513.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΠΡΑΝΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ

1. Εισαγωγή

Το παρόν Κεφάλαιο αναφέρεται αποκλειστικά σε αστοχίες τεχνητών πρανών εκσκαφής, επομένως αφορά στο πολυσύνθετο πρόβλημα ευσταθείας των αντιστοίχων πρανών, στο οποίο εμπλέκονται και αλληλοεπηρεάζονται βασικά θέματα, όπως: οι παράγοντες που επηρεάζουν γενικώς την ευστάθεια των πρανών, ο εντοπισμός τυχόν ιδιαιτεροτήτων σε συγκεκριμένες περιπτώσεις και οι μέθοδοι σχεδιασμού σε συνδυασμό με την ανάστροφη ανάλυση περιπτώσεων αστοχιών.

α) Παράγοντες που επιδρούν στην ευστάθεια

Μεταξύ των πολλών παραγόντων που μπορούν να επηρεάσουν την ευστάθεια, επομένως και την κατάλυσή της αναφέρονται ενδεικτικώς οι κυριότεροι.

- Η φύση του εδάφους: Συνδέεται με ομάδα παραγόντων που με την σειρά της επηρεάζει την ευστάθεια, αλλά και με τις μεθόδους επί τόπου ή εργαστηριακής έρευνας και αναλύσεως της ευσταθείας. Ο κυριότερος διαχωρισμός αφορά στα εδάφη ή στους βράχους. Στην τελευταία περίπτωση οι γεωλογικές ασυνέχειες, η φύση τους και η κατανομή τους έχουν αποφασιστική σημασία λόγω της σημαντικά μειωμένης αντοχής κατά μήκος διακριτών επιφανειών συγκριτικά με την πολύ υψηλή διατμητική αντοχή των εκατέρωθεν τεμαχών αρρήκτου βράχου.
- Οι γεωτεχνικές παράμετροι, όπως τα δεδομένα κατατάξεως αν πρόκειται για έδαφος, αλλά κυρίως οι παράμετροι διατμητικής αντοχής.
- Υδροστατικές πιέσεις του ύδατος, υδατικές πιέσεις λόγω μόνιμης ή παροδικής ροής. Η μείωση των ενεργών τάσεων του εδάφους είτε οι υδροστατικές δυνάμεις που ασκούνται σε περίπτωση πληρώσεως των ασυνεχειών βράχου, αποτελούν συνήθη εναυσματικό παράγοντα αστάθειας των πρανών. Δευτερογενής δυσμενής επιρροή της υδατικής ροής διαμέσου πρανούς είναι η απόπλυση του λεπτόκοκκου υλικού.
- Γεωμετρικά στοιχεία των πρανών. Είναι αυτονόητο ότι η μέση κλίση του πρανούς και το ύψος του επηρεάζουν την ευστάθεια, σε συνδυασμό και με άλλους παράγοντες.
- Επί τόπου αρχικό εντατικό πεδίο. Η αποτόνωση τυχόν υψηλών επί τόπου οριζοντίων τάσεων λόγω της εκσκαφής, υπό προϋποθέσεις μπορεί να ευνοήσει φαινόμενα αστάθειας.
- Δυναμικές εξωγενείς δράσεις που συνεπάγονται τάσεις και δυνάμεις που ευνοούν την αστάθεια (επιρροή εκρηκτικού κύματος και κυρίως σεισμική δράση).
- Διάβρωση, η οποία μπορεί να είναι εκτεταμένη, όπως λόγω συνεχούς ροής στην περιοχή της βάσεως εδαφικού πρανούς ή εντοπισμένη σε στενή περιοχή της επιφανείας.

β) Ιδιαιτερότητες κάθε περιπτώσεως

Ενδεικτικώς αναφέρονται οι εξής πιθανές αποκλίσεις από την συνήθη πρακτικής εξετάσεως της ευσταθείας των πρανών:

- Η ενδιαμέση φύση του εδάφους με συμπεριφορά μεταξύ αυτής του βραχώδους υλικού και του συμβατικού εδαφικού. Τυπική περίπτωση είναι αυτή του λεγομένου «ημιβράχου», όπως οι σκληρές ρηγματωμένες μάργες, ο αποσαθρωμένος ιλυόλιθος ή σχιστόλιθος, κ.λ.π. Συνδέεται κυρίως με τις μεθόδους διερευνήσεως των χαρακτηριστικών και την εκτίμηση ρεαλιστικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής.
- Αποκλίσεις από τη φύση συμβατικού εδάφους που γενικά θα επέτρεπε την παραδοχή «ομοιογενούς», έστω και καθ' ύψος συγκεκριμένης ζώνης, όπως η ανομοιογένεια εντός στρώσεως και η ανισοτροπία διατμητικής αντοχής, συνήθης σε σκληρά (ή μη) στρωσιγενή εδάφη.
- Η έντονη εξάρτηση της διατμητικής αντοχής από το πεδίο των γωνιακών παραμορφώσεων και η συσχέτιση μεταξύ μέγιστης και παραμένουσας διατμητικής αντοχής.
- Η ύπαρξη προδιατεταγμένων επιφανειών εντός εδαφικών πρανών, που συνεπάγεται ιδιαίτερη δυσκολία για την εκτίμηση αντιπροσωπευτικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής.

γ) Μέθοδοι αναλύσεως

Είναι γνωστό ότι ο μεν «σημειακός συντελεστής ασφαλείας» ορίζεται ως ο λόγος της διαθέσιμης (ή μέγιστης δυνατής) διατμητικής αντοχής προς την απαραίτητη για την εξισορρόπηση των διατμητικών τάσεων, ενώ ο συνολικός συντελεστής λαμβάνεται ως ο συσχετισμός των μέγιστων δυνάμεων αντοχής που μπορούν να αναπτυχθούν κατά μήκος συγκεκριμένης – πιθανής επιφάνειας αστοχίας ως προς τις υπάρχουσες δυνάμεις καταλύσεως της ισορροπίας. Κατά κανόνα, ο συσχετισμός αυτός για μη επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως γίνεται βάσει των αποτελεσμάτων των δυνάμεων αυτών, όπως είναι οι ροπές ως προς συγκεκριμένο σημείο. Οι συμβατικές μέθοδοι αναλύσεως αναπτύχθηκαν περίπου στην ίδια λογική της οριακής ισορροπίας και τον συσχετισμό ροπών ή δυνάμεων, από τις απλούστερες, π.χ. Fellenious (1936), Bishop (1955), Bishop and Morgenstern (1960) έως τις σχετικά πιο σύνθετες, όπως κατά Janbu (1968), Morgenstern and Price (1965), Spencer (1967), Sarma (1979), Lambe and Silva (1995). Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων που ουσιαστικά αποτελεί αριθμητική μέθοδο βασισμένη σε ελαστοπλαστική ανάλυση, παρ' όλο που δεν είναι απαραίτητη σε πολλές συμβατικές περιπτώσεις πρανών, σε πιο σύνθετα προβλήματα παρέχει ιδιαίτερα πλεονεκτήματα, ώστε σήμερα να είναι ευρέως διαδεδομένη. Η ακρίβεια και η αποτελεσματικότητά της αποδείχθηκε από αρκετούς ερευνητές, όπως από τους Matsui and San (1992) και Griffiths and Lane (1999). Ειδικότερα οι πρώτοι, από τους ανωτέρω συνέδεσαν την εφαρμογή της F.E.M. με την τεχνική υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας βάσει της βαθμιαίας απομειώσεως των παραμέτρων αντοχής $\tan\phi - c$ ($\phi - c$ reduction), τεχνική που έχει ενσωματωθεί στα προγράμματα H/Y. Θα πρέπει να αναφερθεί ότι η αρχική ιδέα του συντελεστή ασφαλείας έναντι ασταθείας, διατυπώθηκε προγενέστερα με τον ίδιο ουσιαστικό τρόπο (Kezdi, 1979).

δ) Στόχος και περιεχόμενα του Κεφαλαίου 3

Ο στόχος του παρόντος Κεφαλαίου είναι η ανάδειξη συγκεκριμένων περιστατικών αστοχίας πρανών, στις οποίες υπήρχαν ιδιαιτερότητες, όπως η ενδιάμεση φύση του «εδαφικού» υλικού, οι δυσκολίες εκτιμήσεως παραμέτρων διατμητικής αντοχής, η ανεπιτυχής επιλογή μεθόδου αναλύσεως κατά την περίοδο της Μελέτης, κ.λ.π. Συνολικά αναλύονται επτά (7) περιπτώσεις αστοχίας που επανεξετάστηκαν με την εφαρμογή μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων υπό 2D, αλλά και 3D συνθήκες. Τέλος, εξετάστηκε από θεωρητική πλευρά η συμβολή των πασσάλων ανασχέσεως της κατολισθήσεως με 3D αναλύσεις. Από το σύνολο των αναλύσεων και των σχολίων που τα συνοδεύουν επιβεβαιώνεται ότι σε αντίστοιχες περιπτώσεις αστάθειας πρανών, όπου υπεισέρχονται εγγενείς αβεβαιότητες δεν επαρκούν πάντα οι εξελιγμένες μέθοδοι υπολογισμού, αλλά απαιτείται η συμβολή της κρίσεως του Μηχανικού (εκ των προτέρων και όχι εκ των υστέρων, βεβαίως). Από την παραπάνω επανεξέταση των επτά περιπτώσεων αστοχιών, κατά την γνώμη μου επιβεβαιώνεται ο Popescu (1997), σύμφωνα με τον οποίο η επανεξέταση αστοχιών φαίνεται να συμβάλλει περισσότερο στα προβλήματα ευσταθείας πρανών, παρά μόνο βάσει θεωρητικής αναλύσεως και εργαστηριακής διερευνήσεως.

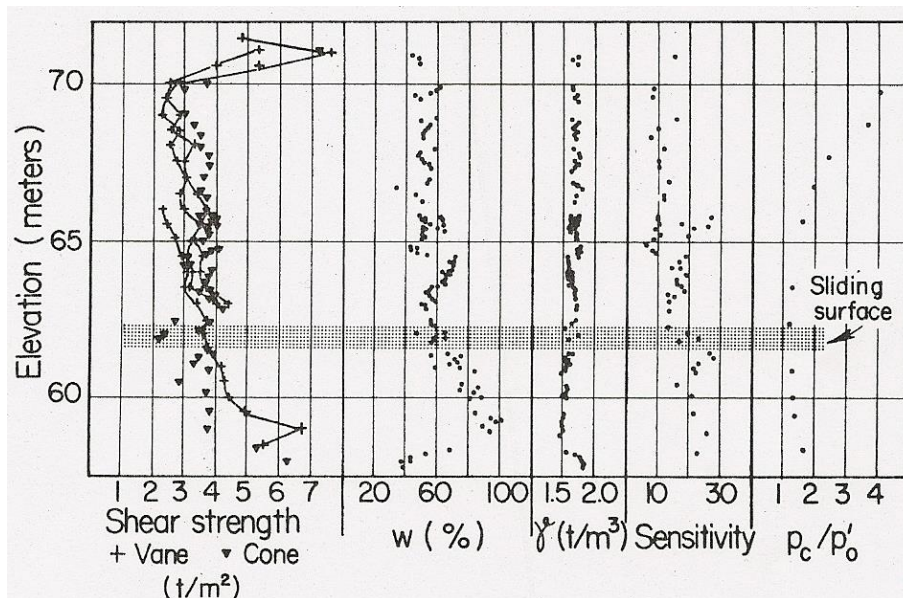
2. Η κατολίσθηση στο Kimola Canal στη Φινλανδία

2.1 Σύντομο χρονικό της κατολισθήσεως

Η διώρυγα Kimola βρίσκεται βορειοανατολικά του Ελσίνκι, κατασκευάστηκε για να εξυπηρετήσει την εμπορευματική μεταφορά προϊόντων υλοτομίας και αποτελείται από δύο τμήματα (άνω και κάτω κανάλι) με υψομετρική διαφορά 13 m περίπου. Για την πραγματοποίηση των υψομετρικών απαιτήσεων του πυθμένα και της τραπεζοειδούς διατομής της διώρυγας πραγματοποιήθηκαν εκσκαφές κατά φάσεις και βαθμίδες με κλίση 1:1,5 (κατακόρυφη προς οριζόντια). Κατά την πρώτη φάση κατασκευής της κάτω διώρυγας (άνοιξη του 1963), όπου είχε πραγματοποιηθεί διαμόρφωση πρανών ύψους 4–6 m παρατηρήθηκαν μικροκατολισθήσεις. Κατά την αντίστοιχη φάση κατασκευής της άνω διώρυγας δεν παρουσιάστηκαν μεν αρχικά κατολισθήσεις, αλλά όταν τα πρανά διαμορφώθηκαν με συνολικό ύψος περί τα 15 m, την άνοιξη του 1965, εκδηλώθηκε εκτεταμένη κατολίσθηση εδαφικού όγκου 30000 m³. Το Νοέμβριο του 1965 σημειώθηκε η μεγαλύτερη κατολίσθηση στην κάτω διώρυγα μεταξύ των σταθμών 51+80 και 54+20, που περιέλαβε 90000 m³. Σημειώνεται ότι η κατολίσθηση αυτή έγινε 9 μήνες μετά από την ολοκλήρωση των εκσκαφών. Στο επόμενο διάστημα εκδηλώθηκαν ορισμένες αστοχίες δευτερεύουσας σημασίας σε βαθμίδες με επιφάνειες ποδός, τόσο στην άνω όσο και την κάτω διώρυγα. Η μεγάλη κατολίσθηση στο κάτω κανάλι αποτέλεσε αντικείμενο αναφορών, μεταγενέστερων αναλύσεων και σχολίων, επομένως αποτελεί σημαντικό και πολύ γνωστό γεγονός στους Γεωτεχνικούς Μηχανικούς. Η διδακτορική διατριβή του E. Kankare (1969) παρουσίασε με συστηματικό τρόπο τα γεωτεχνικά δεδομένα της αργίλου της περιοχής της διώρυγας, καθώς και σχετικές ανάδρομες αναλύσεις της ευσταθείας των πρανών. Σε σχετικό άρθρο του Leonards (1982) παρουσιάζονται ορισμένα βασικά στοιχεία και επιμέρους συμπεράσματα της ανωτέρω διδακτορικής διατριβής και διατυπώνονται ουσιαστικά σχόλια για τα αίτια και την ερμηνεία της μεγάλης κατολισθήσεως.

2.2 Γεωτεχνικά στοιχεία και προγενέστερες αναλύσεις ευσταθείας

α) Η διώρυγα βρίσκεται σε κοιλάδα που στις ανώτερες ζώνες της καλύπτεται από μεταπαγετώδεις αργίλους, τις οποίες ακολουθούν ενστρώσεις ιλυοαμμωδών λιθομιγών αργίλων. Το βραχώδες υπόβαθρο που δεν απαντήθηκε στις γεωτρήσεις, ούτε και επηρέασε την επιφάνεια ολισθήσεως αναδύεται στις παρυφές της κοιλάδας. Ο κύριος σχηματισμός είναι άργιλος που εμφανίστηκε ως CH (μέσες τιμές των ορίων Atterberg $LL = 55\%$, $PI = 30\%$), για την οποία διαπιστώθηκε υψηλή ευαισθησία $S_t = 8-16$ και ελαφρά υπερστερεοποίηση. Στην ευρύτερη περιοχή τόσο της άνω όσο και της κάτω διώρυγας εκτελέστηκαν γεωτρήσεις, επί αντιπροσωπευτικών δειγμάτων των οποίων έγιναν δοκιμές τριαξονικής θλίψης επί προστερεοποιημένων δειγμάτων, τόσον αστράγγιστες όσο και στραγγιζόμενες. Εκτελέστηκαν επίσης επί τόπου δοκιμές πτερυγίου και στατικής πενετρομετρήσεως. Τέλος, σε πιεζόμετρα που είχαν εγκατασταθεί στην περιοχή τόσο της άνω διώρυγας, όσο και της κάτω καταγράφηκαν οι υδατικές πιέσεις σε διάφορα χρονικά διαστήματα τόσο πριν όσο και μετά τις κατολισθήσεις στα αντίστοιχα τμήματα του καναλιού.

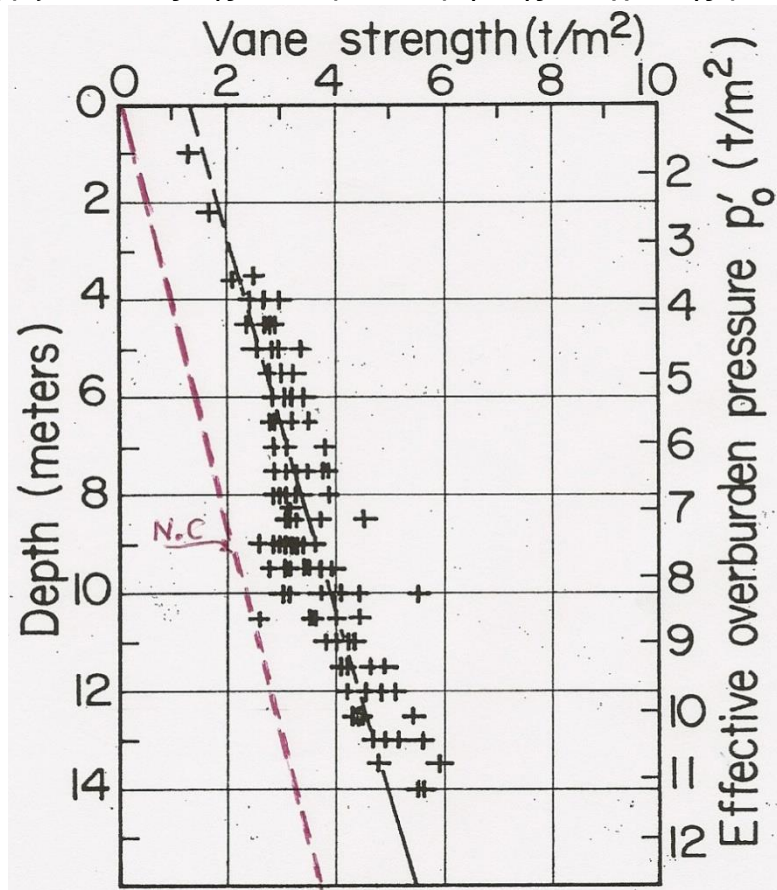


Σχήμα 3.1: Συγκεντρωτική παρουσίαση των γεωτεχνικών δεδομένων στο σταθμό 52+70 στην κάτω διώρυγα.

Στο σχήμα 3.1 δίνεται η γεωτεχνική τομή στο σταθμό 52+70 που βρίσκεται στην περιοχή της μεγάλης κατολίσθησης της κατώτερης διώρυγας και στην θέση του οποίου έγιναν οι περισσότερες ανάδρομες αναλύσεις για την ερμηνεία των αιτίων της αστοχίας. Συγκεκριμένα, παρουσιάζεται η μεταβολή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής s_u ως συνάρτηση του απολύτου υψομέτρου όπως προέκυψε από δοκιμές πτερυγίου και στατικής πενετρομετρήσεως. Δίνονται επίσης οι τιμές της φυσικής υγρασίας w , της φαινομένης πυκνότητας γ και της ευαισθησίας της αργίλου. Τέλος, παρουσιάζεται η μεταβολή του λόγου p_c/p'_0 , δηλαδή ο λόγος υπερστερεοποίησης OCR. Από το τελευταίο διάγραμμα εξάγεται το συμπέρασμα ότι η άργιλος είναι γενικώς μεν ελαφρά υπερστερεοποιημένη (OC), αλλά ειδικότερα στη στάθμη της επιφάνειας αστοχίας στην περιοχή της τραπεζοειδούς διατομής εμφανίζεται ως κανονικά στερεοποιημένη (NC). Στην υπ' όψιν στάθμη της επιφάνειας αστοχίας αντιστοιχούν και οι ελάχιστες τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής. Είναι

προφανές ότι σε περιπτώσεις μεταβολής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής με το βάθος, η καταγραφή του υπ' όψιν μεγέθους ως συνάρτηση του απολύτου υψομέτρου ίσως δεν έχει έννοια. Αντιπροσωπευτικότερο λοιπόν, είναι το διάγραμμα του σχήματος 3.2 που καταγράφει το μέγεθος s_u από δοκιμές πτερυγίου ως συνάρτηση του βάθους εκτελέσεως της δοκιμής και της ενεργού πίεσεως λόγω υπερκειμένων γαιών p'_o . Από το διάγραμμα προκύπτουν τα εξής:

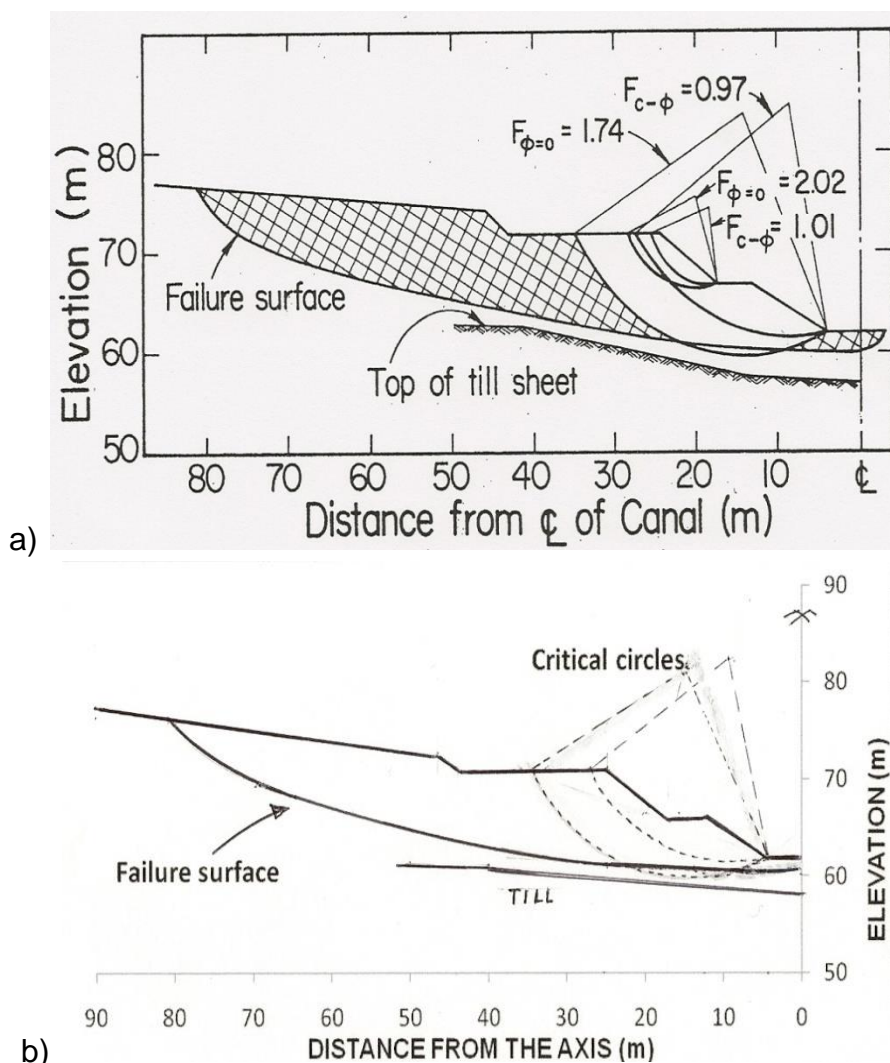
- Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή αυξάνεται περίπου γραμμικά με το βάθος. Στο σχήμα 3.2 σχεδιάστηκε η μέση γραμμική συσχέτιση που προέκυψε προφανώς από γραμμική παλινδρόμηση. Στο σχήμα προστέθηκε η θεωρητική γραμμική συσχέτιση για την υποθετική περίπτωση NC αργίλου, $s_u = 0,27 \cdot p'_o$ (ο συντελεστής αναλογίας εκτιμήθηκε με βάση το δείκτη πλαστιμότητας που είναι της τάξεως του 30% (δηλ. 55% - 25%). Είναι σαφές λοιπόν, ότι υπό την προϋπόθεση ότι οι δοκιμές πτερυγίου έδωσαν αντιπροσωπευτικές τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, ο αργλικός σχηματισμός εμφανίζει ελαφρά έστω υπερστερεοποίηση.
- Σε ζώνη βάθους 9-11 m περίπου εμφανίζονται οι ελάχιστες τιμές του μεγέθους s_u , οι οποίες προσεγγίζουν αυτές της ανωτέρω θεωρητικής συσχέτισης για NC άργιλο.



Σχήμα 3.2: Συγκεντρωτικό διάγραμμα αντοχής δοκιμών πτερυγίου στο σταθμό 52+70 στην κατώτερη διώρυγα.

β) Ο σχεδιασμός του έργου είχε γίνει με βάση αναλύσεις ευσταθείας υπό αστράγγιστες συνθήκες και συντελεστή ασφαλείας 1,5. Η χρήση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής s_u αντί των ενεργών παραμέτρων ϕ', c' στους ελέγχους ευσταθείας άρχισε να αμφισβητείται

μετά την εκδήλωση των πρώτων μικροκατολισθήσεων που ήταν ενδεικτικές της μη αντιπροσωπευτικότητας των αναλύσεων. Στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής του Kankare έγιναν ανάδρομες αναλύσεις ευσταθείας στις δύο περιοχές των μεγάλων κατολισθήσεων τόσο σε αναφορά ενεργών τάσεων όσο και με χρήση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής.



Σχήμα 3.3: a) Διατομή ελέγχων στο σταθμό 52+70 της κατώτερης διώρυγας, b) Σκαρίφημα με τους κρίσιμους κύκλους αστοχίας κατά Kankare (1969).

Στο σχήμα 3.3 παρατίθεται η διατομή ελέγχων της κατώτερης διώρυγας στο σταθμό 52+70, όπου φαίνονται τόσο η επιφάνεια αστοχίας όσο και οι κρίσιμοι κύκλοι ολισθήσεως των αναλύσεων με τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας που προέκυψαν. Βάσει του σχήματος αλλά και των λοιπών δεδομένων και πληροφοριών για την κατολίσθηση, ο Kankare διατύπωσε τα εξής συμπεράσματα:

- Η ανάλυση $\phi = 0$ ($c = s_u$) η οποία και εφαρμόστηκε κατά το σχεδιασμό είναι αναξιόπιστη για περιπτώσεις ελέγχων ευστάθειας σε εδαφικούς σχηματισμούς όπως οι υπ'όψιν, δηλαδή σε ελαφρώς υπερστερεοποιημένες αργιλικές αποθέσεις υψηλής πλαστιμότητας.

- Η ανάλυση σε ενεργές τάσεις (c' , ϕ') με χρήση μετρημένων υδατικών υπερπιέσεων μπορεί να εξηγήσει την κατολίσθηση, δεδομένου ότι οι προκύψαντες συντελεστές ασφαλείας ήταν περί την τιμή 1.
- Η παραδοχή εντούτοις κυκλικών επιφανειών ολισθήσεως βρίσκεται σε αντίφαση με την πολύ εκτεταμένη ανάπτυξη της επιφάνειας ολισθήσεως προς τα ανάντη. Δόθηκε λοιπόν, η εξήγηση ότι η αστοχία αναπτύχθηκε παρακολουθώντας ζώνη ελαφρώς κεκλιμένης ευαίσθητης αργίλου (προφανώς μειωμένης διατμητικής αντοχής).

γ) Παραλλήλως με την παράθεση των δεδομένων και των αναλύσεων της κατολίσθησεως, ο Leonards (1982), συγγραφέας σχετικού άρθρου, διατύπωσε τις απόψεις τόσο του ίδιου όσο και πολύ γνωστών γεωτεχνικών μηχανικών της εποχής (όπως οι Janbu και Bjerrum), χαρακτηριστικές από τις οποίες είναι οι εξής:

- Η κατολίσθηση που εκδηλώθηκε 9 μήνες μετά το πέρας των εκσκαφών, οφείλεται σε ανακατανομή των υπερπιέσεων του ύδατος που γίνεται μετά την τασική ισορροπία και αναλύεται σε αναφορά ενεργών τάσεων. Η άποψη αυτή υποστηρίχθηκε με υπολογισμό των συντελεστών ασφαλείας σε διάφορες χρονικές περιόδους για τις οποίες είχαν μετρηθεί οι υδατικές υπερπιέσεις, βάσει του οποίου υπολογισμού ελαχιστοποιείται η ασφάλεια κατά την περίοδο εκδήλωσης της κατολίσθησης.
- Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής σε αναφορά ενεργών τάσεων ϕ' , c' δεν αποτελούν σταθερές του εδάφους, αλλά εξαρτώνται από τις τασικές διαδρομές και από τον ρυθμό των επιβαλλομένων παραμορφώσεων στο εργαστήριο. Ο συγγραφέας αναφέρθηκε σε βιβλιογραφικές περιπτώσεις σημαντικών διαφορών στην μετρούμενη ενεργό γωνία εσωτερικής τριβής ϕ' , αναλόγως του τύπου της εργαστηριακής δοκιμής, καθώς και σε περιπτώσεις απομείωσης της διατμητικής αντοχής για αργούς ρυθμούς επιβολής των παραμορφώσεων.
- Οι μακροχρονίως εξελισσόμενες ερπυστικές παραμορφώσεις μπορεί να οδηγήσουν σε κρίσιμες τιμές, κατά τις οποίες η δομή της αργίλου καταρρέει. Τούτο θα μπορούσε να αποδοθεί με απομειωμένες τιμές c' , ϕ' και με αύξηση της παραμορφωσιμότητας.
- Η αργίλος στην περιοχή της διώρυγας είναι στρωσιγενής και παρ'όλο που η επιφάνεια ολίσθησεως δεν αναπτύχθηκε κατά μήκος της διεπιφάνειας με την υποκείμενη στρώση λιθομιγούς αργίλου, εντούτοις σε μεγάλο τμήμα της ήταν σχεδόν επίπεδη και παράλληλη με τη διεύθυνση στρωσιγένειας. Είναι πολύ αμφίβολο αν η μετρηθείσα διατμητική αντοχή στις εργαστηριακές δοκιμές αντιπροσωπεύει και την αντίστοιχη αντοχή κατά μήκος της στρωσιγένειας.
- Ενδεχομένως να επιβάρυνε τις συνθήκες ευσταθείας η ανάπτυξη εφελκυστικών ρωγμών στο πρανές που διαπιστώθηκε από φωτογραφήσεις πριν την κατολίσθηση.
- Ο όγκος του εδάφους της κατολίσθησης ήταν σημαντικά υψηλότερος από αυτόν που υποδεικνύουν οι αναλύσεις ευσταθείας, τόσο σε αναφορά ενεργών όσο και ολικών τάσεων. Επίσης, σε άλλες θέσεις όπου εκδηλώθηκαν μικροκατολίσθησεις σε βαθμίδες του όλου πρανούς δεν αναπτύχθηκε εκτεταμένη κατολίσθηση, όπως στο κατώτερο κανάλι. Το γεγονός ότι οι αναλύσεις σε αναφορά ενεργών τάσεων καταλήγουν σε συντελεστές ασφαλείας περί τη μονάδα δεν σημαίνει κατ' ανάγκη ότι η προσέγγιση αυτή

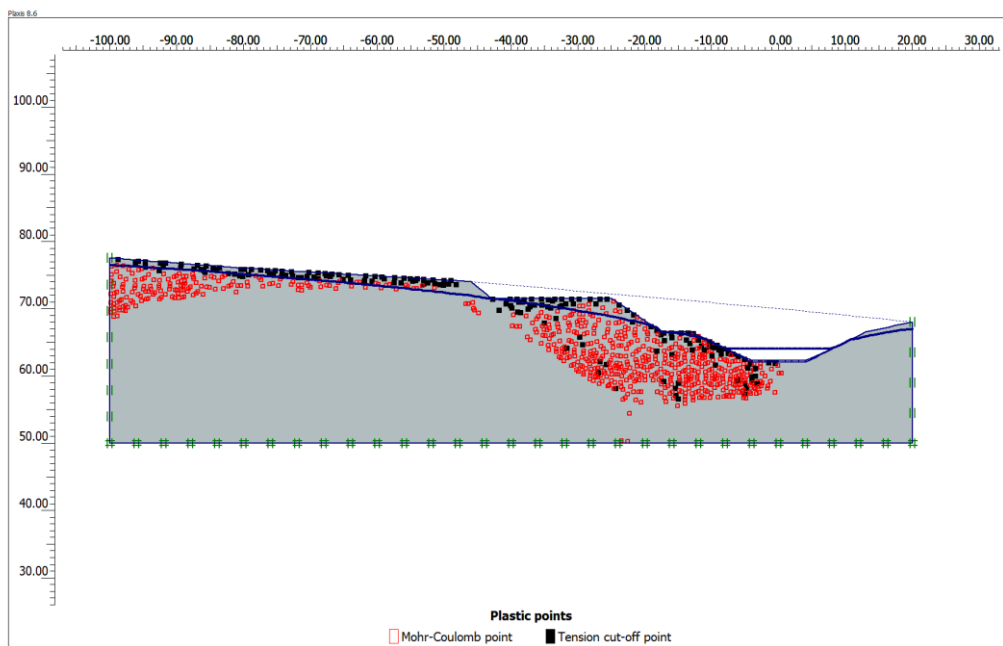
είναι ορθή. Ενδεχομένως λοιπόν, να έχει παραλειφθεί ή αγνοηθεί η επιρροή άλλων παραγόντων που οδήγησαν στην κατολίσθηση.

2.3 Νέες αναλύσεις, σχόλια και παρατηρήσεις

α) Αρχική επιβεβαιωτική ανάλυση αναστροφής ευστάθειας

Η πρώτη επιβεβαιωτική αναστροφή ανάλυση στο πλαίσιο της παρούσης εργασίας έγινε με τις γεωτεχνικές παραμέτρους της διδακτορικής διατριβής του Kankare, ως εξής:

- Αναλύθηκε η διατομή 52+70 της κατώτερης διώρυγας, της οποίας τα γεωμετρικά δεδομένα λήφθηκαν γραφικά.
- Η καθοδηγητική ανάλυση της μακροχρόνιας ευστάθειας έγινε σύμφωνα με τις τιμές που είχαν μετρηθεί από μία δοκιμή τριαξονικής θλίψης τύπου CID, από δείγμα γεώτρησης στην υπ' όψιν διατομή, δηλαδή με ενεργές παραμέτρους $\phi' = 27,7^\circ$ και $c' = 4,9$ kPa.
- Έγινε αναπαραγωγή των υδατικών πιέσεων με βάση τα δεδομένα των μετρήσεων πιεζομέτρων στην εγγύς περιοχή. Σημειώνεται ότι στην διδακτορική διατριβή του Kankare τούτο έγινε με άμεση αξιοποίηση των μετρήσεων στις συγκεκριμένες θέσεις της διατομής και με παρεμβολή για τις ενδιάμεσες θέσεις. Στην ανάλυση της παρούσας εργασίας, με βάση τις μετρήσεις υπολογίστηκε στο πρόγραμμα του H/Y το αντίστοιχο δίκτυο ροής, το οποίο λαμβάνεται υπ' όψιν στη συνέχεια για τον υπολογισμό της ευστάθειας.



Σχήμα 3.4: Ζώνες πλαστικής ισορροπίας κατά την αστοχία της διατομής 52+70. Ανάλυση με ενεργές τάσεις υπό την παραδοχή ομοιογενούς εδάφους.

- Ο συντελεστής ασφαλείας που προέκυψε από την ανάλυση είναι $F = 0,992$ (πρακτικά ίσος με τη μονάδα), πολύ κοντά στις ελάχιστες τιμές των αναλύσεων Kankare που αναλόγως της θέσης του κύκλου ολίσθησης είχαν κυμανθεί από 0,97-1,01. Στο Σχ.3.4 παρατηρούνται οι πλαστικές ζώνες κατά την οριακή ισορροπία.

Από την πρώτη επιβεβαιωτική ανάλυση κατά τα ανωτέρω και το σύνολο των δεδομένων προκύπτουν τα εξής:

- i. Η ανάλυση φαίνεται συμβατή με το χρόνο εκδήλωσης της κατολίσθησης, δηλαδή σε φάση που είχαν εξισορροπηθεί οι αρχικές διαφορές πιέσεως του ύδατος των πόρων, οι οφειλόμενες στη μεταβολή των ολικών τάσεων λόγω της εκσκαφής. Προφανώς, δεν θα είχε έννοια η ανάδρομη ανάλυση ευστάθειας υπό αστράγγιστες συνθήκες ($\varphi_u = 0$ ανάλυση), που ενδεχομένως από πρακτική και μόνο άποψη θα ήταν ο μοναδικός τρόπος προσέγγισης, αν η κατολίσθηση είχε γίνει αμέσως μετά την εκσκαφή.
- ii. Κατά την οριακή ισορροπία φαίνεται ότι αποδίδεται η ανάπτυξη εφελκυστικών ρωγμών στη στέψη του πρανούς από την εικόνα των πλαστικών ζωνών, όπως ακριβώς συνέβη και στην πράξη. Η επιφάνεια αστοχίας φαίνεται ότι έχει μεταβλητή καμπυλότητα και εκτείνεται περισσότερο προς τα ανάντη απ' ότι στις αναλύσεις Kan Kare που έγιναν με παραδοχή κυκλικών επιφανειών. Εντούτοις, η υπολογιστική επιφάνεια εξακολουθεί να αποκλίνει αρκετά σημαντικά από αυτήν που διαπιστώθηκε επί τόπου, κατά την κατολίσθηση.
- iii. Ο συντελεστής ασφαλείας που προέκυψε με ενεργές παραμέτρους, όπως ακριβώς δίνονται από τις εργαστηριακές δοκιμές, δικαιολογεί την κατολίσθηση. Παρατηρείται όμως, ότι και σε αυτή την επίλυση (που δεν έγινε με την παραδοχή κυκλικών επιφανειών) δεν αναπαράγεται η έκταση της εδαφικής ζώνης που κατολίσθησε. Οδηγούμαστε λοιπόν στο συμπέρασμα που διατύπωσε και ο Leonards ότι ενδεχομένως να είναι συμπτωματική η υπολογιστική επιβεβαίωση της κατολίσθησης, βάσει απλώς και μόνο του οριακού συντελεστή ασφαλείας.

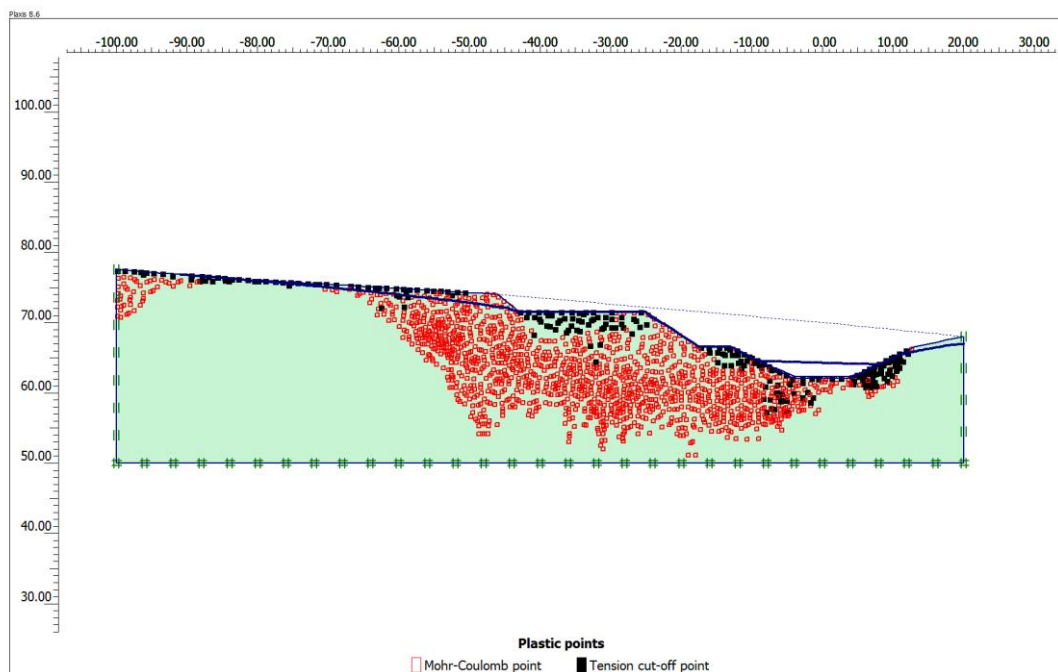
Στη συνέχεια λοιπόν, αναφερόμαστε σε δύο παράγοντες που δεν εξετάστηκαν και ίσως δεν μπορούσαν εκ των προτέρων να εξεταστούν, δηλαδή την ανομοιογένεια και την ανισοτροπία διατμητικής αντοχής της αργίλου.

β) Η ανομοιογένεια του εδάφους

Αναφερόμαστε σε ανομοιογένεια εντός της ανώτερης στρώσης, στην οποία εκδηλώθηκε η κατολίσθηση και όχι στην παρουσία της υποκείμενης στρώσης ιλυοαμμώδους λιθομιγούς αργίλου, που δεν φαίνεται ότι επηρέασε το γεγονός. Η ανομοιογένεια λόγω μεταβολής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής είναι σαφής, όπως φαίνεται στο Σχ.3.2 από την περίπου γραμμική αύξησή της με το βάθος.

Διαισθητικά, αναμένουμε διαφορετική επιφάνεια αστοχίας σε έδαφος με αυξανόμενη αντοχή συναρτήσει του βάθους, δεδομένου ότι οι επιφανειακές ανάντη ζώνες έχουν μικρότερη διατμητική αντοχή από αυτές που βρίσκονται κάτω από την τραπεζοειδή διατομή της διώρυγας. Επομένως, φαίνεται πιθανή η αβαθέστερη επιφάνεια ολίσθησης που όμως εκτείνεται προς τα ανάντη, συγκριτικά με αντίστοιχη επιφάνεια αστοχίας που αντιστοιχεί σε ομοιογενές έδαφος, παρ' όλο που ο ρυθμός αύξησης της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής με το βάθος (σύμφωνα με το σχήμα 3.2) δεν θα μπορούσε άμεσα και επακριβώς να αξιοποιηθεί, ώστε να προσομοιωθεί η ανομοιογένεια της αργιλικής στρώσης σε αναφορά ενεργών τάσεων. Επιχειρήθηκε εντούτοις, η διαδικασία αυτή με σταθερή γωνία φ' εσωτερικής τριβής και γραμμικώς αυξανόμενη συνοχή c' με τρόπο συμβατό με τα γεωτεχνικά δεδομένα. Από την επίλυση με παραδοχή ανομοιογενούς εδάφους κατά τα

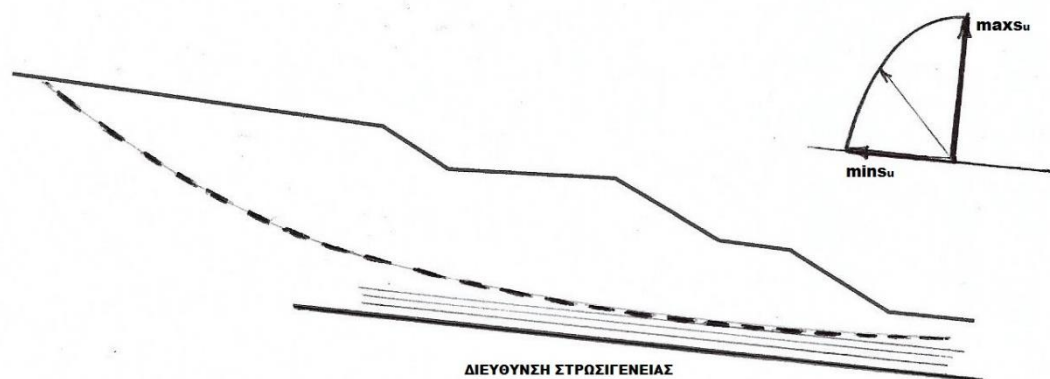
ανωτέρω (που είχε απολύτως ενδεικτικό χαρακτήρα) προέκυψε συντελεστής ασφαλείας $F = 1,135$, καθώς και η εικόνα πλαστικών ζωνών του Σχ.3.5 από την οποία επιβεβαιώνεται ότι ο μηχανισμός αστοχίας εκτείνεται αρκετά προς τα ανάντη και πλησιάζει πλέον πολύ το μηχανισμό που πραγματικά αναπτύχθηκε.



Σχήμα 3.5: Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία της διατομής 52+70. Ανάλυση με ενεργές τάσεις υπό την παραδοχή ανομοιογενούς εδάφους.

γ) Η ανισοτροπία διατμητικής αντοχής

Μετά τη διαπίστωση ότι η ανώτερη στρώση αργίλου είχε διεύθυνση στρωσιγένειας παράλληλη προς την υποκείμενη ζώνη λιθομιγούς αργίλου και μάλιστα κατά τη διεύθυνση αυτή αναπτύχθηκε η επιφάνεια ολισθήσεως έχοντας επίπεδο μεγάλο τμήμα της, φαίνεται ότι ο παράγοντας της ανισοτροπίας διατμητικής αντοχής είχε σοβαρή συμμετοχή στο συμβάν. Είναι γνωστό ότι οι στρωσιγενείς άργιλοι εμφανίζουν αξιοσημείωτη ανισοτροπία της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, η οποία αντιστοιχεί προφανώς και σε ανισοτροπία σε αναφορά ενεργών τάσεων, που όμως δεν είναι εύκολο πάντα να διατυπωθεί με πρακτικό τρόπο.

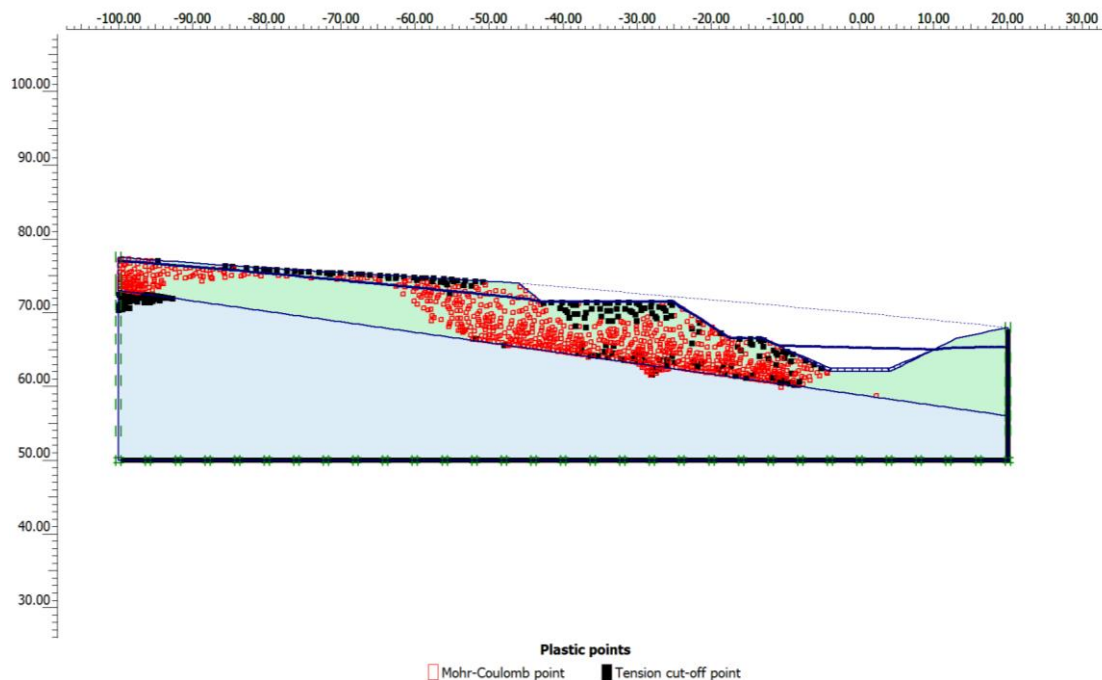


Σχήμα 3.6: Ανισοτροπία της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής s_u .

Προφανώς η ελάχιστη τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, $\min s_u$ αντιστοιχεί στη διεύθυνση στρωσιγένειας, ενώ η μέγιστη $\max s_u$ αναμένεται σε κάθετη διεύθυνση, κατά το σχήμα 3.6. Ο Leonards (1982) στο άρθρο του διερωτάται το κατά πόσο είχε διερευνηθεί η διατμητική αντοχή κατά μήκος της κατά τεκμήριο ασθενέστερης διεύθυνσης, δηλαδή της διεύθυνσης στρωσιγένειας. Διατυπώνονται λοιπόν, τα εξής προσωπικά ερωτηματικά και σχόλια:

i) Οι έλεγχοι ευσταθείας κατά τη μελέτη βασίστηκαν στην αστράγγιστη διατμητική αντοχή, η οποία διερευνήθηκε κυρίως με δοκιμές πτερυγίου. Κατά την αστοχία σε τέτοια δοκιμή εκτιμάται εμμέσως η μέση τιμή της s_u επί της παράπλευρης επιφάνειας ιδεατού κυλίνδρου με κατακόρυφο άξονα. Ο τρόπος επιβολής της διάτμησης λοιπόν, κατά τις δοκιμές πτερυγίου φαίνεται να αποκλίνει από τον μηχανισμό κατολίσθησης κατά μήκος της διεύθυνσης μειωμένης αντοχής, $\min s_u$. Δεδομένου ότι δεν είναι γνωστός ούτε μπορεί να εκτιμηθεί ο βαθμός ανισοτροπίας $\max s_u / \min s_u$ δεν φαίνεται το κατά πόσο μπορεί να είναι αντιπροσωπευτικό το διάγραμμα του σχήματος 3.1, τόσον ως προς τη διατμητική αντοχή αυτή καθ'εαυτήν, όσον και ως προς την εκτίμηση της προϊστορίας των φορτίσεων (ελαφρώς υπερστερεοποιημένη ή ίσως κανονικά στερεοποιημένη άργιλος).

ii) Η ύπαρξη διεύθυνσης μειωμένης διατμητικής αντοχής (διεύθυνση στρωσιγένειας στη συγκεκριμένη περίπτωση) οδηγεί σε επιλεκτική επιφάνεια ολίσθησης που δεν είναι πλέον κυκλική, αλλά ακολουθεί σε μεγάλο τμήμα τις διευθύνσεις που πλησιάζουν την ελάχιστη αντοχή. Αν ληφθεί επιπλέον υπόψιν η διαπίστωση ζώνης μειωμένης διατμητικής αντοχής στη βάση της επιφάνειας ολίσθησης δικαιολογείται πλήρως η ανάπτυξη του μηχανισμού κατολίσθησης που παρατηρήθηκε.



Σχήμα 3.7: Πλαστικές ζώνες για ανομοιογενή και ανισότροπη άργιλο.

Η ενδεικτική επίλυση του Σχ.3.7 έγινε με παραδοχή ανομοιογενούς εδάφους και παραμέτρους διατμητικής αντοχής, όπως ακριβώς στην επίλυση του Σχ.3.5 (φ' σταθερό και c' γραμμικώς αυξανόμενο με το βάθος), αλλά με προσεγγιστική προσομοίωση της απομειωμένης διατμητικής αντοχής κατά τη διεύθυνση της στρωσιγένειας. Θεωρήθηκε επίπεδο στο βάθος εκδήλωσης της κατολίσθησης, δόθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας κατά μήκος του επιπέδου αυτού και προδιαγράφηκε συντελεστής απομείωσης της διατμητικής αντοχής $R_{int} = 0,5$. Αυτό σημαίνει ότι οι τιμές c' και $\tan\phi'$ κατά μήκος της διεπιφάνειας είναι απομειωμένες σε σύγκριση με αυτές του υποκείμενου εδάφους κατά 50%. Είναι σαφές ότι η επίλυση αυτή παρ'όλο τον καθοδηγητικό χαρακτήρα της αποδίδει με πολύ καλή προσέγγιση τον πραγματικό μηχανισμό ολίσθησης που βέβαια αποκλίνει κατά πολύ από αυτόν της κυκλικής επιφάνειας αστοχίας.

iii) Είναι προφανές ότι οι συμβατικές δοκιμές τριαξονικής θλίψης επί δοκιμίων που λήφθηκαν από κατακόρυφες γεωτρήσεις, δίνουν παραμέτρους διατμητικής αντοχής που αναπτύσσονται κατά τη διεύθυνση των επιπέδων αστοχίας, η οποία αποκλίνει πολύ από τη διεύθυνση μειωμένης διατμητικής αντοχής. Διερωτάται λοιπόν κανείς, για την πρακτική σημασία που θα είχε κατά την εκτέλεση τέτοιων δοκιμών, να λαμβάνονται υπ'όψιν κατά προτεραιότητα παράγοντες που επηρεάζουν μεν τα αποτελέσματα (τασική διαδρομή και ρυθμός επιβολής παραμορφώσεων), αλλά παραλλήλως να αγνοείται ο σημαντικότερος παράγοντας, δηλαδή της ανισοτροπίας διατμητικής αντοχής. Δεδομένου ότι ο παράγοντας της ανισοτροπίας, ο οποίος αγνοείται ίσως είναι σημαντικότερος, στην υπ'όψιν περίπτωση, ενδεχομένως να ήταν καταλληλότερες δοκιμές άμεσης διάτμησης τύπου CD, ώστε να εκτιμηθούν οι ενεργές παράμετροι διατμητικής αντοχής κατά την επιφάνεια στρωσιγένειας ή έστω σε διεύθυνση πολύ κοντά σε αυτήν.

3. Αστοχία πρανούς στο στόμιο εισόδου σήραγγας της Εγνατίας Οδού

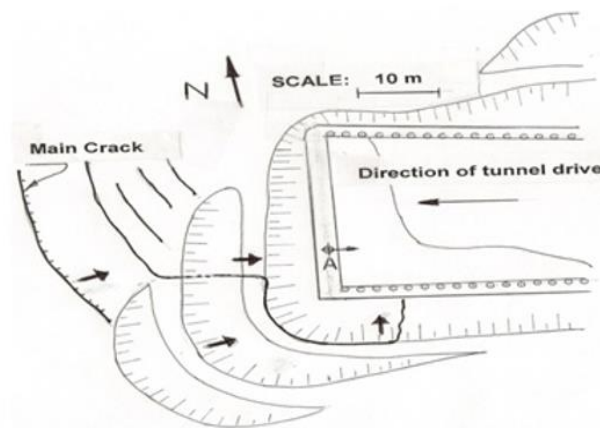
3.1 Συνοπτικό ιστορικό

Η περίπτωση αφορά στο Δυτικό στόμιο (εισόδου) της σήραγγας Σ2, στη θέση Χ.Θ. 17+000 έως 17+030 (διατομές 892 και 893Α). Μεταξύ των υπ'όψιν διατομών, δηλαδή σε μήκος 30 m προβλέφθηκε η μέθοδος ανοικτής εκσκαφής και μερικής επανεπίχωσης για την διαμόρφωση του μετώπου της σήραγγας και την εν συνεχεία κατασκευή του υπόγειου τμήματός της. Για λόγους περιορισμού των επιπτώσεων στον περιβάλλοντα χώρο προβλέφθηκαν δύο σειρές φρεατοπασσάλων, ανά μία κατά τα όρια του ορύγματος (παράλληλα προ τον άξονα της σήραγγας), ελευθέρου ύψος περί τα 10 m, ώστε να διαμορφωθούν αρχικά κατακόρυφα πρανή, από την στέψη των οποίων διαμορφώθηκαν πρανή σε επόμενες βαθμίδες, υπό κλίση 1:1. Το μέτωπο εισόδου προβλέφθηκε με αρχικό ανυποστήρικτο κατακόρυφο μέτωπο ύψους 11 m, προκειμένου να ξεκινήσει η διάνοιξη της σήραγγας και ακολούθως με διαμόρφωση βαθμίδων μεγίστου ύψους 10 m υπό κλίση 1:1. Στην θέση του δεξιού κλάδου, λόγω του φυσικού αναγλύφου προβλέφθηκε μία βαθμίδα, ενώ στη θέση του αριστερού κλάδου 2 έως 3 βαθμίδες, με ενδιάμεσο διάδρομο πλάτους 4 m. Το μέγιστο ύψος πρανούς μετά την τελική διαμόρφωση θα ήταν περί τα 30 m.

Για την αποφυγή των καταπτώσεων μικρής εκτάσεως είτε της εκδηλώσεως μικρής εκτάσεως αστοχιών (π.χ. αποκολλήσεις εδαφικών-βραχωδών όγκων μικρών διαστάσεων), προβλέφθηκαν τα εξής μέτρα:

- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με δομικό πλέγμα, στην επιφάνεια των πλευρικών πρανών, αλλά και στην επιφάνεια του μετώπου. Στρώση εκτοξευομένου σκυροδέματος προβλέφθηκε επίσης και στους περίπου οριζόντιους διαδρόμους μεταξύ των βαθμίδων για την αποφυγή της τοπικής κατεισδύσεως των ομβρίων υδάτων.
- Αγκύρια βράχου: Προβλέφθηκαν ηλώσεις τύπου Swellex μήκους 8 m, εναλλάξ με αγκύρια τύπου Perfo μήκους 8 m επίσης (με χαλύβδινη ράβδο Φ25).

Για την αντιμετώπιση συγκεντρώσεων ύδατος που ενδεχομένως να επιβάρυναν τις συνθήκες ευσταθείας προβλέφθηκαν αποστραγγιστικές οπές για την αποτόνωση των πιθανών υδροστατικών πιέσεων, διαμέτρου 100 mm ελαφρώς κεκλιμένες (5° έως 10°), σε δύο σειρές ανά βαθμίδα, εκ των οποίων η σειρά πλησίον του πόδα του πρανούς περιλάμβανε οπές μήκους 10 m ανά 6 m, ενώ η παρά το μέσον του πρανούς, οπές μήκους 5 m σε αποστάσεις ανά 8 m. Στο εσωτερικό των αποστραγγιστικών οπών προβλέφθηκαν διάτρητοι πλαστικοί σωλήνες.



a)



b)

Σχήμα 3.8:α) Σκαρίφημα κάτοψης περιοχής εισόδου της σήραγγας, b) Γενική άποψη της κατολίσθησης (Η φωτογραφία λήφθηκε από το σημείο A, με διεύθυνση A-NA).

Η αστοχία συνέβη κατά την διάρκεια διακοπής των εργασιών λόγω των εορτών των Χριστουγέννων (1997-1998) μετά από περίοδο εντόνων βροχοπτώσεων, ενώ η φάση κατασκευής ήταν η εξής: Τα έργα διαμορφώσεως των προσωρινών πρανών είχαν σχεδόν περατωθεί, οι προβλεπόμενες δύο σειρές φρεατοπασσάλων είχαν κατασκευασθεί, ενώ η στάθμη γενικής εκσκαφής προ του στομίου είχε σχεδόν φθάσει στο προβλεπόμενο επίπεδο (είχε απομείνει μικρό κατακόρυφο τμήμα προς εκσκαφή στην περιοχή του μετώπου). Γενική άποψη της κατολίσθησης φαίνεται στη φωτογραφία του Σχ.3.8b. Η αστοχία εκδηλώθηκε με την ανάπτυξη επαλλήλων ρηγματώσεων εκ των οποίων η κύρια (Σχ.3.9) παρατηρήθηκε σε απόσταση περί τα 20-30 m από την στέψη της ανώτερης βαθμίδας και με βάθος 1-1,20 m, ενώ δευτερεύουσες εμφανίστηκαν σε ενδιάμεσες αποστάσεις (5-10 m). Η διεύθυνση μετατόπισης των εδαφικών μαζών στη μεν περιοχή του μετώπου ήταν διαγώνια ως προς τον άξονα της σήραγγας (κατά τη φορά κλίσεως του φυσικού εδάφους), ενώ από την αριστερή πλευρά (κατά την έννοια της διανοίξεως) ήταν περίπου κάθετη προς τον ίδιο άξονα.



Σχήμα 3.9: Εικόνα της κύριας ρηγματώσεως πίσω από το μέτωπο (14 μήνες μετά την κατολίσθηση).

Η όλη μορφή της αστοχίας ήταν πεταλοειδής με καθίζηση (slump type failure) και πιθανώς περιστροφικού τύπου, οι δε επιπτώσεις επί των κατασκευών ενισχύσεως της ευστάθειας των πρανών ήταν οι εξής:

i) Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα υπέστη σοβαρές ζημιές που εκδηλώθηκαν με έντονες ρηγματώσεις, οριζόντιες και κατακόρυφες, στους δύο αναβαθμούς (Σχ.3.10), αποκολλήσεις κατά τόπους από το φυσικό έδαφος (Σχ.3.11) και υποσκαφή του στην οροφή του μετώπου. Μετά το συμβάν, το έδαφος πίσω από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αναφέρθηκε ως κορεσμένο ή «πολύ μαλακό» ή και ως «λάσπη με νερό».

ii) Σημειώθηκε εξόλκευση ορισμένων αγκυρίων, ενώ σε άλλες θέσεις όπου δεν μετακινήθηκε σημαντικά η κεφαλή τους, παρατηρήθηκε διάτρηση και απόσπαση του εκτοξευομένου σκυροδέματος.

iii) Γενικώς, ολισθήσεις του εδάφους και εκτεταμένες ζημιές των έργων προστασίας, παρατηρήθηκαν στο μέτωπο και την αριστερή πλευρά (ως προς την κατεύθυνση διάνοιξης) από την στέψη των φρεατοπασσάλων και άνω, ενώ αντιθέτως δεν επηρεάστηκε καθόλου η δεξιά πλευρά, παρά το αρκετά σημαντικό ύψος των πρανών, όπως φαίνεται και στα Σχ. 3.8 και 3.10.



Σχήμα 3.10: Εικόνα της αστοχίας μετώπου και των ζημιών του εκτοξευομένου σκυροδέματος.



Σχήμα 3.11: Ρηγματώσεις και απόσπαση τεμαχών του εκτοξευομένου σκυροδέματος προστασίας του πρανούς.

3.2 Γεωτεχνικές συνθήκες

Η διερεύνηση των γεωλογικών και γεωτεχνικών συνθηκών έγινε σε δύο φάσεις κατά τα έτη 1993 και 1995. Οι θέσεις των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων δεν εμπίπτουν ακριβώς στον χώρο της εισόδου, δεδομένου ότι τότε δεν είχε ακριβώς οριστικοποιηθεί ο άξονας της σήραγγας, πλην ουσιαστικώς μίας από αυτές και άλλων δύο σε σχετικά μικρές αποστάσεις. Στις υπ'όψιν εγγύτερες γεωτρήσεις απαντήθηκαν δύο βασικοί σχηματισμοί, ως εξής:

Σχηματισμός (α): Αποτελεί τον επιφανειακό μανδύα με πάχος 5 έως 10 m κατά μέγιστον. Ειδικότερα, η ανώτερη ζώνη, πάχους μέχρι 1 m αποτελείται από υλικά αναβαθμίδων που απαντήθηκαν ως κροκάλες καλά συνδεδεμένες με αργιλοαμμώδεις ιλύες. Η κύρια υποκείμενη ζώνη του μανδύα συνίσταται από έντονα αποσαθρωμένα έως εδαφοποιημένα υλικά του υποκείμενου φλύσχη, υπό μορφή θραυσμάτων ψαμμίτη και ιλυολίθου ή και από καστανοκίτρινες αμμώδεις ιλύες. Δύο συνολικά δοκιμές προτύπου διεισδύσεως έδωσαν τιμές N (SPT) = 17 και 62. Ο δείκτης ποιότητας βράχου (στις ζώνες εντόνως αποσαθρωμένου φλύσχη) σημειώθηκε γενικά με χαμηλές τιμές (RQD = 0–24%), ενώ η βραχομάζα κατατάσσεται σύμφωνα με το σύστημα Bieniawski στις κατηγορίες IV ή V (RMR = 14–31). Τέλος, ο δείκτης του συστήματος ταξινόμησης κατά Barton (NGI) κυμάνθηκε μεταξύ των τιμών $Q = 0,012$ έως $0,030$. Δοκιμές κατατάξεως επί εδαφοποιημένων δειγμάτων έδωσαν ποσοστό λεπτόκοκκης φάσεως (ιλύς και άργιλος αθροιστικά) F.C. 37% έως 79% και όρια Atterberg LL = 25,9% έως 34%, PI = 10 έως 19%. Δοκιμές διατμητικής αντοχής γενικά δεν εκτελέστηκαν λόγω της φύσεως των εδαφικών υλικών και των δειγμάτων που ελήφθησαν, με μία εξαίρεση σε δείγμα μεταβατικής φάσεως (εδαφοποιημένος ιλυόλιθος), όπου οι παράμετροι παραμένουσας διατμητικής αντοχής υπολογίστηκαν με τιμές $\phi'_r = 21^\circ$ και $c'_r = 18$ kPa.

Σχηματισμός (β): Αποτελεί το βραχώδες υπόβαθρο συνιστάμενο από φλύσχη που απαντήθηκε στις γεωτρήσεις ως εναλλαγή στρώσεων ιλυολίθων μελανόφαιων και ψαμμιτών λεπτόκοκκων έως και χονδρόκοκκων. Κατά κανόνα, ο σχηματισμός είναι λεπτοπλακώδης με σποραδική εμφάνιση ενδιάμεσων ζωνών μεσοστρωματώδους ή παχυστρωματώδους ψαμμίτη. Ο δείκτης ποιότητας βράχου της ανώτερης ζώνης φλύσχη κυμάνθηκε μεταξύ των τιμών RQD = 12%–76%, ενώ βάσει του συστήματος Bieniawski εκτιμήθηκαν τιμές RMR = 21% έως 43%, βάσει των οποίων η βραχομάζα είχε ενταχθεί στις κατηγορίες III έως V. Αντιστοίχως, ο δείκτης Q (NGI) σημειώθηκε με τιμές κυμαινόμενες σε ευρέα όρια ($Q = 0,08$ – $0,35$). Η αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη επί δοκιμίων άρρηκτου βράχου παρουσίασε σημαντική διασπορά τιμών ($\sigma_{ci} = 0,6$ – $33,6$ MPa). Περιορισμένος αριθμός δοκιμών άμεσης διατμήσεως επί δειγμάτων με προδιαγεγραμμένη επιφάνεια αστοχίας έδωσε παραμέτρους αντοχής $\phi = 28^\circ$ έως 29° και $c = 40$ – 45 kPa. Οι παράμετροι σχεδιασμού σύμφωνα με τις συστάσεις της Εκθέσεως της έρευνας του 1995 δίδονται στον Πίνακα που ακολουθεί.

Οι αναλύσεις ευσταθείας κατά την Μελέτη του έργου έγιναν για συνδυασμούς παραμέτρων αντοχής των κυρίων στρώσεων (α) και (β), αλλά με μειωμένες γενικά παραμέτρους διατμητικής αντοχής έναντι αυτών του Πίνακα 3.1. Ο σχεδιασμός βασίσθηκε στην παραδοχή ότι το έργο είναι προσωρινό και ότι σε κάθε περίπτωση κατά τη διάρκεια της εκσκαφής οι γεωτεχνικές παράμετροι μπορεί να επανεξετασθούν ή να τροποποιηθούν

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1: Παράμετροι βραχομάζας (Έκθεση αξιολόγησης)

Τύπος πετρώματος	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)
Μανδύας αποσάθρωσης και υλικά φλύσχη κατηγορίας V κατά RMR	19,4	15	100
Ψαμμίτες και ιλυόλιθοι κατηγορίας IV κατά RMR	24,3-25,4	20	150
Ψαμμίτες και ιλυόλιθοι κατηγορίας III κατά RMR	24,3-25,4	30	250

3.3 Διερεύνηση των αιτίων της αστοχίας

Αμέσως μετά την αστοχία (1998) κι ένα έτος περίπου αργότερα (1999) συγκροτήθηκαν δύο επιτροπές εμπειρογνομόνων, προκειμένου να διερευνήσουν τα αίτια της αστοχίας. Τα βασικά συμπεράσματα των επιτροπών συνοψίζονται, ως εξής:

α) Οι Hoek E. and Marinos P.(1998) συμπέραναν τα εξής:

i) Η επιφάνεια αστοχίας πιθανώς περιορίσθηκε στον ανώτερο μανδύα και την αποσαθρωμένη ζώνη του φλύσχη.

ii) Πιθανολογήθηκε ότι η επιφάνεια αστοχίας ήταν προδιατετημένη ως αποτέλεσμα προγενέστερων μετατοπίσεων ή και ολισθήσεως των φυσικών πρανών.

iii) Η τοπογραφική διαμόρφωση του ευρύτερου χώρου της κατολίσθησης σε συνδυασμό με την χαμηλή διαπερατότητα του φλύσχη συνέβαλε στην ανάπτυξη υψηλού προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα μετά τις έντονες βροχοπτώσεις που προηγήθηκαν. Οι αντίστοιχες υπερπιέσεις του ύδατος των πόρων ήταν το έναυσμα για την ενεργοποίηση της κατολίσθησης, δεδομένου ότι δεν ήταν εφικτή η γρήγορη αποτόνωσή τους, λόγω της επανατροφοδότησης του υδροφόρου ορίζοντα.

iv) Η συμβολή στην ευστάθεια των πρανών του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, καθώς και των αγκυριών που τοποθετήθηκαν ήταν αμελητέα.

- Η αναποτελεσματικότητα ορισμένων τουλάχιστον από τους αποστραγγιστικούς σωλήνες.
- Η φύση του αποσαθρωμένου μανδύα και η σημαντική διασπορά των παραμέτρων διατμητικής αντοχής.

β) Οι Αναγνωστόπουλος A., Παπαδόπουλος B. και Παπακυριακόπουλος Π. (1999) διατύπωσαν τις ακόλουθες βασικές διαπιστώσεις:

i) Το κύριο αίτιο της κατολίσθησης ήταν η σύμπτωση δυσμενών παραγόντων, όπως:

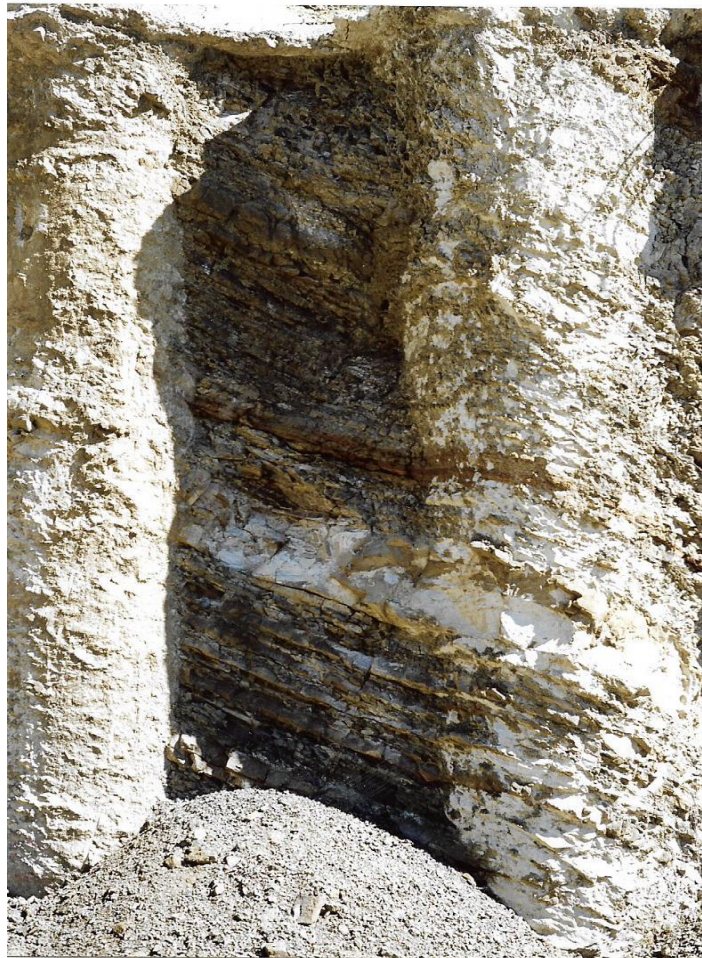
- Η ανάπτυξη υψηλών υδατικών υπερπιέσεων στην ανώτερη στρώση (α), η οποία ευνοήθηκε όχι μόνο από την χαμηλή διαπερατότητα της υποκείμενης στρώσης (β), αλλά και από την παρουσία του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

ii) Η φύση της στρώσης (α) φαίνεται ότι δεν εμπίπτει στο πεδίο εφαρμογής του συστήματος ταξινομήσεως βραχομάζας RMR, επομένως η πρόταση για παραμέτρους αντοχής $\phi' = 15^\circ$ και $c = 100$ kPa, βάσει του υπ'όψιν συστήματος, ίσως δεν ήταν ρεαλιστική.

iii) Τα ανωτέρω υποστηρίχθηκαν με ανάστροφες αναλύσεις με την παραδοχή κυκλικών επιφανειών ολισθήσεως βάσει της απλοποιημένης μεθόδου Bishop και σχετικής παραδοχής για τον συντελεστή πίεσεως πόρων u .



a)

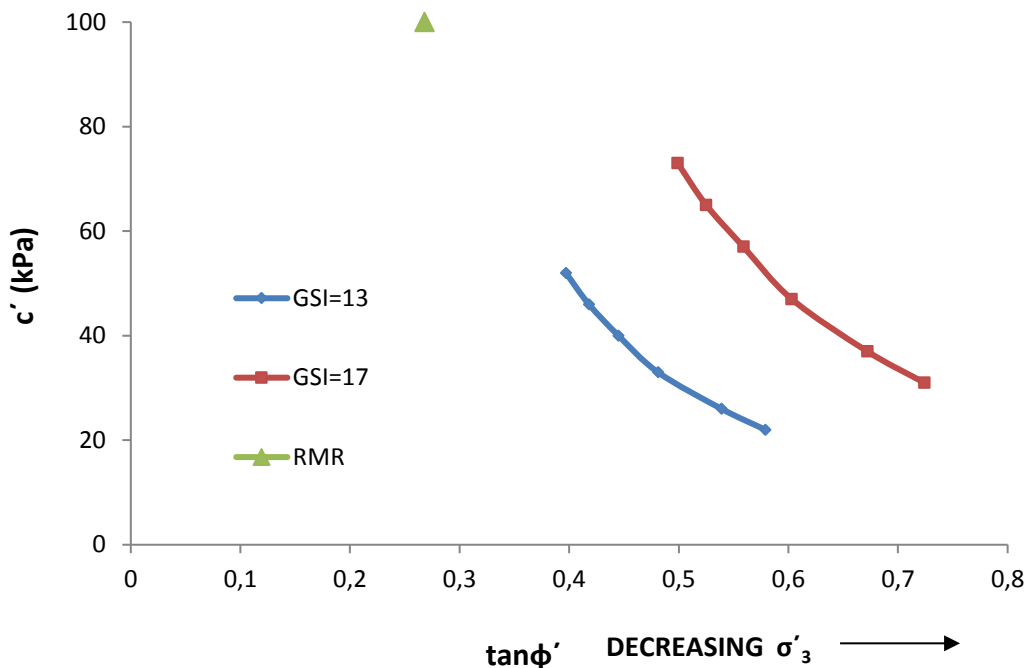


b)

Σχήμα 3.12: Εικόνα της ανώτερης ζώνης του φλύσχη:
a) Στην κατώτερη βαθμίδα του πρανούς στο μέτωπο, b) Στην δεξιά πλευρά.

3.4 Νέες Ανάστροφες αναλύσεις και συμπερασματικά σχόλια

Οι νέες αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, κατ'αρχάς επικεντρώθηκαν στην επιλογή των παραμέτρων διατμητικής αντοχής. Είναι σαφές ότι η εκτίμηση των υπ'όψιν παραμέτρων δεν μπορεί να γίνει βάσει του συστήματος ταξινόμησης βραχόμαζας κατά Bieniawski, δεδομένου ότι από και μία και μόνη τιμή RMR (και μάλιστα από εύρος τιμών RMR) δεν φαίνεται λογικό να προκύπτουν τα μεγέθη ϕ' , c' και τούτο ανεξαρτήτως των παραγόντων εκείνων, βάσει των οποίων διαμορφώθηκε η συγκεκριμένη τιμή RMR. Αντιθέτως, το σύστημα GSI, έστω και οριακώς φαίνεται να αποτελεί σχετικά αξιόπιστο τρόπο εκτιμήσεως των παραμέτρων αντοχής, δεδομένου ότι κατά την διαδικασία εκτίμησης των παραμέτρων ϕ' , c' λαμβάνονται υπ'όψιν και άλλες παράμετροι του άρρηκτου βράχου και της βραχόμαζας, κυρίως δε, λαμβάνεται υπ'όψιν η σημαντική επιρροή του επί τόπου εντατικού πεδίου.

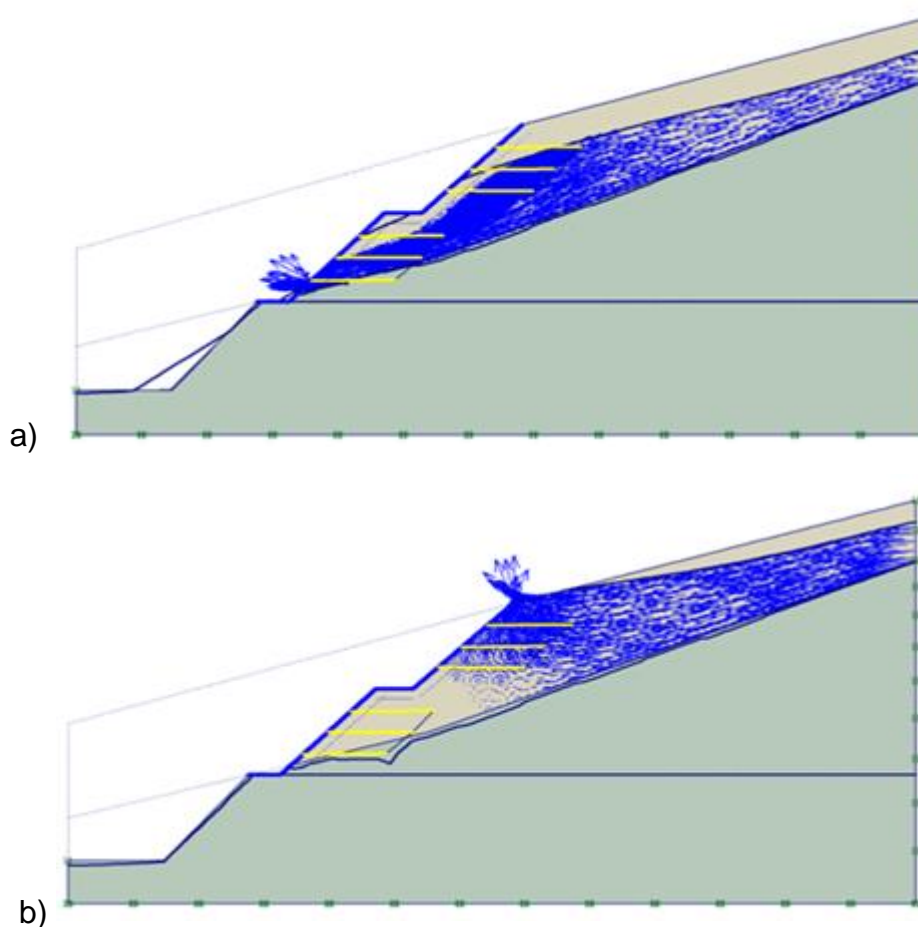


Σχήμα 3.13: Σύνοψη εκτιμήσεων της ζώνης αποσαθρωμένου φλύσχη: Παράμετροι διατμητικής αντοχής.

Στο Σχ.3.13 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα διαθέσιμα στοιχεία από μετρήσεις ή εκτιμήσεις των παραμέτρων διατμητικής αντοχής και συγκεκριμένα δίδονται σε διάγραμμα συνδυασμού παραμέτρων ($\tan\phi'$ - c'). Στο ίδιο σχήμα φαίνονται οι καμπύλες συσχέτισης των μεγεθών c' - $\tan\phi'$ βάσει του κριτηρίου αντοχής βραχόμαζας κατά Hoek and Brown για δύο χαρακτηριστικές τιμές GSI που θεωρούνται και ως ακραίες εκτιμήσεις για τα υλικά του αποσαθρωμένου έως και εδαφοποιημένου φλύσχη, όπως απαντήθηκε στην ανώτερη στρώση (α). Για διάφορες τιμές της πλευρικής επί τόπου τάσης σ'_3 , που εκτιμήθηκαν σε διάφορες θέσεις των πιθανών επιφανειών ολισθήσεως, υπολογίσθηκαν βάσει του υπ'όψιν κριτηρίου οι παράμετροι αντοχής για πιθανό εύρος διακύμανσης της αντοχής άρρηκτου ιλυολίθου $\sigma_{ci} = 5$ έως 7 MPa και για σταθερά του κριτηρίου Hoek-Brown για τον ιλυόλιθο, $m_i = 7$ ή 8 . Όπως ήταν αναμενόμενο (και φαίνεται σαφώς στο Σχ.3.13) για χαμηλές τιμές του επί τόπου εντατικού πεδίου προέκυψαν σχετικά υψηλές τιμές ϕ' και αντιστοίχως

χαμηλές τιμές c' , ενώ το αντίστροφο συμβαίνει για τις υψηλότερες τιμές πλευρικής τάσεως σ'_3 . Οι καμπύλες $\tan\phi' - c'$ που προέκυψαν για τις δύο τιμές του GSI περιορίζονται στο εύρος των πιθανών τιμών της επί τόπου πλευρικής τάσης σ'_3 . Από το ίδιο Σχ.3.13 φαίνεται ότι ο συνδυασμός $c' = 100 \text{ kPa}$, $\phi' = 15^\circ$ που προτάθηκε από την Έκθεση αξιολόγησης των αποτελεσμάτων γεωτεχνικών ερευνών βρίσκεται εκτός των ορίων των εκτιμήσεων βάσει του κριτηρίου Hoek Brown και ενδεχομένως να ήταν ρεαλιστικός στην περίπτωση βαθιάς σήραγγας, όπου θα επικρατούσαν σημαντικές επί τόπου τάσεις, όχι όμως και στην υπό διερεύνηση αστοχία. Αντιθέτως, τα διαθέσιμα αποτελέσματα άμεσης διάτμησης (κατά μήκος της επιφάνειας στρώσης), φαίνονται ρεαλιστικότερα.

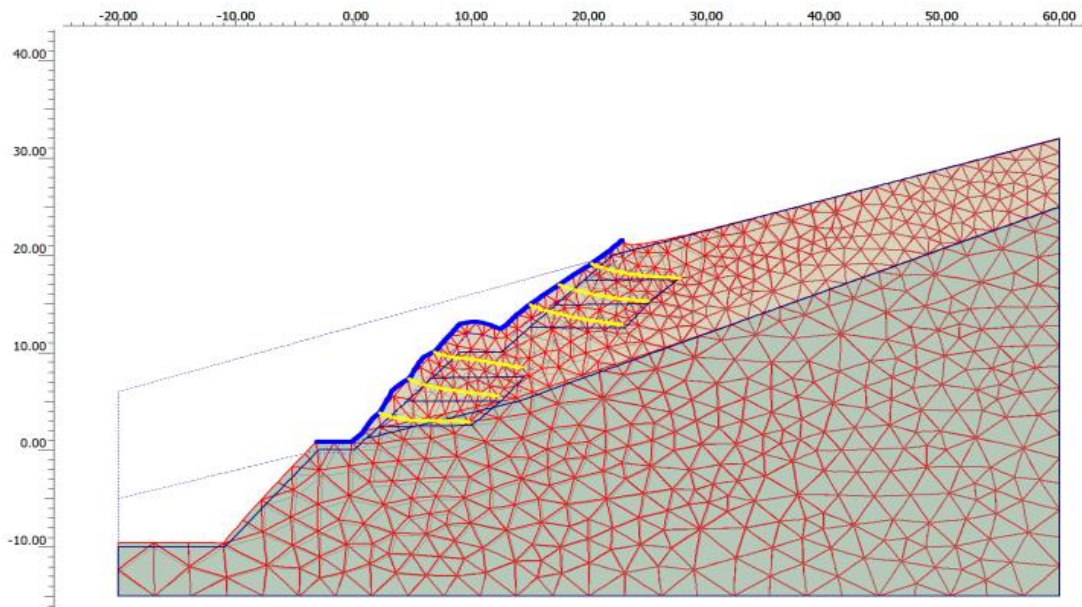
Άλλος σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει τις συνθήκες ευσταθείας είναι το διαμορφωμένο δίκτυο ροής. Τα πιθανά δίκτυα ροής που αναπτύχθηκαν πριν την αστοχία διερευνήθηκαν μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Plaxis V.8, στο πλαίσιο της συνολικής επίλυσης, κατόπιν εισαγωγής ευλόγων τιμών του συντελεστή διαπερατότητας στην ανώτερη ζώνη του αποσαθρωμένου φλύσχη. Λήφθηκαν υπ'όψιν τόσο η διαπίστωση από τους Hoek and Marinos (1998) για την μικρή διαπερατότητα του υποκείμενου, κύριου σχηματισμού φλύσχη, όσο και τα αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών εισπίεσης κατά Lugeon που έδωσαν πρακτικά αμελητέα διαπερατότητα στην στρώση (β) λόγω της παρουσίας στεγανών ιλυολίθων και στεγανών ψαμμιτικών ενστρώσεων.



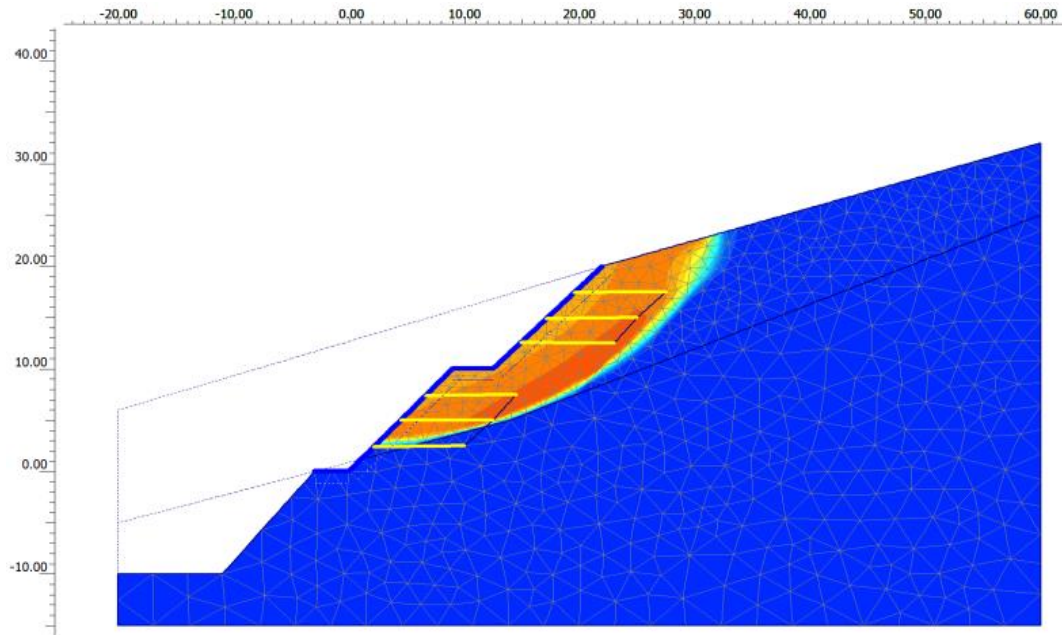
Σχήμα 3.14: Αντιπροσωπευτικά δίκτυα ροής: a) Περίπτωση ελεύθερης όψης του πρανούς, b) Αγκυρωμένο πέτασμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Στο Σχ.3.14 απεικονίζεται αντιπροσωπευτική περίπτωση δικτύου ροής, αφ'ενός όπως θα αναπτυσσόταν αν δεν είχε κατασκευασθεί η επικάλυψη αγκυρωμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αφ'ετέρου με τις πραγματικές συνθήκες, δηλαδή με προσομοίωση όλων των μέτρων προστασίας που είχαν ληφθεί. Είναι απολύτως σαφές ότι στην δεύτερη περίπτωση οι συνθήκες ευσταθείας είναι δυσμενέστερες λόγω του δικτύου ροής που απεικονίζεται στο Σχ.3.14b, όπως επίσης είναι προφανής η δυσμενής επιρροή της πολύ μικρής διαπερατότητας του φλύσχη της στρώσης (β).

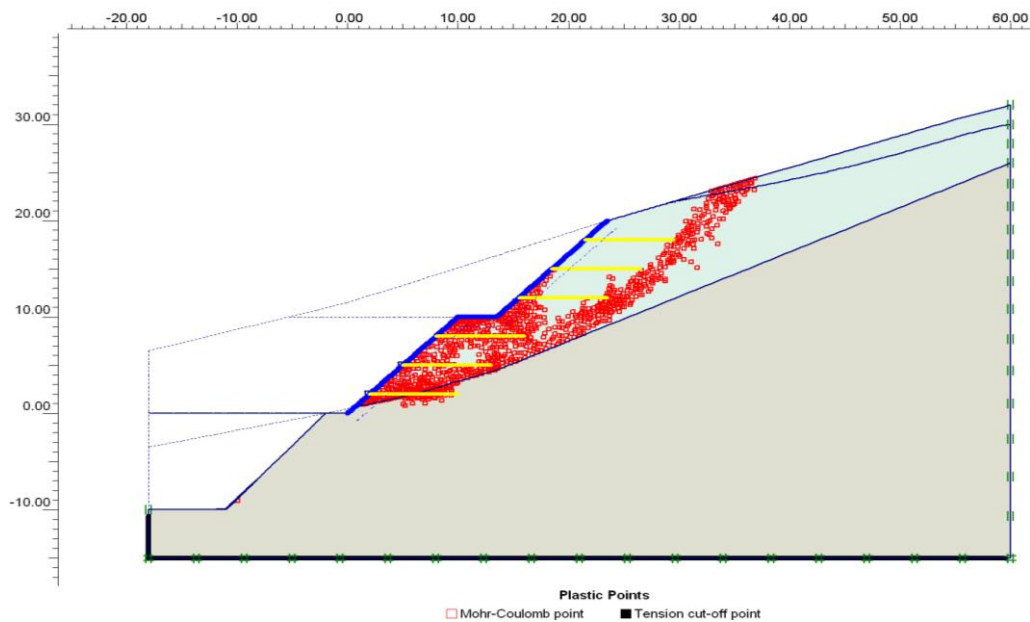
Τέλος, είναι αυτονόητο ότι αν οι αποστραγγιστικές οπές στο σύνολο τους λειτουργούσαν κανονικά, η διαφορά στο δίκτυο ροής μεταξύ των δύο περιπτώσεων του ανώτερου σχήματος θα ήταν μικρότερη. Η επιρροή των υψηλών υπερπιέσεων του ύδατος των πόρων επί του αγκυρωμένου πετάσματος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για δίκτυο ροής κατά το Σχ.3.14b φαίνεται στο Σχ.3.15. Λόγω των σημαντικών παραμορφώσεων του πετάσματος προκύπτουν εκτεταμένες ρηγματώσεις, αποκολλήσεις κ.λ.π. που προβλέπονται από τα αποτελέσματα της επίλυσης, ανάλογες (ποιοτικά) αυτών που πράγματι αναπτύχθηκαν.



Σχήμα 3.15: Παραμορφωμένο πέτασμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος λόγω των υψηλών υπερπιέσεων του ύδατος των πόρων.



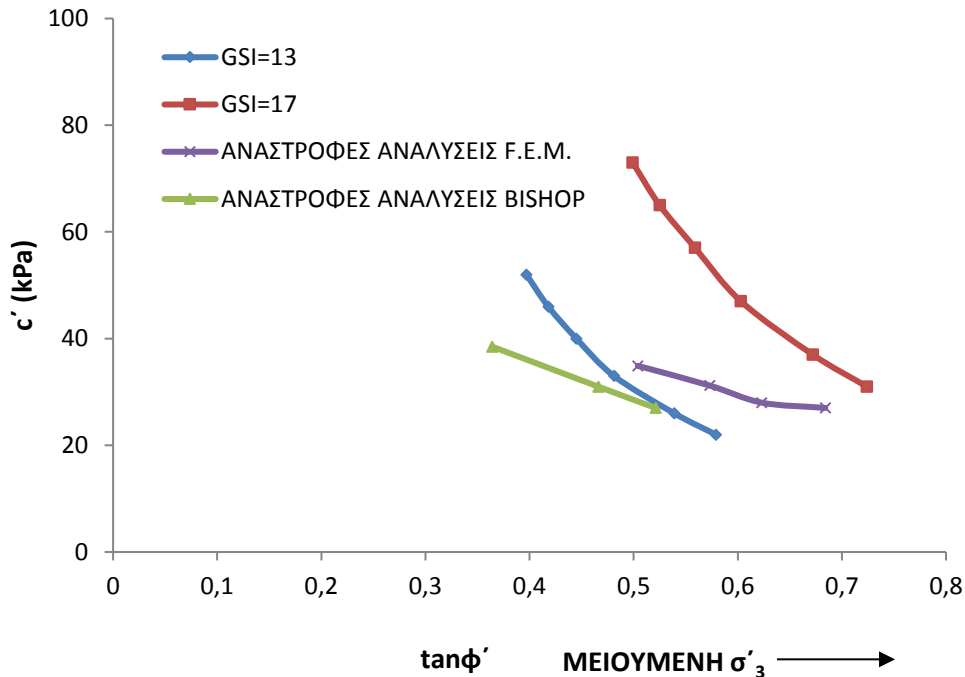
Σχήμα 3.16: Μορφή αστοχίας σε αντιπροσωπευτική ανάλυση:
Ολικές μετατοπίσεις σε χρωματική απεικόνιση.



Σχήμα 3.17: Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία.

Η προβλεπόμενη από τις επιλύσεις μορφή της αστοχίας φαίνεται στα Σχ.3.16 (ολικές μετατοπίσεις) και Σχ.3.17 (κατανομή πλαστικών ζωνών), τα οποία είναι αντιπροσωπευτικά, βάσει των αποτελεσμάτων παραμετρικών αναλύσεων. Όλες οι επιφάνειες αστοχίας περιορίζονται στον ανώτερο, αποσαθρωμένο μανδύα του φλύσχη. Από τις υπ'όψιν παραμετρικές αναλύσεις επισημάνθηκαν οι κρίσιμοι συνδυασμοί παραμέτρων διατμητικής αντοχής που αντιστοιχούν σε συνθήκες οριακής ισορροπίας του πρανούς ($SF = 1$). Στο Σχ.3.18 δίδονται τα αποτελέσματα των ανάστροφων αναλύσεων σε διάγραμμα $c'-\tan\phi'$ με εφαρμογή αφ' ενός του κριτηρίου Hoek-Brown και αφ' ετέρου όπως προέκυψαν από αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων με

ρεαλιστική προσομοίωση όλων των μέτρων που ελήφθησαν (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια), μαζί με τους εκτιμώμενους συνδυασμούς για δύο πιθανές-ακραίες τιμές του δείκτη γεωλογικής αντοχής. Τα υπόψιν αποτελέσματα φαίνεται ότι παρεμβάλλονται μεταξύ των πιθανών τιμών $c'-\tan\phi'$, για GSI = 13 και 17. Αντιθέτως, τα αποτελέσματα συμβατικών επιλύσεων με παραδοχή κυκλικής επιφάνειας αστοχίας, με την τροποποιημένη μέθοδο Bishop και την μέση-εύλογη τιμή $r_u = 0,30$, φαίνεται ότι είναι κοντά στο κάτω όριο (GSI = 13) με ακόμη χαμηλότερες τιμές. Σημειώνεται ότι τα τελευταία αποτελέσματα κατά Bishop προέκυψαν για προκαθοριζόμενες τιμές ϕ' ($\phi' = 20^\circ - 27^\circ$), οπότε υπολογίσθηκε σε κάθε περίπτωση η αντίστοιχη τιμή της ενεργού συνοχής για συντελεστή ασφαλείας SF = 1.



Σχήμα 3.18: Κρίσιμοι συνδυασμοί παραμέτρων αντοχής από ανάστροφες αναλύσεις.

Συμπερασματικά, διατυπώνονται τα ακόλουθα σχόλια και παρατηρήσεις:
 i) Είναι αυτονόητο ότι η εφαρμογή κάποιας μεθοδολογίας ταξινομήσεως βραχόμαζας—ιδίως αν βάσει αυτής εκτιμώνται οι παράμετροι c' και ϕ' —πρέπει να γίνεται με προσοχή, ιδίως για τις οριακές περιπτώσεις σκληρού εδάφους έως ασθενούς βράχου, όπως ο αποσαθρωμένος έως και εδαφοποιημένος φλύσχης.

ii) Στην υπό διερεύνηση περίπτωση η εφαρμογή του συστήματος Bieniawski, φαίνεται ότι δεν ήταν η ενδεδειγμένη, ενώ οι «προβλέψεις» βάσει του κριτηρίου Hoek and Brown σε συνδυασμό με το σύστημα ταξινομήσεως GSI, έστω και εκ των υστέρων φαίνονται ρεαλιστικότερες.

iii) Ιδιαίτερης σημασίας είναι η συνεκτίμηση όλων των δεδομένων και η πρόβλεψη της επιρροής των λαμβανομένων μέτρων, κατά τον σχεδιασμό. Προφανώς, η υπόψιν διαδικασία δεν πρέπει να περιορίζεται απλώς σε ελέγχους ευσταθείας, βάσει γεωμετρικών δεδομένων και παραμέτρων αντοχής που δεν έχουν επιλεγεί πολύ προσεκτικά.

4 Αστοχία πρανούς σε ορυχείο ανοικτής εκμετάλλευσης

4.1 Γενικά - Σύντομο Ιστορικό

Η περίπτωση αφορά σε εκτεταμένη κατολίσθηση που συνέβη το 1988 στο λιγνιτωρυχείο Μεγαλοπόλεως (Αρκαδίας), που ως γνωστόν, είναι ορυχείο ανοικτής εκμετάλλευσης και ένα από τα σημαντικότερα για την λειτουργία των θερμοηλεκτρικών μονάδων της ΔΕΗ. Η ανάπτυξη των επιφανειακών εκμεταλλεύσεων λιγνίτη συνεπάγεται την δημιουργία δύο βασικών κατηγοριών πρανών, στα προβλήματα των οποίων έχει αναφερθεί διεξοδικά ο Καράς (1988):

- i) Τα βραχυχρόνια πρανή, αποτελούμενα από μέτωπα εκμετάλλευσης, σε βαθμίδες μεγίστου ύψους συνήθως περί τα 25 m.
- ii) Τα μόνιμα πρανή, τα οποία ως περιφερειακά παραμένουν στα όρια του ορυχείου μετά το πέρας της εκμετάλλευσης. Η υπ'όψιν κατολίσθηση εκδηλώθηκε στο παλαιότερο πεδίο της Μεγαλοπόλεως (πεδίο Θωκνίας), σε βραχυχρόνιο πρανές.

Η λειτουργία του πεδίου Θωκνίας άρχισε το 1970 και μέχρι το 1978 η εκμετάλλευση βασίσθηκε σε μελέτη του Goergen, καθηγητή του Πολυτεχνείου Aachen. Δεδομένου ότι στο χρονικό αυτό μεσοδιάστημα είχαν ήδη συμβεί 6 κατολισθήσεις, η μελέτη αναθεωρήθηκε, με αποτέλεσμα να εφαρμόζονται ηπιότερες μέσες κλίσεις πρανών. Η νέα μεγαλύτερης κλίμακας κατολίσθηση συνέβη την 02-12-1988, ενώ στο χώρο εργαζόταν κανονικά εκσκαφέας και ήδη είχαν ολοκληρωθεί οι δύο πρώτες βαθμίδες. Η αστοχία είχε μήκος περί τα 400 m, το συνολικό ύψος των πρανών που ήδη είχαν διαμορφωθεί κυμαινόταν από 84–94 m, ενώ οι μέσες κλίσεις ήταν της τάξεως των 1:3,4 έως 1:2,5 (κατακόρυφη προς οριζόντια). Ο συνολικός όγκος του εδάφους που μετατοπίστηκε σημαντικά εκτιμήθηκε περί τα $2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Εικόνες της κατολίσθησης δίδονται στο Σχ.3.19, ενώ η γεωμετρία των πρανών πριν από την κατολίσθηση φαίνεται σε τρεις χαρακτηριστικές εγκάρσιες τομές στο Σχ.3.20. Αξιοσημείωτες πληροφορίες είναι οι ακόλουθες:

- α) Καθ' όλο τον μήνα που προηγήθηκε της κατολίσθησης (Νοέμβριος 1988) είχαν σημειωθεί έντονες βροχοπτώσεις με σημαντικό συνολικό ύψος βροχής.
- β) Κατά τον ίδιο μήνα που προηγήθηκε της κατολίσθησης, δεν παρατηρήθηκαν τα συνδυασμένα πρόδρομα φαινόμενα που προειδοποιούν για την λήψη μέτρων, παρά μόνο ανύψωση του εδάφους στον πόδα των πρανών λίγες ημέρες πριν από το συμβάν, χωρίς όμως σχετικές ολισθήσεις των λιγνιτικών στρώσεων που εκδηλώνονται στην όψη («συρταρώματα») και κυρίως χωρίς σημαντικές εφελκυστικές ρωγμές στην περιοχή της στέψης. Υπ'αυτήν την έννοια, η κατολίσθηση ήταν «ταχεία» και σαφώς αιφνιδιαστικού χαρακτήρα.

Τα πιθανά αίτια της κατολίσθησης διερευνήθηκαν από Επιτροπή που συγκροτήθηκε από την ΔΕΗ, στην οποία συμμετείχαν δύο μέλη ΔΕΠ του Τομέα Γεωτεχνικής (Α. Αναγνωστόπουλος και Β. Παπαδόπουλος), τα συμπεράσματα της οποίας συναξιολογούνται στη συνέχεια.



a)



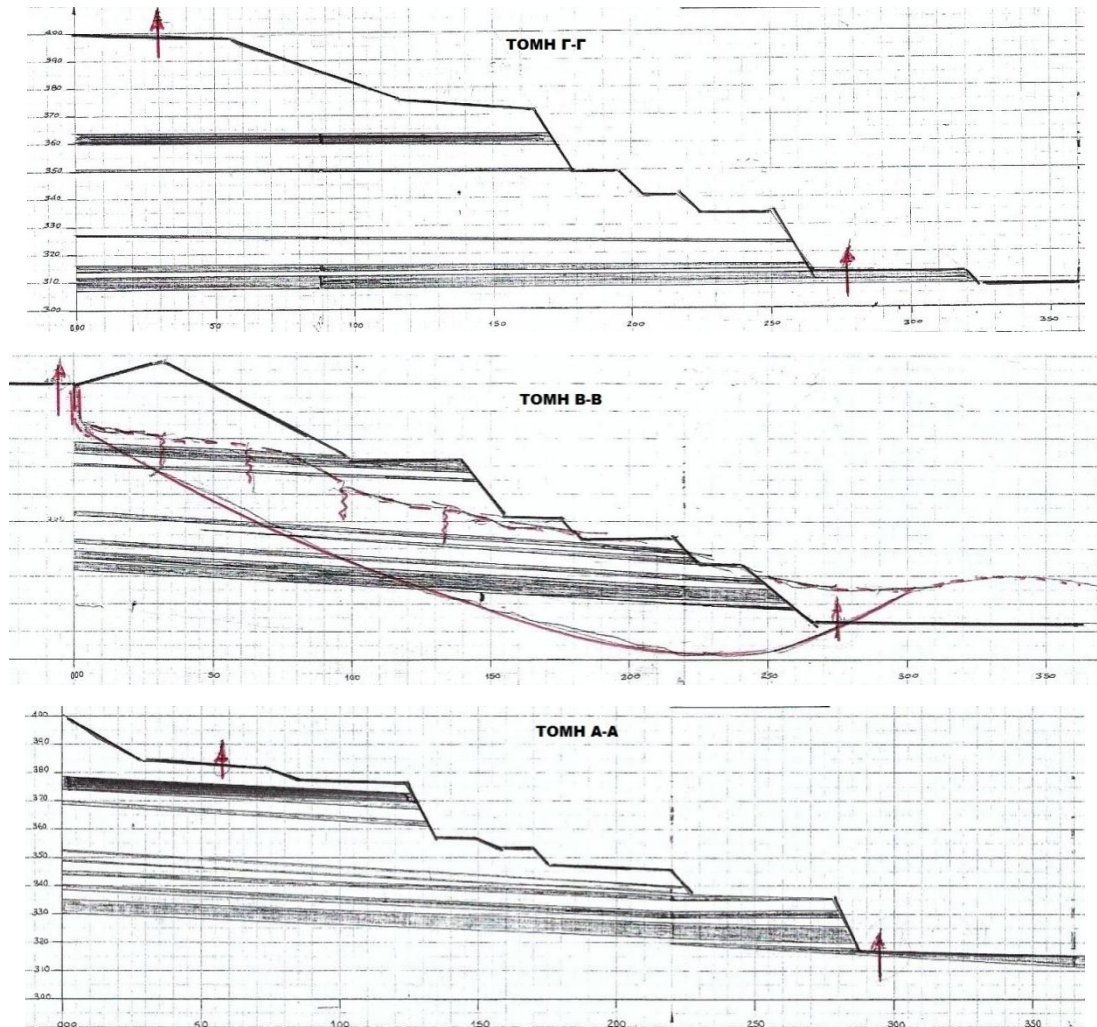
b)

Σχήμα 3.19: a) Γενική άποψη της κατολίθησης, b) Εγγύτερη φωτογραφία.

4.2 Γεωτεχνικά στοιχεία του χώρου και προγενέστερες αναλύσεις

Οι λιγνίτες Μεγαλοπόλεως μελετήθηκαν από τον Αναγνωστόπουλο (1978), ο οποίος συμπέρανε ότι η μηχανική συμπεριφορά τους είναι παρόμοια με αυτήν των εντόνως υπερστερεοποιημένων αργίλων. Η δυνατότητα εφαρμογής των κλασικών μεθόδων πειραματικής Εδαφομηχανικής για την εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων του λιγνίτη επιβεβαιώθηκε από τους Kotzias and Stamatopoulos (1981), οι οποίοι έδωσαν στατιστικά στοιχεία μετρήσεων από σημαντικό αριθμό δοκιμών και επεσήμαναν ότι η βασική διαφορά του υπ'όψιν «εδαφικού» υλικού από τις συνήθεις αργίλους είναι η έλλειψη πλαστικότητας.

Όπως είναι γνωστό, οι λιγνίτες Μεγαλοπόλεως από την άποψη της θερμότητας κατά την καύση χαρακτηρίζονται ως γαιώδεις, έχουν ανοικτή δομή με αποτέλεσμα ασυνήθιστα υψηλό (για αργιλικά εδάφη) δείκτη πόρων, υψηλή φυσική υγρασία (συνήθως $w = 150\%$ έως 220% , αλλά και ακόμη υψηλότερη), υψηλό όριο υδαρότητας, αλλά αμελήσιμο δείκτη πλαστικότητας. Τέλος, τυπικές τιμές της πίεσης προστερεοποίησης στο εύρος βαθών εκσκαφής που εφαρμόστηκαν είναι $p'_c = 900-1000$ kPa.



Σχήμα 3.20: Αντιπροσωπευτικές τομές στον χώρο της κατολίσθησης.

Η παρεμβαλλόμενη μεταξύ των λιγνιτικών ζωνών άργιλος («άγωνα» υλικά από την άποψη της εκμετάλλευσης) είναι πολύ σφιγρή κατά κανόνα (μέσος αριθμός κρούσεων της δοκιμής SPT, $N \approx 20$), εμφανίζεται ως μέσης ή υψηλής πλαστικότητας (CL ή CH), έχει προφανώς τις ίδιες πιέσεις προστερεοποίησης με τις λιγνιτικές στρώσεις, αλλά γενικά σχετικά χαμηλές παραμέτρους διατμητικής αντοχής. Σημειώνεται ότι συχνά απαντώνται ενδιάμεσης συμπεριφοράς εδαφικές ζώνες, μεταβατικού χαρακτήρα, που ταξινομούνται ως οργανικές άργιλοι (OL ή OH), με αρκετά σημαντικό ποσοστό οργανικών και ενδιάμεσες τιμές δείκτη πόρων και φυσικής υγρασίας.

Η τυπική γεωτεχνική τομή στο χώρο της κατολίσθησης φαίνεται στις τρεις αντιπροσωπευτικές εγκάρσιες τιμές του Σχ.3.20, για τις οποίες διευκρινίζονται τα εξής:

- Οι λιγνιτικές στρώσεις φαίνονται με σκούρο χρώμα.
- Με τα βέλη έχουν σημειωθεί οι θέσεις που ορίζουν τα άκρα της κατολίσθησης στην στέψη και την βάση των πρανών. Ειδικώς, στην αντιπροσωπευτικότερη τομή B-B σχεδιάσθηκε προσεγγιστικά η επιφάνεια ολίσθησης, καθώς και η καταβιβασμένη μετά το συμβάν επιφάνεια του εδάφους.
- Σύμφωνα με τις μαρτυρίες του προσωπικού, η κατολίσθηση ξεκίνησε από την περιοχή της τομής Γ-Γ και επεκτάθηκε στις υπόλοιπες.

Όπως ήδη αναφέρθηκε, μέχρι το έτος 1978 η σχεδίαση των κλίσεων των πρανών γινόταν με βάση την αρχική μελέτη Goergen (1970) κατά Neuman (1963) με την μέθοδο του λόγου στατικών πιέσεων, δηλαδή με έλεγχο της τυχόν υπέρβασης της διαθέσιμης διατμητικής αντοχής του λιγνίτη κατά μήκος επιπέδου ολίσθησης για διάτμηση από οριζόντιες δυνάμεις επί του ολισθαίνοντος πρίσματος υπό συνθήκες ουδετέρων ωθήσεων των γαιών. Η νεότερη μελέτη Goergen (1977) υιοθέτησε για τον υπολογισμό των κλίσεων την μεθοδολογία Ohde, δηλαδή με υπολογισμό σημειακού συντελεστή ασφαλείας έναντι διατμητικής ολίσθησης για το βαθύτερο σημείο του πρανούς.

Στο πλαίσιο της διερεύνησης των αιτιών αστοχίας εφαρμόσθηκε η απλοποιημένη μέθοδος Bishop με απλουστευτικές παραδοχές για τον προσωρινό υδροφόρο ορίζοντα και για διάφορες υποθέσεις παραμέτρων διατμητικής αντοχής για το αργιλικό έδαφος και τον λιγνίτη. Εφαρμόσθηκε επίσης η απλοποιητική μέθοδος Hoek and Bray, με παραδοχή κυκλικών επιφανειών ολίσθησης και υπόθεση για το δίκτυο ροής ενός εκ των διαθεσίμων στο πλαίσιο εφαρμογής της υπ'όψιν μεθοδολογίας. Από το σύνολο των ελέγχων ευσταθείας πριν και μετά την κατολίσθηση επισημαίνονται τα εξής:

- i) Με άμεση εφαρμογή της μεθόδου Ohde (μελέτη Goergen, 1977) για την δυσμενέστερη περίπτωση ολίσθησης εντός αργιλικού εδάφους θα προέκυπτε συντελεστής ασφαλείας $SF=1,2$ περίπου ενώ για λιγνίτη $SF= 1,4$. Εντούτοις, η μέθοδος αγνοεί τις αναπτυσσόμενες υπερπίεσεις του ύδατος των πόρων (Αναλύσεις Μελέτης πριν την κατολίσθηση).
- ii) Βάσει της απλοποιημένης μεθόδου Bishop για χαμηλή θέση του υδροφόρου ορίζοντα είχε προκύψει $SF= 1,7$ έως $2,1$ περίπου, ενώ για τον εξαιρετικά δυσμενή προσωρινό υδάτινο ορίζοντα $SF \approx 1$ (Ανάστροφες αναλύσεις μετά την κατολίσθηση για την τομή B-B).
- iii) Κατά Hoek and Bray για στραγγιζόμενες συνθήκες (ή ξηρό έδαφος) $SF= 1,60$, ενώ για μέση περίπτωση ροής, $SF \approx 1$ (Ανάστροφες αναλύσεις μετά την κατολίσθηση για την τομή B-B).
- iv) Από το σύνολο των αναλύσεων προέκυψε σαφώς η πολύ δυσμενής επιρροή του προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα. Οι κατατμήσεις του εδάφους (συστηματική παρουσία δύο οικογενειών) προφανώς διευκόλυναν την είσδυση των ομβρίων, παρ' όλο που τόσο ο λιγνίτης όσο και η άργιλος είναι πρακτικώς αδιαπέρατα υλικά.

4.3 Νέες ανάστροφες αναλύσεις

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας έγιναν ανάστροφες αναλύσεις με βάση αφ'ενός την θεωρούμενη ως αντιπροσωπευτικότερη τομή B-B του Σχ.3.20 και αφ'ετέρου την τομή Γ-Γ,

από την οποία και ξεκίνησε η κατολίσθηση. Από το σύνολο των διαθεσίμων στοιχείων λήφθηκαν υπ'όψιν ιδιαίτερος τα ακόλουθα:

i) Η επισήμανση από τον Καρά (1988) για δύο ομάδες κατατμήσεων στην περιοχή, δηλ. μία κύρια και μία δευτερεύουσα, η παρουσία των οποίων θα ευνοούσε την κατείσδυση υδάτων στην ευρύτερη μάζα. Αυτή η παρατήρηση είναι ιδιαίτερης σημασίας αν ληφθεί υπ'όψιν ότι προηγήθηκαν της κατολίσθησης έντονες βροχοπτώσεις.

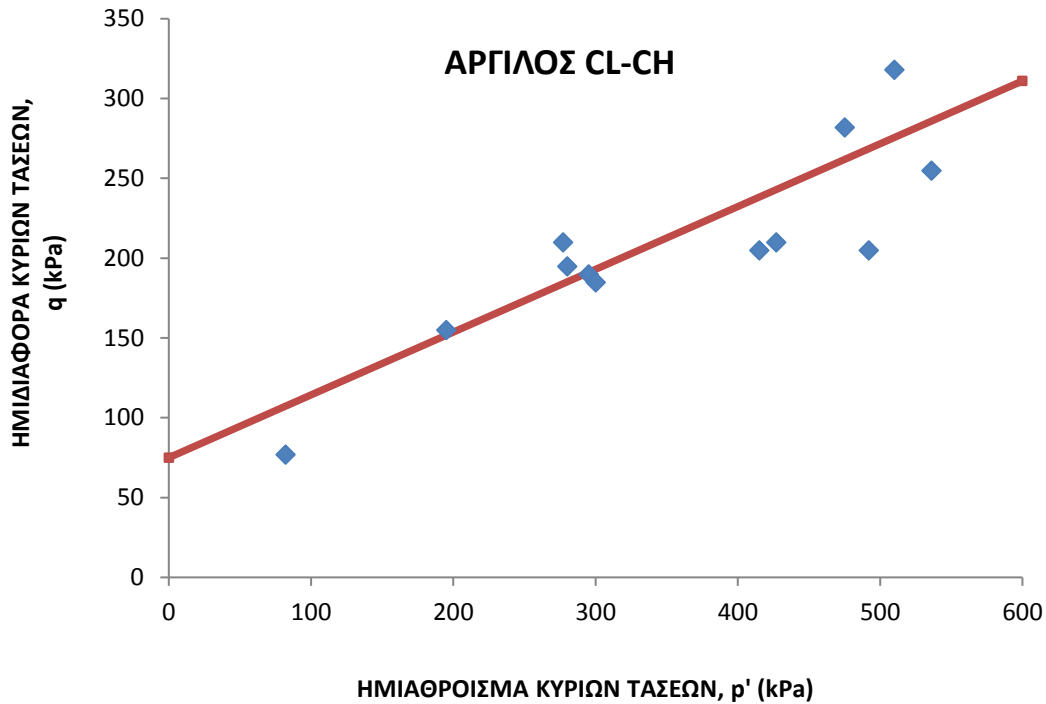
ii) Όπως φαίνεται από τις τρεις τομές του Σχ.3.20 στον υπ'όψιν χώρο το λιγνιτικό κοίτασμα αποσφηνώνεται, με αποτέλεσμα την μικρή ποσοστιαία συμμετοχή του λιγνίτη στα εξεταζόμενα πρανή. Δεδομένου ότι γενικά ο λιγνίτης παρουσιάζει μεγαλύτερη διατμητική αντοχή από τα άγονα αργιλικά υλικά (CL ή CH), είναι σαφές ότι αναμένονται μειωμένοι συντελεστές ασφαλείας έναντι ολίσθησης των πρανών στις υπ'όψιν θέσεις για δεδομένες γεωμετρικές και υδραυλικές συνθήκες. Παραλλήλως, η σχετική αβεβαιότητα για τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής του λιγνίτη, δεν έχει πλέον ιδιαίτερη πρακτική σημασία, λόγω της παρουσίας μικρού πάχους ζωνών αυξημένης αντοχής στο πρανές και συνολικά μικρού ποσοστού συμμετοχής του λιγνίτη στην όλη εδαφική μάζα.

iii) Η έντονη προστεροποίηση της περιοχής (υψηλές τιμές της ενεργού πίεσης προστεροποίησης) συνεπάγεται υψηλές τιμές του συντελεστή O.C.R., επομένως θα αναμένονταν υψηλές τιμές και του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 . Ενδεχομένως να επικρατούσε στον υπ'όψιν χώρο επί τόπου εντατικό πεδίο π.χ. με $K_0 > 1$, ίσως μέχρι και $K_0 = 1,50$. Οι υψηλές επί τόπου οριζόντιες πιέσεις, κατά την εκσκαφή απομειώνονται σημαντικά, με αποτέλεσμα την διεύρυνση των ασυνεχειών που προϋπήρχαν, την ανάπτυξη εφελκυστικών ρωγμών και τη δημιουργία συνθηκών που ευνοούν την ανάπτυξη παροδικού υδροφόρου ορίζοντα.

Οι αναλύσεις έγιναν με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2-D που παρέχει τη δυνατότητα διερεύνησης των συνθηκών ευσταθείας για διάφορες περιπτώσεις δικτύου ροής. Προηγείται ο έλεγχος για ξηρές ή στραγγιζόμενες συνθήκες χωρίς ανάπτυξη πίεσης του ύδατος των πόρων και υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας. Στη δεύτερη φάση καθορίζονται οι οριακές συνθήκες ανάπτυξης του προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα (π.χ. με υπόθεση για το απόλυτο υψόμετρο του ανάντη του πρανούς), υπολογίζεται το αντίστοιχο δίκτυο ροής και ακολουθεί νέα επίλυση βάσει των υπερπίεσεων του ύδατος, καθώς και ο αντίστοιχος συντελεστής ασφαλείας.

Ιδιαίτερης σημασίας—εκτός του δικτύου ροής—είναι η επιλογή των παραμέτρων διατμητικής αντοχής, κυρίως του αργιλικού υλικού. Λαμβάνοντας υπ'όψιν τις γενικές πληροφορίες για την ευρύτερη περιοχή, αξιολογήθηκαν κατ'αρχάς τα αποτελέσματα σημαντικού αριθμού τριαξονικών δοκιμών τύπου CU, με μέτρηση της υπερπίεσης του ύδατος των πόρων κατά Kotzias and Stamatopoulos (1981), βάσει των οποίων οι ενεργές παράμετροι διατμητικής αντοχής των αγόνων αργιλικών κυμάνθηκε μεταξύ των ορίων: $\phi' = 12,5^\circ$ έως 28° και $c' = 32$ έως 92 kPa. Από τις αντίστοιχες περιβάλλουσες διατμητικής αντοχής προκύπτουν μέσες τιμές $\phi' = 18^\circ$ – 22° και $c' = 50$ – 60 kPa. Από μεγάλο αριθμό γεωτρήσεων της ΔΕΗ για τα αργιλικά υλικά πάντα, αναφέρονται τιμές $\phi' = 21^\circ$ – 28° και $c' = 25$ – 80 kPa. Δοκιμές ισότροπης τριαξονικής θλίψης επί προστεροποιημένων δειγμάτων (τύπου CIU) έγιναν σε δοκίμια που λήφθηκαν από αδιατάρακτο όγκο αργίλου, μετά την

κατολίσθηση, των οποίων τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε διάγραμμα p' (ημιάθροισμα κυρίων τάσεων) - q (ημιδιαφορά κυρίων τάσεων) στο Σχ.3.21.



Σχήμα 3.21: Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα δοκιμών CIU.

Προφανώς, τα αποτελέσματα αυτά είναι αντιπροσωπευτικότερα των προηγούμενων, διότι αφορούν σε δείγματα του χώρου κατολίσθησης. Επιπροσθέτως, σημειώνεται ότι οι μέσες παράμετροι διατμητικής αντοχής (Σχ.3.21) κυμαίνονται από $\phi' = 21,7^\circ$, $c' = 59$ kPa έως $\phi' = 29,5^\circ$, $c' = 46$ kPa. Επίσης, δοκιμές τριαξονικής θλίψης τύπου CIU επί δειγμάτων που ελήφθησαν από γεώτρηση που εκτελέστηκε στον χώρο της κατολίσθησης μετά το συμβάν, έδωσαν μέσες παραμέτρους αντοχής $\phi' = 21,5^\circ$, $c' = 53$ kPa και $\phi' = 28,2^\circ$, $c' = 25$ kPa. Λιγνιτικά δείγματα δεν εξετάστηκαν στο πλαίσιο των ερευνών που εκπονήθηκαν μετά την κατολίσθηση. Από προγενέστερη δημοσίευση, κατά Kotzias and Stamatopoulos (1981) αναφέρεται ότι τα όρια μεταβολής των παραμέτρων διατμητικής αντοχής του λιγνίτη είναι κατά κανόνα: $\phi' = 12,5^\circ - 23,5^\circ$ και $c' = 45 - 130$ kPa. Εντούτοις, από γενικότερα στοιχεία, η μέγιστη γωνία εσωτερικής τριβής εκτιμήθηκε έως και $\phi' = 25^\circ$, ενώ η συνοχή $c' = 70 - 150$ kPa. Οι παραμετρικές αναλύσεις βασίστηκαν σε διάφορους πιθανούς συνδυασμούς παραμέτρων, των οποίων τα όρια μεταβολής εκτιμήθηκαν κατά τον Πίνακα 3.2.

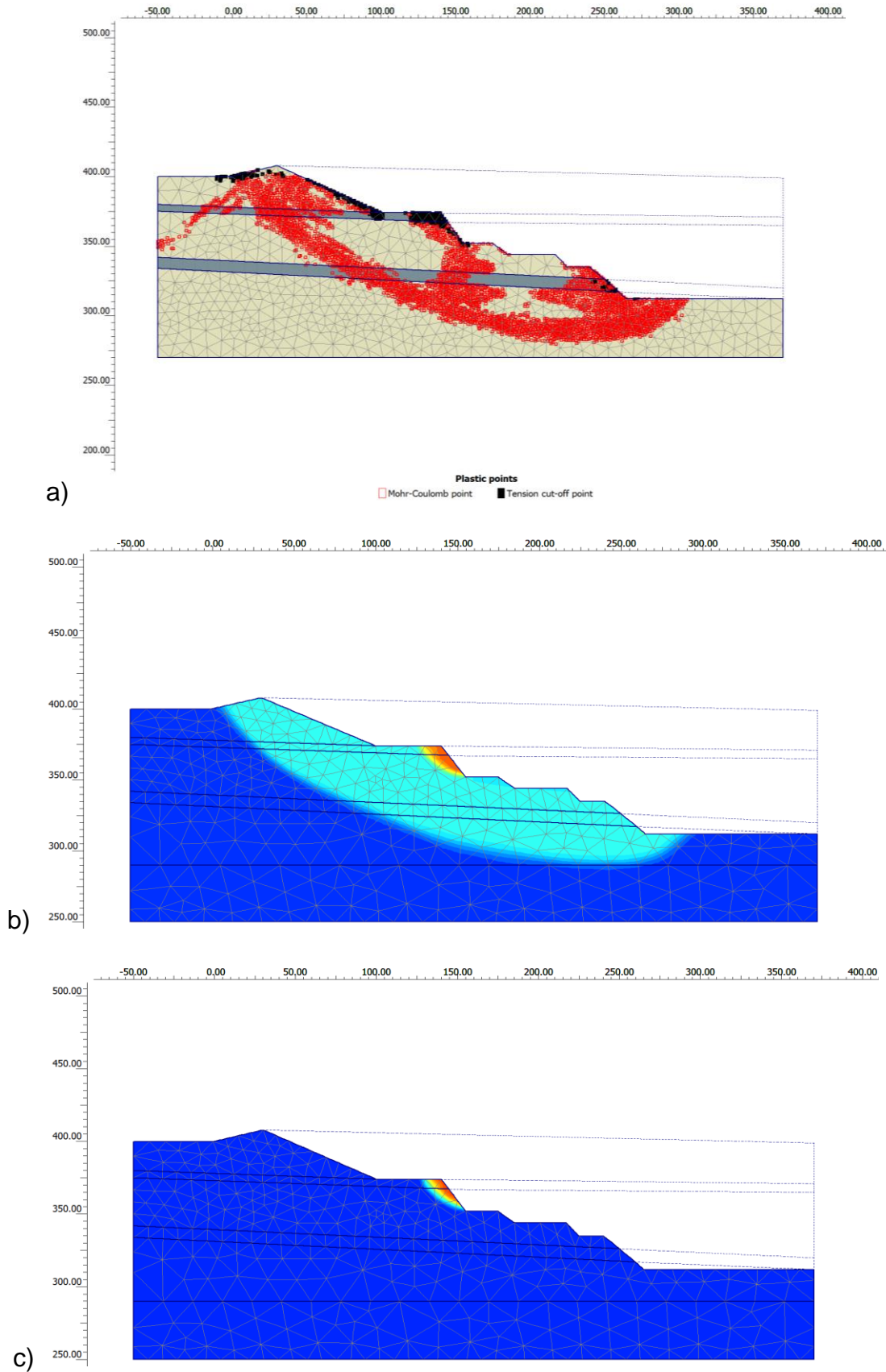
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.2: Γεωτεχνικές παράμετροι αναλύσεων ευσταθείας λιγνιτορυχείου ανοικτής εκμετάλλευσης.

Παράμετροι	Μονάδα	Άργιλος CL-CH	Λιγνίτης
Μοναδιαίο βάρος (κορεσμού)	kN/m ³	19-20	11,5-14,0
Συντελεστής επί τόπου οριζοντίων τάσεων, K_0	-	1,0-1,5	1,0-1,5
Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής, ϕ'	degrees	21°- 30°	25°
Ενεργός συνοχή, c'	kPa	25 - 80	70
Συντελεστές διαπερατότητας			
Κατακόρυφος k_v	m/sec	(1,0-4,0)·10 ⁻¹⁰	4,0·10 ⁻¹⁰
Οριζόντιος k_h	m/sec	(2,0-8,0)·10 ⁻¹⁰	(8,0-12,0)·10 ⁻¹⁰

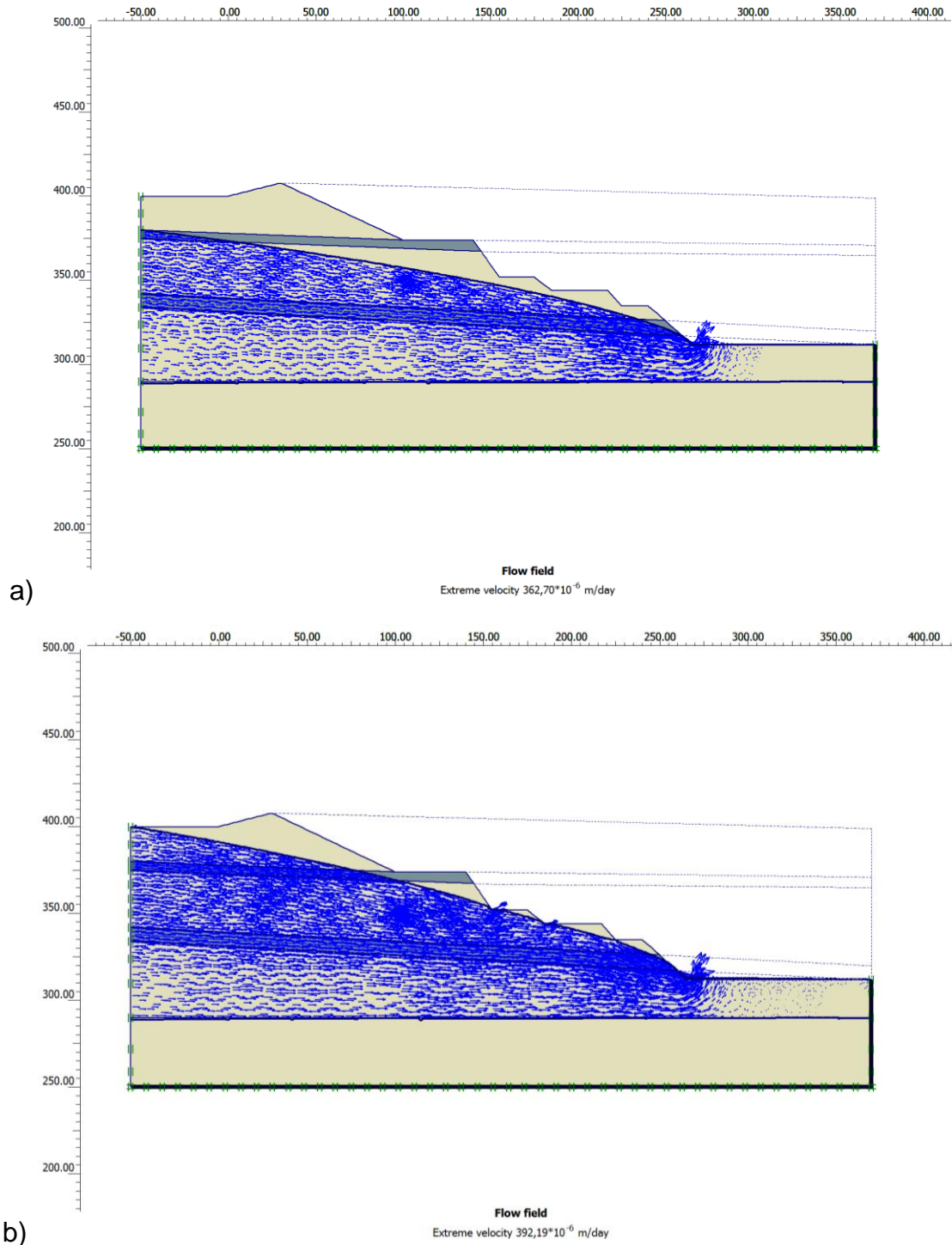
Αναλύσεις έγιναν κυρίως για την θεωρούμενη ως αντιπροσωπευτική τομή Β-Β, αλλά και για την Γ-Γ, από την οποία κινητοποιήθηκε ο μηχανισμός κατολισθήσεως. Εξετάσθηκαν δύο κατηγορίες δικτύων ροής, μία «μέση» και μία «δυσμενής», που επισημάνθηκαν με τους κωδικούς Μ και Η, αντιστοίχως. Η βασική διαφορά τους είναι το υποθετικό απόλυτο υψόμετρο ανάπτυξης του προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα ανάντη του πρανούς, που τοποθετήθηκε στα +380 m και +400 m αντιστοίχως, δηλαδή με την σημαντική υψομετρική διαφοροποίηση κατά 20 m. Δεδομένου ότι την ανάπτυξη της δευτερογενούς διαπερατότητας (λόγω της διεύρυνσης των κατατμήσεων) ευνόησε η αποτόνωση των οριζοντίων κυρίως πιέσεων λόγω των εκσκαφών, θεωρήθηκε ότι η περιοχή του δυσμενούς αυτού μηχανισμού δεν εκτείνεται σε μεγάλο βάθος κάτω της κατώτερης στάθμης εκσκαφής. Κατά την προσομοίωση λοιπόν, έγινε διάκριση της αδιαπέρατης ζώνης εδάφους, λίγο κάτω από την στάθμη των εκσκαφών. Εξετάσθηκαν οι προκύπτοντες συντελεστές ασφαλείας για διάφορες περιβάλλουσες αντοχής (ϕ' , c') σε συνδυασμό με τα δίκτυα ροής Μ και Η, αλλά και οι θεωρητικοί μηχανισμοί αστοχίας κατά περίπτωση.

Στο Σχ. 3.22 δίδονται αντιπροσωπευτικοί μηχανισμοί αστοχίας για ξηρές συνθήκες (ή στραγγιζόμενες χωρίς πιέσεις ύδατος των πόρων), που απεικονίζονται με την κατανομή των πλαστικών ζωνών ή με τα διανύσματα ολικών μετατοπίσεων. Κατά κανόνα, από το σύνολο των αναλύσεων ο μηχανισμός αστοχίας προβλέπεται με ανάπτυξη σε μεγάλη έκταση προς τα ανάντη, κατ' εξαίρεση όμως, περιορίζεται σε αστοχία βαθμίδας μόνο, όπως στο Σχ.3.22c. Αυτό παρατηρήθηκε για υψηλές γωνίες εσωτερικής τριβής ϕ' και σχετικά χαμηλές τιμές συνοχής, c' . Σημειώνεται ότι στο εύρος των συνδυασμών ϕ' - c' που εξετάσθηκαν, σε ξηρές συνθήκες για την Τομή Β-Β, οι συντελεστές ασφαλείας κυμάνθηκαν μεταξύ SF = 1,17 και 1,81.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΠΡΑΝΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ



Σχήμα 3.22: Αντιπροσωπευτικοί μηχανισμοί αστοχίας του πρανούς τομής B για ξηρές ή στραγγιζόμενες συνθήκες: a) $\phi' = 21,5^\circ$, $c = 53 \text{ kPa}$, b) $\phi' = 23,5^\circ$, $c = 55 \text{ kPa}$, c) $\phi' = 28,2^\circ$, $c = 25 \text{ kPa}$.



Σχήμα 3.23: Ενδεικτικά δίκτυα ροής με ανώτατη απόλυτη στάθμη προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα: a) 380 m (M), b) 400 m (H).

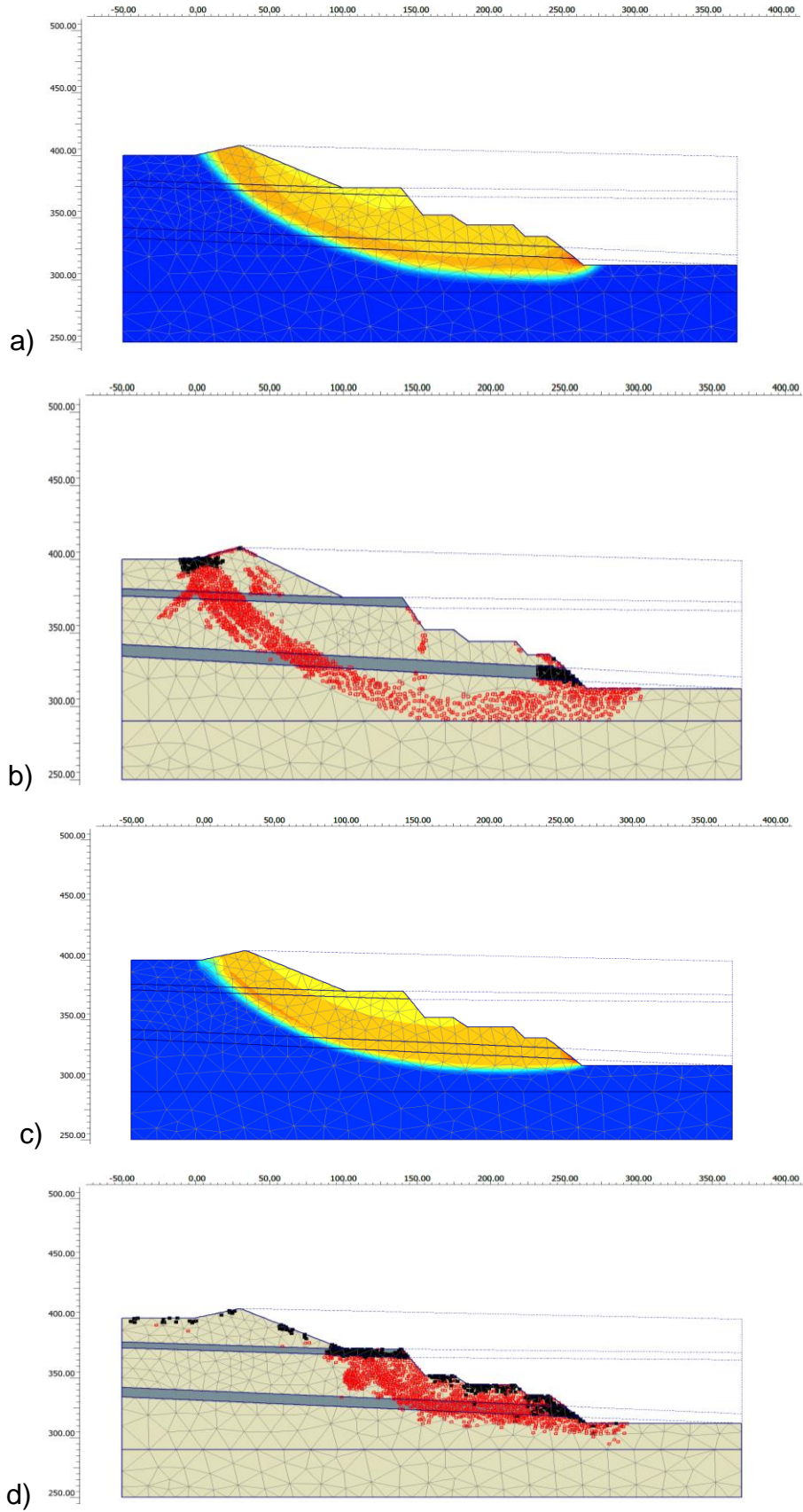
Αντιπροσωπευτικά δίκτυα ροής δίδονται στο Σχ.3.23, για τις περιπτώσεις «μέσου» υδροφόρου ορίζοντα, M και «υψηλού» H. Διευκρινίζεται ότι οι πραγματικές συνθήκες ανάπτυξης της πίεσης του ύδατος των πόρων λόγω του προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα, ενδεχομένως να ήταν χαοτικές λόγω και της κατανομής των κατατμήσεων κλπ, επομένως κατά την αναπόφευκτη διαδικασία απλούστευσης ενός σύνθετου φαινομένου δεν θα είχαν

πρακτική σημασία οι περαιτέρω λεπτομέρειες διαφοροποιήσεων για συγκεκριμένο τύπο δικτύου ροής, δηλ. Μ ή Η.

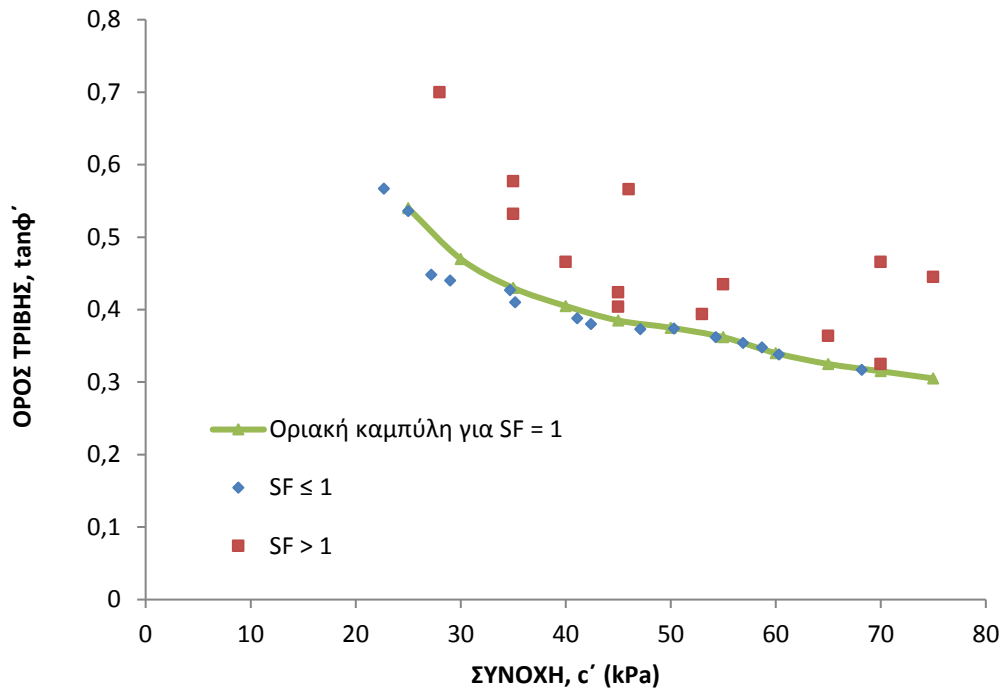
Οι μηχανισμοί αστοχίας που προκύπτουν για τις συνθήκες ανάπτυξης προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα, κατά κανόνα είναι παραπλήσιοι, εκτεινόμενοι ανάντη μέχρι μία απόσταση περί τα 30 m πέραν της στέψης του πρανούς και κατάντη λίγο μετά τον πόδα. Αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις τέτοιων μηχανισμών φαίνονται στο Σχ.3.24. Ενώ κατά κανόνα η μορφή της αστοχίας είναι σύμφωνα με τις περιπτώσεις a, b και c του υπ' όψιν σχήματος, μία κατ' εξαίρεση περίπτωση είναι αυτή του Σχ.3.24d, όπου ο μηχανισμός αναπτύσσεται στο κατώτερο μέρος μόνο της τομής Β. Η μορφή της επιφάνειας αστοχίας που πράγματι καταγράφηκε πλησιάζει πολύ αυτήν που κατά κανόνα προέκυψε από τις αναλύσεις, τόσο ως προς τα όρια ανάπτυξης της (ιδίως ανάντη), όσο και για την ανάπτυξη της κύριας εφελκυστικής ρωγμής ανάντη.

Όπως ήδη εξηγήθηκε, οι παραμετρικές αναλύσεις περιέλαβαν διάφορους συνδυασμούς παραμέτρων αντοχής, μέσα στα πιθανά όρια διακύμανσής τους βάσει του συνόλου των διαθέσιμων στοιχείων. Για κάθε εξεταζόμενο συνδυασμό $c'-\tan\phi'$, η σχετική ανάλυση με την διαδικασία βαθμιαίας και σύγχρονης απομείωσης των ανωτέρω παραμέτρων (ρ i-c reduction) έδωσε συντελεστή ασφαλείας $SF > 1$ ή $SF \leq 1$ κατά περίπτωση. Στο Σχ.3.25 απεικονίζονται οι συνδυασμοί των παραμέτρων που εξετάστηκαν, με την επισήμανση αν τα υπ'όψιν μεγέθη θα ήταν ανεπαρκή ($SF \leq 1$) ή επαρκή για την ευστάθεια του πρανούς. Το συγκεκριμένο σχήμα αφορά σε «μέσο» προσωρινό υδροφόρο ορίζοντα, με ανάπτυξη ανάντη κατά 20 m χαμηλότερα από την μέση στάθμης της επιφάνειας. Η οριακή καμπύλη $c'-\tan\phi'$ που θα αντιστοιχούσε στις απολύτως οριακές συνθήκες ευσταθείας ($SF = 1$), για την υπ' όψιν περίπτωση, δηλαδή δικτύου ροής τύπου (Μ), σχεδιάσθηκε ως «περιβάλλουσα» των σημείων που αντιστοιχούσε σε συνδυασμούς παραμέτρων, για τους οποίους προέκυψε $SF \leq 1$, συμφώνως με το Σχ.3.25.

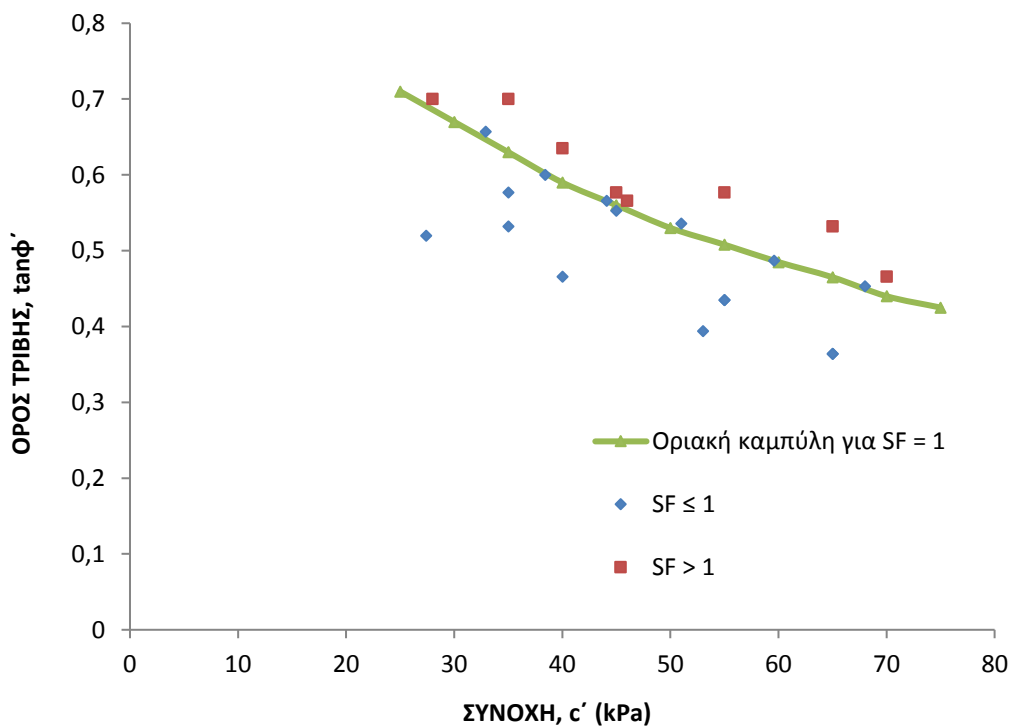
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΠΡΑΝΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ



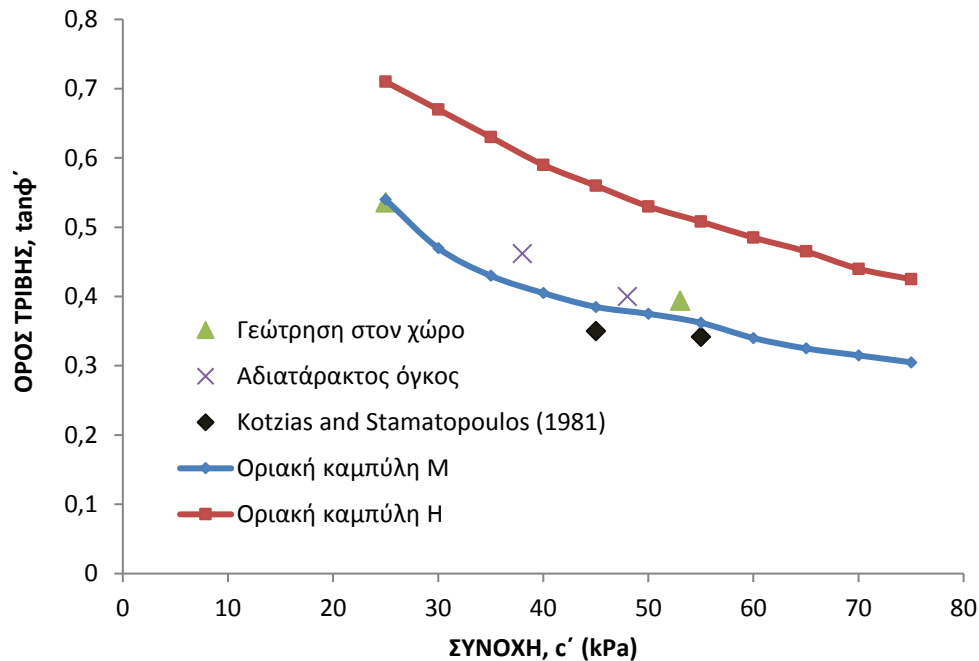
Σχήμα 3.24: Αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις αστοχίας πρανούς:
a), b) και d) για δίκτυο ροής M, c) για δίκτυο H.



Σχήμα 3.25: Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων για μέσο δίκτυο ροής (M).



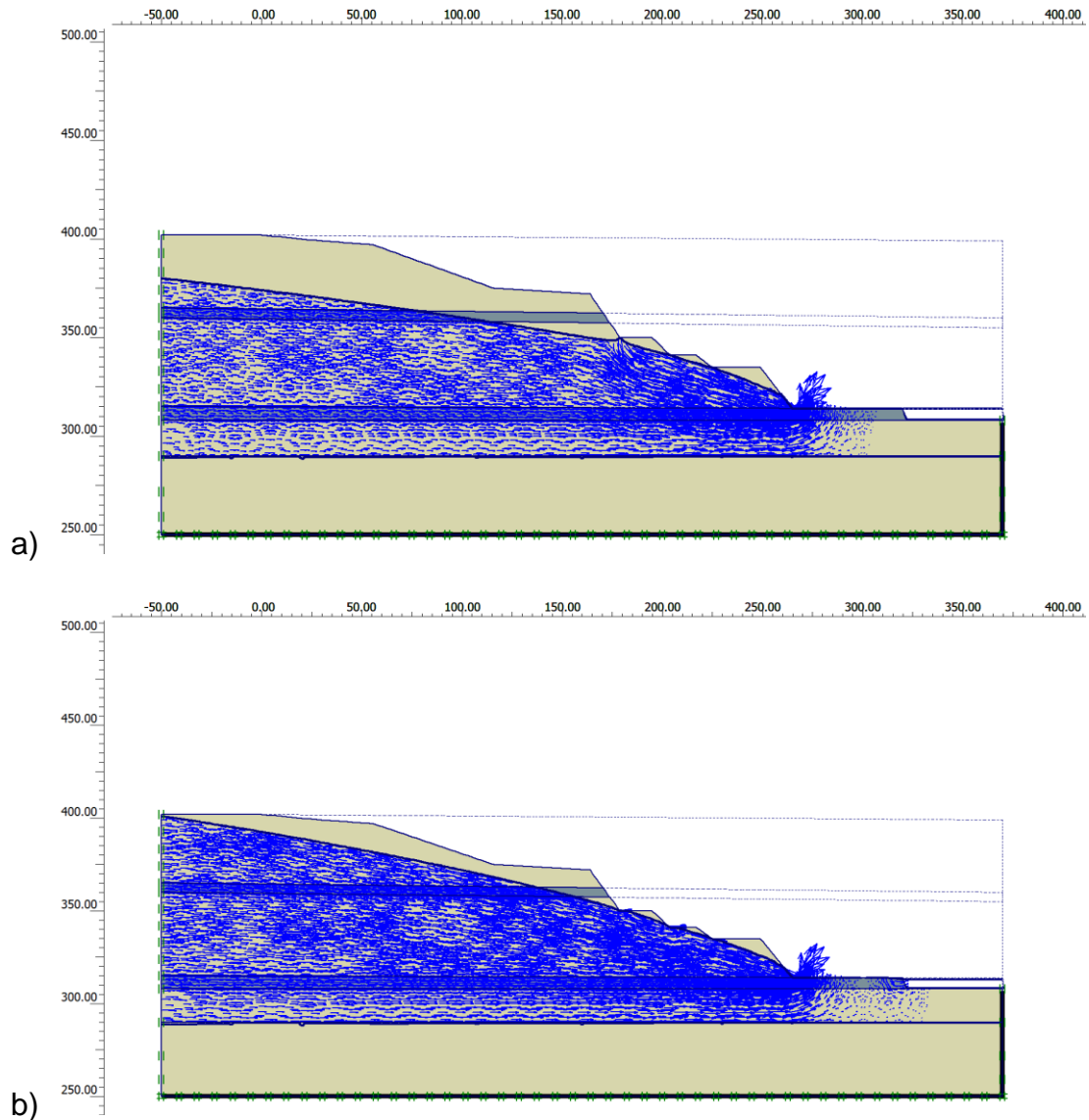
Σχήμα 3.26: Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων για δυσμενές δίκτυο ροής (H).



Σχήμα 3.27: Σύγκριση αποτελεσμάτων αναλύσεων και μέσων τιμών παραμέτρων διατμητικής αντοχής από εργαστηριακές δοκιμές.

Αντίστοιχα, για τις δυσμενείς υδραυλικές συνθήκες τύπου (H), στο Σχ.3.26 καταγράφηκαν τα σημεία $c' - \tan\phi'$, για τα οποία οι αναλύσεις έδωσαν $SF \leq 1$ ή $SF > 1$ και βάσει αυτών σχεδιάστηκε η οριακή καμπύλη που διαχωρίζει το διάγραμμα σε «ασφαλή» και μη «ασφαλή» περιοχή. Η σύγκριση των οριακών καμπυλών $c' - \tan\phi'$ που αντιστοιχούν στις οριακές συνθήκες ισορροπίας $SF = 1$ για τις δύο περιπτώσεις τύπου δικτύων ροής φαίνεται στο Σχ.3.27. Στο ίδιο σχήμα καταγράφηκαν οι συνδυασμοί των μέσων παραμέτρων c' και $\tan\phi'$ που προέκυψαν πειραματικά από τις διάφορες έρευνες. Είναι σαφές ότι για τα διαθέσιμα πειραματικά στοιχεία η περίπτωση ανάπτυξης «μέσου» υδροφόρου ορίζοντα εμφανίζεται ως απολύτως οριακή, επομένως δεν θα ήταν απαραίτητη η υπόθεση ιδιαίτερας δυσμενών υδραυλικών συνθηκών για την ερμηνεία της κατολίσθησης.

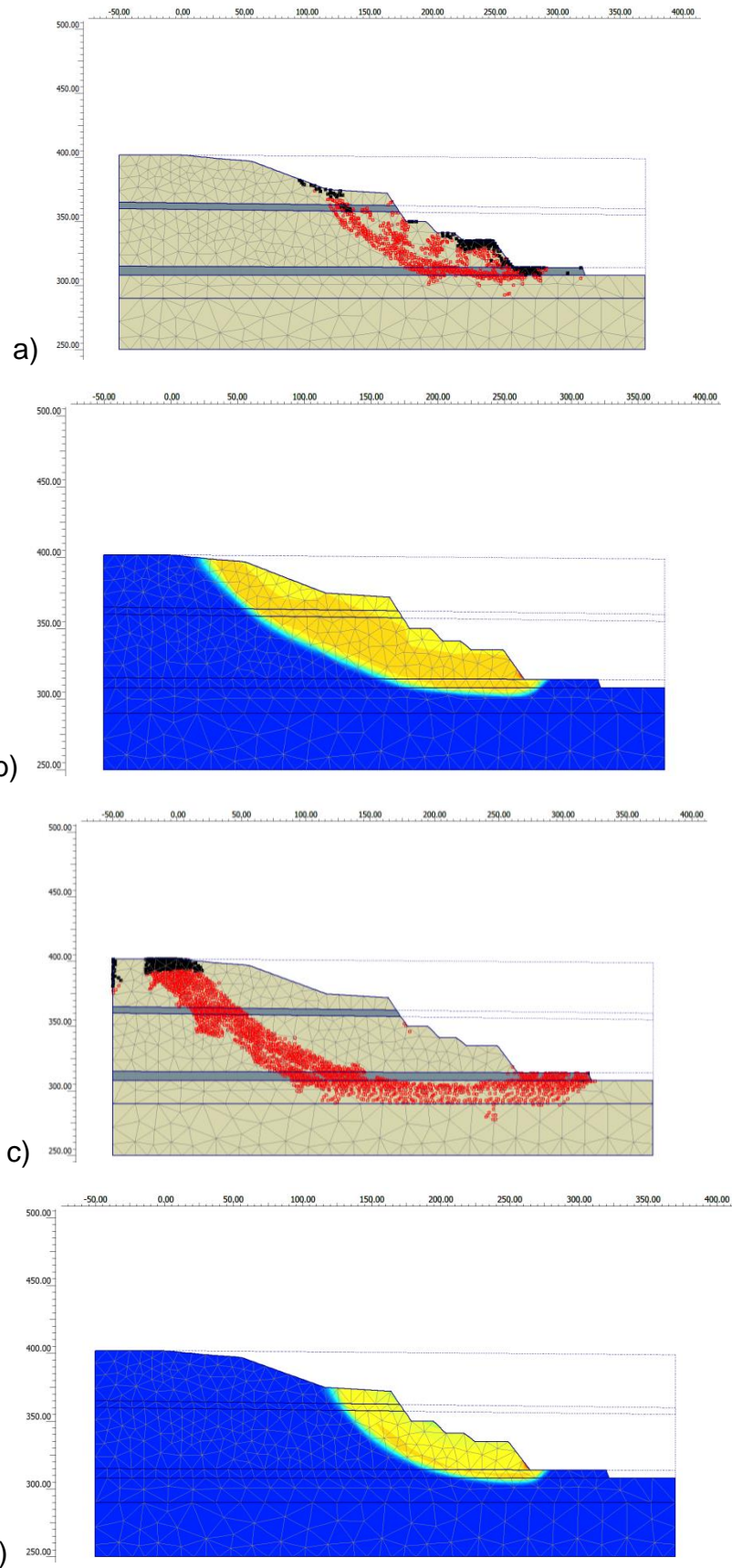
Όπως αναφέρθηκε στην υποπαράγραφο 3.4.1 η κατολίσθηση φαίνεται να ξεκίνησε από την πλευρά της διατομής Γ, κατά το Σχ.3.20, επομένως ήταν εύλογη η αναζήτηση της σύγκρισης των περιπτώσεων Β και Γ στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας. Έγιναν αντίστοιχες υποθέσεις τόσο για τους δύο πιθανούς τύπους δικτύων ροής (Μ) και (Η), κατά το Σχ.3.28, όσο και για τους πιθανούς συνδυασμούς παραμέτρων διατμητικής αντοχής c' και $\tan\phi'$. Από τις σχετικές αναλύσεις προέκυψαν οι αντίστοιχοι τύποι αστοχίας, των οποίων αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις παρουσιάζονται στο Σχ.3.29.



Σχήμα 3.28: Αντιπροσωπευτικά δίκτυα ροής στην τομή Γ:
 α) Μέσος υδροφόρος ορίζοντας, β) Δυσμενής.

Η πραγματική εικόνα της κατολίσθησης, όπως αποτυπώθηκε στην υπ'όψιν διατομή Γ-Γ, προσεγγίζεται στις περισσότερες περιπτώσεις με ικανοποιητική ακρίβεια από τις αναλύσεις. Ειδικότερα, οι μηχανισμοί των περιπτώσεων (b) και (c) του Σχ.3.29 αποδίδουν περισσότερο την μορφή αστοχίας που εκδηλώθηκε. Επίσης, σημειώνεται ότι αντιστοιχούν στους συνδυασμούς παραμέτρων αντοχής $\phi' = 28^\circ$, $c' = 35 \text{ kPa}$ και $\phi' = 18,9^\circ$, $c' = 55 \text{ kPa}$. Γενικώς, ο μηχανισμός αστοχίας προσεγγίζεται για τις σχετικά υψηλότερες τιμές συνοχής (και όχι υψηλές γωνίες ϕ'), ενώ για υψηλές τιμές ϕ' αποκλίνει, όπως για παράδειγμα φαίνεται στις περιπτώσεις (a) και (d) του Σχ.3.29.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΠΡΑΝΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ

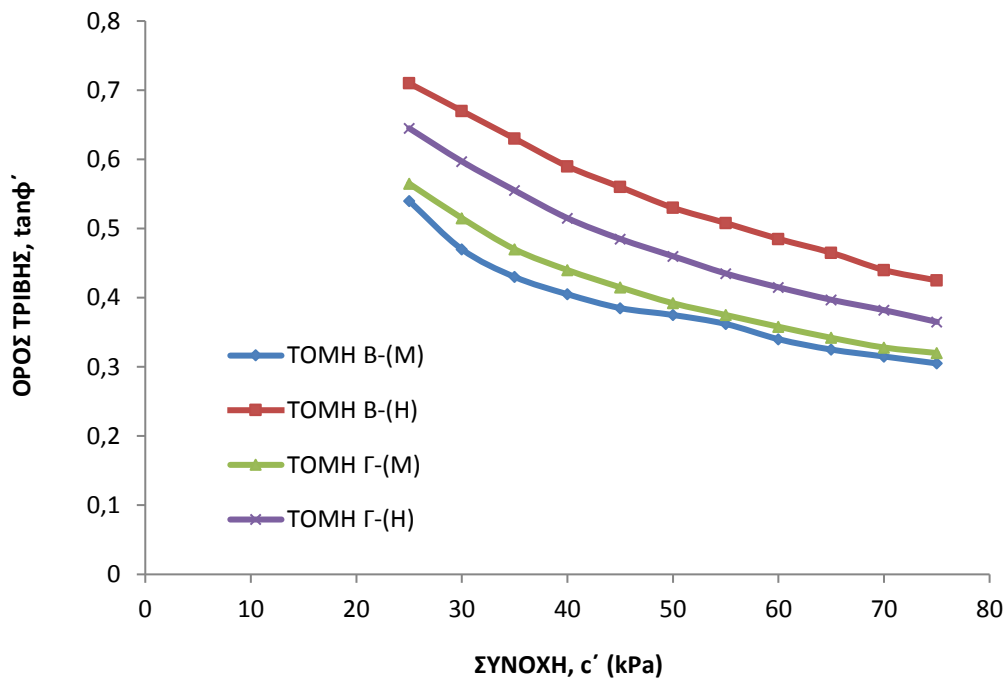


Σχήμα 3.29: Ενδεικτικοί μηχανισμοί αστοχίας πρανούς στην τομή Γ: (a) έως (c): Δυσμενές δίκτυο ροής, (d): Μέσο.

Οι οριακές καμπύλες $c'-\tan\phi'$ για την υπ'όψιν τομή Γ-Γ σχεδιάσθηκαν για λόγους σύγκρισης, μαζί με αυτές της τομής Β-Β, όπως παρουσιάζονται στο Σχ.3.30. Για την περίπτωση του «μέσου» προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα, η καμπύλη των οριακών συνδυασμών παραμέτρων διατμητικής αντοχής για την τομή Γ βρίσκεται λίγο υψηλότερα από την αντίστοιχη της τομής Β, ενώ για την «δυσμενή» περίπτωση δικτύου ροής υψηλότερα βρίσκεται η καμπύλη της τομής Β. Από τη σύγκριση εξάγονται τα εξής:

i) Από τις πειραματικές περιβάλλουσες διατμητικής αντοχής του Σχ.3.27 οι συνθήκες ευσταθείας θα ήταν επισφαλείς στην Τομή Γ, για την περίπτωση δικτύου ροής τύπου Μ, δεδομένου ότι η σχετική οριακή καμπύλη είναι δυσμενέστερη αυτής που αντιστοιχεί στην Τομή Β.

ii) Για τα γεωμετρικά και γεωτεχνικά δεδομένα της τομής Γ οι συνθήκες ευσταθείας επηρεάζονται μεν σημαντικά στην περίπτωση ανάπτυξης πίεσης του ύδατος των πόρων, όπως δεν είναι τόσο ευαίσθητες όσο υπολογίζονται στην τομή Β, σε συγκεκριμένο τύπο δικτύου ροής (τύπου Μ ή Η).



Σχήμα 3.30: Σύγκριση οριακών καμπύλων $c'-\tan\phi'$ για τις τομές Β και Γ.

Συμπερασματικά, σημειώνονται τα εξής:

α) Βάσει των διαθέσιμων εργαστηριακών αποτελεσμάτων για τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής της αργίλου CL-CH θα μπορούσε να αιτιολογηθεί η αστοχία με αφορμή την ανάπτυξη παροδικού υδροφόρου ορίζοντα, έστω και «μέσου» και όχι κατ' ανάγκην «δυσμενούς», όπως ήδη εξηγήθηκε.

β) Από τις αναλύσεις ευσταθείας με πεπερασμένα στοιχεία φαίνεται να προσεγγίζεται πολύ ικανοποιητικά η εικόνα της αστοχίας, όπως καταγράφηκε αμέσως μετά το συμβάν. Εντούτοις, επισημαίνεται ότι όπως προκύπτει από τις παραμετρικές αναλύσεις για

διάφορους πιθανούς συνδυασμούς c' και $\tan\phi'$, εγγύτερη προσέγγιση στον μηχανισμό αστοχίας παρατηρείται για τις σχετικώς υψηλότερες τιμές της συνοχής και αντιστοίχως χαμηλότερες τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής. Αιτιολογείται επίσης, ότι η έναρξη της κατολίσθησης παρατηρήθηκε από την Τομή Γ-Γ (παρ' όλο που οι προγενέστερες ανάστροφες αναλύσεις είχαν επικεντρωθεί στην Τομή Β-Β αποκλειστικώς).

γ) Πέραν των λεπτομερειών που αφορούν στα γεωμετρικά δεδομένα είτε και στις παραμέτρους διατμητικής αντοχής της αργίλου, φαίνεται ότι η κατολίσθηση είχε ως βασικό αίτιο την σύμπτωση δυσμενών παραγόντων που είναι οι εξής:

- Ο συγκεκριμένος χώρος βρισκόταν σε περιοχή αποσφήνωσης του λιγνιτικού κοιτάσματος.
- Η δυσμενής κατανομή των κατατμήσεων, οι οποίες αποκαλύπτονται μετά την εκσκαφή διευρύνονται λόγω της αποτόνωσης των επί τόπου υψηλών τάσεων και διευκολύνουν την είσδυση των ομβρίων υδάτων.
- Οι έντονες και συνεχείς βροχοπτώσεις που προηγήθηκαν.
- Η ασυνήθιστη για επερχόμενες αστοχίες σε λιγνιτωρυχεία, απουσία συνδυασμένων προδρόμων φαινομένων, η οποία δεν επέτρεψε την έγκαιρη λήψη μέτρων.

δ) Όπως εξηγήθηκε, η διασπορά των παραμέτρων διατμητικής αντοχής, και στον συγκεκριμένο χώρο της κατολίσθησης, ακόμη και στην κλίμακα μιας δειγματοληψίας, είναι σημαντική, επομένως οι αβεβαιότητες για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς ενός πρανούς κατά τη φάση του σχεδιασμού, είναι αρκετά υπολογίσιμες. Αυτό θα πρέπει να συνεκτιμηθεί με το γεγονός ότι στα λιγνιτωρυχεία γίνονται δεκτοί συντελεστές ασφαλείας σαφώς χαμηλότεροι των συνήθων για τα συμβατικά έργα και συγκεκριμένα συντελεστές κατά περίπτωση της τάξης του $SF = 1$ έως $1,30$ και συνηθέστερα $SF = 1,10$ μόνο.

ε) Από τα ανωτέρω, σαφώς προκύπτει η ιδιαίτερη σημασία συνεκτίμησης παραγόντων που θα μπορούσαν να επηρεάσουν την ευστάθεια των πρανών, πριν και πέραν των αναλύσεων, οι οποίες ούτως ή άλλως, επηρεάζονται από τις αβεβαιότητες των εισαγομένων παραμέτρων.

5. Αστοχία πρανών σε αργιλικές μάργες: Δύο περιπτώσεις

5.1 Γενικά

Σε υπερστερεοποιημένες αργίλους ή ακόμα σε αργιλικούς σχιστολίθους, ασθενείς-μαλακούς βράχους, η μακροχρόνια ευστάθεια των πρανών επηρεάζεται από παράγοντες, όπως η αποσάθρωση, η χρονικώς εξαρτώμενη χαλάρωση, καθώς και η απώλεια αντοχής λόγω της ανάπτυξης χρονικώς επίσης, εξελισσόμενων παραμορφώσεων. Αποτέλεσμα της επιρροής τέτοιων παραγόντων είναι η εκδήλωση αστοχιών μετά από παρέλευση μικρού χρονικού διαστήματος μετά την κατασκευή. Εντούτοις, αστοχίες πρανών σε εδάφη όπως τα ανωτέρω, μπορεί να εκδηλωθούν και κατά τη διάρκεια της κατασκευής ή αμέσως μετά από αυτήν, μετά από έντονες και συνεχείς βροχοπτώσεις, οπότε ο εναυσματικός παράγοντας είναι σαφέστερος σε αυτή την περίπτωση, δηλαδή οι αναπτυσσόμενες υψηλές πιέσεις του ύδατος των πόρων. Διάφοροι ερευνητές κατά καιρούς αναφέρθηκαν σε παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια των πρανών σε αργιλικής

φύσεως πολύ σφιχρά ή σκληρά εδάφη, όπως οι αργιλικές μάργες. Ο Picarelli (2013) συμπέρανε ότι ο συνδυασμός ιδιαίτερων χαρακτηριστικών, όπως οι ασθενείς δεσμοί, οι ρηγματώσεις και η δυνατότητα απομείωσης της αντοχής έχουν ως αποτέλεσμα την επιδεκτικότητα σε κατολίσθηση. Η παρουσία λεπτών αμμωδών ενστρώσεων σε σκληρή λιθομιγή άργιλο ερευνήθηκε από τον Orr (2013). Η σημασία της παραμένουσας αντοχής των αργίλων σε κατολισθήσεις τονίστηκε από τον Skempton (1985), ενώ η Tika (2013) επανεξέτασε τους κύριους παράγοντες που επηρεάζουν την παραμένουσα αντοχή των συνεκτικών εδαφών, ιδιαίτερα των υπερστερεοποιημένων με προϋπάρχουσες ζώνες διάτμησης. Η σημασία της ανισοτροπίας στην περίπτωση της αστάθειας σε σκληρά εδάφη ή ασθενείς βράχους αναφέρθηκε από τον Simic (2013). Οι Σωτηρόπουλος και ο Καβουνίδης (1981) ανέλυσαν μια περίπτωση προοδευτικής αστοχίας πρανών σε αργιλικές μάργες, αποδιδόμενη σε μια ασυνήθιστη σχέση τάσεων-παραμορφώσεων, όπου οι διατμητικές τάσεις, έφθασαν στην περιοχή της χαλάρωσης χωρίς να ενεργοποιηθεί η αντίστοιχη μέγιστη διατμητική αντοχή (peak strength). Αντιθέτως, άλλοι ερευνητές αναφέρθηκαν σε παράγοντες που συμβάλλουν στην "πρόωρη" κατολίσθηση, όπως οι Alexandris et al (2011), που παρουσίασαν περιπτώσεις αστοχίας αργιλικών μαργών στον Ελληνικό χώρο που εκδηλώθηκαν αμέσως μετά την κατασκευή.

Σήμερα, διάφορες προχωρημένες εργαστηριακές είτε επί τόπου μέθοδοι και αναλυτικά εργαλεία είναι διαθέσιμα για μία ευχερέστερη διερεύνηση της ευστάθειας των πρανών σε τέτοιους σχηματισμούς. Εντούτοις, όπως είναι ευρέως γνωστό, η εξέταση πραγματικών περιπτώσεων αστοχιών φαίνεται να συμβάλλει περισσότερο στην επίλυση ανάλογων προβλημάτων, απ' ό,τι θεωρητική ανάλυση ή εργαστηριακές δοκιμές (Popescu, 1997). Στην παρούσα παράγραφο αναλύονται δύο ενδεικτικές περιπτώσεις αστοχίας σε αργιλικές μάργες, οφειλόμενες σε διαφορετικούς παράγοντες.

5.2 Περίπτωση 1: Αστάθεια πρανών σε αποσαθρωμένη αργιλική μάργα

α) Συνοπτικό ιστορικό- γεωλογία της περιοχής

Η περίπτωση αφορά στην κατασκευή οδικού άξονα στην Β.Δ. Ελλάδα (περιοχή Κοζάνης), ο οποίος περατώθηκε προς 20ετίας περίπου. Ο άξονας της οδού διαπερνά περιοχή που καλύπτεται από λιμναίες πλειο-πλειστοκαινικές αποθέσεις που εκτείνονται σε αρκετό βάθος και συνίστανται κυρίως από πολύ σφιχρές αργιλικές μάργες ή μάργες με λεπτές ενδιαστρώσεις ψαμίτη ή και μαργαϊκών ασβεστολίθων. Κατά τόπους οι μάργες καλύπτονται από μανδύα πλειστοκαινικών ποτάμιων αποθέσεων που κοκκομετρικώς εντάσσονται σε ιλύ έως αργιλώδη άμμο. Ο κύριος μαργαϊκός σχηματισμός έχει υποστεί τεκτονική καταπόνηση με αποτέλεσμα την ανάπτυξη κυρίων και δευτερευόντων ρηγμάτων, καθώς και καταμήσεων σε αρκετές θέσεις, ενώ ο υπερκείμενος μανδύας εμφανίζει έντονη αποσάθρωση σε πολλές περιπτώσεις. Παρ' όλο που είχαν επισημανθεί στις Εκθέσεις των γεωτεχνικών και τεχνικογεωλογικών μελετών ότι θα έπρεπε να ληφθούν ειδικά μέτρα και με ιδιαίτερη προσοχή σε συγκεκριμένες θέσεις εκσκαφής των ορυγμάτων, εντούτοις εφαρμόστηκαν κατά την κατασκευή ενιαία γεωμετρικά στοιχεία τόσο για την κλίση των επί μέρους βαθμίδων, δηλαδή 2:3 (ύψος προς οριζόντιο), όσο και για το ύψος τους (8 m), χωρίς διαφοροποιήσεις ή μέτρα ενισχύσεως των πρανών σε δυσμενείς θέσεις.

Μεταξύ των περιπτώσεων αστοχίας ή αστάθειας που εμφανίσθηκαν κατά την κατασκευή ή αμέσως μετά το πέρας της κατασκευής, επιλέχθηκε για την επανεξέταση η κύρια κατολίσθηση πρανούς σε φάση αποπεράτωσης της εκσκαφής ύψους 24 m που εκδηλώθηκε σε συγκεκριμένη θέση με δυσμενή διεύθυνση κλίσης των στρώσεων, μετά από συνεχείς και έντονες βροχοπτώσεις, οι οποίες προφανώς αποτέλεσαν τον εναυσματικό παράγοντα. Η επιφάνεια αστοχίας ήταν σχετικά αβαθής, με σαφή εμφάνιση στον πόδα της κατώτερης βαθμίδας και φαίνεται να ήταν περιστροφικού τύπου.

β) Γεωτεχνικές συνθήκες

Από τις εγγύτερες γεωτρήσεις που είχαν εκτελεσθεί πριν την έναρξη των εκσκαφών από την τότε φυσική επιφάνεια του εδάφους, συμπεραίνεται ότι στη συγκεκριμένη περιοχή απαντήθηκε κυρίως αργιλική μάργα με ενδιαστρώσεις αμμώδους, πολύ στιφρής αργίλου ή αργιλώδους άμμου, καθώς και από λεπτές ζώνες ελαφρά συγκολλημένης αργιλώδους άμμου ή άμμου. Στην ανώτερη ζώνη πάχους 6 – 8 m επικρατούσαν οι εδαφικές ζώνες συνεκτικού χαρακτήρα, ενώ βαθύτερα μέχρι τα 30 m από την φυσική επιφάνεια του εδάφους είχαν επισημανθεί συχνές λεπτές ζώνες μη συνεκτικού εδάφους (ενδιαμέσως της αργιλικής μάργας). Κατά την διάρκεια των γεωτρήσεων δεν είχε απαντηθεί στάθμη υδροφόρου ορίζοντα, αλλά ούτε και αργότερα καταγράφηκε τέτοια στάθμη στους τοποθετημένους πιεζομετρικούς σωλήνες.

γ) Νέες ανάστροφες αναλύσεις και σχόλια

Αμέσως μετά την κατολίσθηση πραγματοποιήθηκαν γεωτεχνικές αναλύσεις με σκοπό την λήψη μέτρων αποκατάστασης είτε ανορθώσεως των συντελεστών ασφαλείας σε ορισμένες θέσεις, με χρήση της απλοποιημένης μεθόδου Bishop, με παραδοχή επιφανειών ολισθήσεως και με οδηγό καμπύλες τόξου κύκλου.

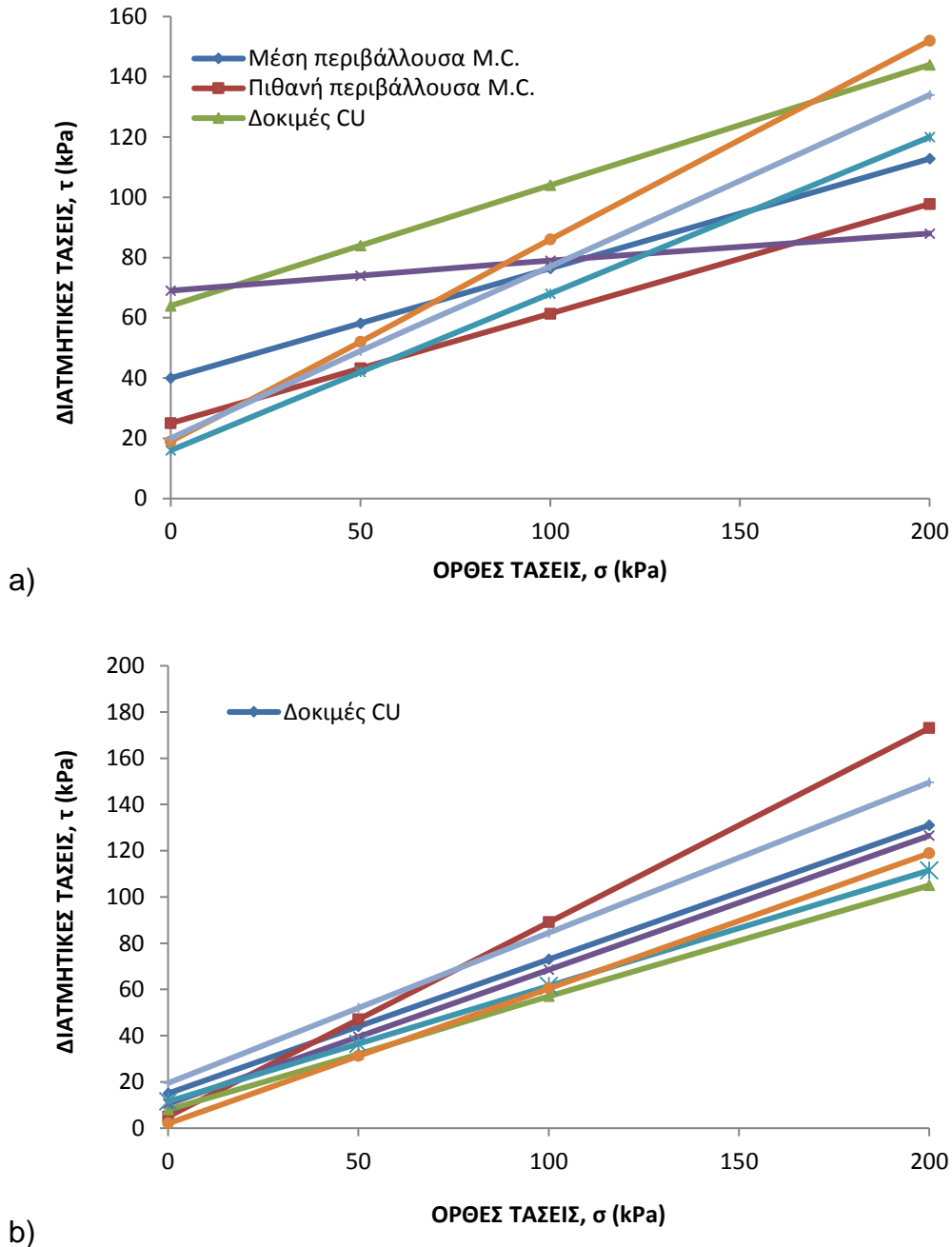
Για τις νέες αναλύσεις, κατ' αρχάς αξιοποιήθηκαν τα διαθέσιμα γεωτεχνικά στοιχεία, ώστε να αξιολογηθεί η επιρροή της διασποράς των γεωτεχνικών μεγεθών επί της ευσταθείας.

Εφαρμόσθηκε το πρόγραμμα F.E. PLAXIS V8, για λόγους συνεκτίμησης της επιρροής των υπερπίεσεων του ύδατος επί της διατμητικής αντοχής με τρόπο ρεαλιστικότερο από την μεθοδολογία του μέσου συντελεστή πίεσεως πόρων, r_u , κατά Bishop. Πρόσθετα πλεονεκτήματα των αντιστοιχών προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων είναι η δυνατότητα προεκτίμησης των πιθανών δικτύων ροής, καθώς και αναζήτηση από το ίδιο το πρόγραμμα της πιθανής επιφάνειας ολισθήσεως, μέσω των διαμορφούμενων πλαστικών ζωνών.

i) Από το σύνολο των διαθέσιμων γεωτεχνικών στοιχείων συνοψίζονται τα εξής:

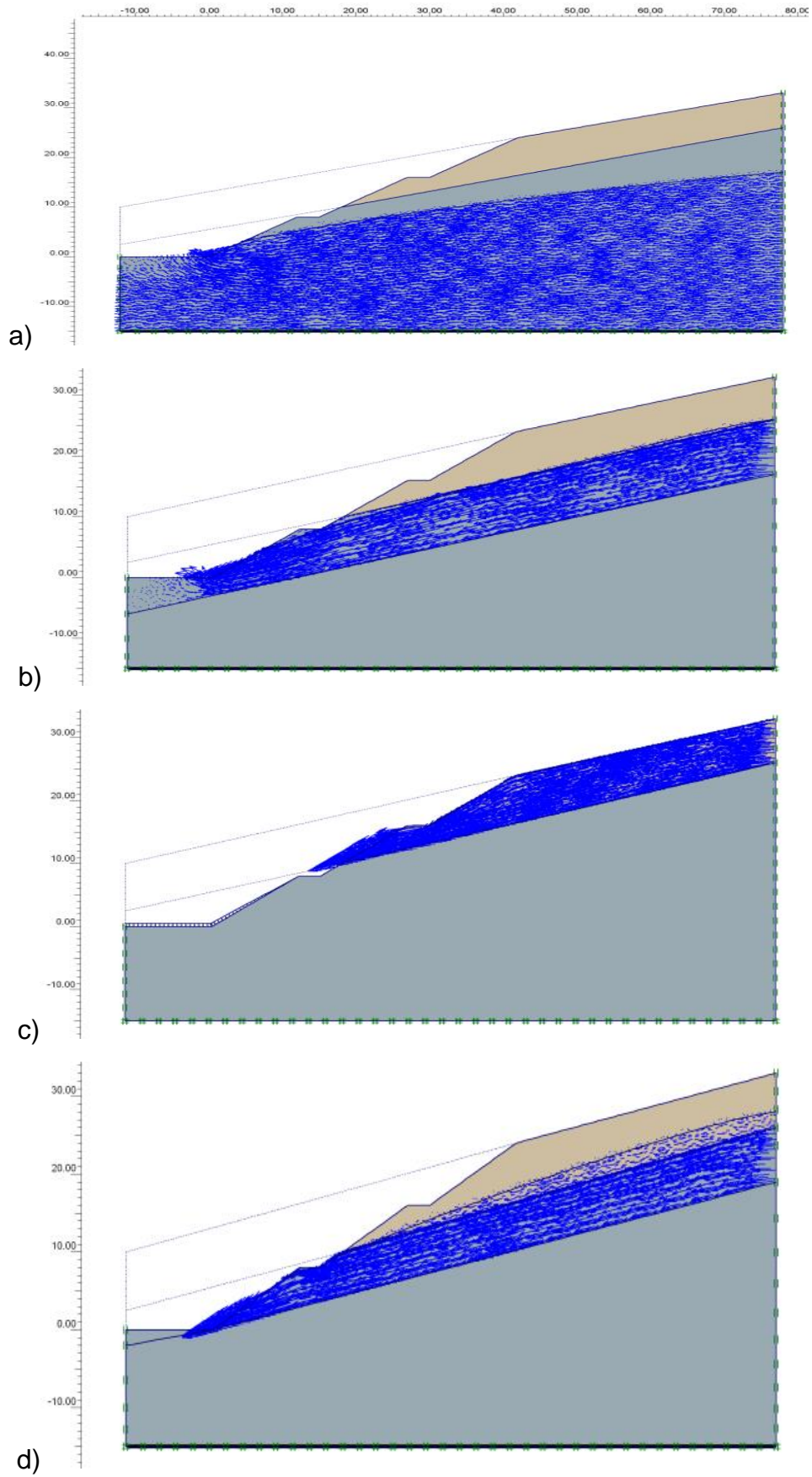
Σε όλες σχεδόν τις εργαστηριακές δοκιμές που εκτελέσθηκαν επί αργιλομαργαϊκών δειγμάτων, τα αντίστοιχα εδαφικά υλικά χαρακτηρίσθηκαν ως άργιλοι υψηλής πλαστικότητας (με ιδιαίτερως υψηλό όριο υδαρότητας που έφθανε την τιμή $LL = 100\%$ περίπου. Στις περισσότερες δοκιμές πρότυπης διεισδύσεως καταγράφηκαν τιμές $25 < N < 40$, ενδεικτικές πολύ στιφρών έως σκληρών αργίλων, ενώ σε ορισμένες δοκιμές που εκτελέσθηκαν σε ενδιάμεσες αμμώδεις ενστρώσεις, ο αριθμός N (SPT) σημειώθηκε με πολύ υψηλές τιμές. Από τις δοκιμές άμεσης διάτμησης επί προστερεοποιημένων δειγμάτων, τύπου CU (ταχείες) διαπιστώθηκε σημαντική διασπορά των τιμών παραμέτρων

διατμητικής αντοχής, όπως φαίνεται στα διαγράμματα συγκεντρωτικής παρουσίας των περιβαλλουσών Mohr-Coulomb του Σχ. 3.31. Ειδικότερα, το Σχ. 3.31 (a) αναφέρεται σε δείγματα αργιλικής μάργας CH, όπου εκτός των ενδεικτικών περιβαλλουσών κατά M-C που προέκυψαν από τις δοκιμές, σχεδιάσθηκε κατά προσέγγιση η "μέση" περιβάλλουσα, καθώς και "πιθανή". Το Σχ. 3.31 (b) αντιστοίχως αποτυπώνει εργαστηριακά αποτελέσματα επί δειγμάτων αμμώδους αργίλου έως αργιλώδους άμμου (CH-SC).



Σχήμα 3.31: Περιβάλλουσες διατμητικής αντοχής από δοκιμές άμεσης διάτμησης CU: a) Επί δειγμάτων CL-CH, b) Επί δειγμάτων SC-CH.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΠΡΑΝΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ



Σχήμα 3.32: Τέσσερις περιπτώσεις προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα.

ii) Ως προς τα πιθανά δίκτυα ροής, σημειώνεται ότι παρ' όλο που δεν απαντήθηκε συστηματικός-μόνιμος υδροφόρος ορίζοντας, ωστόσο είναι προφανής η δυνατότητα ανάπτυξης προσωρινής ροής μέσα στον εντόνως αποσαθρωμένο επιφανειακό μανδύα, μετά από συνεχείς και έντονες βροχοπτώσεις, όπως επίσης πολύ πιθανή είναι η κατείσδυση υδάτων στις υποκείμενες ζώνες (που περιλαμβάνου και διαπερατά εδαφικά υλικά), μέσω των διαρρήξεων της τεκτονικώς καταπονημένης αργιλικής μάργας. Κατά τόπους, λόγω της πολύ μικρής διαπερατότητας της μάργας, ενδεχομένως η προσωρινή ροή να συνεπάγεται ανάπτυξη υδατικών πιέσεων, πρακτικώς μόνο στον αποσαθρωμένο μανδύα. Είναι σαφές λοιπόν, ότι θα έπρεπε να μελετηθούν οι ανωτέρω πιθανότητες μέσω ευλόγων δικτύων ροής, που προεκτιμήθηκαν από το πρόγραμμα F.E. βάσει των οριακών συνθηκών και των συντελεστών διαπερατότητας, που κατά στρώση θεωρήθηκαν με λόγο $k_h/k_v = 2$ (οριζόντιος/ κατακόρυφος).

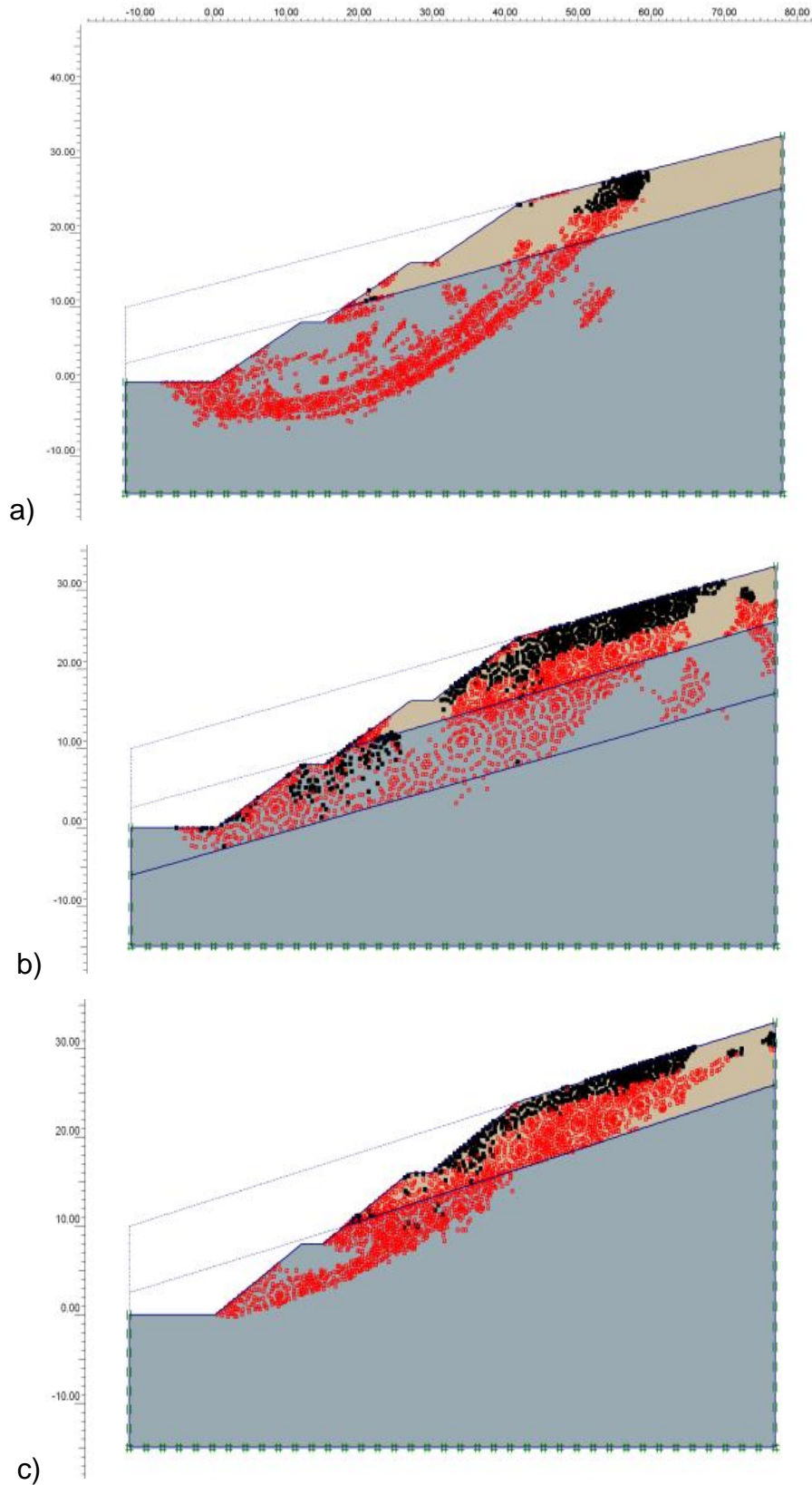
Στο Σχ. 3.32 φαίνονται τέσσερις περιπτώσεις δικτύων ροής από αυτά που εκτιμήθηκαν, εκ των οποίων τα (b), (c) και (d) αφορούν σε περιπτώσεις ροής στον ανώτερο μανδύα μόνο (αλλά με διαφορετικές οριακές συνθήκες), ενώ το (a) αφορά σε δυσμενή περίπτωση κατείσδυσης των ομβρίων στις υποκείμενες μαργαϊκές ζώνες με αποτέλεσμα την ανάπτυξη υδατικών πιέσεων και σε βαθύτερες ζώνες. Οι γεωτεχνικές παράμετροι των αναλύσεων (όρια μεταβολής) φαίνονται στον Πίνακα 3.3.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.3: Γεωτεχνικές παράμετροι των αναλύσεων πρανών στην περιοχή της Κοζάνης

Στρώσεις	Μοναδιαίο βάρος	Παράμετροι αντοχής		Συντελεστής διαπερατότητας	
		ϕ' (°)	c' (kPa)	k_v (m/s)	k_h (m/s)
I	19	20	25	$1,2 \cdot 10^{-6}$	$2,4 \cdot 10^{-6}$
IIa	16	29-33	5-10	$0,6 \cdot 10^{-6}$	$1,2 \cdot 10^{-6}$
IIb	16	29-33	8-15	$0,6 \cdot 10^{-8}$	$1,2 \cdot 10^{-8}$

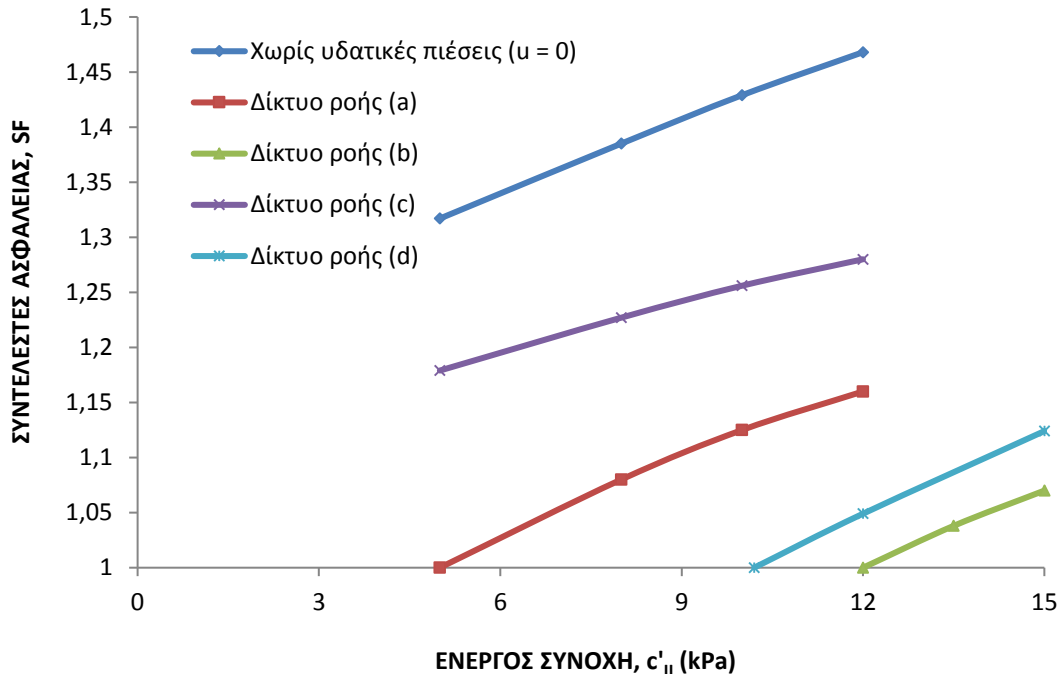
Ο μηχανισμός αστοχίας (για συντελεστή ασφαλείας $SF = 1$) εξαρτάται τόσο από το αντίστοιχο δίκτυο ροής όσο και από τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής. Κατά τις παραμετρικές αναλύσεις υποτέθηκε κατ' αρχάς ένα συγκεκριμένο δίκτυο ροής και διατηρώντας σταθερή την ενεργό γωνία εσωτερικής τριβής ϕ' , αναζητήθηκε η αντίστοιχη τιμή της συνοχής c' , για την οποία $SF = 1$. Αντιπροσωπευτικές εικόνες κατανομής των πλαστικών ζωνών δίδονται στο Σχ. 3.33 που φαίνεται να είναι συμβατές με τη μορφή του μηχανισμού αστοχίας που εκδηλώθηκε τουλάχιστον ως προς τα βασικά γεωμετρικά στοιχεία αναπτύξεώς τους. Μεταξύ των πιθανών περιπτώσεων αναπτύξεως υδατικών πιέσεων λόγω ροής (περιπτώσεις a-d του Σχ. 3.32) περιλήφθηκε μόνο για λόγους συγκρίσεως και η περίπτωση μηδενικών πιέσεων ($u = 0$) που θα αντιστοιχούσε σε ξηρές συνθήκες ή σε πολύ ταχεία αποστράγγιση που δεν επέτρεψε την ανάπτυξη σημαντικών υδατικών πιέσεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΠΡΑΝΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ



Σχήμα 3.33: Τρεις περιπτώσεις μηχανισμού αστοχίας από τις αναλύσεις F.E. (πλαστικές ζώνες κατά την οριακή ισορροπία $SF = 1$).

Στο Σχ. 3.34 απεικονίζεται η επιρροή της ενεργού συνοχής της στρώσης II (κάτω από τον αποσαθρωμένο μανδύα) επί του συντελεστή ασφαλείας SF για τις διάφορες περιπτώσεις δικτύου ροής και για την συγκεκριμένη μέση γωνία τριβής, $\phi'_{II} = 31^\circ$ (αρκετά αντιπροσωπευτική για αργιλική μάργα με ενστρώσεις άμμου).



Σχήμα 3.34: Επιρροή της συνοχής c'_{II} επί του SF για διάφορα δίκτυα ροής και $\phi'_{II} = 31^\circ$.

Παρατηρείται ότι με την υποθετική περίπτωση απουσίας υδατικών πιέσεων (ουσιαστικά υπό συνθήκες λειτουργίας χωρίς ανάπτυξη προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα) δε θα μπορούσε να αιτιολογηθεί η κατολίσθηση, δεδομένου ότι ακόμη και για την ακραία περίπτωση χαμηλής ενεργού συνοχής $c' = 5$ kPa, ο συντελεστής ασφαλείας θα ήταν επαρκής ($SF > 1,3$). Από τις περιπτώσεις δικτύου ροής (a) έως (d) κατά το Σχ.3.32 οι πιθανότερες φαίνεται να ήταν οι (b) και (d), δεδομένου ότι η μεν (c) θα προϋπέθετε ανάπτυξη υδροφόρου ορίζοντα, που περιορίζεται σε μικρή ζώνη, ενώ η (a) θα αναπτυσσόταν σε μεγάλο βάθος. Γενικώς λοιπόν, φαίνεται ότι για τιμή $5 \text{ kPa} \leq c'_{II} \leq 10 \text{ kPa}$ δεν θα μπορούσε να αποφευχθεί η κατολίσθηση, λαμβανομένων υπ' όψιν και των παραπάνω παρατηρήσεων. Από το Σχ. 3.31b (για την υποκείμενη στρώση II), φαίνεται ότι οι εργαστηριακές τιμές ήταν $c'_{II} = 5 - 15$ kPa, με πιθανότερο εύρος $c'_{II} = 8 - 10$ kPa (όπως άλλωστε θεωρήθηκε στον Πίνακα 3.03), επομένως τα αποτελέσματα των αναστροφών αναλύσεων δεν είναι ασύμβατα με τις εργαστηριακές τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής.

Συμπερασματικά, η ανάπτυξη προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα προφανώς αποτέλεσε τον εναυσματικό παράγοντα της κατολίσθησης, σε πρανές το οποίο υπό τις κανονικές συνθήκες (ή αν είχαν κατασκευασθεί τα απαραίτητα μέτρα αποστράγγισης), θα ήταν σαφώς ευσταθές.

5.3 Περίπτωση 2: Κατολίσθηση κατά μήκος προδιατετημένης επιφάνειας

α) Συνοπτικό ιστορικό και γεωλογία της περιοχής

Η περίπτωση αφορά σε μεγάλης κλίμακας κατολίσθηση που συνέβη κατά τη διάρκεια της κατασκευής αυτοκινητοδρόμου (κύριου οδικού άξονα) στην Κρήτη. Ο κύριος σχηματισμός που είχε συμμετοχή στην αστοχία των πρανών ήταν αργιλομαργαϊκός. Το υπόβαθρο της περιοχής συνίσταται από μαργαϊκό ασβαστόλιθο του Μειοκαίνου ή σκληρές μάργες, που καλύπτονται από λιμναίες Πλειστοκαινικές αποθέσεις αργιλικής μάργας. Στις ανώτερες ζώνες απαντώνται ποτάμιες αποθέσεις αργιλικής μάργας και αποσαθρωμένος μανδύας που αποτελείται από μείγματα αργίλου, άμμου και χαλίκων. Η στάθμη των υπογείων υδάτων, παρά τις διακυμάνσεις της απαντήθηκε αρκετά υψηλά στις γεωτρήσεις και τροφοδοτείται από πηγές της ευρύτερης περιοχής. Κατά το παρελθόν είχαν καταγραφεί περιπτώσεις τοπικής αστάθειας των φυσικών πρανών, καθώς και κατολισθήσεις μικρότερης κλίμακας, που τότε είχαν αποδοθεί σε ολίσθηση του ανώτερου μανδύα, πάχους κατά μέσον όρον περί τα 4 m επί της υποκείμενης αργιλικής μάργας ή μαργαϊκής αργίλου, λόγω της εποχιακής ανατροφοδότησης του υπόγειου υδάτινου οριζοντα από τις πηγές και της πρόσκαιρης ανόδου του. Οι εκσκαφές προβλέπονταν με βαθμίδες (2 έως 3) ύψους εκάστης 8 m, καθώς και έργα βελτίωσης των συνθηκών ευσταθείας (με φρεατοπασσάλους), αλλά και μέτρα αποστράγγισης των πρανών, που όμως δεν είχαν κατασκευασθεί ή έστω δεν είχαν ολοκληρωθεί κατά το χρόνο του συμβάντος. Η κατολίσθηση συνέβη κατά την ξηρά περίοδο, οπότε λογικώς αναμενόταν και σχετικά ευνοϊκότερες συνθήκες υδροφόρου οριζοντα) και λίγο πριν την ολοκλήρωση των εκσκαφών για τη διαμόρφωση της κατώτερης από τις βαθμίδες.



Σχήμα 3.35: Εφελκυστικές ρωγματώσεις και δευτερεύοντες αναβαθμοί ολίσθησης επί των πρανών.

Τα φαινόμενα αστάθειας εκδηλώθηκαν με ρωγματώσεις που αναπτύχθηκαν αρχικά στην στέψη της ανώτερης βαθμίδας, με δευτερεύουσες ρωγματώσεις στα οριζόντια τμήματα των κατώτερων βαθμίδων, που επεκτάθηκαν βαθμιαία ανάντη, σε μεγάλη απόσταση από τις εκσκαφές. Ο κύριος αναβαθμός της κατολίσθησης, σύμφωνα με τα ανωτέρω, απείχε περισσότερο από 120 m από τη βάση του πρανούς, ανάντη. Σημειώνεται ότι σε τμήμα του πρανούς που αστόχησε και στην περιοχή του "φρυδιού" της κατολισθήσεως ο χώρος είχε αξιοποιηθεί για την προσωρινή απόθεση των προϊόντων εκσκαφών, πριν την οριστική μεταφορά τους. Προφανώς, κατά την επιλογή αυτή θεωρήθηκε ότι ο συγκεκριμένος χώρος ήταν αρκετά μακριά από τις εκσκαφές, ώστε να μην επηρεάζει την ευστάθεια του πρανούς.

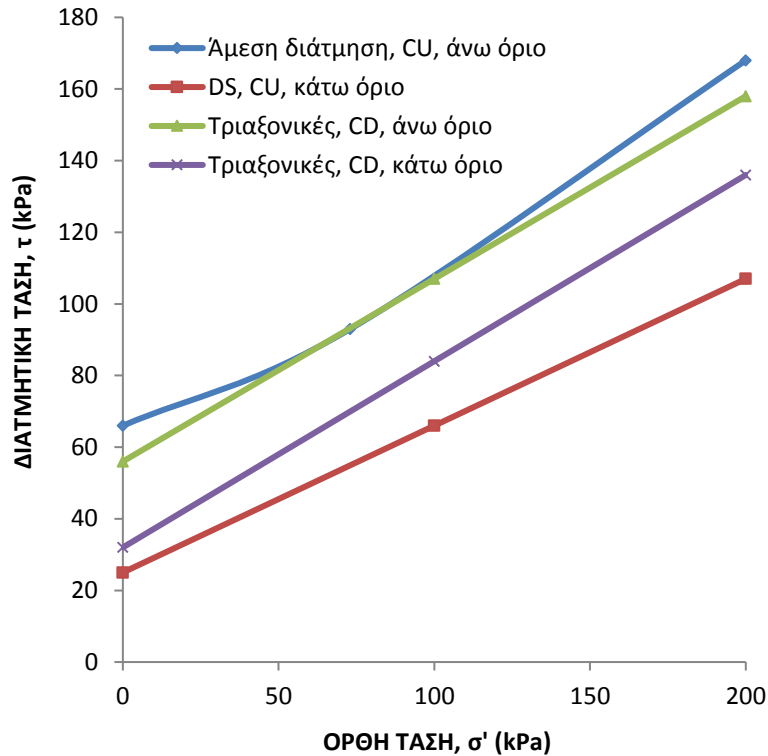
β) Αξιολόγηση των γεωτεχνικών συνθηκών και ανάστροφες αναλύσεις

Με βάση την γεωτεχνική έρευνα που πραγματοποιήθηκε αμέσως μετά την κατολίσθηση, το υπέδαφος διαχωρίστηκε σε τρεις σαφώς διακριτές στρώσεις, ως εξής:

- ✓ Η ανώτερη στρώση (I) έχει πάχος 2 – 5 m, είναι εντόνως αποσαθρωμένη και περιλαμβάνει αργιλώδη άμμο έως αμμώδη άργιλο (SC-CL), καθώς και διαταραγμένα εδαφικά υλικά, πιθανώς προερχόμενα από προγενέστερες μικρής κλίμακας κατολισθήσεις.
- ✓ Η κυρίου ενδιαφέροντος στρώση (II) έχει πάχος 6 – 8 m και συνίσταται από υλικά που κοκκομετρικώς εντάσσονται στις αργίλους μέσης έως υψηλής πλαστικότητας (CL, CH) με υψηλή αντοχή (σκληρή άργιλος).
- ✓ Το υποκείμενο υπόβαθρο συνιστάμενο από σκληρή μάργα (III).

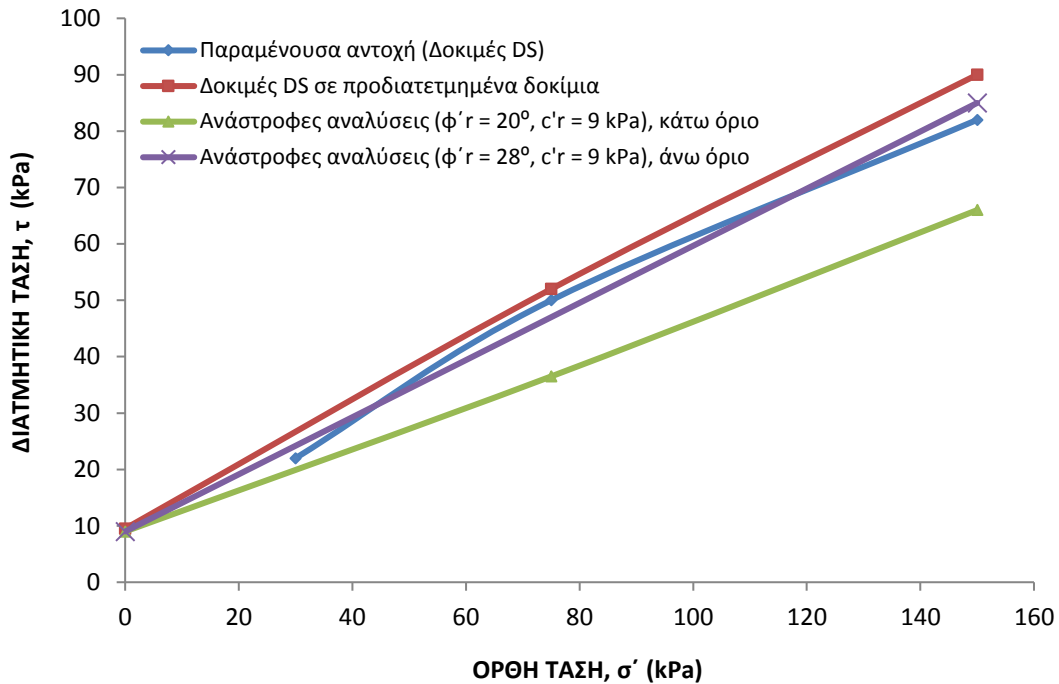
Βάσει των μακροσκοπικών παρατηρήσεων, η επιφάνεια ολίσθησης φαίνεται να ακολουθούσε την διεπιφάνεια μεταξύ των αργιλομαργαϊκών στρώσεων (II) και (III), οπότε ιδιαίτερου ενδιαφέροντος ήταν οι διερεύνηση της διατμητικής αντοχής της ανώτερης στρώσης (II).

Κατ' αρχάς, μετρήθηκε η μέγιστη διατμητική αντοχή των δοκιμίων που εξετάστηκαν εργαστηριακά με ταχείες δοκιμές άμεσης διάτμησης (D.S.) επί προστεροποιημένων δειγμάτων, δηλαδή τύπου CU, καθώς και με τριαξονικές δοκιμές θλίψης επί προστεροποιημένων επίσης δοκιμίων, με βραδεία επιβολή της αποκλίνουσας των τάσεων ($\sigma_1 - \sigma_3$), δηλαδή τύπου CD. Προφανώς, οι τελευταίες δοκιμές δίνουν άμεσα τις ενεργούς παραμέτρους διατμητικής αντοχής, ενώ οι δοκιμές άμεσης διάτμησης CU δίδουν "ενδιάμεσες" παραμέτρους (μεταξύ ολικών και ενεργών), δεδομένου ότι προηγείται μεν η στερεοποίηση των δοκιμίων, όμως κατά τη φάση επιβολής των διατμητικών παραμορφώσεων αναπτύσσονται υπερπίεσεις του ύδατος, που δεν μετρώνται.



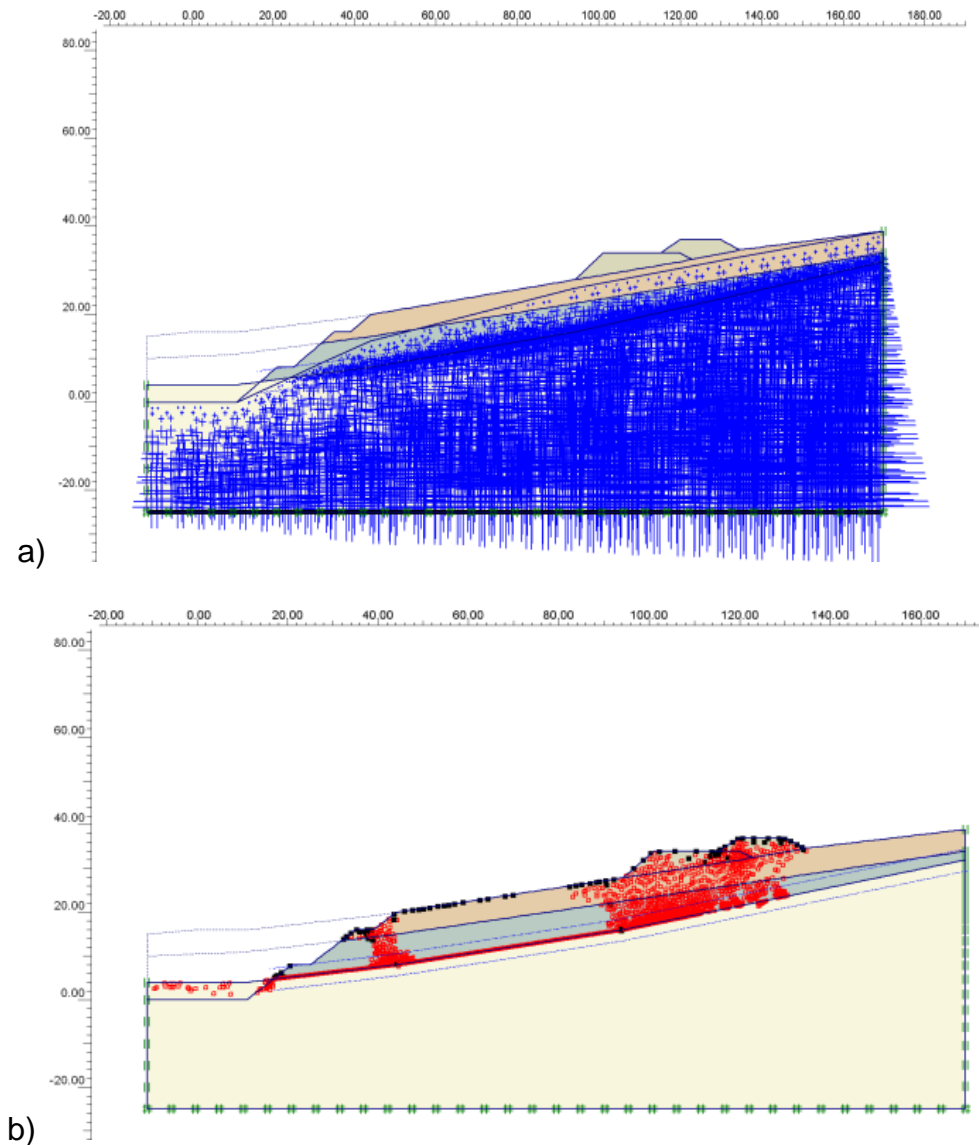
Σχήμα 3.36: Περιβάλλουσες διατμητικής αντοχής δοκιμών μαργαϊκής αργίλου από την στρώση (II).

Στο Σχ. 3.36 παρουσιάζονται οι ακραίες περιβάλλουσες (άνω όριο μέγιστης διατμητικής αντοχής και κάτω όριο) για τους δύο τύπους δοκιμών. Από τις τριαξονικές δοκιμές προκύπτει εύρος μεταβολής των παραμέτρων: $\phi' = 27^\circ-30^\circ$, ενώ $c' = 33-50$ kPa. Οι νέες αναλύσεις ευσταθείας πραγματοποιήθηκαν με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS V8, ώστε να διερευνηθεί πληρέστερα η περίπτωση μηχανισμών αστοχίας μη κυκλικής μορφής, χωρίς προδιαγεγραμμένη μορφή, συγχρόνως με το δίκτυο ροής, το οποίο υπολογίζεται σε αρχική φάση από το ίδιο το πρόγραμμα. Αρχικά, διερευνήθηκε λοιπόν, η επιρροή του δικτύου ροής επί της ευσταθείας, λαμβανομένων υπ' όψιν των αποτελεσμάτων μετρήσεων σε πιεζομετρικούς σωλήνες, κλπ. Ακόμη και για τις δυσμενέστερες παραμέτρους αντοχής ϕ' , c' κατά τα ανωτέρω, οι οποίες "επεκτείνονται" και στην υποκείμενη μαργαϊκή στρώση (III), οι συντελεστές ασφαλείας ήταν αρκετά υψηλοί, ώστε να μην είναι δυνατή η ερμηνεία της κατολίσθησης, δεδομένου ότι τόσο το φυσικό έδαφος είχε ήπια κλίση, όσο και η μέση κλίση των διαμορφούμενων πρανών δεν ήταν ιδιαίτερα υψηλή. Αντιθέτως, η κατολίσθηση αιτιολογείται με κατάλληλη αξιοποίηση των αποτελεσμάτων δοκιμών για την παραμένουσα διατμητική αντοχή της μαργαϊκής αργίλου.



Σχήμα 3.37: Περιβάλλουσες παραμένουσας διατμητικής αντοχής επί δειγμάτων της στρώσεως (II).

Στο Σχ.3.37 δίδονται οι περιβάλλουσες της παραμένουσας διατμητικής αντοχής από δοκιμές άμεσης διάτμησης (με εναλλασσόμενη φορά επιβολής των διατμητικών παραμορφώσεων μετά την μέγιστη διατμητική τάση), καθώς και από δοκιμές DS, επίσης επί προδιατετημένων δοκιμίων μαργαϊκής αργίλου. Οι δύο περιβάλλουσες δεν έδωσαν την συμβατικώς θεωρούμενη τιμή $c'_r = 0$ (παρ' όλο που εκτελέσθηκαν δοκιμές με ορθή τάση $\sigma' = 0$), με κοινό χαρακτηριστικό τους την μέτρηση $c'_r = 9$ kPa. Οι ανάστροφες αναλύσεις έγιναν για εύρος μεταβολής της αντίστοιχης ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής, $\phi'_r \leq 28^\circ$ και $c'_r = 9$ kPa και έδωσαν οριακή ισορροπία (SF), λίγο πριν την ολοκλήρωση της εκσκαφής για την κατώτερη βαθμίδα (όπως πράγματι συνέβη), με πιθανότερο συνδυασμό $\phi'_r = 20^\circ$ και $c'_r = 9$ kPa. Στο Σχ. 3.38 απεικονίζεται αντιπροσωπευτική περίπτωση δικτύου ροής, καθώς και ο μηχανισμός αστοχίας (μέσω των πλαστικών ζωνών). Η αντίστοιχη ανάλυση βασίσθηκε στις εξής υποθέσεις: i) Παράμετροι διατμητικής αντοχής επί της προδιατετημένης επιφάνειας επαφής μεταξύ των στρώσεων (II) και (III), $\phi'_r = 20^\circ$, $c'_r = 9$ kPa, ii) Παράμετροι διατμητικής αντοχής στρώσεως (II), $\phi' = 28^\circ$, $c' = 18$ kPa. Διαπιστώθηκε ότι κυρίως, αν όχι αποκλειστικώς, την αστοχία επηρεάζει το ζεύγος παραμέτρων της προδιατετημένης επιφάνειας (ϕ'_r, c'_r), επομένως η τυχόν απόκλιση από την παραδοχή για τις παραμέτρους ϕ', c' δε φαίνεται να επηρεάζει πρακτικά τα αποτελέσματα. Διαπιστώθηκε επίσης, η δυσμενής επιρροή των προσωρινών αποθέσεων εκσκαφής ανάντη (Σχ. 3.38b).



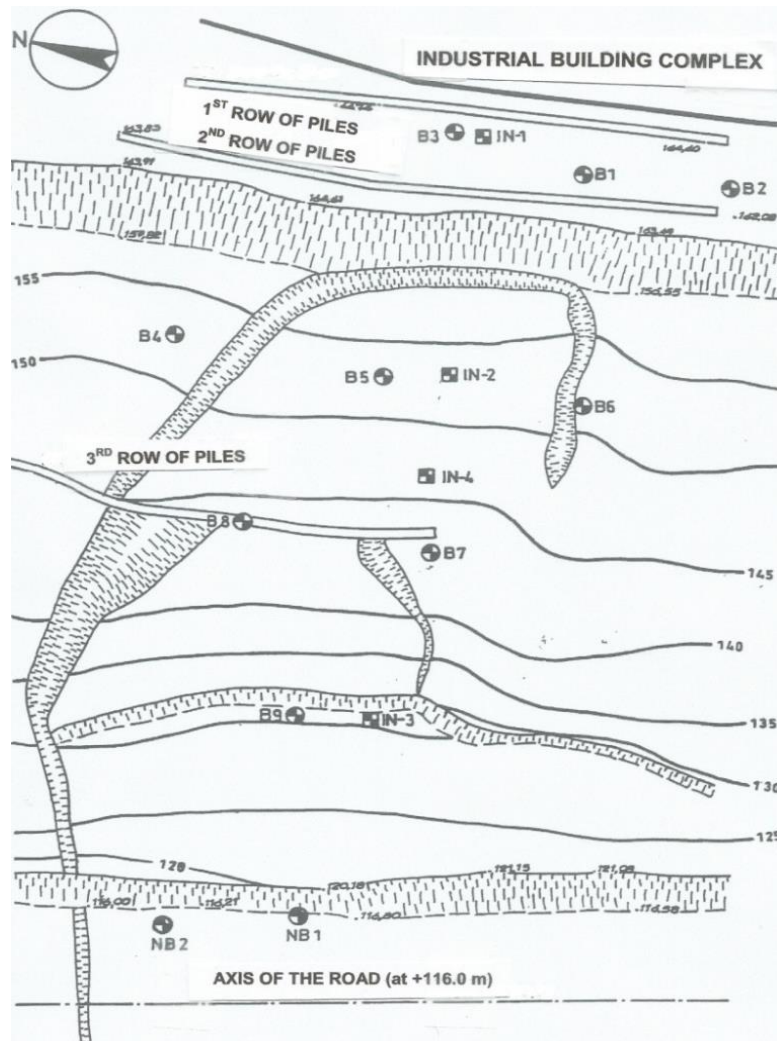
Σχήμα 3.38: a) Δίκτυο ροής, b) Μηχανισμοί αστοχίας του πρανούς.

6.Αστοχία πρανούς ενισχυμένου με πασσάλους, σε αποσαθρωμένο ασθενή βράχο

α) Συνοπτικό ιστορικό και γεωτεχνικές συνθήκες

Πρόκειται για κατολίσθηση που εξελίχθηκε κατά φάσεις, πριν την ολοκλήρωση εκσκαφών για κατασκευή αυτοκινητοδρόμου στα περίχωρα των Αθηνών (περιφερειακή λεωφόρος Αιγάλεω). Στη συγκεκριμένη θέση η αρχική μελέτη προέβλεπε την εκσκαφή του φυσικού πρανούς με ύψος 15 m και κλίση 1:2 (κατακόρυφη/οριζόντια). Αμέσως μετά τη διαμόρφωση του μεγαλύτερου μέρους των εκσκαφών διαπιστώθηκε η πιθανότητα κατολισθήσεως, οπότε άρχισαν να σχεδιάζονται μέτρα βελτιώσεως των συνθηκών ευσταθείας, αλλά πριν από την υλοποίησή τους συνέβη η πρώτη κατολίσθηση, αρκετά μεγάλης κλίμακας σε μήκος περίπου 100 m και με τοξοειδή μορφή σε κάτοψη. Η υπ' όψιν αστοχία εκδηλώθηκε αμέσως κατάντη βιομηχανικού συγκροτήματος, στην προστασία του οποίου δόθηκε όλο το βάρος

νέας αναθεωρημένης μελέτης ενισχύσεως του πρανούς, μετά από εκτεταμένη γεωτεχνική έρευνα.



Σχήμα 3.39: Κάτοψη του χώρου με τη σχηματική καταγραφή των αστοχιών και τις θέσεις των γεωτεχνικών ερευνών.

Βάσει της μελέτης αυτής κατασκευάστηκαν πάσσαλοι ανασχέσεως της κατολίσθησης σε τρεις σειρές, εκ των οποίων οι δύο ανώτερες αμέσως κατάντη του συγκροτήματος και η τρίτη σε ενδιάμεση θέση του πρανούς, περί το μέσο της κάτοψης, δηλαδή σε απόσταση περί τα 40 m περίπου από το όριο του υπό διάνοιξη αυτοκινητοδρόμου (Σχ. 3.39).

Οι πάσσαλοι είχαν διάμετρο $\Phi 1,0$ m και αξονικές αποστάσεις $s = 1,50$ m και στο σχετικό Σχ.3.39 φαίνεται ενδεικτικά η θέση του κεφαλοδέσμου κάθε σειράς. Μετά την κατασκευή των πασσάλων εκδηλώθηκε νέα κατολίσθηση, με επέκταση των ρωγματώσεων που είχαν καταγραφεί στην προηγούμενη, αλλά αυτή τη φορά κατάντη της 3^{ης} σειράς πασσάλων. Με τη νέα κατολίσθηση ένα μέρος των πασσάλων της υπ' όψιν σειράς αστόχησε λόγω κάμψης. Ακολούθησε νέα μελέτη ενίσχυσης που απέβλεπε κυρίως στην εξασφάλιση του κατώτερου τμήματος του πρανούς, κατάντη δηλαδή της 3^{ης} σειράς πασσάλων, στο όριο της οδού, με λειτουργία προβόλου, ώστε να απομειωθεί η αρχικά προβλεπόμενη κλίση.

Η βασική γεωτεχνική έρευνα πραγματοποιήθηκε κατά το μεσοδιάστημα μεταξύ της αρχικής και της δεύτερης κατολίσθησης και περιέλαβε 10 ερευνητικές γεωτρήσεις (B1 έως B10), επί τόπου δοκιμές SPT, δειγματοληψίες και τις απαραίτητες εργαστηριακές δοκιμές. Εκείνη τη χρονική περίοδο είχε εκτιμηθεί ότι η πρώτη κατολίσθηση εξελίχθηκε κατά τη διεπιφάνεια του βραχώδους ασβεστολιθικού υποβάθρου και της υπερκείμενης ημιβραχώδους στρώσης, επομένως θα έπρεπε να διερευνηθεί το ανάγλυφο του υποβάθρου για την λεπτομερέστερη μελέτη που ακολούθησε. Τούτο έγινε με γεωφυσική μέθοδο (EMPASOL) σε 14 θέσεις.

Από τις γεωτεχνικές κ.λ.π. διερευνήσεις διαπιστώθηκε η εξής βασική στρωματογραφία:

- Στρώση I: Πλευρικά κορήματα, συνιστάμενα από μείγματα άμμου, χαλίκων και κροκαλών με κατά τόπους άργιλο είτε ιλύ, με ασθενή διαγένεση σε ορισμένες θέσεις.
- Στρώση II: Αποσαθρωμένος και εξαλλοιωμένος αργιλικός σχιστόλιθος, έως και σχεδόν εδαφοποιημένος με κοκκομετρική δομή αμμώδους αργίλου μέσης έως υψηλής πλαστικότητας.
- Στρώση III: Τεκτονικό λατυποπαγές με ζώνες μυλωνιτώσης.
- Στρώση IV: Ασβεστόλιθος παχυστρωματώδης, εντόνως κατακερματισμένος και καρστικοποιημένος κατά τόπους.

Λεπτομέρειες της γεωλογικής μελέτης του υπ' όψιν χώρου έχουν δώσει οι Mourtzas et al (1993).

Στο πλαίσιο της αντίληψης ότι η έως τότε αρχική κατολίσθηση, αναπτύχθηκε κατά τη διεπιφάνεια του υποβάθρου (Στρώση IV), τοποθετήθηκαν κλισιόμετρα για την επιβεβαίωση της υπόθεσης αυτής. Μετά τη δεύτερη κατολίσθηση, οι Anagnostopoulos and Papadopoulos (1995) διαπίστωσαν, βάσει και των μετρήσεων των κλισιομέτρων, ότι η αστάθεια εκδηλώθηκε κατά την επιφάνεια επαφής του σχιστολίθου με το τεκτονικό λατυποπαγές ή λίγο υψηλότερα (εντός της σχιστολιθικής στρώσης II) και με βάση τη συμπληρωματική έρευνα (γεωτρήσεις NB-1 και NB-2), μελέτησαν με συμβατικές μεθόδους οριακής ισορροπίας την ευστάθεια του ενδιαμέσου πρανούς (Simplified Bishop για την ευστάθεια και B. Broms για τους πασσάλους).

β) Νέες αναλύσεις

Από το σύνολο των γεωτεχνικών στοιχείων, αλλά και τις πληροφορίες και το ιστορικό των δύο κατολισθήσεων αξιοποιήθηκαν κατ' αρχάς τα εξής:

i) Δεν απαντήθηκε στάθμη υπογείων υδάτων στις γεωτρήσεις κατά τη διάρκεια της διάνοιξής τους, ούτε αναφέρθηκε αργότερα στάθμη σε πιεζομετρικούς σωλήνες που τοποθετήθηκαν.

ii) Είναι βέβαιο ότι οι αστοχίες δεν οφείλονται στο συνηθισμένο αίτιο παρόμοιων περιπτώσεων, μετά από έντονες βροχοπτώσεις, δηλαδή ανάπτυξη υψηλών πιέσεων του ύδατος των πόρων, δεδομένου ότι συνεχείς και έντονες βροχοπτώσεις δεν αναφέρθηκαν πριν από τις κατολισθήσεις. Εντούτοις, παροδική ανάπτυξη υδροφόρου ορίζοντα στον ανώτερο διαπερατό μανδύα, ενδεχομένως να αποτέλεσε τον εναυσματικό παράγοντα για την αστάθεια του πρανούς, στην περίπτωση που οι συνθήκες ευσταθείας ήταν ήδη σχεδόν οριακές.

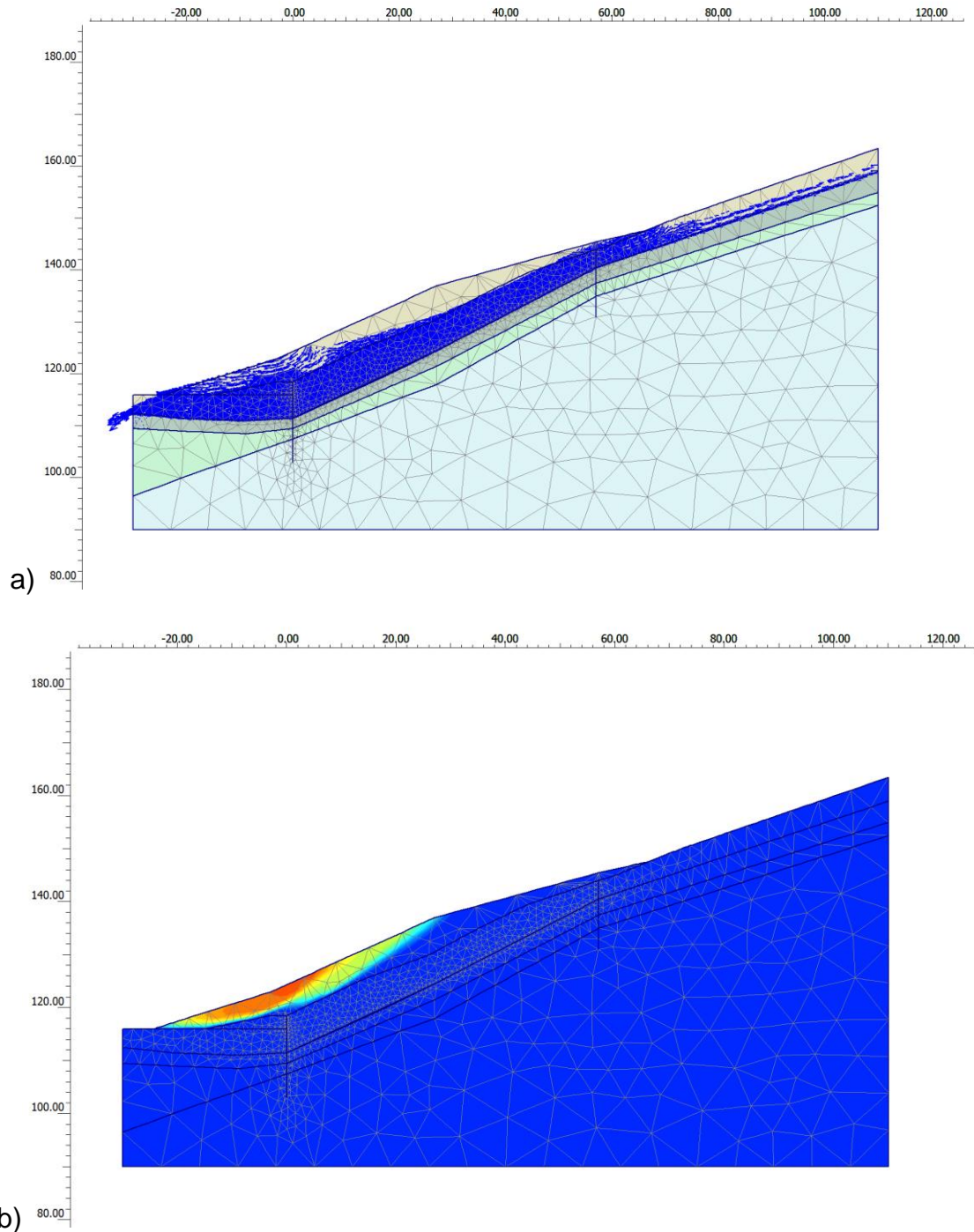
iii) Ιδιαίτερης σημασίας είναι οι γεωτεχνικές παράμετροι και η εν γένει γεωτεχνική συμπεριφορά των δύο ανώτερων στρώσεων (I) και (II), δεδομένου ότι η αστοχία εκδηλώθηκε στη διεπιφάνεια μεταξύ (II) και (III) ή και εντός του αργιλικού σχιστολίθου.

Η πρώτη στρώση (I) συνίσταται από εδαφικά υλικά μη συνεκτικής φύσης, με διακύμανση από την αργιλώδη ή ιλυώδη άμμο με χάλικες έως τους αμμώδεις χάλικες με κροκάλες και ασθενή διαγένεση κατά τόπους. Παρ' όλο που ορισμένες δοκιμές SPT έδωσαν υψηλές τιμές ($N > 50$), ωστόσο η παρουσία αδρομερών υλικών (χάλικες, κλπ), δικαιολογεί την υψηλή αντίσταση σε διείσδυση, χωρίς κατ' ανάγκη να πρόκειται για σχηματισμό πυκνής αποθέσεως. Εκτιμήθηκε από το σύνολο των δεδομένων ότι ο χαρακτηρισμός της μη συνεκτικής αυτής στρώσης θα ήταν χαλαρής ή μέσης πυκνότητας αποθέσεως.

Με σκοπό την αρχική οριοθέτηση της ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ' της ανώτερης στρώσης πλευρικών κορημάτων, έγιναν προκαταρκτικές αναλύσεις ευσταθείας για το πρανές στη φυσική κατάσταση, πριν την έναρξη κάθε ανθρώπινης επέμβασης, με δεδομένο ότι δεν προϋπήρχαν ενδείξεις αστάθειας (δηλαδή ο συντελεστής ασφαλείας ήταν $SF > 1$) και τούτο ακόμη και σε περιόδους του παρελθόντος που αναπτύχθηκαν "μέσες" πιέσεις του ύδατος των πόρων λόγω προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα που αναπτύχθηκε μετά από βροχοπτώσεις. Με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS 2D και διάφορα πιθανά δίκτυα ροής, διαπιστώθηκε ότι για $\phi' \geq 31^\circ - 33^\circ$, οι συντελεστές ασφαλείας κυμάνθηκαν στο διάστημα $SF = 1,05 - 1,25$.

Ενδεικτική περίπτωση προκαταρκτικής ανάλυσης, με $\phi' = 32^\circ$ έδωσε την εικόνα του Σχ.3.40 b (για μέση περίπτωση ανάπτυξης υδατικών πιέσεων κατά το Σχ. 3.40 a). Κατόπιν των ανωτέρω εφαρμόσθηκε η τιμή $\phi' = 32^\circ$ κατά τις αναλύσεις που ακολούθησαν.

Η δεύτερη στρώση II χαρακτηρίσθηκε ως αποσαθρωμένος αργιλικός σχιστόλιθος που βάσει των δοκιμών κατάταξης (προφανώς επί των "εδαφοποιημένων" είτε εξαλλοιωμένων δοκιμίων) εντάσσεται στις αμμώδεις αργίλους CL ή CH ή αργιλώδεις άμμους-αργιλώδεις χάλικες κατά τόπους (SC-GC). Οι δοκιμές πρότυπης διείσδυσης SPT έδωσαν μεγάλο εύρος διακύμανσης του αριθμού N (ελάχιστη τιμή $N = 27$ έως και $N > 50$). Δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης σε άρρηκτα δοκίμια έδωσαν επίσης μεγάλη διασπορά τιμών, $\sigma_{c,i} = 120 - 820$ kPa, ενώ οι παράμετροι της μέγιστης διατμητικής αντοχής από δοκιμές άμεση διάτμησης τύπου CU έδωσαν χαμηλές τιμές γωνίας ϕ και μεγάλη διασπορά των τιμών της συνοχής c , που παρ' ολ' αυτά, γενικώς ήταν υψηλή. Προφανώς, οι ανωτέρω μετρήσεις αντιστοιχούν σε ενδιάμεση κατάσταση μεταξύ ολικών και ενεργών τάσεων.



Σχήμα 3.40: Προκαταρκτικές αναλύσεις του φυσικού πρανούς: a) Ενδεικτικό δυσμενές δίκτυο ροής, b) Πλαστικές ζώνες κατά την υποθετική αστοχία, $SF = 1, 10$ ($\varphi' = 32^\circ$).

Ιδιαίτερης σημασίας προφανώς είναι η παραμένουσα διατμητική αντοχή, για εκείνες τις αναλύσεις που αφορούν στη φάση κατασκευής μετά την πρώτη και βεβαίως μετά και τη δεύτερη κατολίσθηση, οπότε λόγω των γωνιακών παραμορφώσεων που αναπτύχθηκαν δεν θα είχε έννοια η εφαρμογή των παραμέτρων μέγιστης διατμητικής αντοχής. Δοκιμές δακτυλιοειδούς διάτμησης (σε συσκευή Bromhead) σε δοκίμια που ελήφθησαν κοντά στη διεπιφάνεια, έδωσαν αρκετά υψηλό εύρος διακύμανσης της παραμένουσας γωνίας

εσωτερικής τριβής και συγκεκριμένα $\phi'_r = 11^\circ-21^\circ$, με εκτιμώμενες πιθανότερες τιμές αρκετά υψηλές, δηλαδή $\phi'_r = 15^\circ-18^\circ$ ($c'_r = 0$).

Οι υποκείμενες στρώσεις (III, IV) έχουν συμπεριφορά ασθενούς-μαλακού βράχου και οι παράμετροι διατμητικής αντοχής τους εκτιμήθηκαν κατά το κριτήριο Hoek-Brown (1997) για βραχομάζα, βάσει και των μεγεθών αντοχής $\sigma_{c,i}$, δείκτη γεωλογικής αντοχής GSI και σταθεράς m_i . Ωστόσο, επαναλαμβάνεται ότι πρακτικά η τυχόν απόκλιση των επί τόπου μεγεθών από τα εκτιμώμενα δεν έχει οιαδήποτε επιρροή στα αποτελέσματα, δεδομένης της φύσης των στρώσεων (τεκτονικό λατυποπαγές και ασβεστόλιθος), κυρίως λόγω της διαπιστωθείσας επιφάνειας ολίσθησης.

Οι νέες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων.

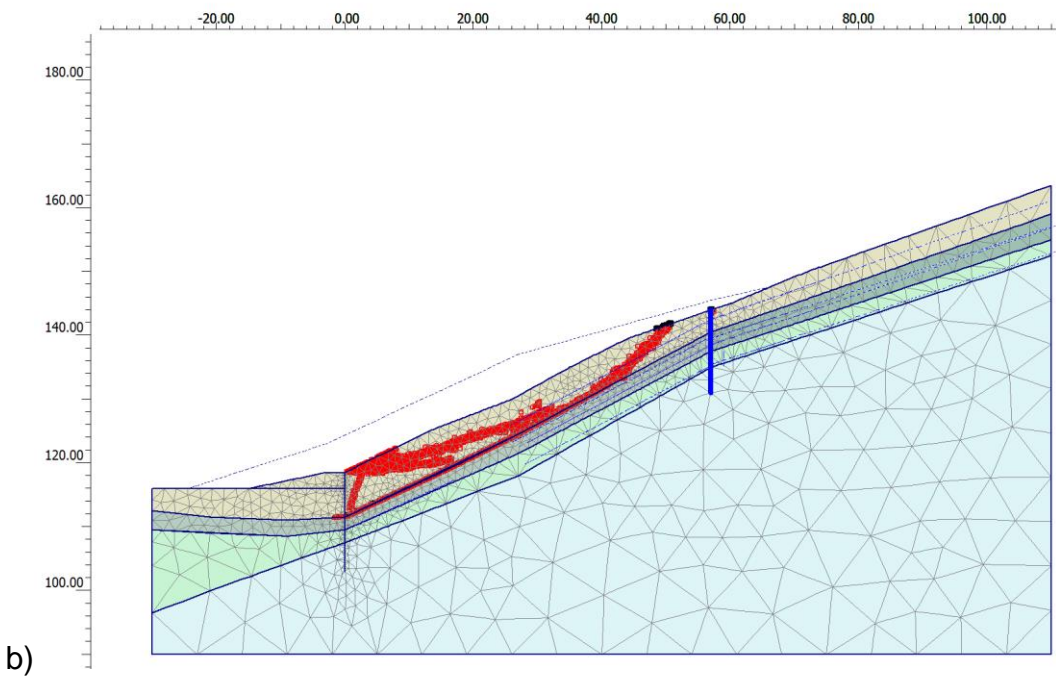
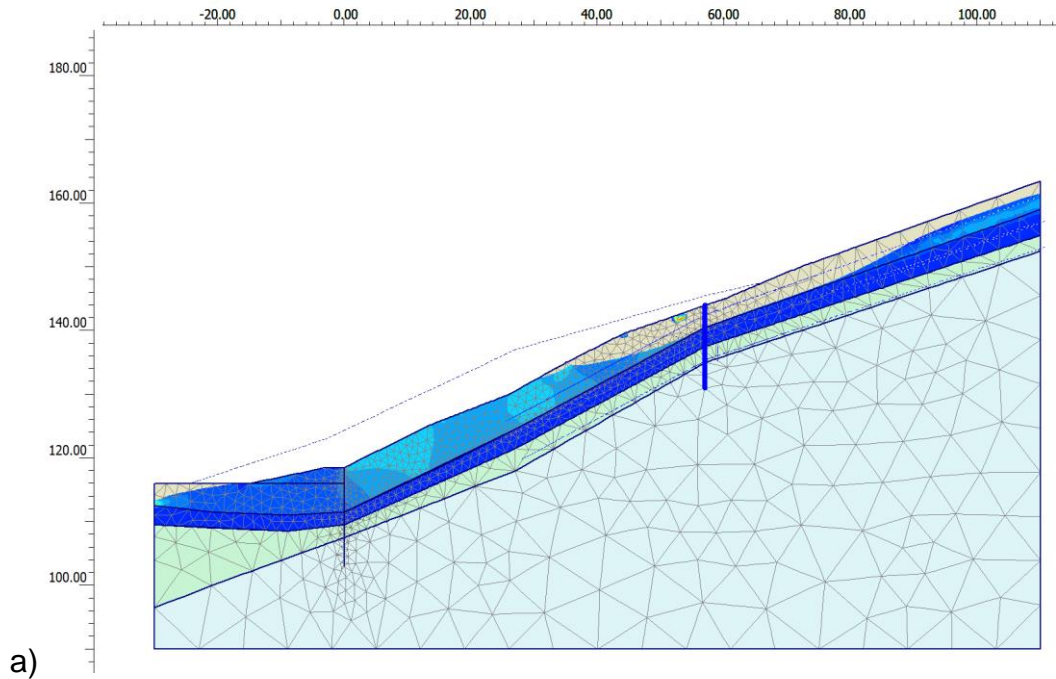
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4: Γεωτεχνικές παράμετροι νέων αναλύσεων ευσταθείας στην Περιφερειακή Λεωφόρο Αιγάλεω

Στρώση	Περιγραφή	Μοναδιαίο βάρος	Ελαστικές παράμετροι		Διατμητική αντοχή			Συντελεστές διαπερατότητας	
			E' (MPa)	ν	ϕ' (°)	c' (kPa)	R^*_{int}	k_h (m/sec)	k_v (m/sec)
I	Πλευρικά κορήματα	21	30	0,25	32	2	0,9	$1 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-6}$
IIa	Αργιλικός σχιστόλιθος (πριν την κατολίσθηση)	23	80	0,30	28	25	0,8	$2 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$
IIβ	Αργιλικός σχιστόλιθος (μετά την κατολίσθηση, παραμένουσα αντοχή ϕ'_r, c'_r)	23	50	0,30	28 (15-18)	15 0	0,42-0,61	$2 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$
III	Τεκτονικό λατυποπαγές	22	200	0,25	35	50	1	-	-
IV	Ασβεστόλιθος	24	1000	0,20	45	500	1	-	-

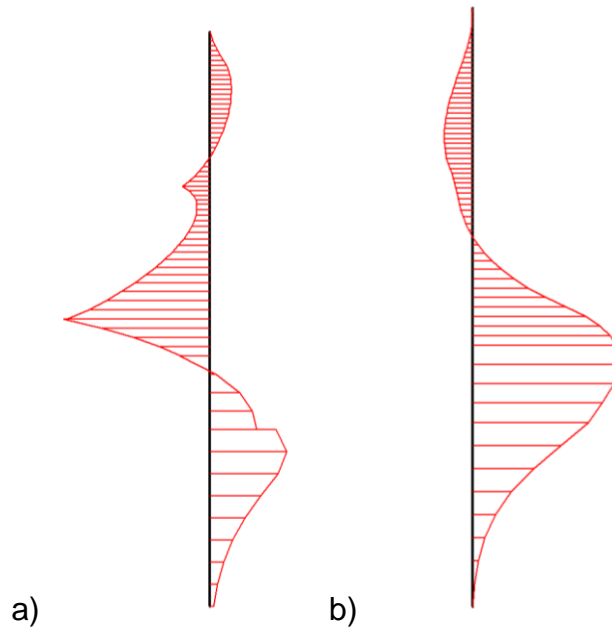
R_{int} : Συντελεστής απομείωσης διατμητικής αντοχής σε διεπιφάνεια.

Διευκρινίζεται ότι οι συντελεστές R_{int} κατά τη διεπιφάνεια αργιλικού σχιστολίθου και τεκτονικού λατυποπαγούς, για τη φάση μετά την πρώτη κατολίσθηση (δηλ. $R_{int} = 0,42-0,61$) είναι συμβατοί με παραμένουσα γωνία τριβής $\phi'_r = 15^\circ-18^\circ$. Η ενδιάμεση φάση μεταξύ της αρχικής και πριν δεύτερης κατολίσθησης, όπου είχε κατασκευασθεί η τρίτη σειρά πασσάλων, προσομοιώθηκε αφ' ενός για την ακραία υποθετική περίπτωση ξηρών συνθηκών, αφ' ετέρου για διάφορες περιπτώσεις δικτύων ροής, που θα είχαν ως συνέπεια την ανάπτυξη "μέσων" υδατικών πιέσεων. Μια τέτοια ενδεικτική περίπτωση φαίνεται στο Σχ.3.41.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΠΡΑΝΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ



Σχήμα 3.41: Ενδεικτική ανάλυση ενδιάμεσης φάσης:
a) Δίκτυο ροής, b) Μηχανισμός αστοχίας ($SF = 0,95$).

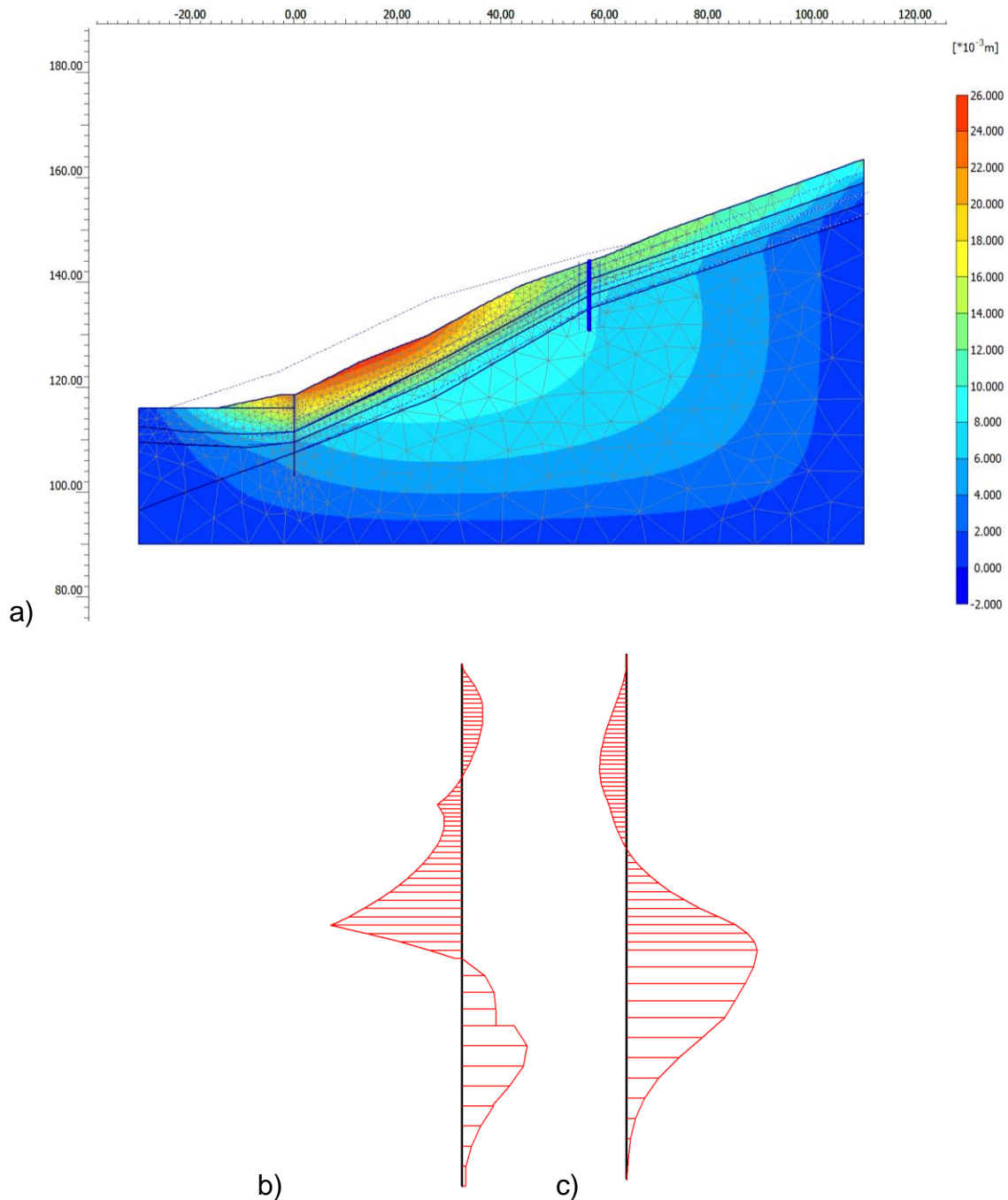


Σχήμα 3.42: Εντατικά μεγέθη επί των πασσάλων 3^{ης} σειράς (Δεύτερη κατολίσθηση):
 a) Τέμνουσες δυνάμεις (Q), b) Διάγραμμα ροπών κάμψης (M).

Το υποθετικό δίκτυο ροής φαίνεται στο Σχ.3.41 (a), ενώ ο μηχανισμός αστοχίας στο (b). Με ανάλογες περιπτώσεις δικτύου ροής οι προκύπτοντες συντελεστές ασφαλείας είναι απολύτως οριακοί, επομένως ένας "μέσος" προσωρινός υδροφόρος ορίζοντας θα μπορούσε να αποτελέσει την αφορμή εκδηλώσεως της δεύτερης κατολίσθησης που αναπτύχθηκε αμέσως κατόπιν της τρίτης σειράς πασσάλων. Για τη συγκεκριμένη ανάλυση του Σχ.3.41, τα εντατικά μεγέθη (Q,M) επί των πασσάλων φαίνονται στο Σχ. 3.42

Η υπολογιστική μέγιστη ροπή κάμψεως ($\max M \approx 406 \text{ kN}\cdot\text{m}$) αντιστοιχεί στην στιγμή της καταλύσεως της ισορροπίας του κατόπιν τμήματος του πρανούς ($SF = 0,95$) και προφανώς πριν την ανάπτυξη των υψηλών μετατοπίσεων που ακολούθησαν. Επομένως, οι ροπές που τελικά αναπτύχθηκαν θα πρέπει να ήταν σημαντικά υψηλότερες. Όμως οι υπ' όψιν πάσσαλοι είχαν σχεδιασθεί για την ανάληψη τεμνουσών δυνάμεων, όχι όμως και για τις αντίστοιχες αναπτυσσόμενες ροπές κάμψεως, με αποτέλεσμα την αστοχία τους.

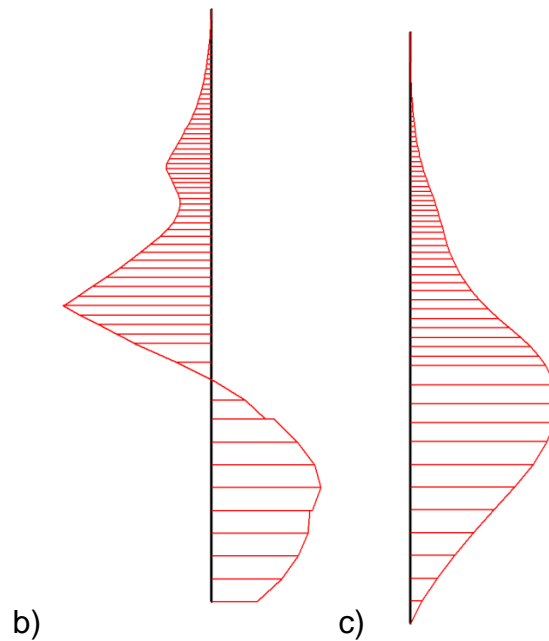
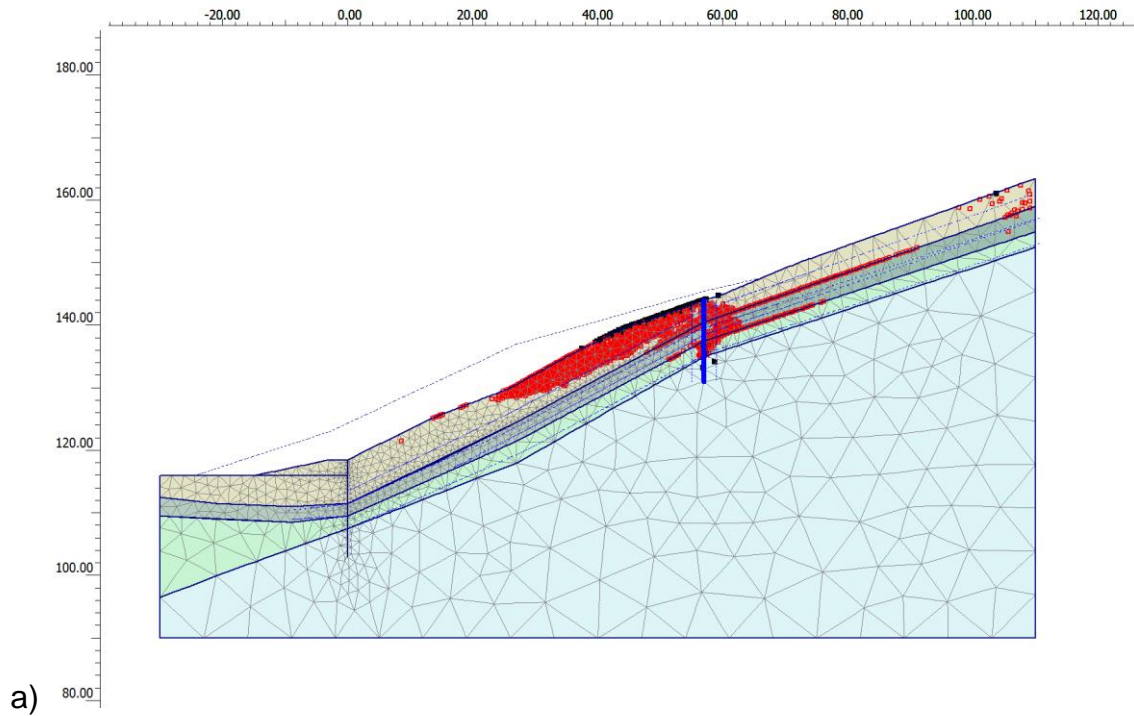
Η ακραία υποθετική περίπτωση της πλήρους απουσίας υδατικών πιέσεων εξετάστηκε με παραδοχή ότι στο τμήμα του πρανούς που είναι ανάντη των πασσάλων και κατά τη διεπιφάνεια σχιστολίθου-λατυποπαγούς, η διατμητική αντοχή είχε μεταπέσει στην παραμένουσα ($\phi'_r = 15^\circ-18^\circ$) λόγω της αρχικής κατολίσθησης, ενώ στο αμέσως κατόπιν τμήμα οι συνθήκες αντιστοιχούσαν στην πλήρη-μέγιστη διατμητική αντοχή. Υπό αυτές τις προϋποθέσεις ο συντελεστής ασφαλείας θα έπρεπε να είναι αρκετά υψηλός. Σύμφωνα με τη σχετική ανάλυση του Σχ. 3.43 (a), (b), τα εντατικά μεγέθη σε κατάσταση λειτουργίας υπό ξηρές συνθήκες θα έπρεπε να είναι σχετικά μικρά ($\max M \approx 226 \text{ kN}\cdot\text{m}$). Ο μηχανισμός της υποθετικής αστοχίας φαίνεται στο Σχ. 3.44 με συντελεστή ασφαλείας $SF = 1,371$, ενώ οι ροπές κάμψεως θα ήταν πολύ αυξημένες ($\max M \approx 1860 \text{ kN}\cdot\text{m}$) για την υποθετική περίπτωση $SF = 1$.



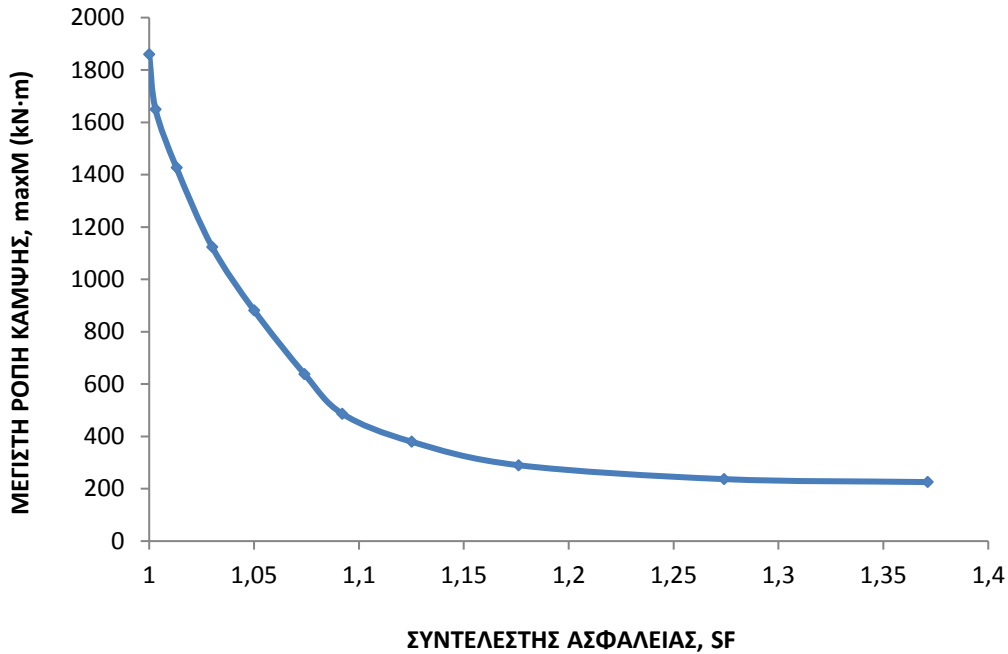
Σχήμα 3.43: Συνθήκες λειτουργίας υπό τελείως ξηρές συνθήκες:
 a) Μετατοπίσεις, b) και (c): Εντατικά μεγέθη Q, M.

Στην υπ' όψιν περίπτωση τελείως ξηρών συνθηκών για συνθήκες λειτουργίας, η μέγιστη ροπή κάμψης υπολογίστηκε με σχετικώς μικρή τιμή, η οποία όμως, για τις οριακές συνθήκες ($SF = 1$) περίπου οκταπλασιάστηκε. Είναι προφανές ότι η απομείωση του συντελεστή ασφαλείας για οποιονδήποτε λόγο, π.χ. λόγω βαθμιαίας απομείωσης της διατμητικής αντοχής κατά τη διεπιφάνεια, μέχρι και την παραμένουσα διατμητική αντοχή ή λόγω εξωτερικού αιτίου, όπως ο προσωρινός υδροφόρος ορίζοντας, θα είχε ως συνέπεια τη βαθμιαία αύξηση των ροπών κάμψης. Με τα δεδομένα του Σχ. 3.43 και 3.44 σχεδιάστηκε το διάγραμμα του Σχ. 3.45 που δίνει ενδεικτικά τη μεταβολή της μέγιστης ροπής των πασσάλων της τρίτης σειράς, ως συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας.

Αξιοσημείωτη είναι η πολύ μεγάλη ευαισθησία του μεγέθους $\max M$ στην περιοχή των συντελεστών ασφαλείας που πλησιάζουν την οριακή ισορροπία ($SF = 1$).



Σχήμα 3.44: Αστοχία για ξηρές συνθήκες ($SF = 1,371$):
 a) Κατανομή πλαστικών ζωνών, b) και c): Εντατικά μεγέθη Q , M .



Σχήμα 3.45: Ενδεικτική μεταβολή της μέγιστης ροπής κάμψης ως συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας.

7. Πάσσαλοι ενίσχυσης της ευστάθειας των πρανών

7.1 Γενικά

Αφορμή για την διερεύνηση ορισμένων θεμάτων που συνδέονται με τη βελτίωση των συνθηκών ευσταθείας μέσω πασσάλων ενίσχυσης αποτελεί η περίπτωση της προηγούμενης παραγράφου. Πάσσαλοι ανάσχεσης χρησιμοποιούνται στην πράξη για τη σταθεροποίηση ενεργών κατολισθήσεων, για την πρόληψη αστάθειας ή γενικώς για τη βελτίωση των συντελεστών ασφαλείας έναντι κατολισθήσεως. Η απόκριση πασσάλων που υπόκεινται σε οριζόντιες (ή εγκάρσιες) δυνάμεις εξετάστηκε εκτενώς κατά το παρελθόν με διάφορες μεθόδους, όπως με θεώρηση κινηματικού μηχανισμού αστοχίας (π.χ. Broms, 1965), με ακριβή θεωρητική ανάλυση (π.χ.oulos, 1980) ή με εφαρμογή καμπύλων p - y (π.χ. Kim et al, 2004), όπου οι εδαφικές πιέσεις οφείλονται στις μετατοπίσεις του πασσάλου προς το έδαφος που αντιδρά, τείνοντας να τις περιορίσει. Εναλλακτικά, έχει εξετασθεί το πρόβλημα μέσω των φορτίσεων επί των πασσάλων, οφειλομένων σε πλευρικές μετατοπίσεις του εδάφους (De Beer and Wallays, 1972). Οι γνωστές μέθοδοι ανάλυσης των πασσάλων ενίσχυσης των πρανών μπορούν να ταξινομηθούν σε δύο βασικές κατηγορίες: Μέθοδοι βασισμένες σε εκτίμηση πιέσεων ή μετατοπίσεων και αριθμητικές μέθοδοι.

Συνήθως στην πράξη, εφαρμόζονται μέθοδοι μη συζευγμένης ανάλυσης, δηλαδή με διαχωρισμό ενός ενιαίου προβλήματος αλληλεπίδρασης σε δύο ανεξάρτητες φάσεις. Για παράδειγμα, υπολογίζονται οι οριακές εγκάρσιες δυνάμεις επί των πασσάλων (ανεξαρτήτως της αλληλεπίδρασης με το περιβάλλον έδαφος) και στη συνέχεια υπολογίζεται η ευστάθεια του πρανούς, με συμβατική μέθοδο και με εισαγωγή των ανωτέρω οριακών δυνάμεων ως εξωτερικών φορτίων που συμβάλλουν στην ευστάθεια. Γνωστή μέθοδος οριακής ισορροπίας διατυπώθηκε από τον Viggiani (1981) με θεώρηση ότι

μία ανώτερη μετακινούμενη εδαφική στρώση επιβάλλει οριακές πιέσεις επί πασσάλων που πακτώνονται στην υποκείμενη σκληρή και αμετακίνητη στρώση. Ο Roulos (1995) παρουσίασε μη συζευγμένη μέθοδο υπολογισμού που αποσκοπεί στην εκτίμηση της τέμνουσας δύναμης επί του πασσάλου, βάσει των μετατοπίσεων μιας άνω στρώσης σχετικά με την υποκείμενη. Μη συζευγμένου τύπου μεθόδους παρουσίασαν και άλλοι συγγραφείς, όπως οι Hassiotis et al (1997), Jeong et al (2003).

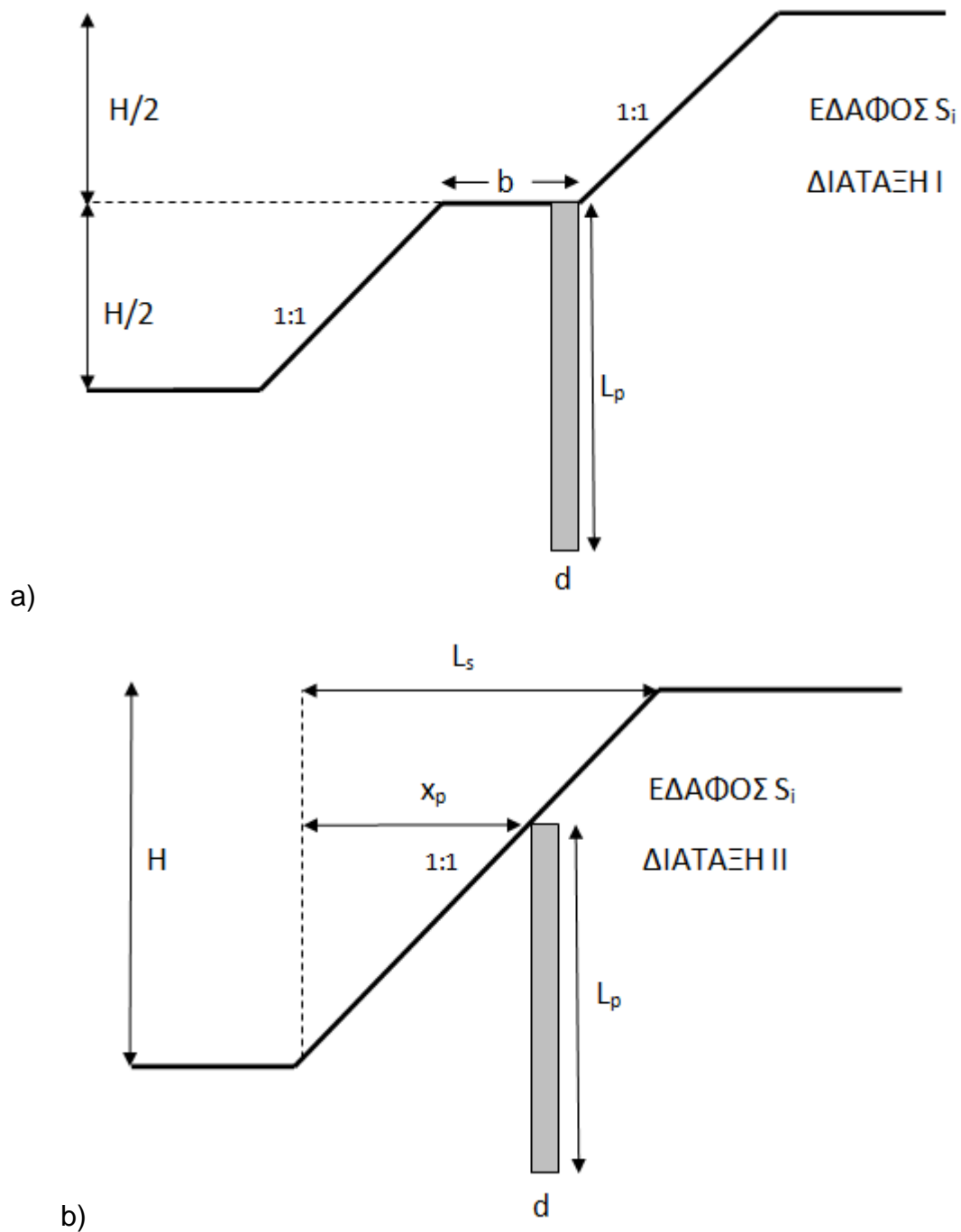
Οι Kourkoulis et al (2010) παρουσίασαν μία υβριδική μέθοδο που περιλαμβάνει δύο βήματα, δηλαδή αρχικά τον υπολογισμό της απαραίτητης πλευρικής δύναμης ανάσχεσης για βελτίωση του συντελεστή ασφαλείας και στη συνέχεια επιλογή της διατάξεως κλπ στοιχείων των πασσάλων, ώστε να είναι ικανοί να εισφέρουν στο πρηνές την παραπάνω δύναμη.

Αντιθέτως, σαφώς συζευγμένες μέθοδοι επίλυσης με εφαρμογή πεπερασμένων στοιχείων (2D ή 3D) παρουσιάστηκαν από άλλους ερευνητές, όπως π.χ. από τους Wo et al (2004) και τους Muraro et al (2015). Στην παρούσα παράγραφο επιχειρήθηκε η διερεύνηση της επιρροής βασικών παραμέτρων επί του τρόπου βελτίωσης των συνθηκών ευσταθείας, μέσω της συνεκτίμησης της αλληλεπίδρασης πασσάλων-εδαφικού πρηνούς, με εφαρμογή αμιγώς συζευγμένης μεθόδου, όπως είναι αυτή των πεπερασμένων στοιχείων, υπό διδιάστατες και τριδιάστατες συνθήκες.

7.2 Προσομοίωση και παράμετροι σχεδιασμού

Εξετάσθηκαν δύο περιπτώσεις διατάξεως πασσάλων ανασχέσεως σύμφωνα με το Σχ. 3.46. Η διάταξη I αποτελεί τη συνηθέστερη περίπτωση της πράξης, επιλέχθηκε με δύο αναβαθμούς ίσου ύψους, με τοποθέτηση σειράς πασσάλων μεταβλητού μήκους L_p επί του οριζοντίου τμήματος του κατώτερου αναβαθμού. Η διάταξη II εμφανίζεται στις συνήθεις αναλύσεις της βιβλιογραφίας και έχει περισσότερο ενδεικτικό χαρακτήρα παρά πρακτική εφαρμοσιμότητα. Για τις αναλύσεις υποτέθηκαν τα εξής μεγέθη: Ύψος $H = 20$ m, πλάτος "μπαγκίνας"-αναβαθμού $b = 4$ m, γωνία κλίσης πρηνούς 45° , διάμετρος πασσάλων $d = 1$ m. Οι βασικές επιλύσεις έγιναν υπό 3D συνθήκες, μέσω κατάλληλης επιλογής της θέσης των οριακών κατακορύφων επιπέδων εμπρόσθιου και οπίσθιου. Σε αυτές τις επιλύσεις, εκτός του κανονικοποιημένου μήκους πασσάλων, L_p/H , υπεισέρχεται ως βασική παράμετρος της διατάξεως η ανηγμένη αξονική απόσταση (κατά μήκος του μετώπου), s/d .

Διδιάστατες αναλύσεις έγιναν για λόγους σύγκρισης, κατά τις οποίες προφανώς η σειρά των πασσάλων προσομοιώθηκε ως συνεχές διάφραγμα του οποίου η ακαμψία ($E_p \cdot J$) και η δυστένεια ($E_p \cdot A$) σε κάθε περίπτωση σύγκρισης με συγκεκριμένη 3D ανάλυση υπολογίσθηκαν με τρόπο συμβατό με αυτήν, μέσω ισοδυνάμων μεγεθών E_p , d . Οι επιλύσεις έγιναν με αντίστοιχα προγράμματα PLAXIS (2D και 3D), με εφαρμογή 15-κομβων πεπερασμένων στοιχείων και πρόβλεψη στοιχείων διεπιφάνειας κατά την παράπλευρη επιφάνεια των πασσάλων.



Σχήμα 3.46: Γεωμετρικά στοιχεία διατάξεων πασσάλων.

Για το έδαφος του πρανούς εξετάστηκαν τρεις αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις τύπων με διαφορετική μηχανική συμπεριφορά, των S_1 , S_2 και S_3 , εκ των οποίων ο πρώτος (S_1) προσομοιώνει τον έντονα αποσαθρωμένο ημίβραχο (π.χ. αργιλικό ή ψαμμιτικό σχιστόλιθο), με τρόπο ανάπτυξης της διατμητικής αντοχής πλησιέστερο του μη συνεκτικού εδάφους. Ο δεύτερος (S_2) προσομοιώνει αμμώδη άργιλο με ενδιάμεση συμπεριφορά (c' , ϕ') και ο τρίτος (S_3) άργιλο υψηλής πλαστικότητας CH υπό αστράγγιστες συνθήκες. Ως εδαφικό προσομοίωμα θεωρήθηκε το γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb. Οι αντίστοιχες γεωτεχνικές παράμετροι (περιλαμβανομένων των

ελαστικών, δεδομένης της βασικής προϋπόθεσης της αλληλεπίδρασης εδάφους-πασσάλων), δίνονται στον Πίνακα 3.5.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.5: Γεωτεχνικές παράμετροι των τριών υποθετικών εδαφών

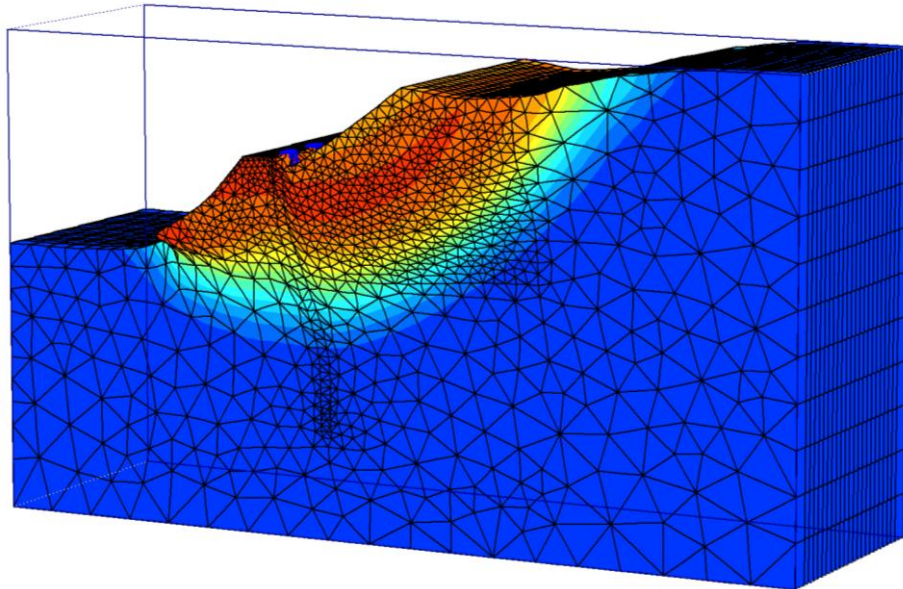
Περιγραφή	Μοναδιαίο βάρος	Ελαστικές παράμετροι		Παράμετροι διατμητικής αντοχής			
		γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	ϕ' (°)	c' (kPa)	s_u (kPa)
S ₁ : Αποσαθρωμένος ημίβραχος	23	75	0,25	35	15	-	0,67
S ₂ : Πολύ σιφρή αμμώδης άργιλος	20	25	0,30	10	50	-	0,67
S ₃ : Σιφρή-πολύ σιφρή άργιλος CH	20	30	0,30	-	-	40-100	0,67

7.3 Παραμετρικές αναλύσεις και αποτελέσματα

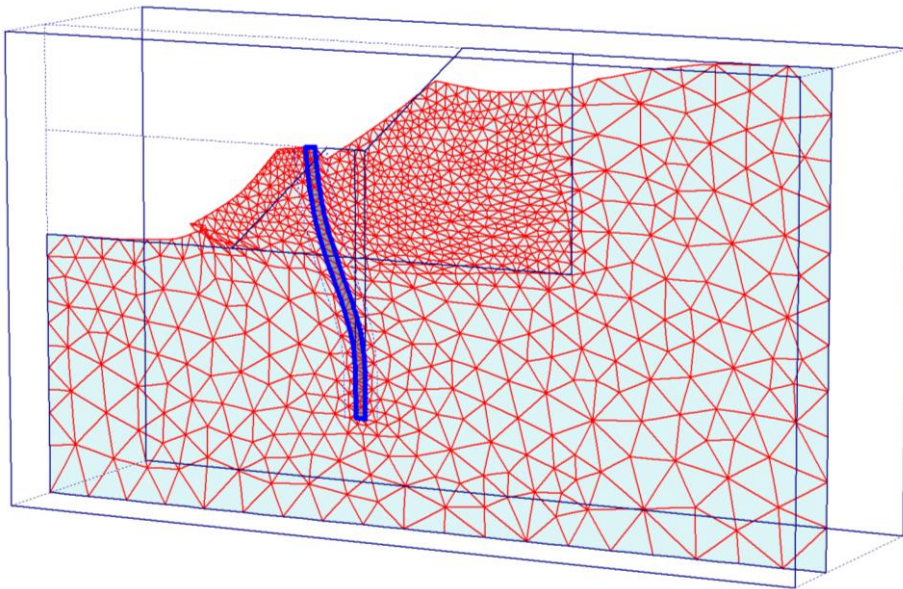
α) Παράγοντες που επηρεάζουν τον συνολικό συντελεστή ασφαλείας

Παρουσιάζονται κατ' αρχάς τα αποτελέσματα των αναλύσεων για την διάταξη Ι. Οι αναλύσεις τόσο υπό 3D όσο και υπό 2D συνθήκες ακολούθησαν τα βήματα της κατασκευαστικής διαδικασίας, ως εξής:

- i) Αρχική φάση: Παραγωγή αρχικού εντατικού πεδίου μέσω του συντελεστή επί τόπου οριζοντίων τάσεων που θεωρήθηκε ίσος με $K_0 = 1 - \sin\phi'$. Στην υπ' όψιν διερεύνηση που αφορά στην οριακή ισορροπία του πρανούς, η τιμή K_0 δεν έχει επιρροή στα αποτελέσματα.
- ii) Φάση 1: Εκσκαφή μέχρι την στάθμη της κεφαλής των πασσάλων και κατασκευή των πασσάλων (ενεργοποίησή τους στο πρόγραμμα).
- iii) Φάση 2: Ολοκλήρωση της εκσκαφής και επίλυση.
- iv) Φάση 3: Υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας (SF) μέσω της διαδικασίας βαθμιαίας απομείωσης της διατμητικής αντοχής (ϕ - c reduction). Κατά την υπ' όψιν τελική φάση της επίλυσης έχει ενδιαφέρον η απεικόνιση της συμπεριφοράς των πασσάλων.



a)



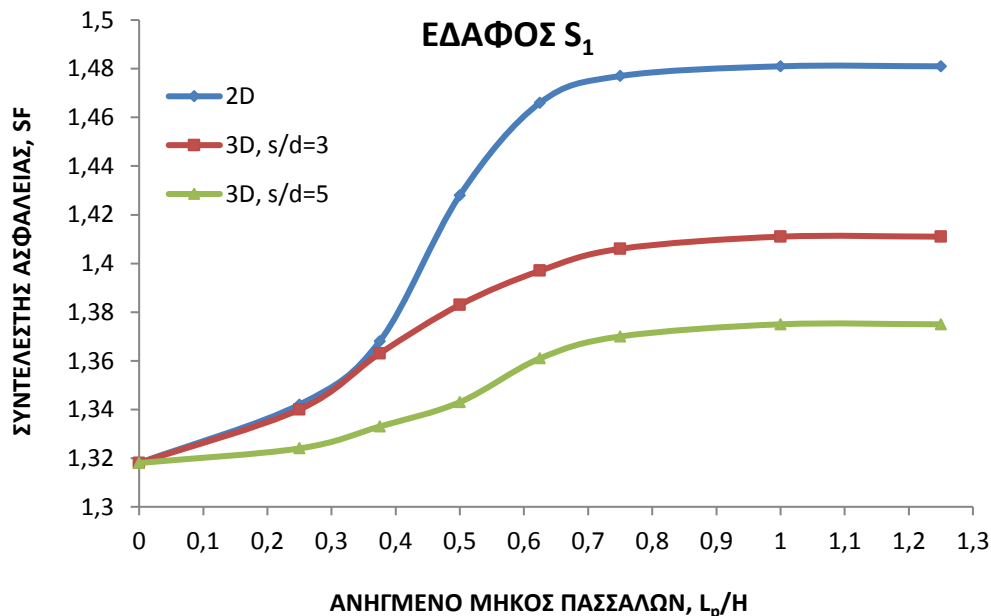
b)

Σχήμα 3.47: Παράδειγμα αναλύσεων 3D, για έδαφος S_2 , $L_p/H = 1,25$ και $s/d = 5$:
 a) Μηχανισμός αστοχίας, b) Απόκριση των πασσάλων κατά την αστοχία.

Στο Σχ. 3.47 απεικονίζεται η περίπτωση εδάφους S_2 , με ανηγμένο μήκος πασσάλου $L_p/H = 1,25$ και για ιδιαίτερος μεγάλη αξονική απόσταση $s/d = 5$. Από την εικόνα της παραμόρφωσης κάθε πασσάλου κατά την αστοχία (Σχ.3.47b) φαίνεται ότι η συμπεριφορά του είναι αυτή των μακρών πασσάλων.

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του πρανούς εξαρτάται προφανώς από τον εδαφικό τύπο, αλλά και από τα κανονικοποιημένα μεγέθη L_p/H και s/d . Στο Σχ.3.48 απεικονίζεται η επιρροή των ανωτέρω γεωμετρικών παραμέτρων επί του SF, για τον αποσαθρωμένο ημίβραχο (τύπος S_1), από το οποίο προκύπτουν τα εξής:

- Για συγκεκριμένη τιμή του λόγου L_p/H οι μεγαλύτερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας προκύπτουν για τις διδιάστατες συνθήκες (θεωρητικώς, για $s/d = 1$). Διευκρινίζεται ότι τα ισοδύναμα μεγέθη $E_p \cdot J$ και $E_p \cdot A$, υπό 2D συνθήκες υπολογίσθηκαν με βάση τα πραγματικά μεγέθη για 3D συνθήκες και την μεγαλύτερη αξονική απόσταση, $s/d = 5$. Επομένως, το ισοδύναμο διάφραγμα των διδιάστατων αναλύσεων είχε μεγάλη ευκαμψία.
- Όπως ήταν αναμενόμενο, μικρότερες τιμές SF προέκυψαν για την μεγαλύτερη αξονική απόσταση $s/d = 5$.
- Πέραν μιας οριακής τιμής $L_p/H \approx 0,80$, ο συντελεστής ασφαλείας σε κάθε περίπτωση σχεδόν σταθεροποιείται στην μέγιστη τιμή του, επομένως η τυχόν εφαρμογή πασσάλων μεγαλύτερου μήκους δε θα συνέβαλε σε περαιτέρω αύξηση του SF.
- Η βελτίωση του συντελεστή ασφαλείας με την σειρά πασσάλων κατά την υπ' όψιν διάταξη I, έναντι της υποθετικής περίπτωσης του μη ενισχυμένου πρανούς (δηλ. $L_p/H = 0$) είναι σχετικά μικρή (της τάξεως του 12% κατά μέγιστο).

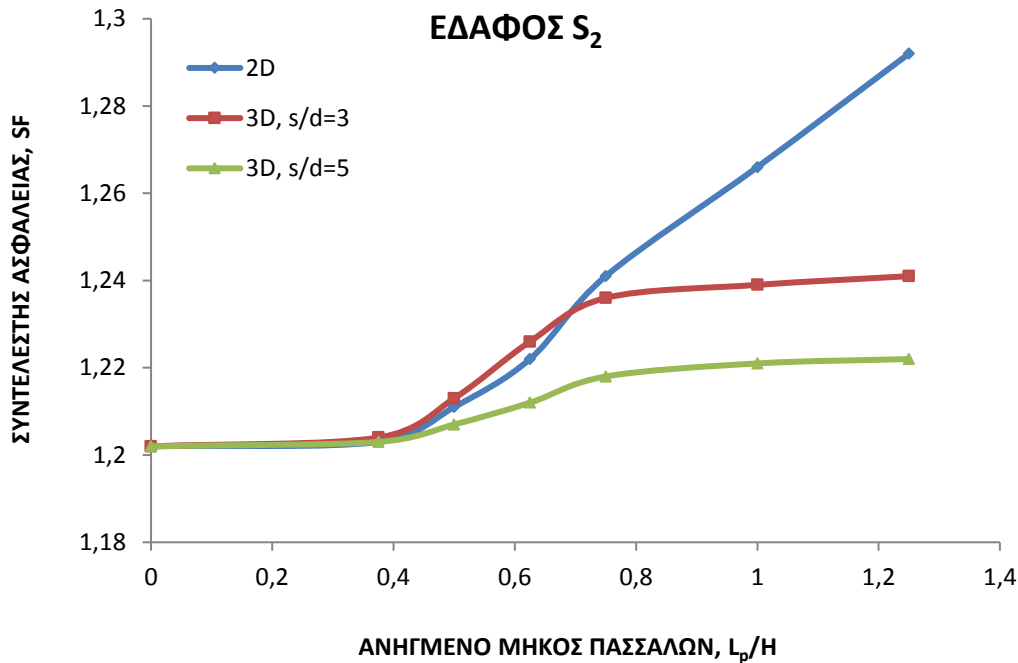


Σχήμα 3.48: Έδαφος S₁: Επιρροή του ανηγμένου μήκους και της απόστασης πασσάλων επί του συντελεστή ασφαλείας.

Τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την περίπτωση της αμμώδους αργίλου (τύπος S₂) παρουσιάζονται στο Σχ.3.49, βάσει του οποίου σημειώνονται τα εξής:

- Για μικρές τιμές του ανηγμένου μήκους πασσάλου, $L_p/H \leq 0,60$ φαίνεται ότι η διάταξή τους (αραιή ή πυκνή) ουσιαστικά δεν επηρεάζει τον συντελεστή ασφαλείας. Αυτό δικαιολογείται από τις βαθύτερες επιφάνειες αστοχίας (σε σύγκριση με το έδαφος S₁), που διέρχονται κάτω από τη βάση πασσάλων μικρού μήκους. Για μεγαλύτερα μήκη, ιδίως για $L_p/H \geq 0,80$, η πυκνότερη διάταξη συνεπάγεται αύξηση του SF.
- Υπό 3D συνθήκες, η αύξηση του μήκους πέραν ενός ορίου δεν έχει ως αποτέλεσμα την αξιόλογη αύξηση του συντελεστή ασφαλείας. Για την συγκεκριμένη περίπτωση που εξετάσθηκε, φαίνεται ότι το οριακό μέγεθος είναι $L_p/H \approx 0,80$.

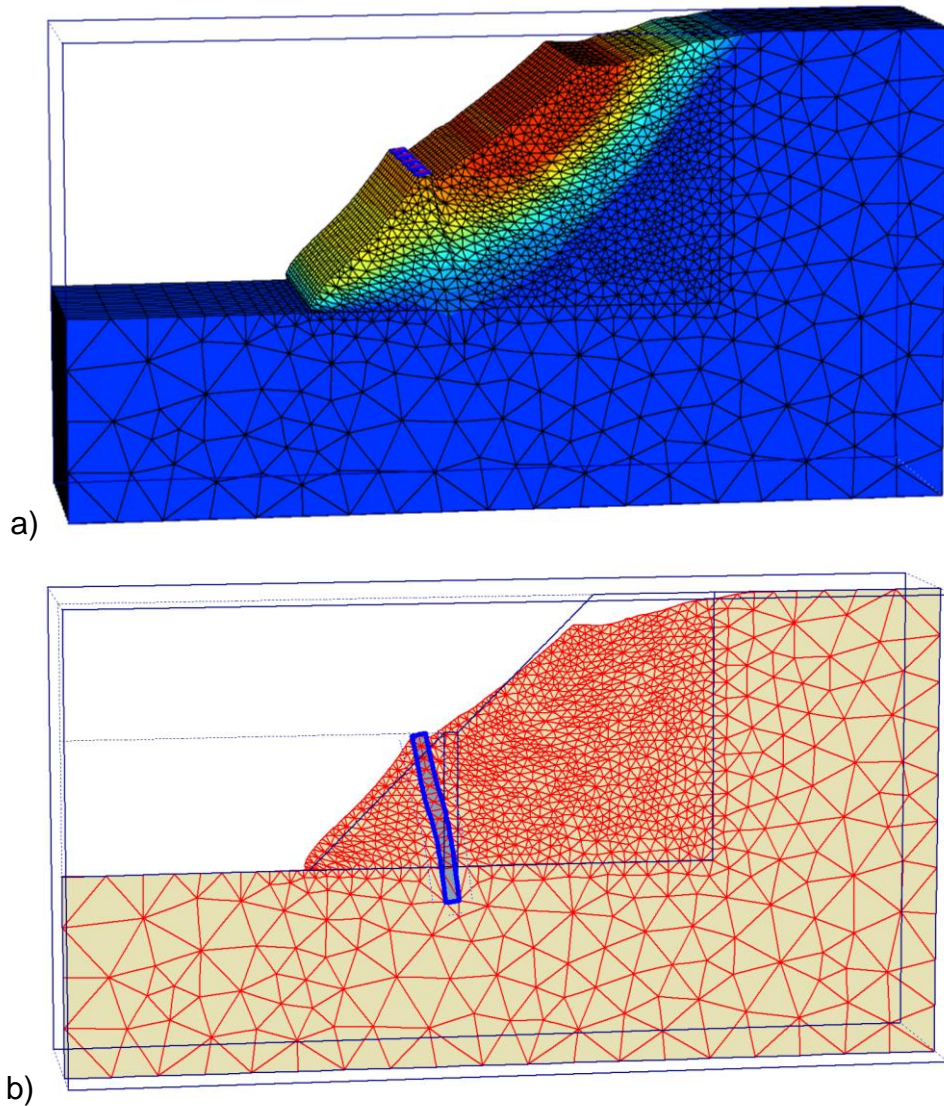
- Υπό διδιάστατες συνθήκες φαίνεται ότι ο SF αυξάνεται συνεχώς με την αύξηση του ανηγμένου μήκους L_p/H . Τούτο θα ήταν πρακτικά αξιοποιήσιμο για πραγματικές 2D συνθήκες, όπως ισχύουν για πασσαλοδιάφραγμα με $s/d = 1$. Ωστόσο, στην περίπτωση που οι πραγματικές τριαξονικές συνθήκες προσομοιώνονται σε 2D διαστάσεις με μόνη την προσαρμογή (ανά μονάδα μήκους) της ακαμψίας και της δυστένειας του πασσάλου, το ανωτέρω συμπέρασμα είναι προφανώς παραπλανητικό.



Σχήμα 3.49: Έδαφος S_2 : Επιρροή του ανηγμένου μήκους και της απόστασης πασσάλων επί του συντελεστή ασφαλείας.

β) Επιρροή της θέσης των πασσάλων-Διάταξη II

Μελετήθηκε η επιρροή της θέσης των πασσάλων επί του συντελεστή ασφαλείας, μέσω της κανονικοποιημένης οριζόντιας απόστασης x_p/L_s . Στη συγκεκριμένη περίπτωση, όπου η κλίση λήφθηκε 45° , προφανώς $L_s = H$. Η παραμετρική ανάλυση έγινε για δύο τιμές του ανηγμένου μήκους πασσάλων, $L_p/H = 0,5$ και 1 , για αξονική απόσταση $s/d = 3$, ενώ βασική μεταβλητή ήταν η θέση των πασσάλων ($0 \leq x_p/L_s \leq 1$). Παράδειγμα αποτελεσμάτων δίδεται στο Σχ.3.50 για εδαφικό τύπο S_1 και $L_p/H = 0,5$. Παρατηρείται ότι ως εκ της φύσης του εδάφους, ο μηχανισμός αστοχίας είναι σχετικά αβαθής, αναπτύσσεται κυρίως στο άνω τμήμα του πρανούς, ενώ ο πάσσαλος φαίνεται να συμπεριφέρεται μάλλον ως μακρός, παρά το μικρό φυσικό μήκος του.



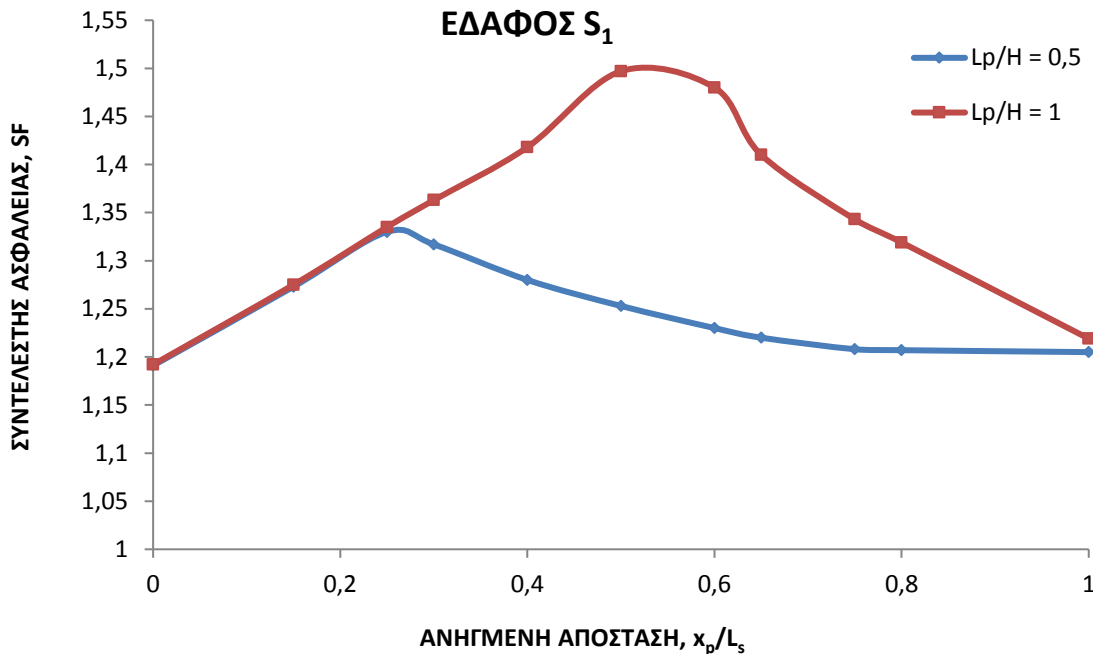
Σχήμα 3.50: Παράδειγμα 3D ανάλυσης, διάταξη II, έδαφος S_1 , $L_p/H = 0,5$, $s/d = 3$:
 a) Μηχανισμός αστοχίας, b) Απόκριση των πασσάλων κατά την αστοχία.

Στο Σχ. 3.51 απεικονίζεται η επιρροή της ανηγμένης απόστασης x_p/L_s επί του συντελεστή ασφαλείας για τον εδαφικό τύπο S_1 , από το οποίο προκύπτουν τα εξής:

- Η ευνοϊκή επιρροή της σειράς των πασσάλων επί του συντελεστή ασφαλείας είναι εμφανέστερη για το μεγαλύτερο μήκος $L_p/H = 1$.
- Παρ' ολ' αυτά, για τις μικρές οριζόντιες αποστάσεις από τον πόδα, $x_p/L_s \leq 0,25$, το ανηγμένο μήκος L_p/H δεν έχει επιρροή επί του SF, προφανώς διότι η επιφάνεια περιορίζεται στο υπολειπόμενο τμήμα του πρανούς, δηλ. άνω των κεφαλών των πασσάλων.
- Ο συντελεστής ασφαλείας μεγιστοποιείται για την βέλτιστη θέση των πασσάλων, η οποία για $L_p/H = 1$ βρίσκεται ακριβώς στο μέσο του πρανούς, ενώ για το μικρό μήκος $L_p/H = 0,5$ αντιστοιχεί σε απόσταση $x_p/L_s = 0,25$.
- Παρατηρείται ότι για τις οριακές θέσεις $x_p/L_s = 0$ και 1 (πόδας και στέψη του πρανούς) ο συντελεστής ασφαλείας ελαχιστοποιείται, με την ίδια τιμή για τις δύο περιπτώσεις

μηκών. Προφανώς, η επιφάνεια αστοχίας δεν επηρεάζεται από την τοποθέτηση των πασσάλων.

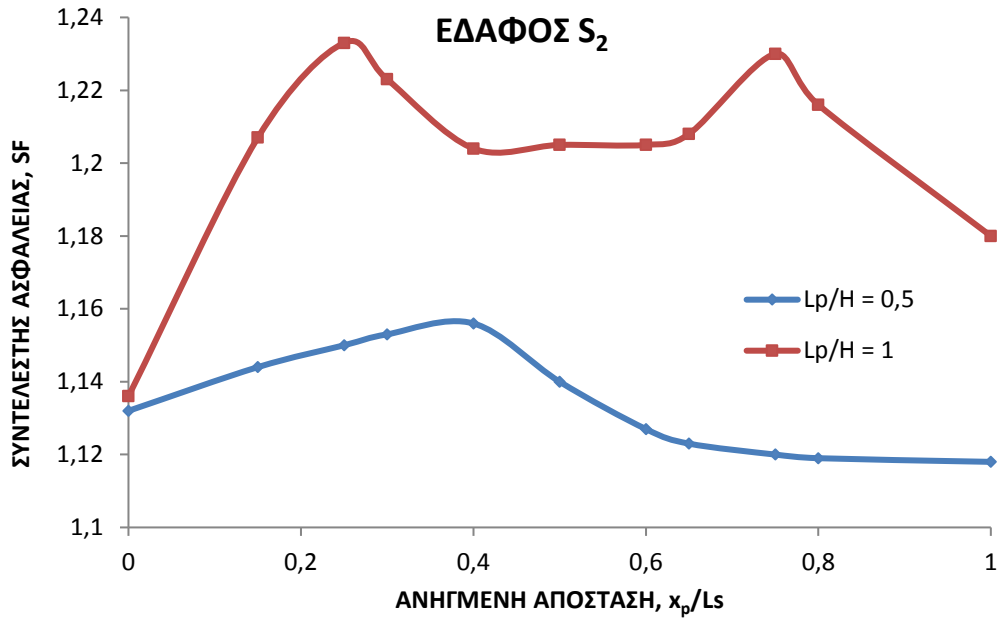
- Η βελτίωση του συντελεστή ασφαλείας για την υπ' όψιν περίπτωση $s/d = 3$ είναι εμφανής, ιδίως για το μεγαλύτερο μήκος πασσάλων ($L_p/H = 1$), όπου φθάνει το 25% για $x_p/L_s = 0,5$.



Σχήμα 3.51: Επιρροή της θέσης των πασσάλων (x_p/L_s) επί του συντελεστή ασφαλείας για εδαφικό τύπο S_1 (Διάταξη II).

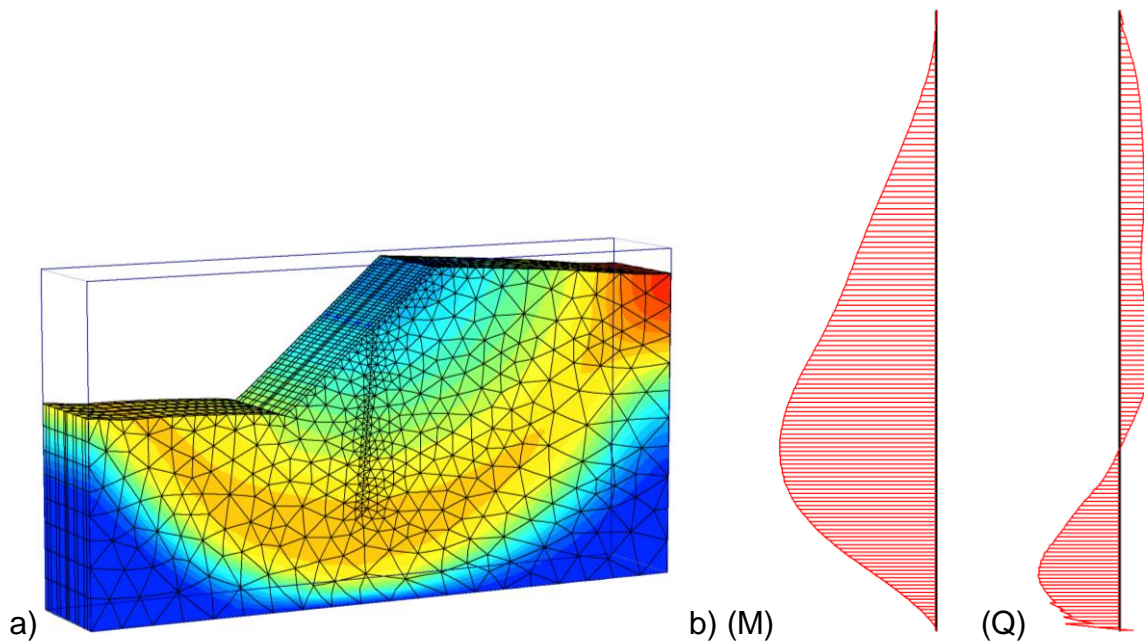
Η μεταβολή του SF συναρτηθεί της θέσης των πασσάλων για εδαφικό τύπο S_2 , απεικονίζεται στο Σχ. 3.52, από το οποίο προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- ❖ Για το μικρότερο ανηγμένο μήκος ($L_p/H = 0,50$), η επιρροή των πασσάλων επί του SF είναι σχεδόν αμελητέα και οπωσδήποτε μικρότερη από αυτήν της περίπτωσης $L_p/H = 1$.
- ❖ Οι σχετικά μικρότεροι συντελεστές SF προκύπτουν και στις δύο περιπτώσεις για τις οριακές θέσεις $x_p/L_s = 0$ και 1. Εντούτοις, φαίνεται ότι ακόμη και σε αυτές τις θέσεις έχουν μία μικρή έστω ευνοϊκή επιρροή επί του συντελεστή ασφαλείας, δεδομένου ότι στο αργιλικό πρανές, η επιφάνεια ολίσθησης τείνει να είναι όχι μόνο βαθύτερη από αυτήν του S_1 , αλλά εκτείνεται αμφίπλευρα πέραν της βάσης και της στέψης του πρανούς.
- ❖ Η βέλτιστη θέση των πασσάλων για $L_p/H = 1$ αντιστοιχεί σε δύο τιμές της ανηγμένης απόστασης $x_p/L_s = 0,25$ και $0,75$, όπου και προκύπτουν ίσες μέγιστες τιμές του SF. Τούτο προφανώς οφείλεται στην αναγκαστική διαφοροποίηση του μηχανισμού αστοχίας. Για την μικρότερη τιμή μήκους ($L_p/H = 0,50$), η βέλτιστη θέση αντιστοιχεί στην τιμή $x_p/L_s = 0,40$.



Σχήμα 3.52: Επιρροή της θέσης των πασσάλων επί του συντελεστή ασφαλείας για εδαφικό τύπο S_2 (Διάταξη II).

γ) Εντατική κατάσταση πασσάλων

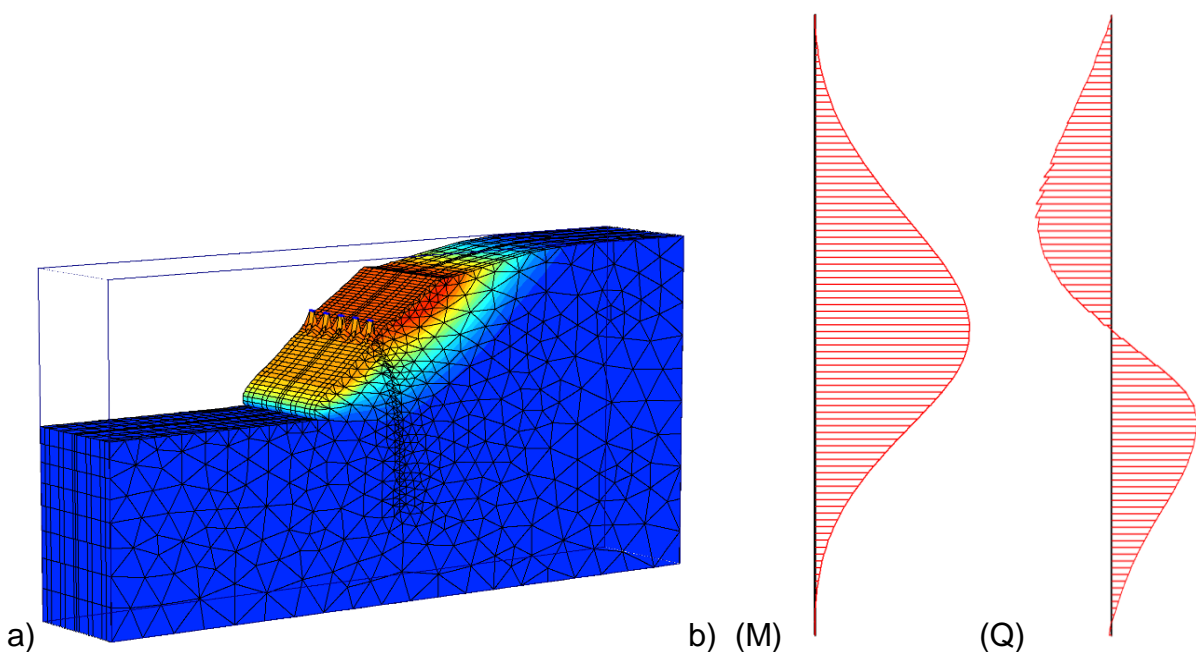


Σχήμα 3.53: Μηχανισμός αστοχίας ($SF = 1,01$) και διαγράμματα (M), (Q): Διάταξη II, Έδαφος S_3 , $L/H = 1,25$, $s/d = 3$.

Στην περίπτωση μη συζευγμένης ανάλυσης, υπολογίζεται η οριακή τέμνουσα δύναμη επί των πασσάλων, η οποία στη συνέχεια εισάγεται ως εξωτερική δύναμη που συμβάλλει στην ευστάθεια του πρανούς. Ωστόσο, η δομική αστοχία των πασσάλων οφείλεται συνήθως στην καμπτική καταπόνησή τους, επομένως έχει ιδιαίτερη σημασία ο υπολογισμός του διαγράμματος (M) κατά την αστοχία ή και κατά τη φάση λειτουργίας, στην περίπτωση υψηλών συντελεστών ασφαλείας. Η ανάπτυξη των καμπτικών ροπών εξαρτάται από

πολλούς παράγοντες, οι οποίοι διαμορφώνουν και τον κυριότερο, που είναι η κατανομή των τελικών μετατοπίσεων καθ' ύψος των πασσάλων. Προφανώς, ο εδαφικός τύπος, ο διαμορφούμενος μηχανισμός αστοχίας, η διάταξη των πασσάλων και βεβαίως το μήκος και η ακαμψία τους επηρεάζουν την υπ' όψιν κατανομή.

Στο Σχ. 3.53 απεικονίζεται ο μηχανισμός αστοχίας (πολύ κοντά στην οριακή κατάσταση, για $SF = 1,01$) για την διάταξη πασσάλων II και εδαφικό τύπο S_3 (άργιλος υπό αστράγγιστες συνθήκες). Οι πάσσαλοι τοποθετήθηκαν στο μέσο του πρανούς, με ανηγμένο μήκος αρκετά μεγάλο ($L_p/H = 1,25$). Στο ίδιο σχήμα παρουσιάζονται τα διαγράμματα (M) και (Q). Ο μηδενισμός των τεμνουσών εντοπίζεται σε αρκετό βάθος, λόγω και της βαθιάς, περιστροφικού τύπου επιφάνειας ολίσθησης που αναμενόταν για ανάλυση $\varphi = 0$. Αντιθέτως, στην περίπτωση του εδαφικού τύπου S_1 (και για ταυτόσημα λοιπά δεδομένα), ο μηχανισμός αστοχίας είναι αβαθής (Σχ. 3.54), ο μηδενισμός των τεμνουσών γίνεται υψηλότερα, περίπου στη στάθμη της βάσης του πρανούς, με αντίστοιχη διαφοροποίηση του διαγράμματος (M). Τα ανωτέρω διαγράμματα εντατικών μεγεθών αντιστοιχούν στα μέγιστα μεγέθη, κατά την αστοχία. Ενδιαφέρον έχει η διερεύνηση της περίπτωσης ενός αρχικώς μη οριακού συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος απομειώνεται για διάφορους λόγους, με αποτέλεσμα τη βαθμιαία αύξηση των μετατοπίσεων, των οριζοντίων βελών κάμψης των πασσάλων και των μεγεθών (M), (Q).

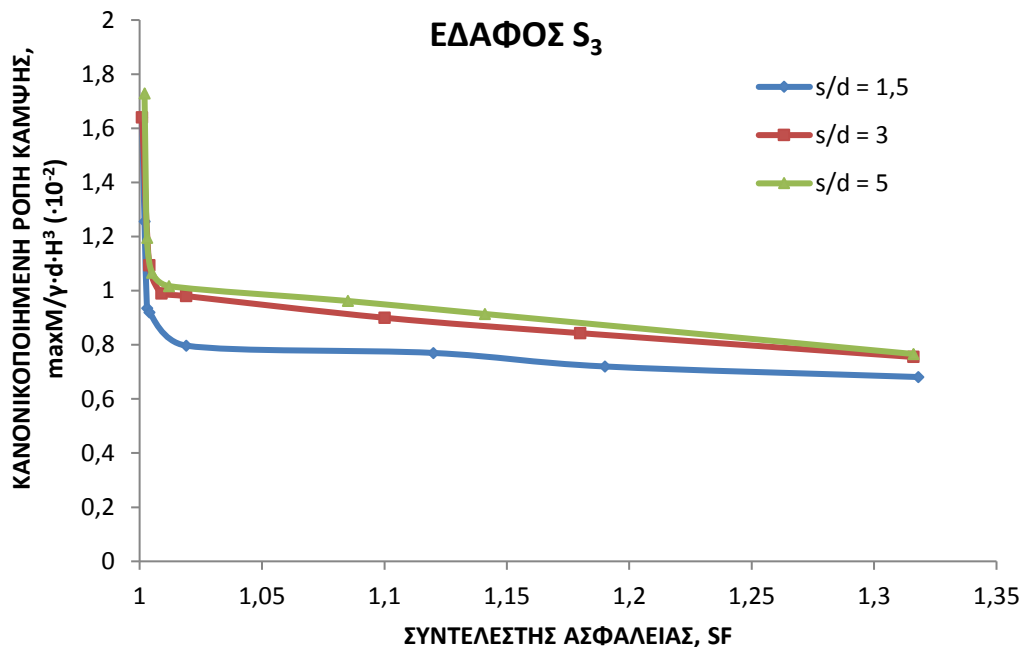


Σχήμα 3.54: Μηχανισμός αστοχίας ($SF = 1,01$) και διαγράμματα (M), (Q):
Διάταξη II, Έδαφος S_1 , $L_p/H = 1,25$, $s/d = 3$.

Η μέγιστη ροπή κάμψης επί του πασσάλου, σε κάθε φάση απομείωσης του συντελεστή ασφαλείας δίδεται μέσω της κανονικοποιημένης τιμής της, $\max M / \gamma \cdot d \cdot H^3$, όπου γ , το μοναδιαίο βάρος του εδάφους και d η διάμετρος του πασσάλου, αντιστοίχως.

Η απεικόνιση της μεταβολής της μέγιστης ροπής κάμψης συναρτήσει του απομειούμενου συντελεστή ασφαλείας για το αργιλικό έδαφος S_3 (αστράγγιστες συνθήκες) φαίνεται στο Σχ.3.55 από το οποίο προκύπτουν οι εξής παρατηρήσεις:

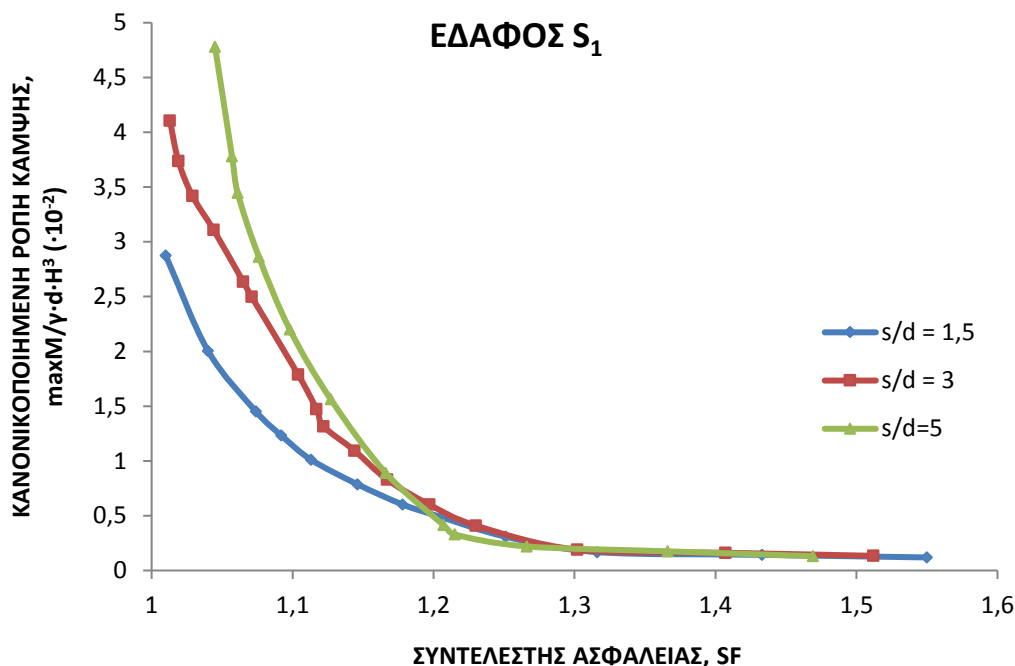
- Με την μείωση του SF βαθμιαία αυξάνεται η κανονικοποιημένη ροπή. Η υπ' όψιν αύξηση είναι σχετικά μικρή για τιμές $SF > 1,10$, ενώ για μικρότερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας, η $maxM$ αυξάνεται αρκετά σημαντικά.
- Για την μεγαλύτερη ανηγμένη απόσταση $s/d = 5$, η $maxM$ είναι απλώς, λίγο μεγαλύτερη από αυτήν που υπολογίζεται για μικρότερες τιμές της απόστασης των πασσάλων και όχι αναλογικά υψηλότερη, όπως για παράδειγμα θα προέκυπτε με τη θεώρηση ενός "ισοδύναμου μήκους επιρροής". Επομένως, η τυχόν επίλυση υπό 2D συνθήκες και η εν συνεχεία αναγωγή του μεγέθους $maxM$ από την ανά μέτρο μήκους τιμή του στην πραγματική αξονική απόσταση s , φαίνεται ότι είναι λανθασμένη διαδικασία.
- Είναι σαφές ότι η επιρροή του μεγέθους s/d επί της $maxM$ συναρτάται άμεσα από την τοξωτή λειτουργία του εδάφους (μεταξύ των πασσάλων), αλλά και την "κατά μέσον όρο" μειωμένη ακαμψία του συστήματος αντιστήριξης για αυξανόμενη αξονική απόσταση, s .



Σχήμα 3.55: Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας επί της μέγιστης ροπής κάμψης: Διάταξη II, Έδαφος S_3 , $L/H = 1,25$.

Αντίστοιχο διάγραμμα για τον εδαφικό τύπο S_1 παρατηρείται στο Σχ.3.56, βάσει του οποίου συμπεραίνονται τα εξής:

- ✓ Για $SF < 1,2$, η απομείωση του συντελεστή ασφαλείας έχει ως συνέπεια την σημαντική αύξηση της κανονικοποιημένης ροπής κάμψης. Η ευαισθησία του μεγέθους $maxM$ στην απομείωση του SF είναι σημαντικά μεγαλύτερη στο έδαφος S_1 από την περίπτωση του εδάφους S_3 , όπως φαίνεται από την Σύγκριση των Σχ.3.55 και 3.56.
- ✓ Για $SF > 1,2$, η $maxM$ είναι σχεδόν ανεξάρτητη της ανηγμένης απόστασης s/d , επομένως και σε αυτή την περίπτωση (S_1), η υπόθεση "ισοδύναμου μήκους επιρροής" φαίνεται αβάσιμη. Εντούτοις, για $SF < 1,10$ φαίνεται ότι για μεγαλύτερες αποστάσεις, η $maxM$ αυξάνεται αρκετά σημαντικά.



Σχήμα 3.56: Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας επί της μέγιστης ροπής κάμψης: Διάταξη II, Έδαφος S₁, L_p/H = 1,25.

7.4 Συμπερασματικά σχόλια

i) Η εφαρμογή των σχετικά απλούστερων, μη συζευγμένων μεθόδων υπολογισμού της οριακής αντιστάσεως πασσάλων έχει κατ' αρχάς το μειονέκτημα, ότι δεν είναι γνωστή η επιφάνεια αστοχίας. Σημειώνεται ότι η θεώρηση ολίσθησης τεμάχους εδάφους επί άλλου που θεωρείται απολύτως αμετακίνητο (και η οποία ολίσθηση παρεμποδίζεται από τον πάσσαλο) για την εφαρμογή της προϋποθέτει ακριβή γνώση της θέσης της διεπιφάνειας ολίσθησης. Επομένως, από αυτή την άποψη είναι σαφή τα πλεονεκτήματα εφαρμογής μιας συζευγμένης μεθόδου υπολογισμού της βελτίωσης των συνθηκών ευσταθείας πρανών με πασσάλους.

ii) Γενικώς, η αύξηση του μήκους του πασσάλου συνεπάγεται την αύξηση του συντελεστή ασφαλείας, μέχρι ενός ορίου βεβαίως, όμως αυτή η βελτιωτική επιρροή εξαρτάται από τη θέση των πασσάλων, την αξονική απόστασή τους και τον εδαφικό τύπο.

iii) Οι αντιπροσωπευτικές αναλύσεις έγιναν για τρεις εδαφικούς τύπους που καλύπτουν σε αρκετό βαθμό τις πιθανές διαφοροποιήσεις του τρόπου ανάπτυξης διατμητικής αντοχής. Στην περίπτωση μεγάλης γωνίας φ και σχετικά μικρής συνοχής (όπως στον τύπο S₁), αύξηση του SF με την αύξηση του μήκους πασσάλων παρατηρείται μέχρι την τιμή L_p/H = 0,6, ενώ περαιτέρω αύξηση του κανονικοποιημένου μήκους δεν συνεπάγεται πρόσθετη βελτίωση των συνθηκών ευσταθείας. Αντιθέτως, για τους τύπους αργιλικού εδάφους S₂ και S₃, η επιρροή του λόγου L_p/H είναι σαφέστερη ακόμη και για αρκετά υψηλές τιμές του μεγέθους αυτού.

iv) Υπό διδιάστατες συνθήκες (συνεχές πασσαλοδιάφραγμα, δηλαδή με s/d = 1), οι συντελεστές ασφαλείας προκύπτουν υψηλότεροι συγκριτικά με αυτούς των 3D αναλύσεων.

Ωστόσο, οι διαφορές είναι σαφείς μόνο για σχετικά μεγάλες τιμές μήκους και οπωσδήποτε για $L_p/H > 0,4$.

v) Η ευνοϊκή επιρροή της τοξωτής λειτουργίας του εδάφους φαίνεται αρκετά σημαντική για κυρίως μη συνεκτικού χαρακτήρα εδάφους (π.χ. S_1), για $s/d \leq 3$, ενώ για συνεκτικής φύσης (S_2 ή S_3), για $s/d \leq 4-5$.

vi) Στην περίπτωση διάταξης πασσάλων τύπου II (επί του πρανούς, χωρίς οριζόντιο τμήμα), η θέση της σειράς σε κάτοψη επηρεάζει τον SF, σε συνάρτηση με τον εδαφικό τύπο και το ανηγμένο μήκος. Βέλτιστη θέση για τύπο εδάφους S_1 , φαίνεται να είναι αυτή στο μέσο ($x_p/L_s = 0,50$), ενώ για έδαφος S_2 , προέκυψαν από τις αναλύσεις δύο συμμετρικές βέλτιστες θέσεις ($x_p/L_s = 0,25$ και $0,75$).

vii) Οι κρίσιμες ροπές κάμψης επί των πασσάλων εξαρτώνται από το μέγεθος των μετατοπίσεων και την κατανομή τους καθ' ύψος και αυξάνονται δραστικά με την μείωση του συντελεστή ασφαλείας, ιδίως για $SF < 1,10$. Οι υπ' όψιν μέγιστες ροπές δεν είναι ανάλογες του όρου s/d (για σταθερά λοιπά δεδομένα) και σε ορισμένες περιπτώσεις είναι απολύτως ανεξάρτητες της ανηγμένης απόστασης, κυρίως για σχετικά υψηλές τιμές SF. Επομένως, η υπόθεση του "ισοδυνάμου μήκους επιρροής", βασισμένου σε 2D αναλύσεις, φαίνεται απολύτως ανακριβής.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Alexandris, A., Paschalidou, A., Griva, E. and Kavvadas, M. (2011). "End of Construction failure of cuttings in stiff clay marls- A case from Central Greece". *Proceedings of the 15th C.S.M.G.E.* (Eds: Anagnostopoulos A. et al), Vol.3, pp 1219-1224.
- Alonso, E.E. Pinyol, N.M. and Puzrin, A.M. (2010). "*Geomechanics of failures- Advanced Topics*". Springer Dordrecht, Heidelberg, London, New York.
- Anagnostopoulos, A. (1978). "Geotechnical Behavior of Megalopolis Lignites". Dissertation, presented to the School of Civil Engineering, National Technical University of Athens in partial fulfillment of the requirements for the degree of Docent.
- Anagnostopoulos, A. and Papadopoulos, V. (1995). "Restraint of an active landslide by bored piles". *In proceedings of B. Broms Symposium on Geotechnical Engineering*, Singapore Scientific.
- Anagnostopoulos, A, Papadopoulos, V. and Papakyriakopoulos, P. (1999). "Slope failure at the portal Area of Tunnel S2". Report submitted to Egnatia Odos S.A.
- Bishop, A. W. (1955). "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes". *Géotechnique* 5, N° 1, pp 7–17.
- Bishop, A. W. and Morgenstern, N.R. (1960). "Stability coefficients for earth slopes". *Géotechnique* 10, pp 129–150.
- Broms B.B (1965). "Design of laterally loaded piles". *Journal of S.M.F.D. ASCE*, Vol. 91, SM3, pp 79-99.
- De Beer E.E. and Wallays M. (1972). "Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles". *Proc., 5th Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Spanish Society for Soil Mechanics and Foundation, Madrid, Spain, pp 325-32.
- Fellenius, W. (1936). "Calculation of the stability of earth dams". *Proc. 2nd Congr. large dams*, Washington, DC 4.
- Griffiths, D.V. and Lane, P.A. (1999). "Slope stability analysis by finite elements". *Géotechnique* 49(3), pp 387–403.
- Hassiotis, S., Chameau J.L. and Gunaratne M. (1997). "Design method for stabilization of slopes with piles". *Journal Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE*, 123(4), pp 314-23.
- Hoek. E. and E.T. Brown (1997). "Practical Estimates of Rock Mass Strength". *Int. J. Rock. Mech. and Mining Science and Geomechanics*, Abstracts, 34 (8), pp 1165-1186.
- Hoek, E. and P. Marinos (1998). "Report by Panel of Experts (Geotechnical/Tunneling) on Egnatia Odos Highway Project", Section 1,2,3.
- Janbu, N. (1968). "Slope stability computations". Soil Mech. Found. Engng Report. Trondheim: Technical University of Norway.

- Jeong, S., Kim B., Won J. and Lee, J. (2003). "Uncoupled analysis of stabilizing piles in weathered slopes". *Comput. Geot.*, 30, pp 671-682.
- Kankare, E. (1969). "Geotechnical Properties of the Clays at Kimola Canal Area with Special Reference to the Slope Stability", Dissertation, presented to the State Institute for Technical Research at Helsinki, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Karas, B. (1998). "Slope stability in Open Pit Lignite Mines", *First Hellenic Conference on Geotechnical Engineering*, Athens, Vol. 1, pp 193-198.
- Kezdi, A. (1979). "Safety factors for different types of failure". *Proc. 7th ECSMFEE*, Vol. 1, pp 195-198.
- Kourkoulis R., Gelagoti F., Anastasopoulos I. and G. Gazetas (2011). "Slope stabilizing piles and pile groups: parametric study and design insights". *Journal Geotech. Geoenv. Eng., ASCE* 37 (7), pp 663-677.
- Lambe, T. W. and Silva, F. (1995). "The ordinary method of slices revisited". *Geotech.news* 13, N° 3, pp 49-53.
- Leonards, G.A. (1982). "Investigation of failures". Sixteenth Terzaghi Lecture, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 108, No GT2, pp. 187-246.
- Marinos P. and E. Hoek (2000). "GSI-A geologically friendly tool for rock mass strength estimation", *Proc. GeoEng. Conference*, Melbourne.
- Matsui, T. and San, K.-C. (1992). "Finite elements slope stability analysis by shear strength reduction technique". *Soils Found.* 32, N° 1, pp 59-70.
- Miscevic, P. and Vatelica, G. (2014). "Impact of weathering on slope stability in soft rockmass". *In Journal of Rock Mech. and Geot. Eng.*, Vol. 6 (3), pp 240-250.
- Morgenstern, N.R. and Price, V.E. (1965). "The analysis of the stability of general slip surfaces". *Géotechnique* 15, N° 1, pp 79-93.
- Muraro, S., Madaschi A. and Gazo A. (2015). "On the reliability of 3D numerical analyses on passive piles used for slope stabilization in frictional soils", *Géotechnique*, 64(6), pp 486-492.
- Mourzas, N., D., Kolaiti E. and Papanikolaou P. (1993). "Geological features of the landslide at Aspropyrgos area (Attica, Greece)". *In Proc. of Int. Symposium: Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks*, Athens, Vol. 2: pp 1137-1146. Eds: A. Anagnostopoulos et al.
- Orr, T.L.L. (2013). "The stability of lodgment till slopes in Ireland". *Proceedings of the 15th ECSMGE*, Vol. 4:413-416, Eds: Anagnostopoulos, A. et al.
- Papadopoulou K. and Gazetas G. (2013). "Lessons learned from revisiting three cases of slope failure". *Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Paper 3.10a, pp 1-11, Missouri, USA (29th April-4th May 2013).

- Picarelli L. (2013). "Remarks on the behavior of cuttings and natural slopes in tectonized clay shales". *In proc. of the 15th ECSMGE*, Vol.4, pp 401-407, Eds: Anagnostopoulos, A. et al.
- Popescu M. E. (1997). "Slope Stability and Protection". General Co-Report, session 4, *Proc. of an Int. Symposium: Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks*, Athens, Vol. 3: 1985-2006, Eds: Anagnostopoulos, A. et al.
- Poulos H.G. and E.H. Davis (1980). "Pile foundation analysis and design", Wiley, New York.
- Poulos H.G. (1995). "Design of reinforcing piles to increase slope stability". *Canadian Geotech. Journal*, 32(5), pp 808-818.
- Sarma, S. (1979). "Stability analysis of embankments and slopes". *J.Geotech. Engng, ASCE* 105, pp 1511–1524.
- Simic D. (2013). "Instability phenomena in hard-soils-weak rocks: Importance of the anisotropy". *Proceedings of the 15th ECSMGE*, Vol. 4: 409-412, Eds: Anagnostopoulos, A. et al.
- Skempton A.W. (1985). "Residual strength of clays in landslides". *Folded Strata and the Laboratory, Géotechnique*, Vol. 35, pp 3-18.
- Sotiropoulos E. and Cavounidis S. (1981). "Irregular stress strain and progressive failure". *Proceedings 10th I.C.S.M.F.E.*, Vol. 3, pp 527-531, Eds: Publications Committee of 10th I.C.S.M.F.E.
- Stamatopoulos A.C. and P.C. Kotzias (1981). "Geotechnical Properties of Lignite". *Proc. 10th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 1, pp.789-792.
- Taylor R.K. and J.C. Cripps (1987). "*Weathering Effects: Slopes in Mudrocks and Overconsolidated Clays in Slope Stability*". Eds: M.G. Anderson and K.S. Richards, J. Wiley and Sons Ltd.
- Tika T. (2013). "Residual strength of cohesive soils: A review of the main influencing factors". *Proceedings of the 15th ECSMGE*, Vol. 4, pp 417-424, Eds: Anagnostopoulos, A. et al.
- Viggiani C. (1981). "Ultimate lateral loads on piles used to stabilize landslides". *Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 3, Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp 555-560.
- Won J. You K., Jeong S and S. Kim (2005). "Coupled effects in stability analysis of pile-slope systems". *Computer and Geotechnics*, 32, pp 304-315.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

1. Αστοχία συγκροτήματος σιλό στην Transcona

1.1 Συνοπτικό Ιστορικό

Η αστοχία συγκροτήματος σιλό δημητριακών στην Transcona του Καναδά συνέβη τον Οκτώβριο του 1913. Η κατασκευή είχε δυναμικότητα αποθηκείωσης 36400 m^3 δημητριακών με 5 σειρές των 13 σιλό ύψους 28 m που εδραζόταν σε πλάκα θεμελιώσεως οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 0,60 m και διαστάσεων κατόψεως πλάτους 23,5 m και μήκους 59,5 m. Οι εκσκαφές μέχρι το βάθος θεμελιώσεως των -3,70 m άρχισαν το 1911, η κατασκευή των σιλό έγινε κυρίως κατά το φθινόπωρο και το χειμώνα του 1912, ολοκληρώθηκε δε ως προς το σύνολο των εγκαταστάσεων τον Σεπτέμβριο του 1913. Σε αυτό το στάδιο της επιβολής των μονίμων φορτίσεων στο έδαφος δεν παρατηρήθηκε απόκλιση από την κατακόρυφο, ούτε σημειώθηκαν αξιόλογες καθιζήσεις. Η πλήρωση των σιλό άρχισε μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής με ομοιόμορφο τρόπο και συνεχίστηκε μέχρι το συμβάν της 18^{ης} Οκτωβρίου του 1913, οπότε είχε ήδη πραγματοποιηθεί φόρτιση με το 87,5% των τελικών φορτίων από τα δημητριακά.

Αρχικά παρατηρήθηκε ομοιόμορφη καθίζηση περί τα 0,30 m, η οποία συνεχίστηκε με αυξανόμενο ρυθμό από τη δυτική πλευρά των σιλό με αποτέλεσμα την κλίση του συγκροτήματος προς τα δυτικά και ανύψωση του εδάφους από την ανατολική πλευρά. Μέχρι την επόμενη μέρα η μεν ανατολική πλευρά ανυψώθηκε κατά 1,5 m, ενώ η δυτική βυθίστηκε στο έδαφος κατά 9 m με αποτέλεσμα κατά την τελική ισορροπία η απόκλιση από την κατακόρυφο να έχει φθάσει τις 27° περίπου.

Κατά την φάση πληρώσεως, (δηλαδή 87,5%) το μεταβλητό φορτίο από τα δημητριακά ήταν 231400 kN, ενώ το μόνιμο φορτίο της κατασκευής ήταν 178000 kN. Στο σύνολο των φορτίων κατά την αστοχία (409400 kN) αντιστοιχεί μέση πίεση επαφής στη θεμελίωση 293 kPa, ενώ η αντίστοιχη πίεση λόγω των μονίμων-ιδίων βαρών ήταν περί τα 127 kPa. Γεωτεχνική έρευνα με τη σύγχρονη έννοια δεν είχε εκτελεστεί εκείνη την εποχή. Η δυνατότητα θεμελιώσεως των φορτίων της κατασκευής είχε ελεγχθεί με δοκιμαστικές φορτίσεις πλακών στη στάθμη θεμελιώσεως (-3,70 m), όπου απαντήθηκε άργιλος γνωστή και από άλλες παρόμοιες κατασκευές της ευρύτερης περιοχής. Η τάση θραύσεως από αυτές τις δοκιμές μετρήθηκε με τιμή $\sigma_f \approx 400 \text{ kPa}$, είχε δε εκτιμηθεί ότι για μέση πίεση λειτουργίας περί τα 300 kPa δεν θα ανέκυπτε πρόβλημα ευστάθειας της θεμελιώσεως. Αμέσως μετά το συμβάν εκτελέστηκαν ορισμένες γεωτρήσεις με συνεχή χρήση νερού (χωρίς εν ξηρώ ή αδιατάρακτες δειγματοληψίες), από τις οποίες προέκυψε μακροσκοπικά ομοιόμορφη εικόνα του αργιλικού υπεδάφους μέχρι το αποσαθρωμένο ασβεστολιθικό υπόβαθρο. Κατόπιν των ανωτέρω, παρέμενε ανεξήγητη η αστοχία της θεμελιώσεως για την οποία δημοσιεύθηκαν πολύτιμες πληροφορίες από τις μακροσκοπικές και άλλες παρατηρήσεις σε περιοδικά της εποχής (Engineering News, 1913, Allaire A., 1916).

Αρχική εξήγηση για τους λόγους της αστοχίας δόθηκε μετά από 40 χρόνια από τους Peck και Bryant (1953), οι οποίοι βασίστηκαν σε αποτελέσματα 2 γεωτρήσεων που εκτελέστηκαν

το 1951 και σε αποτελέσματα δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης επί των εδαφικών δειγμάτων. Επανεξέταση της υπ' όψιν αστοχίας έγινε προσφάτως από τους Puzrin et al (2010) και Salgado et al (2013) από τους οποίους και λήφθηκαν οι απαραίτητες πληροφορίες, καθώς και αποτελέσματα σχετικών ανάδρομων αναλύσεων.

1.2 Γεωτεχνικές συνθήκες και προγενέστερες αναλύσεις

Η ευρύτερη περιοχή αποτελείται από εκτεταμένες αποθέσεις λιμναίων λεπτόκοκκων ιζημάτων πάχους 9 – 17 m που καλύπτουν το ασβεστολιθικό υπόβαθρο. Από τις γεωτρήσεις που εκτελέστηκαν αμέσως μετά την αστοχία επιβεβαιώθηκε μακροσκοπικά η ανωτέρω εικόνα μιας ομοιόμορφης αργίλου γνωστής στην περιοχή. Οι μεταγενέστερες γεωτρήσεις του 1951 σύμφωνα με τους Peck and Bryant (1953) εκτελέστηκαν σε σχετική απόσταση από τα σιλό στο χώρο γειτονικού κτιρίου συνδεδεμένου με το συγκρότημα, που όμως παρέμεινε ανέπαφο από την αστοχία. Το υπέδαφος κατά συνέπεια, στις θέσεις των γεωτρήσεων δεν είχε επηρεαστεί από την αστοχία, αυτός άλλωστε ήταν και ο λόγος επιλογής των θέσεων αυτών. Το αποσαθρωμένο ασβεστολιθικό υπόβαθρο απαντήθηκε σε βάθος περί τα 15,20 m, ενώ τα αργιλικά ιζήματα–πάντα σύμφωνα με τους Peck and Bryant–διαχωρίζονται σε δύο αργιλικές στρώσεις αρκετά μεγάλου πάχους. Ο διαχωρισμός φαίνεται να έγινε κυρίως βάσει της μεταβολής της αντοχής σε ανεμπόδιση θλίψη συναρτήσει του βάθους, η οποία στην μεν ανώτερη στρώση είχε μέση τιμή περί την $q_{u,1} = 108 \text{ kPa}$, ενώ στην υποκείμενη $q_{u,2} = 62 \text{ kPa}$. Οι αντίστοιχες τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής θα ήταν 54 kPa και 31 kPa. Η τιμή του φαινομένου βάρους και στις δύο στρώσεις μετρήθηκε με ενιαία τιμή ($\gamma = 18,8 \text{ kN/m}^3$). Τα όρια Atterberg επίσης είχαν ταυτόσημες τιμές στις δύο στρώσεις, βάσει των οποίων συμπεραίνεται ότι η άργιλος είναι υψηλής πλαστικότητας (CH). Η στάθμη των υπογείων υδάτων στις γεωτρήσεις του 1951 απαντήθηκε σε βάθος -2,55 m από τη φυσική επιφάνεια του εδάφους.

Βάσει του συνόλου των ανωτέρω δεδομένων προτάθηκε από τους Salgado et al (2013) γεωτεχνική τομή με τις μέσες παραμέτρους του Πίνακα 4.1, η οποία είναι ελαφρώς διαφορετική από αντίστοιχες αξιολογήσεις και προτάσεις κατά τους Puzrin et al (2010).

Ανάδρομες αναλύσεις έγιναν από το 1953 έως προσφάτως. Οι Puzrin et al παρουσίασαν κατ' αρχάς, επιλύσεις με τους συμβατικούς τύπους φέρουσας ικανότητας, λαμβάνοντας υπ' όψιν τόσο το σχήμα, όσο και το βάθος θεμελίωσης, χρησιμοποιώντας μέσες τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής. Θεωρώντας στη συνέχεια διστρωματικό έδαφος αξιοποίησαν απλουστευμένο κινηματικό μηχανισμό αστοχίας κυκλικής μορφής βάσει και του οποίου προσέγγισαν με σημαντική ακρίβεια την τάση αστοχίας του εδάφους. Κοινή διαπίστωση μέχρι τότε, ήταν ότι το βασικό σφάλμα κατά το σχεδιασμό της θεμελίωσης ήταν η αξιολόγηση αποτελεσμάτων δοκιμαστικών φορτίσεων πλακών μικρών διαστάσεων που επηρέασαν προφανώς μέρος μόνο της ανώτερης στρώσης που είχε υψηλότερη αντοχή, ενώ λόγω των μεγάλων διαστάσεων της θεμελίωσης επηρεάστηκαν και οι υποκείμενες ζώνες χαμηλής αντοχής, μέχρι του ασβεστολιθικού υποβάθρου. Οι Salgado et al (2013) παρουσίασαν αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων (F.E.M.) τόσο υπό διδιάστατες, όσο και υπό τριδιάστατες συνθήκες. Οι προφανώς ακριβέστερες τριδιάστατες αναλύσεις έδωσαν οριακή τάση αστοχίας 320 – 330 kPa. Κατά την προσομοίωση φορτίστηκε η πλάκα

θεμελίωσης με τα φορτία μόνο για λόγους απλούστευσης χωρίς να εισαχθεί ως δεδομένο η ανωδομή με τα σιλό.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1: Γεωτεχνική τομή περιοχής σιλό στην Transcona
(Εκτιμήσεις κατά Salgado et al, 2013)

Στρώση	Βάθος (m)	Εδαφικός τύπος	Ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων				
			Μοναδιαίο βάρος (kN/m ³)	Φυσική υγρασία (%)	LL (%)	PL (%)	Αστράγγιστη διατμητική αντοχή s_u (kPa)
1	0–9,10	Άργιλος	18,8	45	105	35	55,5
2	9,10–12,60	Άργιλος	18,8	57	105	35	32,6
3	12,60–15,20	Άργιλος με χάλικες	18,8	-	-	-	20,3
4	15,20–16,50	Κερματισμένος ασβεστόλιθος	19,0	-	-	-	-

1.3 Νέες ανάδρομες αναλύσεις-Γενικά στοιχεία για την προσομοίωση

Η προσομοίωση έγινε σε όλες τις σειρές των επιλύσεων υπό τριδιάστατες συνθήκες, ώστε οι δύο πλευρές των ορίων του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων να συμπίπτουν με τους άξονες συμμετρίας της κατασκευής των σιλό. Επομένως, με τον παραπάνω τρόπο προσομοιώνεται το ¼ της κατασκευής. Σε αντίθεση με τις αντίστοιχες αναλύσεις κατά Salgado et al (2013), οι οποίοι αμέλησαν τα γεωμετρικά στοιχεία της ανωδομής και απλώς επέβαλαν τις φορτίσεις στην πλάκα θεμελίωσης, στις νέες αναλύσεις έγινε κατά το δυνατόν ακριβής αποτύπωση των σιλό και του υψομέτρου πληρώσεως με δημητριακά, τούτο δε με βάση τα αναφερόμενα μεγέθη των επιμέρους φορτίων μονίμων και μεταβλητών. Ωστόσο σημειώνεται ότι η προσομοίωση κατά Salgado et al (2013) που είχε ως βασικό σκοπό την εκτίμηση της τάσεως αστοχίας ήταν απολύτως επαρκής, η λεπτομερέστερη όμως νεότερη προσομοίωση έγινε με σκοπό τον υπολογισμό κατά φάσεις κατασκευής και πληρώσεως, όπως αναλύεται σε επόμενη υποπαράγραφο. Τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά των στρώσεων ελήφθησαν από τον Πίνακα 4.1. Ειδικότερα, το μέτρο ελαστικότητας E που δεν αναφέρεται σε καμία από τις προγενέστερες εργασίες λήφθηκε βάσει της εκτίμησης $E = (150-300) \cdot s_u$, αναλόγως της στρώσεως (με χαμηλότερο συντελεστή αναλογίας λήφθηκε για τη μαλακή στρώση III).

Οι αρχικές αναλύσεις που είχαν αποκλειστικό σκοπό την ανάδρομη εκτίμηση της τάσης θραύσης του εδάφους παρ' όλο που χρησιμοποιήθηκε η αστράγγιστη διατμητική αντοχή s_u έγιναν με υπόθεση στραγγιζόμενων συνθηκών (δηλαδή αγνοώντας την αναπτυσσόμενη υπερπίεση του ύδατος των πόρων). Στο πρόγραμμα Plaxis 3D με το οποίο έγιναν οι αναλύσεις, η συμπεριφορά του εδάφους εισάγεται σ' αυτή την περίπτωση ως drained και με τις ίδιες βασικές παραδοχές έγιναν και οι αναλύσεις κατά Salgado et al (2013). Με βάση τα αποτελέσματα αυτών των αρχικών αναλύσεων έγινε επαναξιολόγηση των γεωτεχνικών

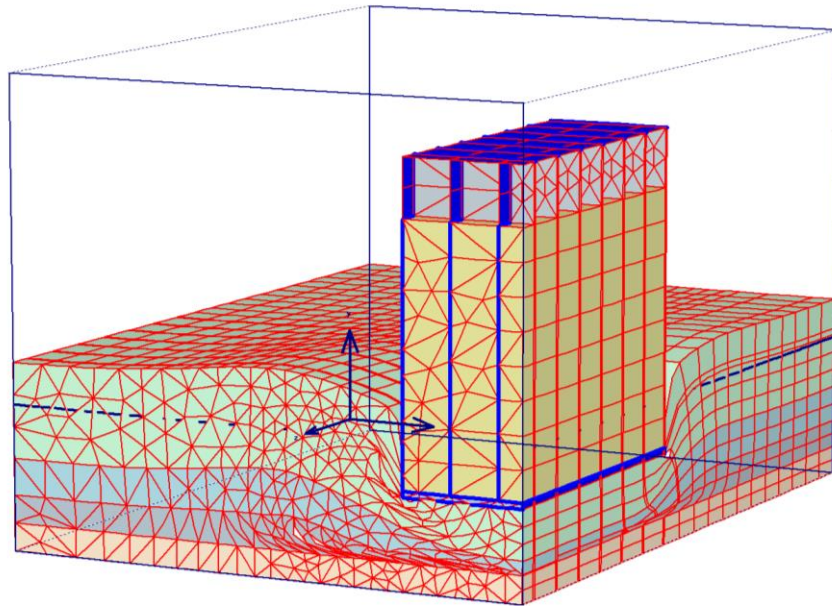
δεδομένων και στη συνέχεια ακολούθησε δεύτερη σειρά αναλύσεων πάντα υπό 3D συνθήκες, με εισαγωγή αστράγγιστης συμπεριφοράς των εδαφικών στρώσεων (undrained) κατά την επιβολή των φορτίσεων κάθε φάσης κατασκευής και στερεοποίηση του εδάφους κατά το επόμενο χρονικό διάστημα.

1.4 Αναλύσεις υπό “αστράγγιστες συνθήκες σε όρους ολικών τάσεων”

Διευκρινίζεται και πάλι ότι η λέξη “στραγγιζόμενες” υπονοεί ότι απλώς δεν υπολογίζεται η υπερπίεση του ύδατος και εξετάζεται η ευστάθεια της θεμελίωσης για το σύνολο των φορτίσεων παραλείποντας τη χρονική εξέλιξη των φορτίσεων αυτών και της ανάπτυξης των καθιζήσεων. Η διαδικασία επίλυσης έχει τις εξής φάσεις υπό τις υπ’ όψιν συνθήκες:

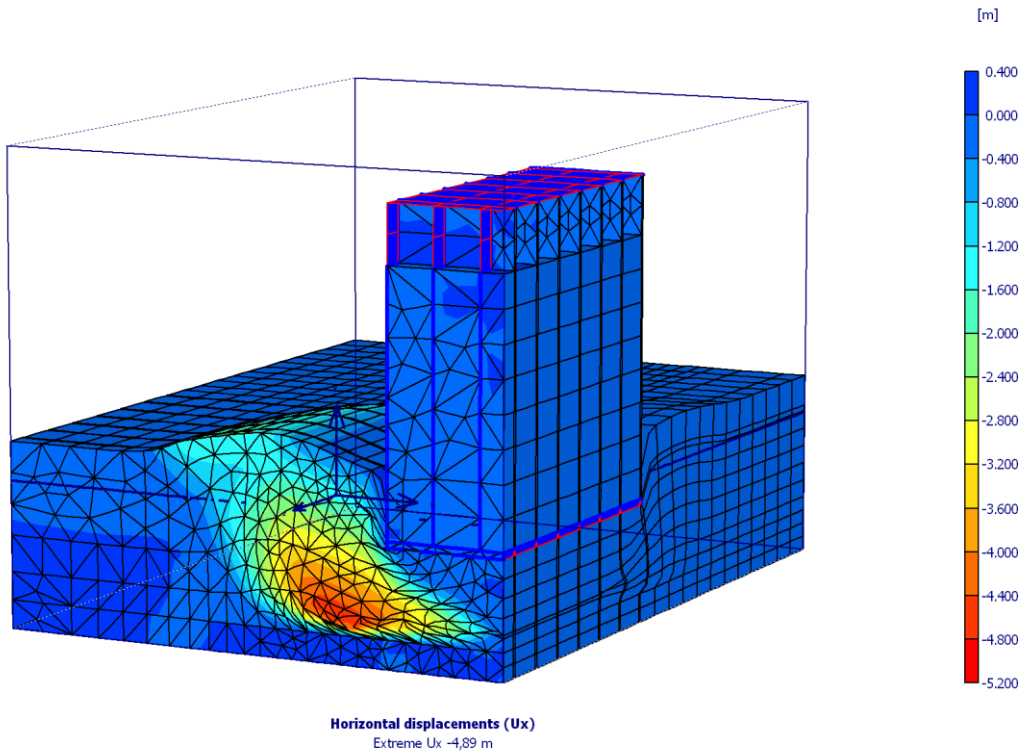
- Η παραγωγή του αρχικού εντατικού πεδίου γίνεται κατά τη φάση εισαγωγής δεδομένων.
- Η πρώτη φάση επίλυσης αφορά στην κατασκευή του φέροντος οργανισμού, οπότε επιβάλλεται στο έδαφος η μέση πίεση που ήδη έχει αναφερθεί, δηλαδή 127 kPa.
- Η δεύτερη φάση επίλυσης αφορά στην πλήρωση των σιλό με δημητριακά μέχρις ότου η συνολική μέση πίεση στην πλάκα θεμελίωσης φθάσει τα 293 kPa. Σημειώνεται ότι οι αναλύσεις έδειξαν ελαφρώς αυξημένη πίεση αστοχίας, δηλαδή υψηλότερη από 293 kPa. Ο ακριβής υπολογισμός της τάσης αστοχίας έγινε κατά την επόμενη, τρίτη φάση.
- Η τρίτη φάση αφορά στον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας με βάση την υποθετική πίεση 293 kPa της προηγούμενης φάσης που θεωρείται ως φάση λειτουργίας. Ο υπολογισμός του συντελεστή SF στα προγράμματα Plaxis μπορεί να γίνει με τη διαδικασία ϕ, c reduction. Διευκρινίζεται σε αυτό το σημείο ότι η παραπάνω επιλογή είναι εύλογη σε κάθε περίπτωση, όπου ο συντελεστής SF είναι ανάλογος των όρων c και $\tan\phi$, δηλαδή του s_u στην προκειμένη περίπτωση.

Στο Σχ. 4.1 δίνεται το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά τη δεύτερη φάση, δηλαδή για πλήρωση με δημητριακά σε ποσοστό 87,5% του προβλεπόμενου κατά την οποία η επίλυση δεν έδειξε αστοχία. Η καθίζηση “λειτουργίας” σε αυτή την περίπτωση θα ήταν της τάξης των 0,28 m. Στο Σχ. 4.2 παρατηρείται ο μηχανισμός ανάπτυξης των οριζοντίων μετατοπίσεων κατά την αστοχία. Παρ’ όλο που οι μετατοπίσεις κατά την αστοχία στις περισσότερες περιπτώσεις αντιστοίχων αναλύσεων είναι ως προς τα απόλυτα μεγέθη τους πλασματικές, εντούτοις από το σχήμα προκύπτει ότι ο μηχανισμός αστοχίας περιέλαβε υψηλές οριζόντιες μετατοπίσεις που αναπτύχθηκαν στην ασθενέστερη τρίτη στρώση και εν μέρει στη δεύτερη. Στο Σχ. 4.3 δίνεται η εικόνα του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων κατά την αστοχία.



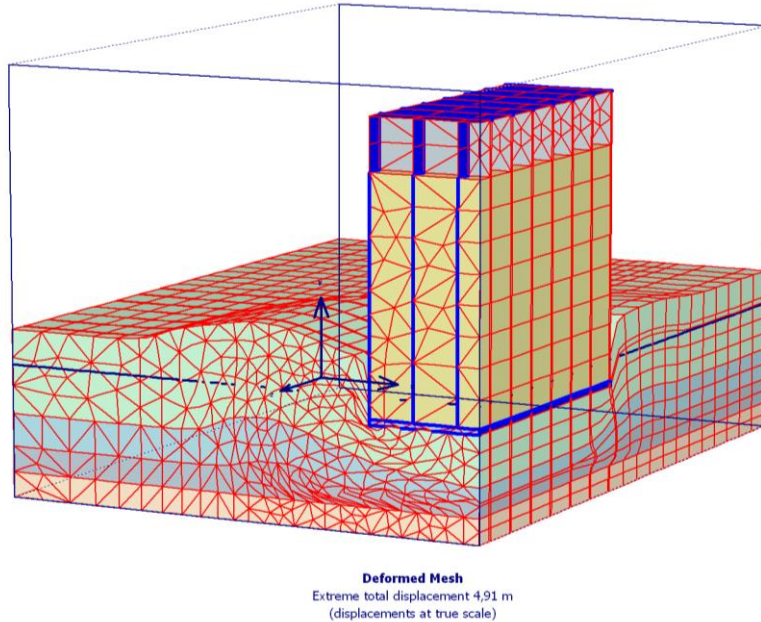
Deformed Mesh
Extreme total displacement $279,48 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 20,00 times)

Σχήμα 4.1: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά τη φάση “λειτουργίας” του σιλό.



Σχήμα 4.2: Μηχανισμός ανάπτυξης οριζοντίων μετατοπίσεων κατά την αστοχία του σιλό.

Ο συντελεστής ασφαλείας που προέκυψε κατά την τρίτη φάση των επιλύσεων ήταν $SF = 1,085$, τιμή που αντιστοιχεί σε τάση θραύσης 318 kPa, δηλαδή ελαφρώς υψηλότερη της πραγματικής των 293 kPa. Η τιμή αυτή είναι πρακτικά ταυτόσημη με την αντίστοιχη κατά τις αναλύσεις Salgado et al (2013).



Σχήμα 4.3: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά την αστοχία του σιλό.

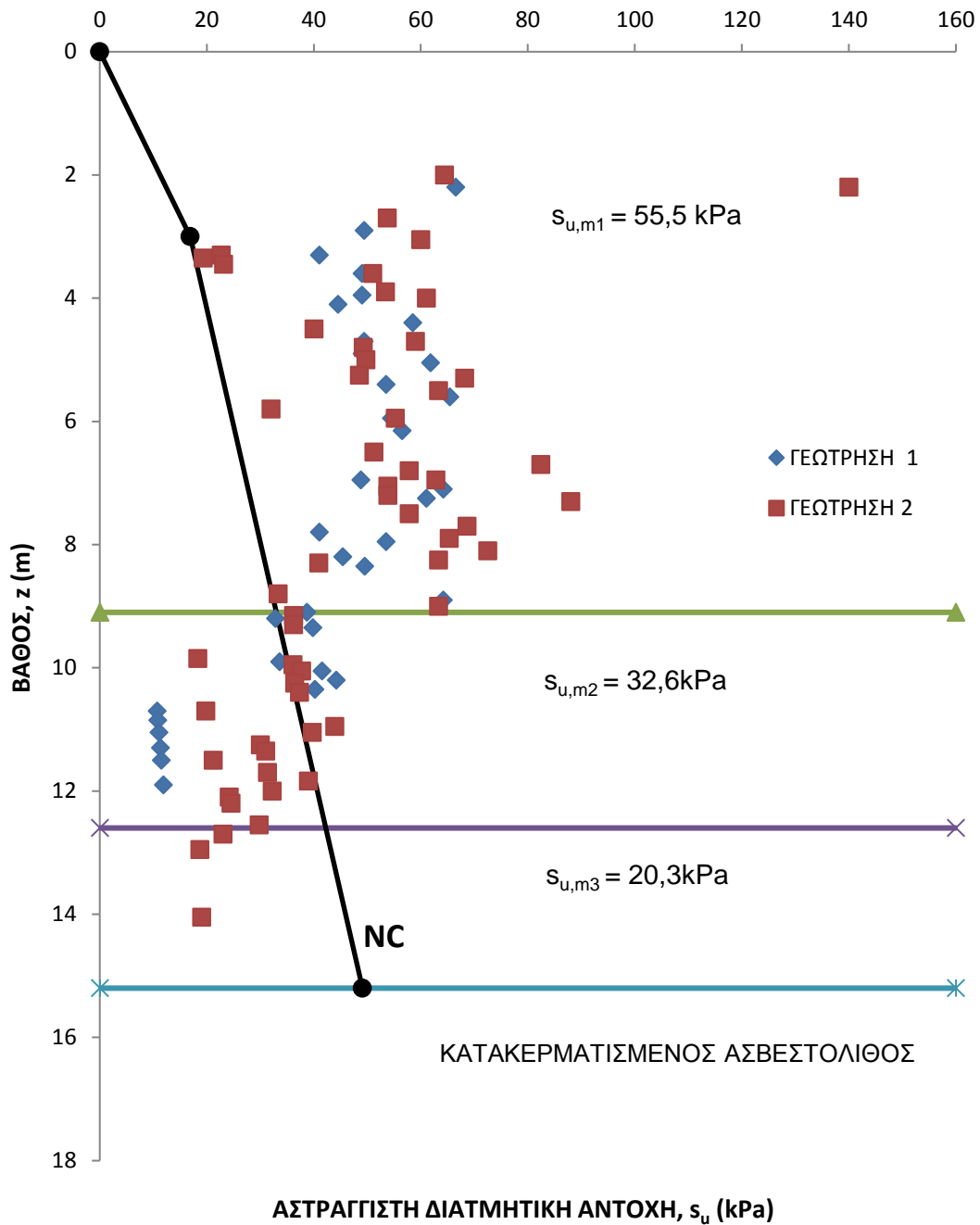
Σχόλια και παρατηρήσεις για τις αναλύσεις υπό αστράγγιστες συνθήκες

Από τις επιλύσεις επιβεβαιώθηκε όπως αναμενόταν το βασικό συμπέρασμα προγενέστερων δημοσιεύσεων σχετικά με τη δυσμενή επιρροή επί της φέρουσας ικανότητας του εδάφους ασθενών εδαφικών ζωνών με μειωμένη διατμητική αντοχή κάτω από τα -9 m περίπου. Αξιοποιώντας ορισμένα αριθμητικά αποτελέσματα εξετάζουμε προσεκτικότερα το σύνολο των δεδομένων για την εξαγωγή των τελικών συμπερασμάτων.

ι) Μεταβολή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής με το βάθος

Επανασχεδιάστηκε το διάγραμμα μεταβολής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής με το βάθος και στη συνέχεια προστέθηκε μια θεωρητική γραμμή που συνδέει την αστράγγιστη διατμητική αντοχή με την ενεργό πίεση υπερκειμένων γαιών, ουσιαστικά δηλαδή τον λόγο s_u/σ'_{vo} για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους. Ο υπ' όψιν λόγος κυμαίνεται μεταξύ 0,20 και 0,35, όπως είναι γνωστό, φαίνεται δε να εξαρτάται από το δείκτη πλαστικότητας PI . Μη έχοντας άλλα στοιχεία εκτός του $PI = 70\%$, με εφαρμογή του γνωστού τύπου Skempton ($s_u/\sigma'_{vo} = 0,11 + 0,0037 \cdot PI$) ο υπ' όψιν λόγος θα είχε τιμές μεγαλύτερες του 0,30. Στο Σχ.4.4 ο λόγος αυτός λήφθηκε ίσος με 0,30, οπότε είναι σαφές ότι η ανώτερη στρώση I εμφανίζει υπερστερεοποίηση, η στρώση II κατά προσέγγιση θα μπορούσε να θεωρηθεί NC, ενώ η στρώση III εμφανίζει τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής s_u μικρότερες από αυτές θα αναμενόταν για κανονικά στερεοποιημένη αργιλική στρώση. Δεν είναι γνωστή ακριβώς η γεωλογική ιστορία της περιοχής, ώστε να υποστηριχθεί ότι με βάση και την ανωτέρω

παρατήρηση η ασθενής αργιλική στρώση III είναι υποστερεοποιημένη (UC), όπως τουλάχιστον υποδεικνύει το Σχ. 4.4. Μια εναλλακτική υπόθεση θα μπορούσε να είναι ότι οι δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης υποτίμησαν την αστράγγιστη διατμητική αντοχή στα δείγματα από τη στρώση III λόγω και της αναφερόμενης παρουσίας λεπτών χαλίκων σε αυτή. Σε αυτή την περίπτωση θα ήταν ενδεχομένως καταλληλότερες δοκιμές τριαξονικής θλίψης τύπου UU, δηλαδή επί μη προστερεοποιημένων δειγμάτων χωρίς αποστράγγιση. Αυτές όμως οι δοκιμές δεν είχαν τότε (1951) ακόμα την κατάλληλη εξέλιξη.



Σχήμα 4.4: Μεταβολή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής συναρτήσει του βάθους.

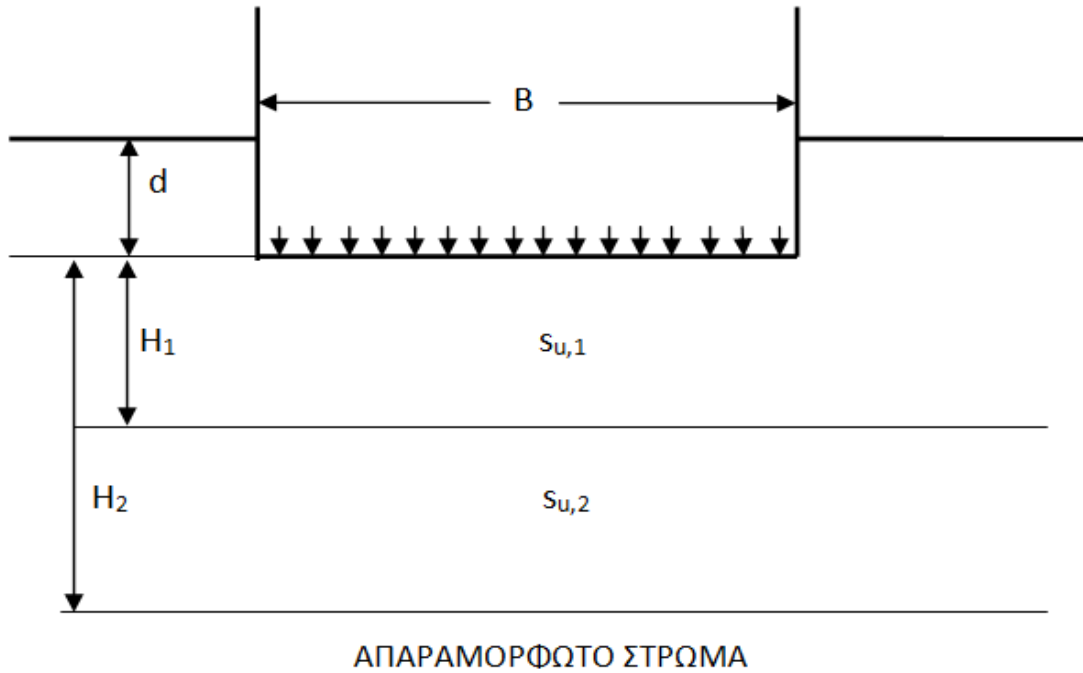
ii) Οι αβεβαιότητες των δεδομένων

Από τις νέες αναλύσεις, όπως και από τις αναλύσεις κατά Salgado et al (2013) ο συντελεστής ασφαλείας προέκυψε με τιμές αρκετά κοντά στην οριακή τιμή 1. Από την προσεκτική εξέταση του Σχ.4.4 φαίνεται ότι η διασπορά της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής s_u σε κάθε μία από τις τρεις στρώσεις θα μπορούσε να είναι $\pm 10\%$ της μέσης τιμής, επομένως η τιμή του συντελεστή ασφαλείας $SF = 1,085$ που προέκυψε από τις νέες αναλύσεις υποδεικνύει πολύ καλή προσέγγιση του προβλήματος από τις ανάστροφες αναλύσεις, δεδομένου ότι η απόκλιση θα μπορούσε να εξηγηθεί απλώς και μόνο από αυτόν τον λόγο.

Ένα άλλο πιθανό αίτιο της μικρής έστω, απόκλισης από τη θεωρητική τιμή του συντελεστή ασφαλείας, δηλαδή 1, θα μπορούσε να είναι η μη ακριβής προσομοίωση της γεωτεχνικής τομής, δεδομένου μάλιστα ότι οι γεωτρήσεις στις οποίες αυτή βασίστηκε έγιναν σε απόσταση από τον άξονα του έργου. Οι πιθανές αποκλίσεις μπορεί να εντοπίζονται στα πάχη των επιμέρους στρώσεων της ανώτερης αργιλικής ζώνης ή στο συνολικό πάχος αυτών των στρώσεων, δηλαδή στο βάθος όπου απαντήθηκε το ασβεστολιθικό υπόβαθρο. Από τον Πίνακα 4.1 το απόλυτο βάθος από τη φυσική επιφάνεια του υποβάθρου είναι 15,20 m, δηλαδή 11,50 m κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης. Με αναλύσεις για διάφορες τιμές του πάχους αυτού H_2 (Σχήμα 4.5) για σταθερή τιμή του πάχους της ανώτερης σφιχρότερης στρώσης 1, δηλαδή $H_1=9,50 \text{ m}-3,70 \text{ m} = 5,40 \text{ m}$ υπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα του εδάφους, θεωρώντας απλουστευτικά διστρωματικό έδαφος με τις μέσες τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $s_{u,1}$ και $s_{u,2}$. Η φέρουσα ικανότητα εκφράστηκε στη συνέχεια υπό την μορφή:

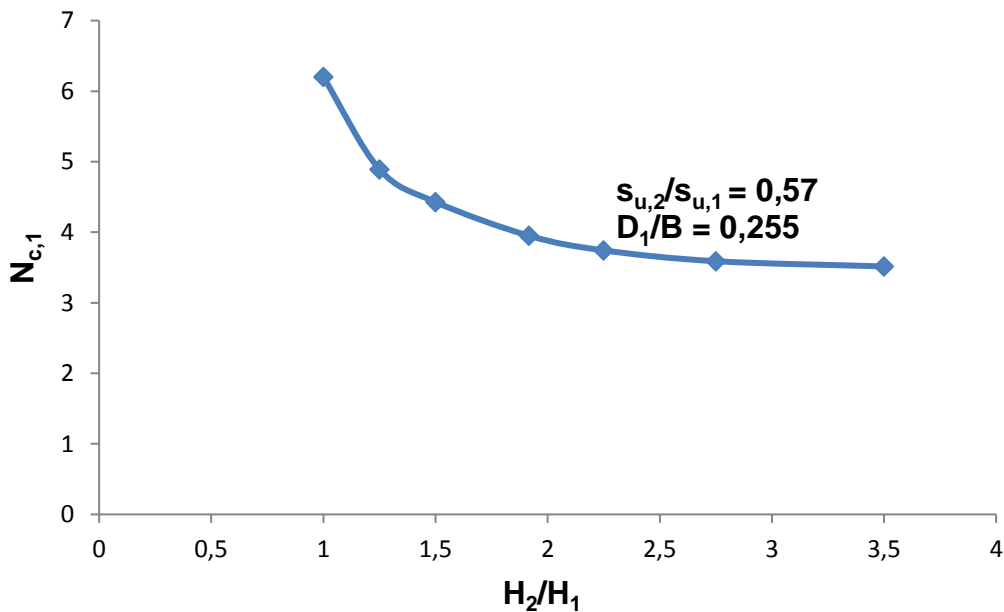
$$q_u = \sigma_{o,f} = s_{u,1} \cdot N_{c,1} + \gamma \cdot d \quad (1)$$

Για τα εκάστοτε γεωμετρικά δεδομένα (ουσιαστικά αλλάζοντας μόνο το H_2 , Σχ. 4.5) υπολογίστηκε από το πρόγραμμα η τάση αστοχίας, δηλαδή η φέρουσα ικανότητα του διστρωματικού εδάφους, οπότε από την παραπάνω εξίσωση υπολογίστηκε ο μόνος άγνωστος, που είναι ο ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας στον όρο συνοχής, $N_{c,1}$. Για το συσχετισμό της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής μεταξύ πρώτου και δευτέρου στρώματος και τη συγκεκριμένη τιμή του πάχους του πρώτου στρώματος H_1 κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης προέκυψε το διάγραμμα του Σχ. 4.6.



Σχήμα 4.5: Γεωμετρικά στοιχεία διστρωματικού προσομοιώματος.

Από το παρακάτω Σχ. 4.6 παρατηρούμε ότι στην περίπτωση μονοστρωματικού εδάφους, όπου δηλαδή το ασβεστολιθικό υπόβαθρο απαντάται αμέσως κάτω από τη σιφρότερη στρώση I, ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας είναι $N_{c,1} \approx 6.2$, ενώ για συνεχώς αυξανόμενο πάχος της δεύτερης στρώσης, δηλαδή H_2-H_1 , επομένως για τιμές $H_2/H_1 > 1$ ο συντελεστής αυτός απομειώνεται πολύ σημαντικά. Συμπεραίνεται λοιπόν, ότι αν το πραγματικό βάθος του ασβεστολιθικού υποβάθρου ήταν λίγο βαθύτερα, ο υπολογιστικός συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας θα ήταν ίσως αρκετά μικρότερος του συντελεστή ασφαλείας $SF = 1,085$ που υπολογίσαμε παραπάνω.



Σχήμα 4.6: Μεταβολή του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N_{c,1}$ συναρτήσει του λόγου των παχών H_2/H_1 (πλάτος $B = 23,5$ m).

iii) Η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων

Φαινομενικά, αυτό το θέμα δεν συνδέεται με την ερμηνεία μιας αστοχίας που εκδηλώθηκε προφανώς λόγω της μειωμένης διατμητικής αντοχής του εδάφους. Εντούτοις, παρατηρείται ότι σε όλες τις γνωστές τουλάχιστον μέχρι σήμερα αναλύσεις θεωρήθηκε ότι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή των εδαφικών στρώσεων παρέμεινε αμετάβλητη κατά τη διάρκεια της κατασκευής και ίση με αυτήν που προσδιορίστηκε κατά τη μεταγενέστερη γεωτεχνική έρευνα του 1951. Υπενθυμίζεται σε αυτό το σημείο ότι η επιλογή των θέσεων των γεωτρήσεων έγινε έτσι ώστε να διατηρηθεί έδαφος που είχε παραμείνει αδιατάρακτο από την αστοχία. Επομένως ούτως ή άλλως, δεν είχε επηρεαστεί από τα φορτία της κατασκευής. Παρ' όλ' αυτά, από το διάγραμμα του Σχ.4.4 συμπεραίνεται ότι από τα -9 m έως τα -15,5 m περίπου οι στρώσεις εμφανίζονται ως κανονικά στερεοποιημένες ή ενδεχομένως και υποστερεοποιημένες, οπότε μια σχετικώς ταχεία διαδικασία στερεοποίησης από τα φορτία των σιλό θα είχε ως αποτέλεσμα την αύξηση του μεγέθους s_u και μάλιστα σε αρκετά σημαντικό βαθμό, αν ο αντίστοιχος μέσος βαθμός στερεοποίησης ήταν υψηλός. Από το ιστορικό του έργου φαίνεται ότι δεν έγιναν αντιληπτές αξιόλογες καθιζήσεις ούτε μετά την περάτωση της κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος ούτε λίγο πριν από την αστοχία, οπότε είχε επιβληθεί σχεδόν το σύνολο της τάσης αστοχίας, δηλαδή 293 kPa. Αυτό αποτελεί μία ένδειξη ότι καθιζήσεις από στερεοποίηση λίγο πριν από την αστοχία δεν είχαν αναπτυχθεί σε βαθμό που θα αντιστοιχούσε σε ένα σχετικά υψηλό βαθμό στερεοποίησης. Προκύπτουν λοιπόν ενδείξεις ότι η στερεοποίηση προχωρούσε με αργούς ρυθμούς, ώστε ούτε η αστράγγιστη διατμητική αντοχή είχε βελτιωθεί ουσιαστικά ούτε οι καθιζήσεις είχαν αναπτυχθεί μέχρι τις προβλεπόμενες τιμές που θα αντιστοιχούσαν στις στραγγιζόμενες συνθήκες.

Μετά από αυτή την παρατήρηση κρίθηκε σκόπιμο να γίνει σειρά αναλύσεων για τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων βασισμένες σε εύλογες υποθέσεις για τη διαπερατότητα του εδάφους, ώστε ενδεχομένως να εξαχθεί κάποιο συμπέρασμα που να διαφωτίζει το υπ' όψιν σημείο.

1.5 Αναλύσεις για τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων

Οι υπ' όψιν αναλύσεις έγιναν υπό τριδιάστατες συνθήκες με το πρόγραμμα PLAXIS 3D ακολουθώντας τη διαδικασία που επιτρέπει το πρόγραμμα να εφαρμοστεί για προβλήματα στερεοποίησης. Το γεωμετρικό προσομοίωμα διατηρήθηκε πανομοιότυπο με αυτό που εφαρμόστηκε στις προηγούμενες αναλύσεις υπό "στραγγιζόμενες" συνθήκες.

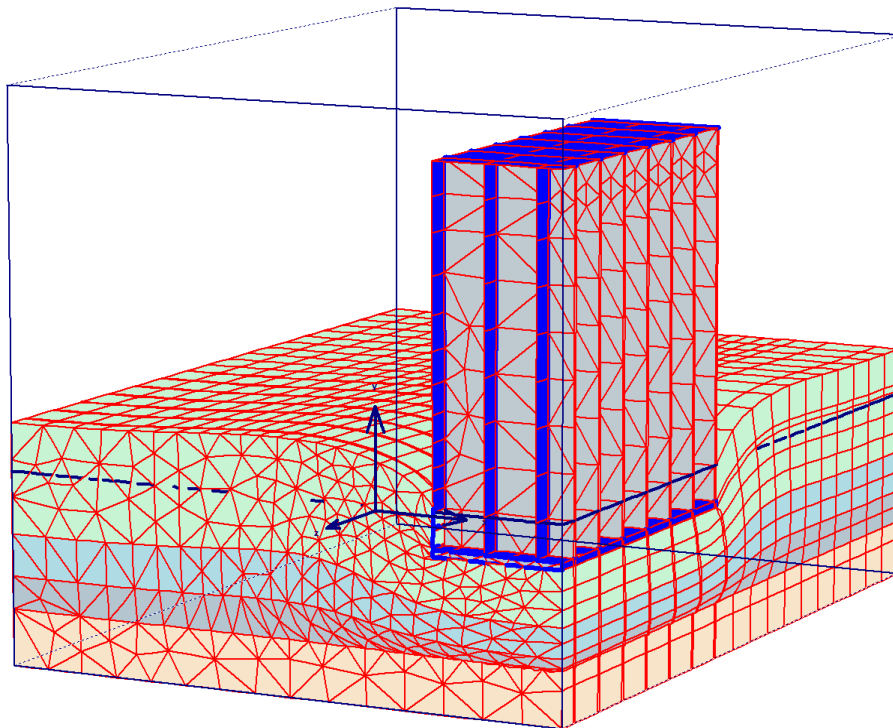
Οι εδαφικές ιδιότητες λήφθηκαν γενικώς οι ίδιες εκτός από τις εξής εξαιρέσεις:

- i) Η βασική συμπεριφορά των εδαφικών στρώσεων αμέσως μετά την επιβολή των φορτίων επιλέχθηκε υπό αστράγγιστες συνθήκες (undrained). Η συνέπεια αυτής της επιλογής είναι ότι κατά την επιβολή των φορτίσεων τόσο των ιδίων βαρών όσο και των φορτίων από τα δημητριακά κατά φάσεις, αναπτύσσονται υπερπιέσεις του ύδατος των πόρων.

- ii) Προκειμένου να αναλυθεί η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων δόθηκαν τιμές στο συντελεστή διαπερατότητας των επιμέρους εδαφικών στρώσεων κατά τρεις διευθύνσεις. Κατά τις οριζόντιες διευθύνσεις (x, z) θεωρήθηκε διπλάσιος συντελεστής διαπερατότητας από αυτόν κατά την κατακόρυφη (y), δηλαδή $k_x = k_z = 2 \cdot k_y$. Ο βασικός συντελεστής κατά την

κατακόρυφη λήφθηκε στις τρεις συμπιεστές στρώσεις με τιμές $0,5 \cdot 10^{-10}$ έως $5 \cdot 10^{-10}$ m/sec, που είναι αρκετά χαμηλές, αλλά αρκετά υψηλότερες από τα συνήθη κάτω όρια του συντελεστή διαπερατότητας για αργίλους υψηλής πλαστικότητας. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων που παρουσιάζονται στην §4.15 αφορούν στα κάτω όρια του συντελεστή k_v . Προφανώς, δεν υπήρχαν στοιχεία γι' αυτά τα μεγέθη και οι παραπάνω εκτιμήσεις υποστηρίχθηκαν αφενός στην παρόμοια δομή των τριών αργιλικών στρώσεων, αφετέρου δε στην πολύ υψηλή πλαστικότητα ($PI = 70\%$) που κατά κανόνα συνοδεύεται από πολύ χαμηλό συντελεστή διαπερατότητας. Ο συντελεστής διαπερατότητας του υποκείμενου ασβεστολιθικού υποβάθρου θεωρήθηκε με πολύ υψηλότερες τιμές λόγω της προφανώς υψηλής δευτερογενούς διαπερατότητας εξαιτίας του κατακερματισμού.

Στις υδραυλικές συνθήκες κατά την εισαγωγή δεδομένων θεωρήθηκαν ως αδιαπέρατα μόνο τα όρια του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων που συμπίπτουν με τους άξονες συμμετρίας της κατασκευής των σιλό.



Deformed Mesh

Extreme total displacement $19,37 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 200,00 times)

Σχήμα 4.7: Μετατοπίσεις μετά το πέρας της κατασκευής του σκελετού (Φάση 1).

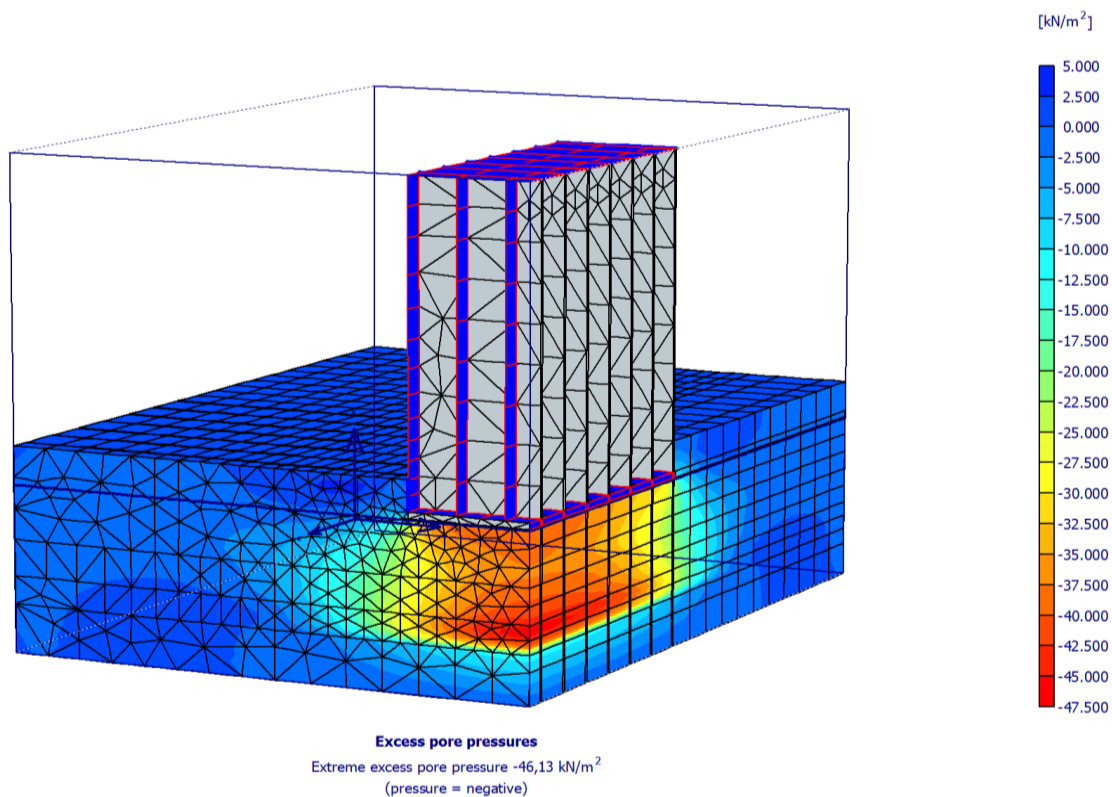
Κατά τη φάση επίλυσης επιβάλλονται αρχικά οι φορτίσεις λόγω του έργου υπό αστράγγιστες συνθήκες και στην ίδια φάση επιλέγεται η διαδικασία της στερεοποίησης (consolidation) με εισαγωγή του αντίστοιχου χρόνου, κατά τον οποίο εξετάζεται η εξέλιξη αυτού του φαινομένου. Συγκεκριμένα στην πρώτη φάση της επίλυσης επιβλήθηκαν τα ίδια φορτία υπό αστράγγιστες συνθήκες και συγχρόνως επιλέχθηκε χρόνος επιβολής των φορτίσεων αυτών ίσος με τον συνολικό χρόνο αυτής της φάσης κατασκευής, δηλαδή $t = 300$ ημέρες. Στη δεύτερη φάση επιβλήθηκαν τα φορτία από τα δημοτριακά και συγχρόνως επιλέχθηκε ο χρόνος πραγματοποίησης αυτής της φάσης, δηλαδή $t = 30$

ημέρες. Είναι σαφές ότι σε κάθε χρονικό διάστημα μέσα σε αυτό το χρόνο επιβάλλονται υπό αστράγγιστες συνθήκες τα αναλογικώς αντίστοιχα πρόσθετα φορτία και παράλληλα εξελίσσεται η στερεοποίηση λόγω των προηγούμενων φορτίων.

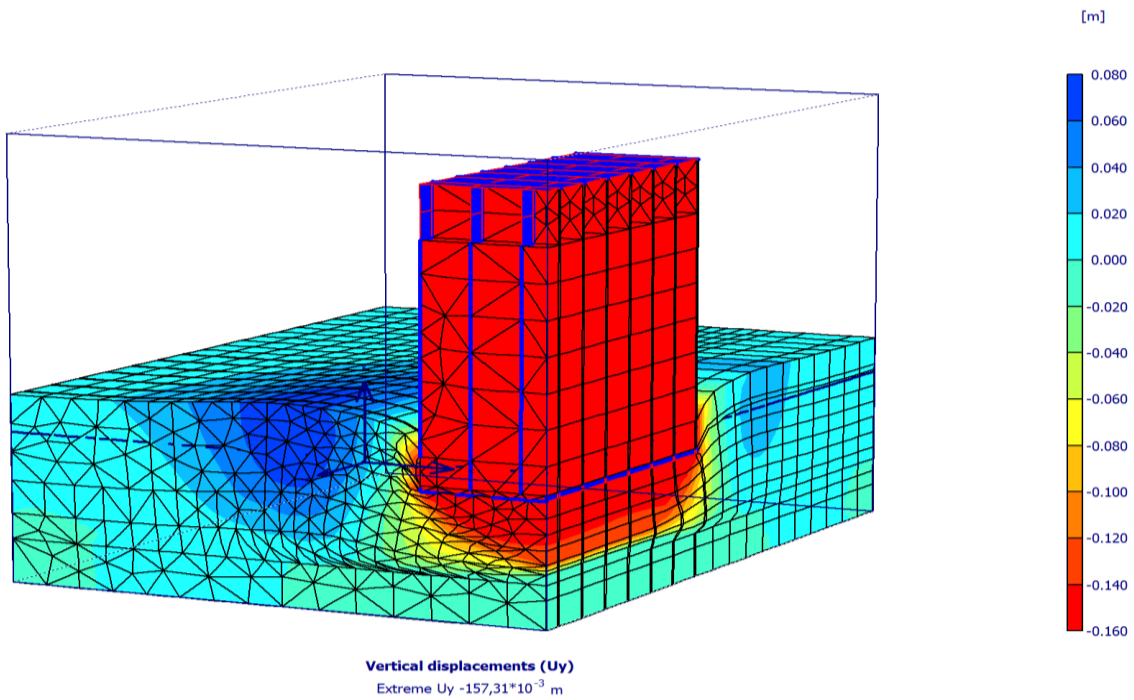
Στο Σχ. 4.7 φαίνεται το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων μετά το πέρας της πρώτης φάσης $t = 300$ ημερών απ' όπου διαπιστώνεται ότι οι μέγιστες εδαφικές μετατοπίσεις, που είναι πρακτικά ίσες με τις μέγιστες καθιζήσεις δεν υπερβαίνουν την τιμή των 20 mm. Προφανώς, μιας τέτοιας τάξεως μεγέθους καθίζηση δεν θα μπορούσε να είχε γίνει αντιληπτή μετά το πέρας της κατασκευής του φέροντος οργανισμού.

Στο Σχ. 4.8 δίνεται σε χρωματική απεικόνιση η κατανομή των υπερπιέσεων του ύδατος των πόρων μετά το πέρας της 1^{ης} φάσεως ($t = 300$ ημέρες), από την οποία συμπεραίνεται ότι οι μέγιστες υπερπιέσεις Δu εντοπίζονται στην ασθενέστερη τρίτη στρώση και μέχρι την διεπιφάνεια με την υπερκείμενη δεύτερη στρώση. Οι μέγιστες αυτές υπερπιέσεις είναι της τάξης των 46 kPa. Λαμβανομένης υπ' όψιν της μέσης πίεσης από τα ίδια φορτία, δηλαδή 127 kPa, η παραπάνω παραμένουσα υπερπίεση κρίνεται ως αρκετά σημαντική. Προφανώς θα είχαμε $\Delta u \approx 0$, αν ο μέσος βαθμός στερεοποίησης είχε φθάσει σε υψηλές τιμές.

Στο Σχ. 4.9 φαίνεται η κατανομή των κατακορύφων μετατοπίσεων κατά το τέλος της 2^{ης} φάσης, δηλαδή του πρόσθετου χρόνου $t = 30$ ημέρες. Λόγω του ότι σε αυτή τη φάση δεν διαπιστώθηκε αστοχία ($SF = 1,085$), οι καθιζήσεις που υπολογίστηκαν είναι της τάξης των 157 mm, δηλαδή σημαντικά μικρότερες από αυτές των αναλύσεων υπό στραγγιζόμενες συνθήκες (που είναι περίπου διπλάσιες).

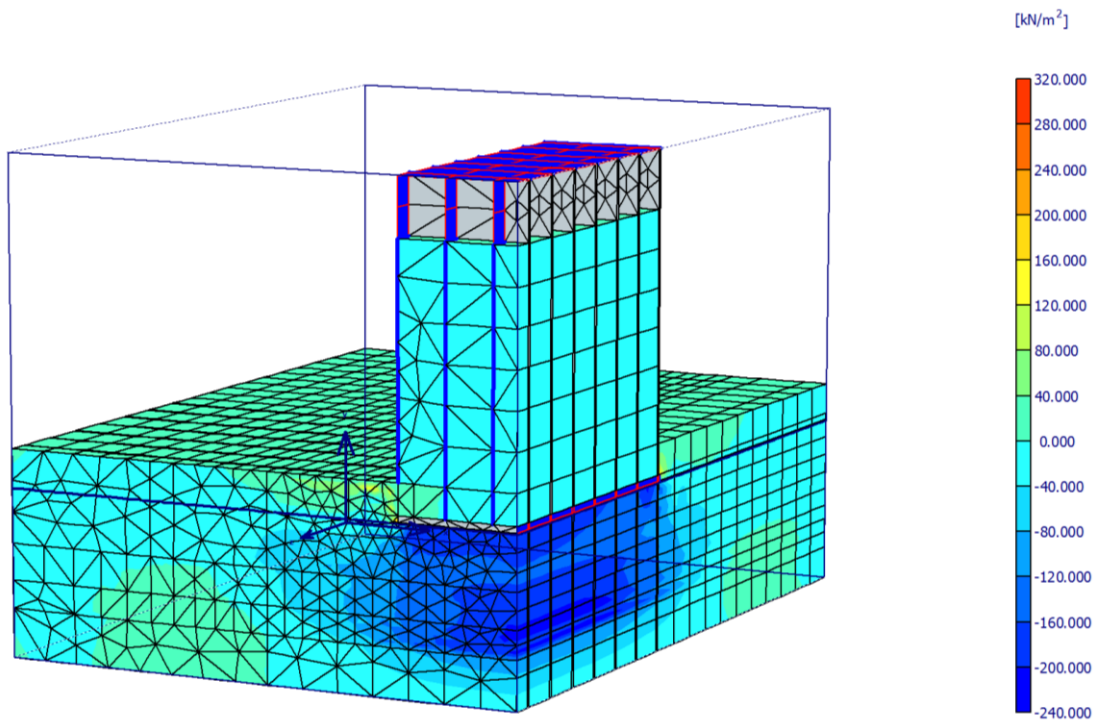


Σχήμα 4.8: Υπερπιέσεις του ύδατος των πόρων μετά το πέρας κατασκευής του σκελετού.

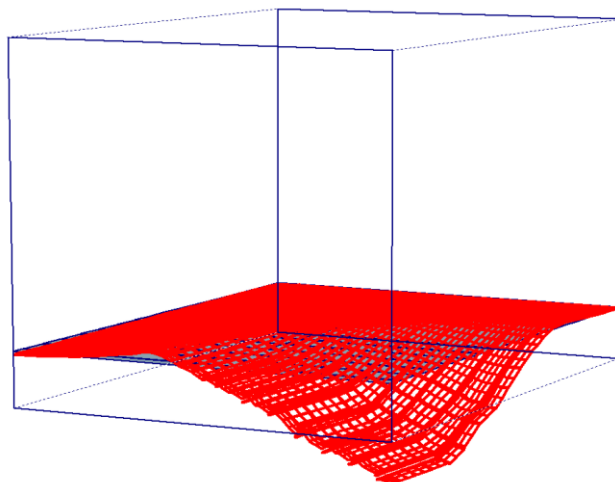


Σχήμα 4.9: Κατακόρυφες μετατοπίσεις μετά το πέρας της 2^{ης} φάσης (πλήρωση με δημητριακά).

Στο Σχ. 4.10 δίνεται η κατανομή των υπερπίεσεων των πόρων μετά την ολοκλήρωση της 2^{ης} φάσης, απ' όπου φαίνεται ότι οι μέγιστες τιμές, στην τρίτη στρώση, όπως και προηγουμένως, εξακολουθούν να έχουν πολύ υψηλές τιμές, της τάξης των 200 kPa. Είναι προφανές ότι οι πρόσθετες ενεργές πιέσεις στην κρίσιμη αυτή στρώση εξακολουθούν να είναι αισθητά χαμηλές.



Σχήμα 4.10: Υπερπίεσεις του ύδατος των πόρων κατά το τέλος της 2^{ης} φάσης.



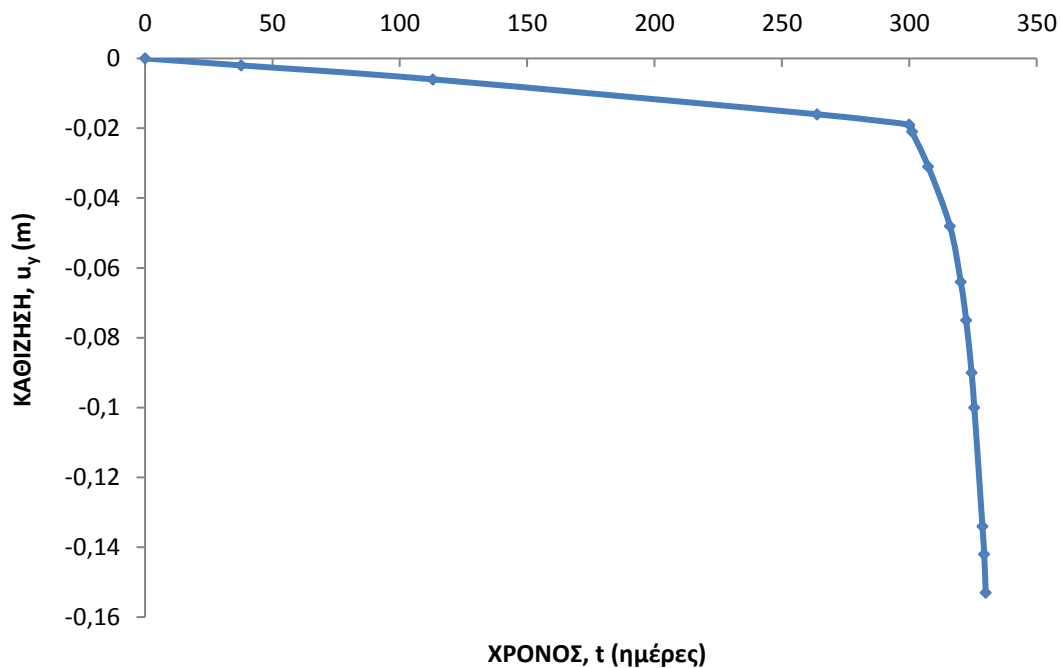
Σχήμα 4.11: Κατανομή των υπερπιέσεων επί του επιπέδου κατά τη διεπιφάνεια μεταξύ των στρώσεων II και III.

Στο Σχ. 4.11 απεικονίζεται προοπτικά η κατανομή των υπερπιέσεων του ύδατος των πόρων επί της διεπιφάνειας μεταξύ των στρώσεων II και III. Παρ'όλο που η θεμελίωση με την ανωδομή συνιστούν ένα άκαμπτο σύστημα κάτω από το οποίο αναπτύσσονται σε κάθε περίπτωση ομοιόμορφες καθιζήσεις, η κατανομή των υπερπιέσεων υποδεικνύει μέγιστες τιμές στην κεντρική περιοχή της θεμελίωσης.

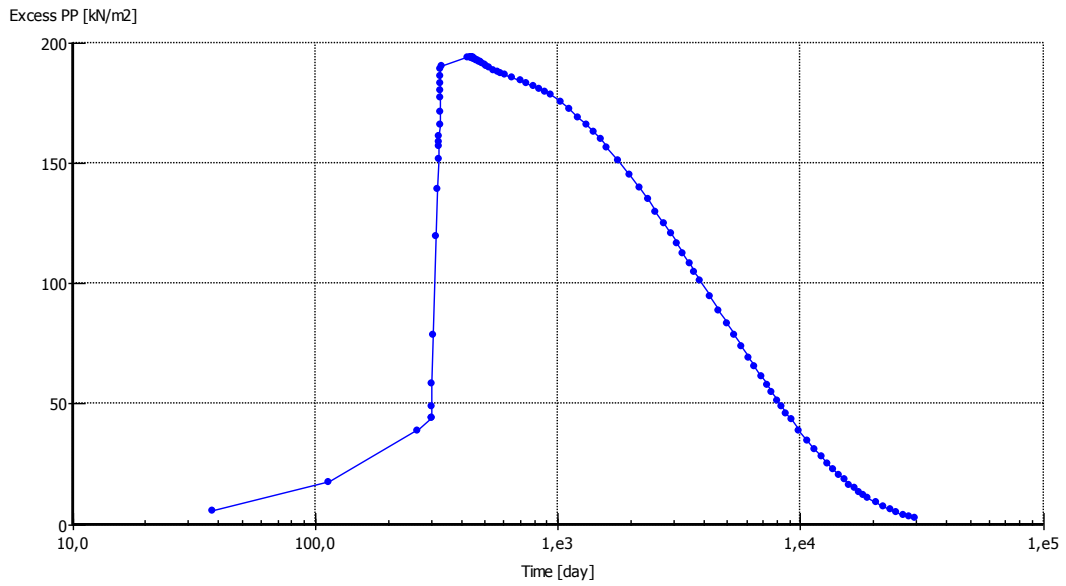
Μετά την επίλυση των δύο φάσεων υπάρχει δυνατότητα σχεδίασης των διαγραμμάτων υπερπίεσης των πόρων - χρόνου και καθιζήσεων-χρόνου. Στο Σχήμα 4.12 αποτελεσμάτων αναπαράχθηκε το διάγραμμα καθιζήσεως u_y (m)-χρόνου t (ημέρες) από τον Πίνακα αποτελεσμάτων, από τον οποίο φαίνεται σαφώς η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων κατά την πρώτη φάση των 300 ημερών κατασκευής του φέροντος οργανισμού του συγκροτήματος σιλό, καθώς και η αντίστοιχη εξέλιξη στις τελευταίες 30 ημέρες που διήρκεσε η πλήρωση των σιλό με δημητριακά μέχρι την αστοχία. Η βασική παραδοχή τόσο του προγράμματος, όσο και των γνωστών λύσεων αντίστοιχων προβλημάτων είναι ότι η επιβολή των φορτίσεων μέσα σε ορισμένο χρονικό διάστημα που προδιαγράφεται (300 ημέρες ή 30 ημέρες στην συγκεκριμένη περίπτωση) ακολουθεί γραμμικό νόμο, δηλαδή οι εκάστοτε πρόσθετες πιέσεις είναι ανάλογες του αντίστοιχου πρόσθετου χρονικού διαστήματος στο οποίο επιβλήθηκαν. Το διάγραμμα $u_y - t$ περιλαμβάνει τόσο τις άμεσες καθιζήσεις (που προφανώς είναι ανάλογες του t σε κάθε φάση), όσο και τις καθιζήσεις από στερεοποίηση, των οποίων η χρονική εξέλιξη δίνεται από πολύπλοκες εξισώσεις. Εντούτοις, οι κλάδοι του διαγράμματος φαίνονται κατά προσέγγιση γραμμικοί. Από το διάγραμμα του Σχ. 4.12 παρατηρείται επίσης ότι για τα μόνιμα φορτία οι καθιζήσεις είναι μόνο 0,02 m, ενώ από τα φορτία των δημητριακών οι πρόσθετες καθιζήσεις είναι δυσανάλογα υψηλές και συγκεκριμένα περί τα 0,14 m. Η δυσανάλογη αυτή αύξηση των καθιζήσεων δεν οφείλεται βεβαίως κατά κύριο λόγο στις καθιζήσεις από στερεοποίηση στο μικρό αυτό χρονικό διάστημα των 30 ημερών, αλλά στις άμεσες, καθώς κυρίως σε πλαστικές καθιζήσεις λόγω της συνεχούς μείωσης του συντελεστή ασφαλείας έναντι θραύσης του εδάφους.

Για την ολοκλήρωση της εικόνας, όπως διαμορφώθηκε από τις παραδοχές που έγιναν, προστέθηκε στις αναλύσεις μια τρίτη φάση που βασίζεται στην υπόθεση ότι μετά από την ολοκλήρωση της φόρτισης $q = 293 \text{ kPa}$ χωρίς καμία επιπλέον φόρτιση, ακολούθησε μακρά χρονική περίοδος στερεοποίησης του εδάφους, σαν να μην είχε συμβεί η αστοχία και τα σιλό να παρέμειναν με τα φορτία των δημητριακών που διαμόρφωσαν την παραπάνω πίεση. Η αναπαραγωγή του ιστορικού ανάπτυξης των υπερπίεσεων των πόρων και των καθιζήσεων φαίνεται στα Σχ. 4.13 και 4.14. Διευκρινίζεται ότι ως πρακτικό πέρας των πρωτογενών καθιζήσεων από στερεοποίηση θεωρήθηκε η αποτόνωση των μεγίστων υπερπίεσεων μέχρι τα 5 kPa .

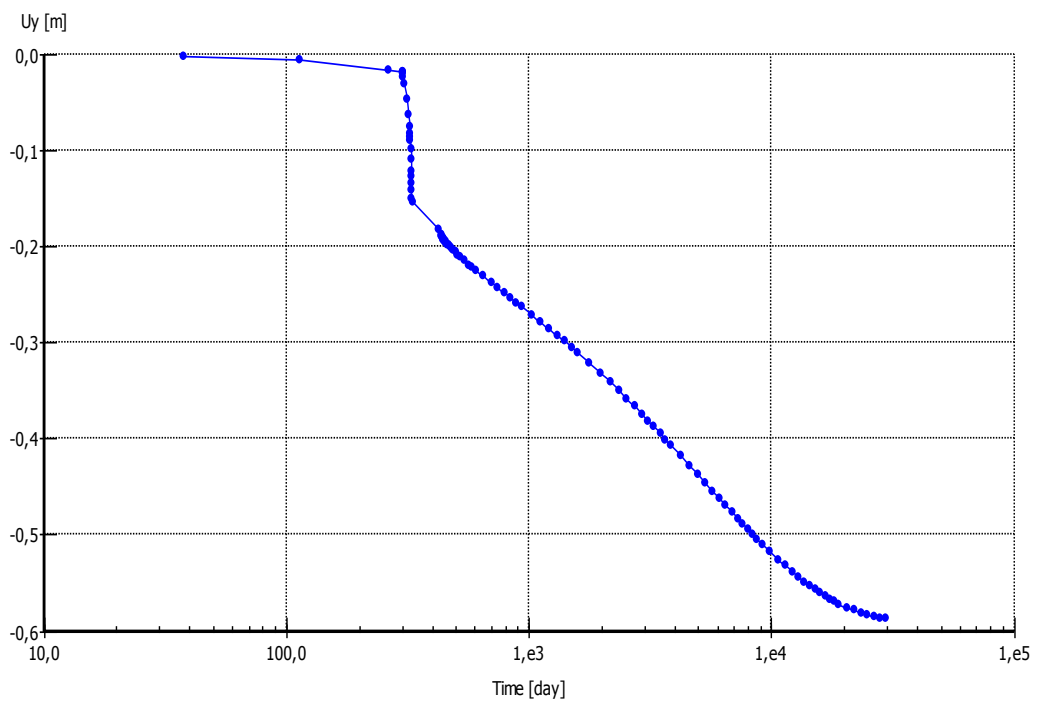
Στο Σχήμα 4.13 η υπερπίεση των πόρων αφορά σε συγκεκριμένο σημείο (C) επί του κεντρικού κατακορύφου επιπέδου συμμετρίας και στο βάθος της διεπιφάνειας μεταξύ της στρώσης II και III. Στο Σχήμα 4.14 η καθίζηση u_y αφορά στην ενιαία καθίζηση της άκαμπτης θεμελίωσης. Η μορφή του υποθετικού κλάδου μετά την πλήρωση των σιλό ($t > 330$ ημερών) ακολουθεί με μεγάλη προσέγγιση την αντίστοιχη προβλεπόμενη μορφή της θεωρίας μονοδιάστατης στερεοποίησης κατά Terzaghi (τα διαγράμματα 4.13 και 4.14 είναι ημιλογαριθμικά, σε αντίθεση με το 4.12).



Σχήμα 4.12: Χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων μέχρι το τέλος της 2^{ης} φάσης.



Σχήμα 4.13: Διάγραμμα $\Delta u - \log t$ που περιλαμβάνει την υπόθεση αποτόνωσης των υπερπιέσεων μετά την ολοκλήρωση της φόρτισης.



Σχήμα 4.14: Διάγραμμα $u_y - \log t$ που περιλαμβάνει την υπόθεση στερεοποίησης του εδάφους μετά την ολοκλήρωση της φόρτισης.

1.6 Υπόθεση αρχικής αποκλίσεως από την κατακόρυφο

α) Γενικά στοιχεία και προσομοιώσεις

Οι αναλύσεις για την υποθετική αυτή περίπτωση είχαν ως σκοπό τη διερεύνηση των επιπτώσεων που θα είχε μία αρχική απόκλιση από την κατακόρυφο που λήφθηκε με την τυχαία τιμή γωνίας κλίσεως $\omega_0 = 1^\circ$. Εξετάσθηκε η επιρροή της μικρής αυτής γωνίας αποκλίσεως επί του μικρού επίσης συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας, επί των καθιζήσεων, που θα είναι πια ανομοιόμορφες και επί της πρόσθετης στροφής της κατασκευής.

Για την προσομοίωση ειδικώς στο τριδιάστατο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων έχει ιδιαίτερη σημασία ο πραγματικός μηχανισμός ανάπτυξης κι εμφάνισης της αρχικής γωνίας αποκλίσεως από την κατακόρυφο. Ενδεικτικά αναφέρονται διάφορα αίτια στα οποία δυνητικά μπορεί να οφείλεται η αρχική απόκλιση και η εκκεντρότητα υπό την οποία εφαρμόζεται η συνισταμένη των ιδίων βαρών επί της επιφάνειας θεμελιώσεως.

i) Κατασκευαστικά λάθη: Η περίπτωση αυτή δεν φαίνεται πολύ πιθανή για το μέγεθος της υποθετικής τιμής της αρχικής γωνίας απόκλισης ($\omega_0 = 1^\circ$), η οποία θα γινόταν αντιληπτή κατά την ολοκλήρωση του φέροντα οργανισμού και την εγκατάσταση του μηχανολογικού εξοπλισμού.

ii) Ασύμμετρος τρόπος κατασκευής λόγω του οποίου αναπτύχθηκαν αρχικές ανομοιόμορφες καθιζήσεις, οι οποίες δεν εξισορροπήθηκαν κατά την ολοκλήρωση του φέροντα οργανισμού είτε ασύμμετρη φόρτιση με δημητριακά (η τελευταία αυτή εκδοχή δεν φαίνεται πιθανή σύμφωνα με τις μαρτυρίες της εποχής).

iii) Ανομοιομορφία του εδάφους θεμελιώσεως, κυρίως ως προς την παραμορφωσιμότητα των διαφόρων εδαφικών στρώσεων είτε του πάχους καθεμίας από αυτές που θα είχε ως συνέπεια την ανομοιόμορφη ανάπτυξη καθιζήσεων και την στροφή της κατασκευής ως ακάμπτου σώματος: λόγω των μεγάλων διαστάσεων της πλάκας θεμελιώσεως, ακόμα και κατά την εγκάρσια έννοια. Συνεπώς, η περίπτωση αυτή φαίνεται πιθανότερη από όλες.

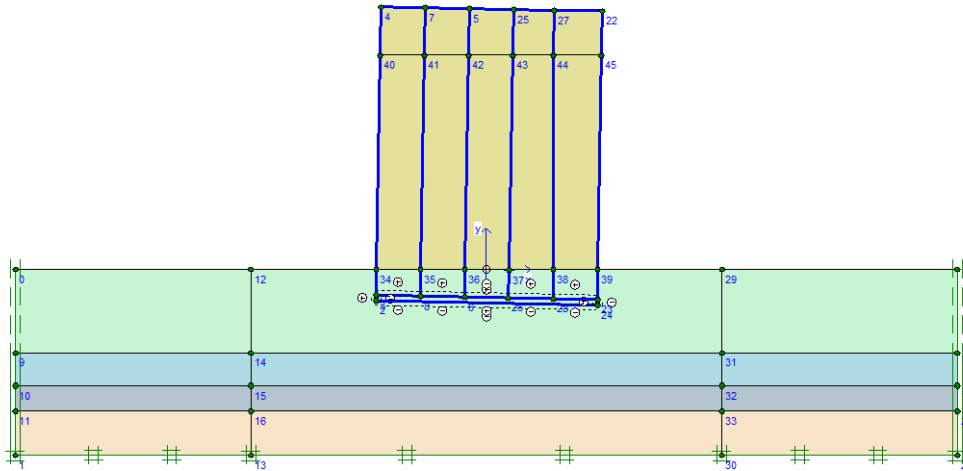
iv) Παροδική δράση υψηλών οριζοντίων δυνάμεων, π.χ. σεισμικών ή ιδιαιτέρως υψηλών ανεμοπιέσεων κατά τη φάση ολοκλήρωσης του φέροντα οργανισμού: η ανάπτυξη παραμενουσών παραμορφώσεων λόγω της ανελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους δεν θα μπορούσε να αποκλειστεί.

Ανεξαρτήτως από τις πιθανότητες καθενός από τα παραπάνω αίτια, λόγω ελλείψεως στοιχείων, έγινε η υπόθεση αρχικής γεωμετρικής αποκλίσεως από την κατακόρυφο, ώστε η στροφή να μην οφείλεται ούτε σε παροδικές εκκεντρότητες συνισταμένης, ούτε και στη δράση εξωτερικών οριζοντίων φορτίσεων.

Αρχικά δίνονται τα αποτελέσματα από τις τριδιάστατες αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία και στη συνέχεια γίνονται συγκρίσεις με τα αποτελέσματα εφαρμογής απλού μονοπαραμετρικού προσομοιώματος κατά Winkler. Για την προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία διευκρινίζονται τα εξής: α) Λόγω της στροφής η όλη κατασκευή δεν μπορεί πλέον να προσομοιωθεί με δύο άξονες συμμετρίας όπως στην παράγραφο 4.1.3 (α), επομένως το

πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων περιλαμβάνει την κατασκευή με το μοναδικό πλέον άξονα συμμετρίας, δηλαδή τον εγκάρσιο να συμπίπτει με ένα από τα όριά του.

β) Όλα τα μεγέθη διαστάσεων, διαμερισμάτων σιλό κλπ, παραμένουν τα ίδια, όπως στις αναλύσεις που προηγήθηκαν, αλλά οι συντεταγμένες των κόμβων μεταβλήθηκαν με βάση την υπόθεση στροφής της όλης κατασκευής περί τον οριζόντιο διαμήκη κεντροβαρικό άξονα της θεμελιώσεως. Προφανώς, οι νέες συντεταγμένες υπολογίσθηκαν για κάθε κόμβο με απλές τριγωνομετρικές εξισώσεις για σύστημα συντεταγμένων, του οποίου η αρχή παραμένει σταθερή, αλλά στρέφεται κατά μία αρχική γωνία $\omega_0 = 1^\circ$.



Σχήμα 4.15: Προσομοίωμα των σιλό με αρχική γωνία αποκλίσεως $\omega_0 = 1^\circ$.

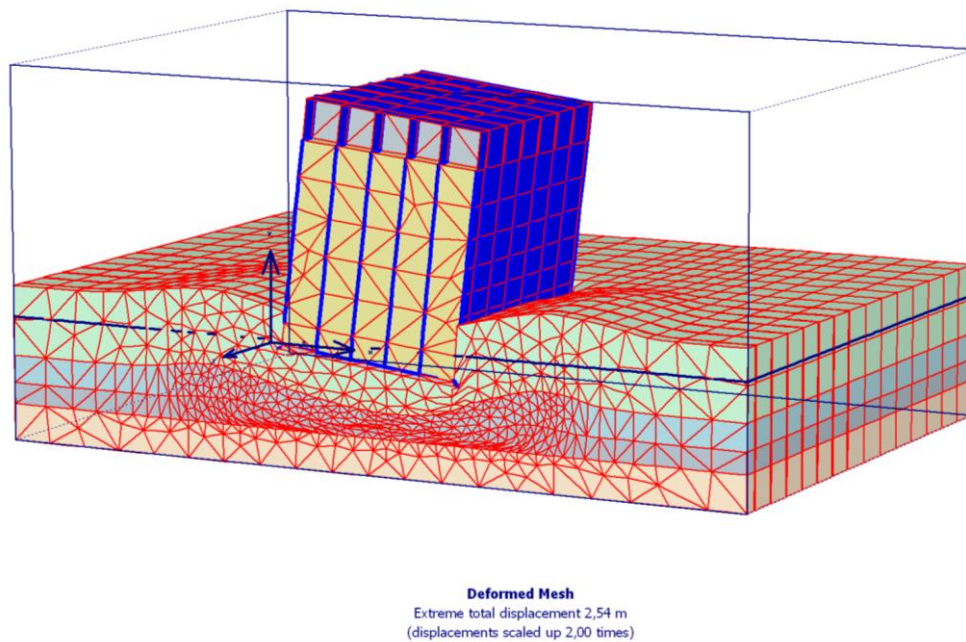
Στο Σχ. 4.15 φαίνεται το προσομοίωμα σε διατομή στο επίπεδο x,y (y ο κατακόρυφος άξονας), το οποίο είναι στραμμένο κατά 1° ως προς την κατακόρυφο. Ειδικώς η στάθμη πληρώσεως στην οποία έφθασαν τα δημητριακά κατά την αστοχία είναι σε οριζόντιο επίπεδο.

β) Αναλύσεις υπό αστράγγιστες συνθήκες σε όρους ολικών τάσεων

Οι αναλύσεις είχαν ως σκοπό την εκτίμηση του μειωμένου πλέον συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας, καθώς και της τελικής στροφής της κατασκευής που οφείλεται τόσο στην αρχική γωνία απόκλισης ω_0 , όσο και στην πρόσθετη γωνία αποκλίσεως $\Delta\omega$ που οφείλεται στην ανομοιομορφη κατανομή των ορθών τάσεων διεπιφάνειας και τη συνεπαγόμενη διαφορά καθιζήσεων κατά τα άκρα της θεμελιώσεως. Προφανώς, τα μεγέθη αυτά έχουν έννοια ανεξαρτήτως από την υπερπίεση του ύδατος των πόρων και την αποτόνωσή τους κατά τη φάση στερεοποίησης, μεγέθη τα οποία προσεγγίζονται στις αναλύσεις της επόμενης υποπαραγράφου. Οι φάσεις επιλύσεως είναι ακριβώς ταυτόσημες με αυτές της παραγράφου 4.1.4 δηλαδή κατά την πρώτη φάση κατασκευής του φέροντα οργανισμού επιβάλλεται μέση πίεση θεμελιώσεως 127 kPa, ενώ κατά τη 2^η που αφορά μερική πλήρωση με δημητριακά εφαρμόζεται τελική πίεση 293 kPa.

Από τις αναλύσεις της προηγούμενης παραγράφου 4.1.4 που αφορούσε σε κατακόρυφη κατασκευή είχε προκύψει συντελεστής ασφαλείας $SF = 1,085$, δηλαδή τιμή πολύ χαμηλή. Δεδομένου ότι για την κεκλιμμένη κατασκευή αναμένεται μείωση του SF , κρίθηκε σκόπιμη η

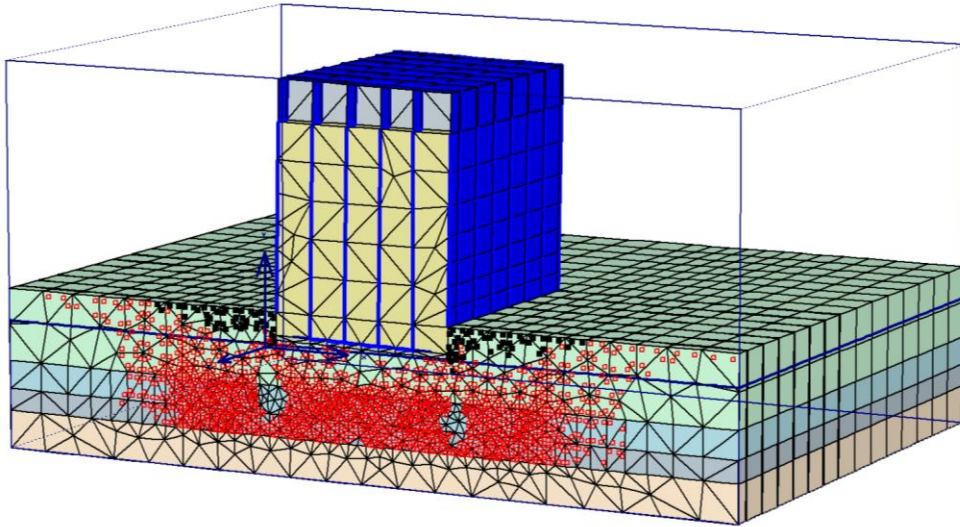
καταγραφή των προσθέτων μετατοπίσεων θεμελιώσεως, άρα και των προσθέτων στροφών $\Delta\omega$ για ενδιάμεσες τιμές της συνολικής φόρτισης (293 kPa) λίγο πριν την επιβολή της φορτίσεως που προκάλεσε την αστοχία. Διευκρινίζεται ότι ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίσθηκε στην 3^η φάση, όχι με τη διαδικασία ϕ, c reduction, αλλά με τον ταυτόσημο τρόπο της επιβολής αυξητικού συντελεστή επί των ιδίων βαρών κάθε είδους (ΣM_{load}) που οδηγεί στην αστοχία. Αυτή η επιλογή έγινε, ώστε να υπάρχει η δυνατότητα παρακολούθησης των καθιζήσεων και των στροφών για συγκεκριμένα ποσοστά (κοντά στο 100%) των συνολικών μέσων πιέσεων που επιβλήθηκαν στη θεμελίωση. Βάσει της ανωτέρω διαδικασίας προέκυψε για την αρχική γωνία απόκλισης από την κατακόρυφο $\omega_0 = 1^\circ$ συντελεστής ασφαλείας $SF = 1,012$, δηλαδή απολύτως οριακός.



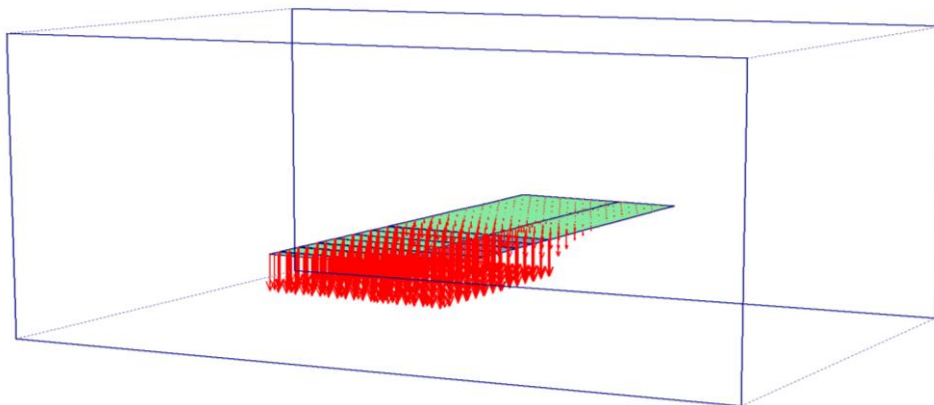
Σχήμα 4.16: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά τη φάση "λειτουργίας" των σιλό.

Στο Σχ. 4.16 φαίνεται υπό κλίμακα το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων στην φάση πληρώσεως των σιλό με δημητριακά κατά την οποία η συνολική μέση πίεση ήταν 293 kPa. Σε αυτή τη φάση φαίνεται υπολογιστικά ν' αναπτύχθηκαν πολύ υψηλές καθιζήσεις, αλλά όχι και αστοχία. Στο σχήμα 4.17 δίνεται η αντίστοιχη κατανομή των πλαστικών ζωνών που υποδεικνύουν τον αρχόμενο μηχανισμό αστοχίας που αναπτύσσεται κυρίως στις δύο κατώτερες μαλακές αργιλικές στρώσεις και συνοδεύεται από ανάπτυξη σχετικά υψηλών οριζοντίων μετατοπίσεων. Στο σχήμα 4.18 δίνεται η κατανομή των προσθέτων κατακορύφων μετατοπίσεων θεμελιώσεως μετρούμενων από την αρχικά κεκλιμμένη επιφάνεια θεμελιώσεως (υπό γωνία κλίσεως $\omega_0 = 1^\circ$). Ειδικότερα, οι πρόσθετες καθιζήσεις λόγω μόνιμων φορτίων (σχήμα 18α) υπολογίσθηκαν με τιμές $maxs = 64,45$ mm και $mins = 62,81$ mm, ενώ λόγω του συνόλου των φορτίσεων (Σχ.18b) $maxs=2.030$ mm και $mins = 898$ mm. Είναι προφανές ότι λόγω της φόρτισης 137 kPa που αντιστοιχεί στα μόνιμα φορτία, η πρόσθετη κλίση της κατασκευής προέκυψε εκτός πρακτικού ενδιαφέροντος, ενώ

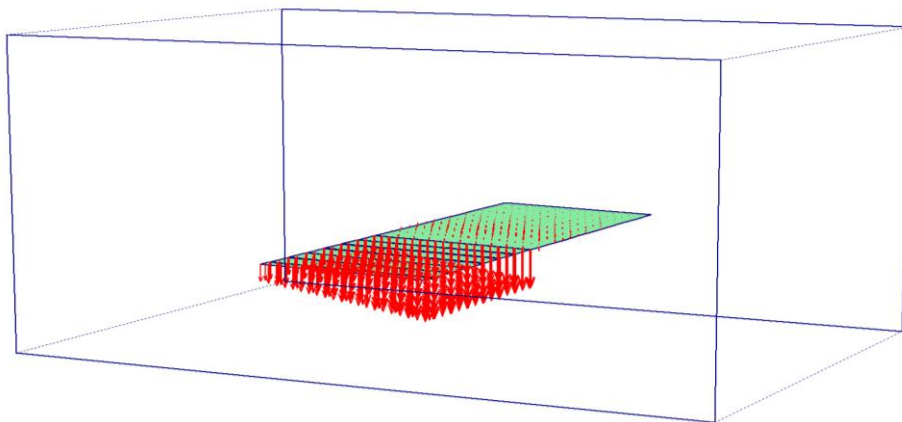
για τα συνολικά φορτία είναι αρκετά σημαντική. Οι συγκεκριμένες τιμές των προσθέτων κλίσεων $\Delta\omega$ σχολιάζονται περαιτέρω στην επόμενη παράγραφο 4.1.7 σε συνδυασμό με τις προβλέψεις απλού ελατηριωτού προσομοιώματος κατά Winkler.



Σχήμα 4.17: Πλαστικές ζώνες-αρχόμενος μηχανισμός αστοχίας κατά τη φάση "λειτουργίας"-μερικής πληρώσεως των σιλό.



a)



b)

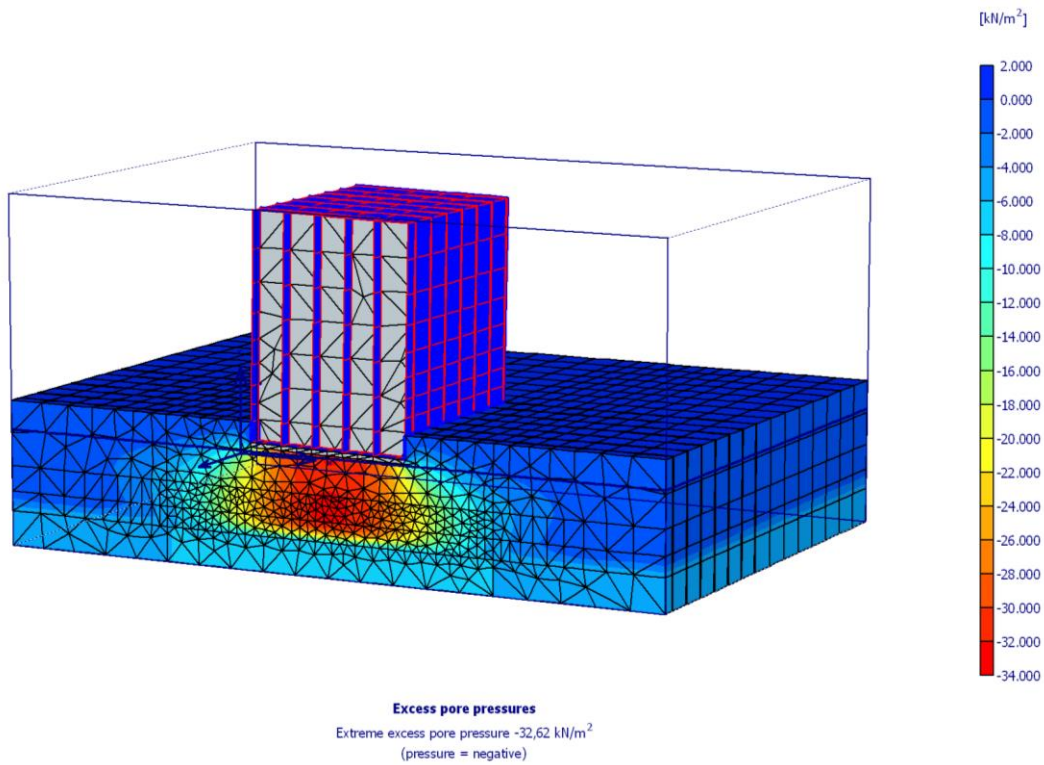
Σχήμα 4.18: Αρχική γωνία αποκλίσεως $\omega_0 = 1^\circ$. Κατανομή προσθέτων κατακυρύνων μετατοπίσεων θεμελιώσεως: α) Λόγω μόνιμων φορτίων, β) Κατά τη φάση "λειτουργίας" - μερικής πληρώσεως των σιλό.

Σημειώνεται ότι απολύτως άμεση σύγκριση των αποτελεσμάτων από τις επιλύσεις αφενός για την κατακόρυφη κατασκευή (§4.1.5) και αφετέρου για την αρχικά κεκλιμμένη δεν μπορεί να γίνει. Για παράδειγμα, η τελευταία περίπτωση αντιστοιχεί πρακτικά σε αστοχία με την επιβολή των φορτίσεων από τα δημοτριακά ($SF = 1,012$), ενώ κατά την αντίστοιχη φόρτιση στην κατακόρυφη κατασκευή ο συντελεστής ασφαλείας ήταν υψηλότερος. Για χαμηλούς συντελεστές ασφαλείας οι αναπτυσσόμενες καθιζήσεις, όπως προκύπτουν από τις αναλύσεις, είναι ιδιαίτερος ευαίσθητες, ακόμα και σε μικρές διαφοροποιήσεις των πιέσεων και των περιθωρίων ασφαλείας που είναι διαθέσιμα σε κάθε φάση.

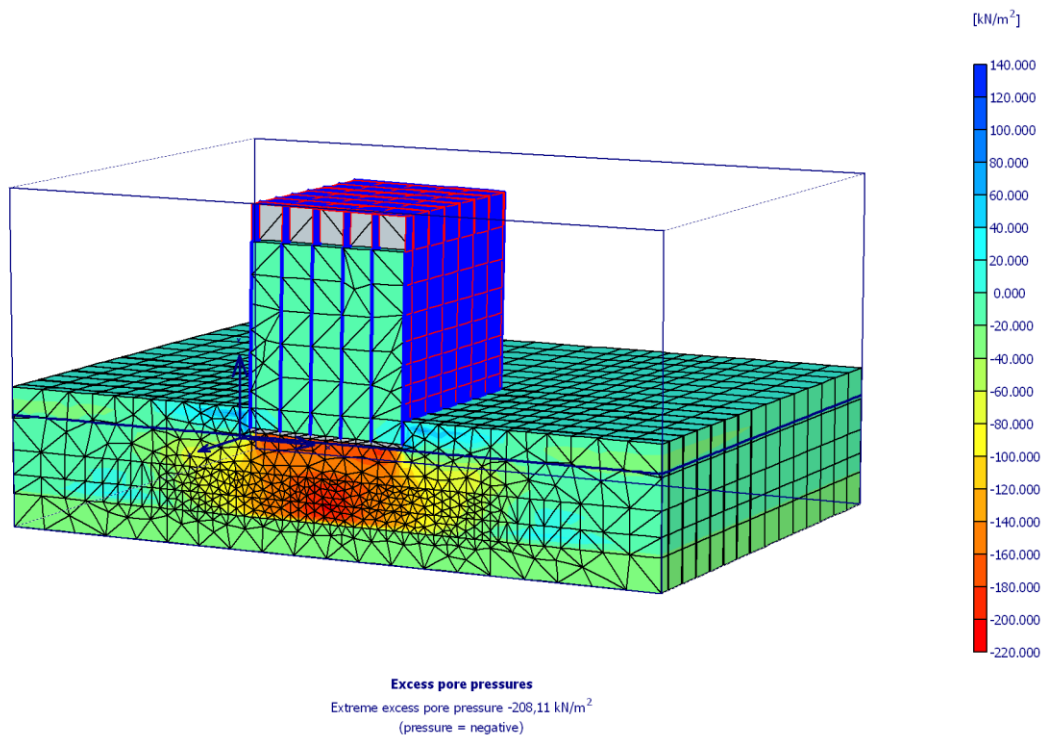
1.7 Αναλύσεις για τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων

Οι υπ' όψιν αναλύσεις για την αρχικά κεκλιμμένη κατασκευή έγιναν και πάλι υπό τριδιάστατες συνθήκες με το ίδιο πρόγραμμα, επομένως ισχύουν όλες οι επιμέρους παρατηρήσεις για τη διαδικασία επιλύσεως και αυτής της φάσης κατασκευής. Η βασική συμπεριφορά των τριών αργιλικών στρώσεων αμέσως μετά την επιβολή των φορτίων, επιλέχθηκε να είναι υπό αστράγγιστες συνθήκες, ενώ παράλληλα με τις φορτίσεις εξελίσσεται και η στερεοποίηση για τις ολικές τάσεις που ήδη έχουν επιβληθεί. Όλες οι επιμέρους παράμετροι γεωτεχνικής συμπεριφοράς είναι ταυτόσημες με αυτές της αντίστοιχης παραγράφου 4.1.5. Το πιθανό εύρος μεταβολής του συντελεστή διαπερατότητας κατά την κατακόρυφο, όπως έχει αναφερθεί θεωρήθηκε ότι είναι $k_y = 0,5 \cdot 10^{-10} - 5 \cdot 10^{-10}$ m/sec, που είναι αρκετά αντιπροσωπευτικό για άργιλο υψηλής πλαστικότητας, αλλά τα αποτελέσματα που αναφέρονται στη συγκεκριμένη περίπτωση αφορούν στην ανώτερη τιμή k_y . Κατά την οριζόντια έννοια οι τιμές του συντελεστή διαπερατότητας λήφθηκαν $k_x = k_z = 2 \cdot k_y$. Οι μέγιστες τιμές των υπερπιέσεων του ύδατος των πόρων τόσο μετά το πέρας της κατασκευής ($t = 300$ ημέρες), όσο και μετά το πέρας της φάσης πληρώσεως με δημοτριακά, οπότε και συνέβη το ατύχημα ($t = 30$ ημέρες) προέκυψαν ελαφρά μειωμένες έναντι αυτών της παραγράφου 4.1.5 που όμως αναφέρονται στις αναλύσεις με συντελεστές διαπερατότητας 10 φορές μικρότερες. Στα Σχ.4.19 και 4.20 δίνεται η κατανομή των υπερπιέσεων του ύδατος των πόρων κατά το πέρας των ανωτέρω φάσεων. Εύκολα διαπιστώνεται ότι στις περιοχές κοντά στα κατακόρυφα όρια που υποτέθηκαν ως αδιαπέρατα, οι υπερπιέσεις του ύδατος των πόρων είναι πρακτικά μηδενικές, επομένως οι αποστάσεις επιλογής των ορίων αυτών από την κατασκευή επιβεβαιώνεται ότι λήφθηκαν με το σωστό τρόπο. Στο Σχ. 4.21 φαίνεται σε τριδιάστατη απεικόνιση η κατανομή των προσθέτων κατακορύφων μετατοπίσεων της θεμελιώσεως, στην οποία αντιστοιχεί μέγιστη καθίζηση 390 mm και ελάχιστη 269,5 mm, κατά τη φάση της τελικής φόρτισης με δημοτριακά. Η πρόσθετη στροφή $\Delta\omega$ λόγω της διαφοράς των προσθέτων αυτών καθιζήσεων είναι πολύ μικρότερη από την αντίστοιχη που προέκυψε από την ανάλυση σε ολικές τάσεις, αγνοουμένης της τελικής εξέλιξης των καθιζήσεων. Δεδομένου ότι τα πλάτος της θεμελιώσεως ($B = 23,5$ m) είναι αρκετά μεγάλο σε σχέση με το συνολικό πάχος των συμπιεστών στρώσεων, ήταν αναμενόμενο ότι η ανάπτυξη των καθιζήσεων θα προσέγγιζε περισσότερο τις συνθήκες μονοδιάστατης συμπίεσης και όχι τριαξονικής, επομένως οι άμεσες καθιζήσεις δεν θα αποτελούσαν σημαντικό ποσοστό των συνολικών. Υπό αυτή την έννοια, θεωρείται ως πιθανότερη η γενικότερη εικόνα που προκύπτει από τις αναλύσεις που λαμβάνουν υπ' όψιν τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων,

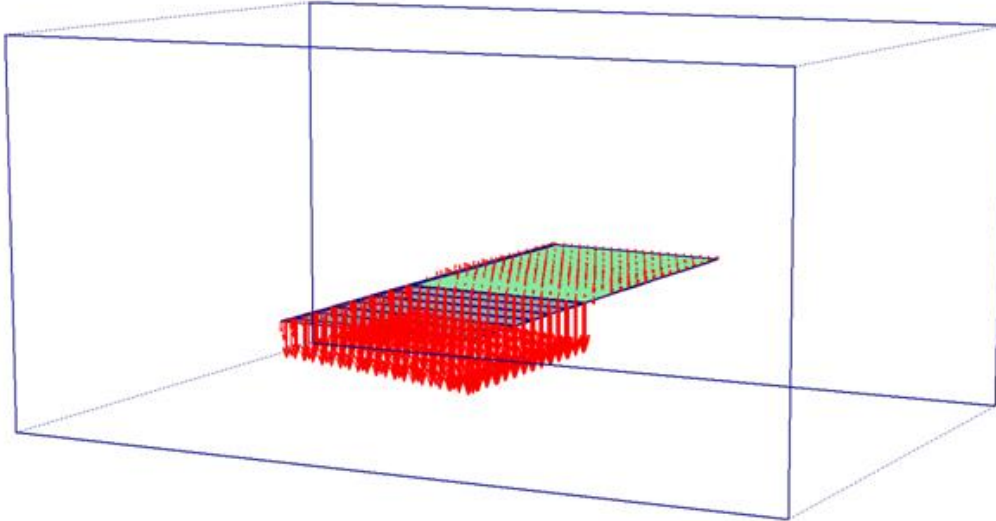
όπως αυτές που παρουσιάζονται σε αυτή την υποπαράγραφο, παρά την οποιαδήποτε αβεβαιότητα για τις τιμές του συντελεστή διαπερατότητας.



Σχήμα 4.19: Αρχική γωνία αποκλίσεως $\omega_0 = 1^\circ$ – Κατανομή υπερπιέσεων του ύδατος κατά το πέρας της κατασκευής ($t = 300$ ημέρες).



Σχήμα 4.20: Υπερπιέσεις του ύδατος κατά τη μερική πλήρωση των σιλό ($\Delta t = 30$ ημέρες).



Σχήμα 4.21: Κατανομή προσθέτων κατακορύφων μετατοπίσεων θεμελιώσεως κατά τη φάση "λειτουργίας" των σιλό.

1.8 Απλό προσομοίωμα κατά Winkler και συγκρίσεις με τα αποτελέσματα F.E.M.

Η αρχική απόκλιση από την κατακόρυφο υπό γωνία ω_0 συνεπάγεται εκκεντρότητα της συνισταμένης φορτίσεως ως προς το κέντρο της επιφάνειας εδράσεως, κατά την έννοια του πλάτους, επομένως έχει ως αποτέλεσμα ανακατανομές των πιέσεων επαφής συγκριτικά με αυτές της κεντρικής φορτίσεως, πρόσθετες ανομοιομορφες καθιζήσεις, άρα και πρόσθετη στροφή $\Delta\omega$. Μετά από συνοπτική, απλοποιητική ανάλυση με εδαφικό προσομοίωμα κατά Winkler και παραδοχή γραμμικής κατανομής των πιέσεων, προκύπτουν απλοί τύποι για τη γωνία στροφής κατά την τελική ισορροπία, $\omega = \omega_0 + \Delta\omega$.

Αρχική κλίση της κατασκευής πριν την εφαρμογή της τελικής φορτίσεως ΣG :

$$\omega_0 \approx \tan\omega_0 = (d_A - d_B)/B, \text{ όπου } d_A, d_B \text{ τα αρχικά βάθη των σημείων A, B (Σχ. 4.22)}$$

Μετά την εφαρμογή των φορτίων ΣG , λόγω της αρχικής εκκεντρότητας της συνισταμένης αναπτύσσεται διαφορά τάσεων μεταξύ των άκρων της θεμελιώσεως ($\sigma_A - \sigma_B$) και αντιστοίχως διαφορά καθιζήσεων ($\Delta s_A - \Delta s_B$). Η τελική κλίση ω (εφόσον υπάρξει ισορροπία) υπολογίζεται:

$$\tan\omega = [(d_A + \Delta s_A) - (d_B - \Delta s_B)]/B = (d_A - d_B)/B + (\Delta s_A - \Delta s_B)/B = \tan\omega_0 + (\sigma_A - \sigma_B)/(K_s \cdot B) \quad (2),$$

όπου: k_s ο δείκτης εδάφους κατά Winkler, $\sigma_A - \sigma_B$ οι τελικές ορθές τάσεις διεπιφάνειας υπό την παραδοχή γραμμικής κατανομής.

$$\sigma_{A,B} = \frac{\Sigma G}{B \cdot L} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \quad (3)$$

Η (2) γράφεται: $\tan\omega = \tan\omega_0 + (12 \cdot q_m \cdot e)/K_s \cdot B^2$ (3), όπου $q_m = \Sigma G/B \cdot L$ η μέση τελική ορθή τάση και e η τελική εκκεντρότητα της συνισταμένης. Δεδομένου ότι $e = H_s \cdot \tan\omega$ (H_s η απόσταση του κέντρου βάρους από την επιφάνεια εδράσεως), τελικά προκύπτει:

$$\tan\omega = \frac{1}{\left(1 - \frac{12 \cdot q_m \cdot H_s}{K_s \cdot B^2}\right)} \cdot \tan\omega_0 \quad (4)$$

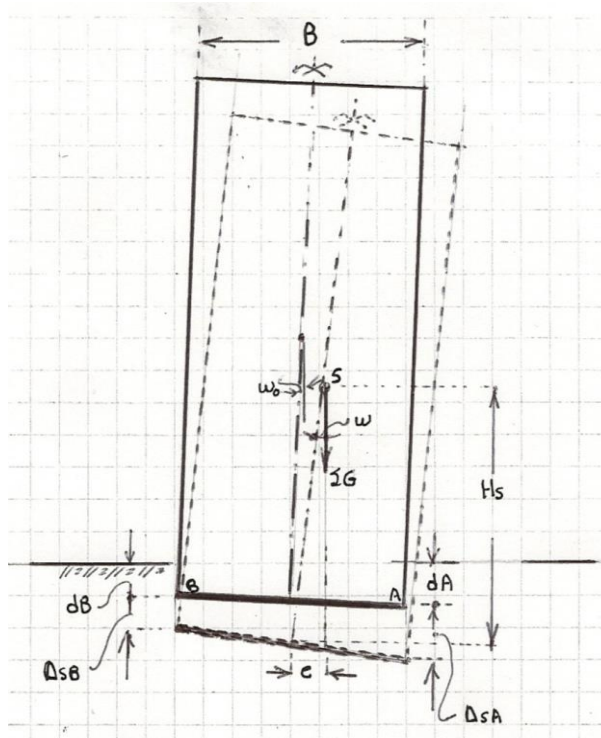
Προϋπόθεση για την ισχύ της (4) είναι $e \leq B/6$, ώστε να ισχύει η εξίσωση (2).

Για υψηλή εκκεντρότητα ($e > B/6$) γίνεται η παραδοχή αποκόλλησης από τη διεπιφάνεια (παραδοχή αδρανούς περιοχής), οπότε η πρόσθετη κλίση λόγω της διαφοράς καθιζήσεων

$$\begin{aligned} \text{είναι } \tan(\Delta\omega) &= \frac{\sigma_A}{3 \cdot K_s \cdot \left[\left(\frac{B}{2}\right) - e\right]} = \frac{2 \cdot \Sigma G}{9 \cdot L \cdot K_s \cdot \left[\left(\frac{B}{2}\right) - e\right]^2} = \frac{2 \cdot \Sigma G \cdot B}{9 \cdot L \cdot K_s \cdot \left[\left(\frac{B}{2}\right) - e\right]^2 \cdot B} = \\ &= \frac{2 \cdot q_m \cdot B}{9 \cdot K_s \cdot \left[\left(\frac{B}{2}\right) - e\right]^2} \end{aligned} \quad (4')$$

Όμως $e = H_s \cdot \tan\omega$, οπότε βάσει της (4') προκύπτει:

$$\tan\omega = \tan\omega_0 + \frac{2 \cdot q_m}{9 \cdot K_s \cdot B \cdot \left[\frac{1}{2} - \frac{H_s}{B} \cdot \tan\omega\right]^2} \quad (5)$$



Σχήμα 4.22: Απλό προσομοίωμα κατασκευής με αρχική γωνία αποκλίσεως από την κατακόρυφο ω_0 .

Από την λύση της τριτοβάθμιας εξισώσεως (5) θα πρέπει:

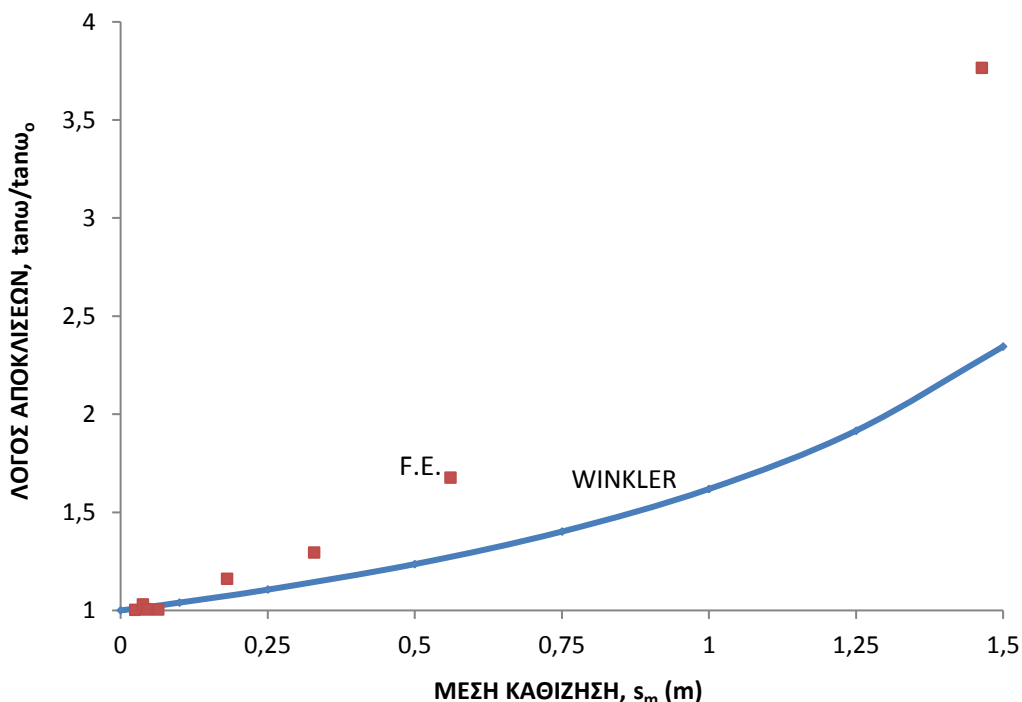
- i) $e = H_s \cdot \tan\omega \geq B/6$ (παραδοχή αδρανούς περιοχής), αλλιώς ισχύει η (4)
- ii) $e = H_s \cdot \tan\omega \leq B/2$ (συνθήκη μη ανατροπής)

Από τις αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία των υπ' όψιν σιλό στην Transcona προέκυψε ότι για συνολικές μέσες πιέσεις επαφής q_m που απέχουν αρκετά από την τάση αστοχίας q_u περίπου ίση με 297 kPa (1,012·293), η πρόσθετη στροφή $\Delta\omega$ είναι αρκετά μικρή συγκριτικά

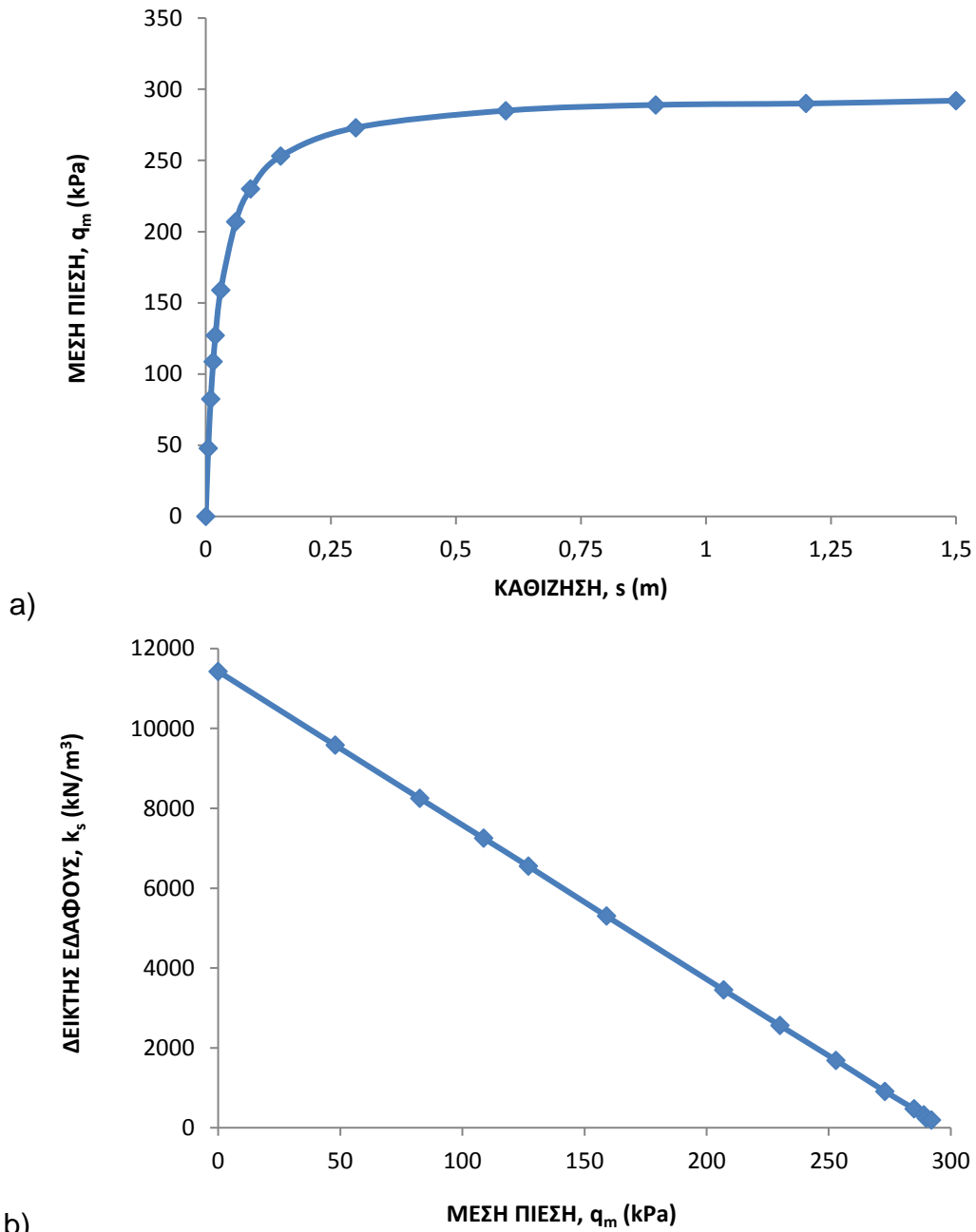
με την αρχική γωνία ω_0 , επομένως οι δευτερογενείς στροφές φαίνεται να είναι εκτός πρακτικού ενδιαφέροντος, στη συγκεκριμένη περίπτωση. Αντιθέτως, για πιέσεις που πλησιάζουν την τάση αστοχίας, οι πρόσθετες γωνίες γίνονται αρκετά υψηλές μέχρι και 4 φορές την αρχική γωνία ω_0 .

Τα παραπάνω αποτυπώνονται στο Σχ. 4.23, όπου σχεδιάστηκε αφενός μεν η συνάρτηση $\tan\omega/\tan\omega_0 - s_m$, σύμφωνα με τη σχέση (4) για έδαφος Winkler, αφετέρου δε οι αντίστοιχες συσχετίσεις βάσει των αποτελεσμάτων των αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία. Για σχετικά χαμηλές πιέσεις q_m (άρα και χαμηλές τιμές μέσης καθίζησης s_m), οι αναλύσεις F.E. δίνουν ελαφρά χαμηλότερες τιμές του συντελεστή επαύξησης της κλίσης ($\tan\omega/\tan\omega_0$), ενώ αντιθέτως για υψηλότερες πιέσεις και μάλιστα για πιέσεις που πλησιάζουν την οριακή, οι «ακριβέστερες» αριθμητικές επιλύσεις δίνουν αρκετά υψηλότερες τιμές της τελικής γωνίας αποκλίσεως ω συγκριτικά με το απλό προσομοίωμα Winkler. Διευκρινίζεται ότι τα διαγράμματα του Σχ.4.23 σχεδιάστηκαν ως εξής:

- i) Βάσει του γραμμικώς ελαστικού-ιδεατώς πλαστικού εδαφικού προσομοιώματος (αναλύσεις F.E.M.) για συνεχώς αυξανόμενη μέση πίεση q_m , που προσομοιώνει τη φάση πληρώσεως των σιλό. Εν συνεχεία, υπολογίσθηκε η μέση καθίζηση s_m και η αντίστοιχη νέα στροφή ω , άρα και ο λόγος $\tan\omega/\tan\omega_0$.
- ii) Βάσει του προσομοιώματος Winkler, θεωρήθηκε σταθερή τιμή $k_s = q_m/s_m$, όπως προέκυψε από τις αναλύσεις F.E. (για $q_m = 127 \text{ kPa}$ και $s_m = 0,0194 \text{ m}$) και στην συνέχεια εφαρμόσθηκε η σχέση (4).



Σχήμα 4.23: Αυξητικός συντελεστής κλίσεων ως συνάρτηση της μέσης καθίζησης.



Σχήμα 4.24: a) Μη γραμμική συσχέτιση πιέσεων-καθιζήσεων, b) Μεταβολή του δείκτη εδάφους συναρτήσει της μέσης πίεσης.

Είναι σαφές ότι μία ακριβέστερη προσέγγιση ενός συγκεκριμένου προβλήματος με το προσομοίωμα Winkler θα έπρεπε να λαμβάνει υπ'όψιν δείκτη εδάφους μη γραμμικό. Αυτό φαίνεται από το Σχ. 4.24, όπου προσεγγιστικά, ανάλογα με το πεδίο των επιβαλλομένων πιέσεων η εκάστοτε τιμή του δείκτη εδάφους θα ήταν $K_s = q_m/s_m$, όπου q_m η μέση επιβαλλόμενη τάση επαφής και s_m η μέση καθίζηση της θεμελιώσεως (τέμνον και όχι εφαπτομενικό μέγεθος).

Για τη σχεδίαση του διαγράμματος πιέσεων-καθιζήσεων (q_m-s_m) θεωρήθηκε ότι έχει εφαρμογή υπερβολική συνάρτηση της μορφής:

$$q_m = \frac{s_m}{\frac{1}{K_{s,o}} + \frac{s_m}{q_u}} \quad (6)$$

όπου γενικώς μεν, $K_s = q_m/s_m$, και ειδικότερα η τιμή του δείκτη εδάφους για q_m και $s_m \rightarrow 0$ είναι $K_{s,o}$ (κλίση της εφαπτομένης στο αντίστοιχο διάγραμμα, στην αρχή των αξόνων). Βάσει των δεδομένων $q_m = 127 \text{ kPa}$, $s_m = 0,194 \text{ m}$ και $q_u = 203 \text{ kPa}$, υπολογίσθηκε ότι $K_{s,o} = 11430 \text{ kN/m}^3$, οπότε εφαρμόσθηκε η συνάρτηση της εξίσωσης (6).

Σημειώνεται ότι η μορφή της εξίσωσης (6), συμπίπτει ουσιαστικά με σχετική υπόθεση κατά Kim et al (2004), βάσει αντίστοιχης μορφής σχέσεων που είχαν διατυπωθεί προγενέστερα για αργιλικά εδάφη, αλλά για οριζόντιες φορτίσεις επί του εδάφους. Από τη σχέση (6) προκύπτει ότι:

$$K_s = K_{s,o} \cdot \left(1 - \frac{q_m}{q_u}\right) \quad (7)$$

Η σχέση (7) προδιαγράφει ουσιαστικώς γραμμική συσχέτιση μεταξύ των μεγεθών K_s και q_m , όπως άλλωστε διαπιστώνεται και από το σχετικό διάγραμμα του Σχ. 4.24.

1.9 Συμπερασματικά σχόλια

α) Από τις νέες αναλύσεις επιβεβαιώθηκε για μία ακόμη φορά ότι η αστοχία του συγκροτήματος σιλό στην Transcona οφείλεται στην παρουσία ασθενέστερων αργιλικών στρώσεων, με μειωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή κάτω από τα -9 m. Ο συντελεστής ασφαλείας που προέκυψε από τις τριδιάστατες αναλύσεις ($SF = 1,085$) έχει πολύ μικρή απόκλιση από τη θεωρητική τιμή 1.

β) Εκτός της αυτονόητης επιρροής των εισαγόμενων τιμών της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής επί του υπολογιστικού συντελεστή ασφαλείας επισημάνθηκε ότι η τυχόν ανακριβής εισαγωγή της στάθμης του ασβεστολιθικού υποβάθρου θα είχε σημαντική επιρροή επί του SF και τούτο λόγω της μικρής αντοχής κάτω από τα -9 m. Ποσοτική υποστήριξη της ανωτέρω παρατήρησης δόθηκε σε αντίστοιχη υποπαράγραφο.

γ) Από την προσεκτική μελέτη του διαγράμματος s_u -βάθους προέκυψε ότι ενώ η ανώτερη στρώση μέχρι τα 9 m εμφανίζεται ως υπερστερεοποιημένη άργιλος αντιθέτως οι υποκείμενες μέχρι τα -15,5 m περίπου είναι κανονικά στερεοποιημένες ή και υποστερεοποιημένες. Τούτο έχει ιδιαίτερη σημασία, λαμβανομένων υπ'όψιν και των χρόνων πραγματοποίησης των φάσεων κατασκευής και φόρτισης. Συγκεκριμένα, αν ο συντελεστής διαπερατότητας των ασθενών αργιλικών στρώσεων ήταν υποθετικά αρκετά υψηλός, τότε μέσα στις 300 ημέρες κατασκευής του φέροντος οργανισμού, καθώς και στις 30 ημέρες φορτίσεως με δημητριακά θα είχε συντελεστεί αρκετά υψηλός μέσος βαθμός στερεοποιήσεως με αποτέλεσμα την βαθμιαίως αυξανόμενη μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή λόγω αντίστοιχης αύξησης των ενεργών πιέσεων σε κάθε στάθμη. Στοιχεία για τη διαπερατότητα δεν γνωστοποιήθηκαν, εντούτοις τόσο η πολύ υψηλή πλαστικότητα, όσο και οι μειωμένες τιμές καθιζήσεων που παρατηρήθηκαν μέχρι την αστοχία δίνουν την ένδειξη ότι οι αντίστοιχοι συντελεστές ήταν αρκετά χαμηλοί.

δ) Από ανάστροφες αναλύσεις στερεοποίησης υπό τριδιάστατες πάντα συνθήκες, οι οποίες ακολουθούν σε κάθε φάση την αμέσως προηγούμενη ανάλυση υπό αστράγγιστες συνθήκες, οι οποίες βασίσθηκαν σε εύλογες υποθέσεις για τους συντελεστές διαπερατότητας προέκυψαν τα εξής συμπερασματικά σχόλια:

i) Κατά τη φάση κατασκευής του σκελετού, όπου επιβλήθηκε τελικά φόρτιση 127 kPa αναπτύχθηκε μέγιστη καθίζηση της τάξης του 0,02 m μόνον, ενώ οι απομένουσες υπερπίεσεις του ύδατος ήταν αρκετά υψηλές, της τάξης των 46 kPa. Τα μεγέθη αυτά υπολογίσθηκαν για το κάτω όριο του βασικού συντελεστή διαπερατότητας k_y ($0,5 \cdot 10^{-10}$ m/sec). Προφανώς, η παρατήρηση αυτή αφορά και στα μεγέθη που προέκυψαν κατά το τελικό στάδιο φόρτισης με δημητριακά, λίγο πριν από την αστοχία.

ii) Κατά τη φάση φόρτισης με δημητριακά, ουσιαστικά οι πρόσθετες καθιζήσεις αναπτύχθηκαν υπό αστράγγιστες συνθήκες, δεδομένου ότι κατά το τέλος της φόρτισης σε πρόσθετο χρόνο 30 ημερών, οι απομένουσες υπερπίεσεις ήταν πολύ υψηλές. Οι αντίστοιχες πρόσθετες καθιζήσεις αναπτύχθηκαν πρακτικά υπό αστράγγιστες συνθήκες και φαίνεται ότι ήταν δυσανάλογα υψηλές σχετικά με τις πρόσθετες ολικές τάσεις. Κατά το τέλος της φόρτισης με δημητριακά, οι συνολικές καθιζήσεις ήταν μόνο το 1/3 αυτών που θα αναπτύσσονταν, αν δεν είχε συμβεί αστοχία και είχε ακολουθήσει κανονική στερεοποίηση του εδάφους με τις πρόσθετες τάσεις.

ε) Στο πλαίσιο αναζήτησης των πιθανών αιτίων που συνέβαλαν στην αστοχία, έγινε η υπόθεση αρχικής απόκλισης της κατασκευής από τη κατακόρυφο κατά γωνία $\omega_0 = 1^\circ$. Προφανώς, η γωνία αυτή επαυξάνεται λόγω της έκκεντρης φορτίσεως της θεμελιώσεως και υπολογίζεται η τελική γωνία ισορροπίας $\omega = \omega_0 + \Delta\omega$. Έγινε νέα σειρά αναλύσεων τόσο για ολικές τάσεις αγνοουμένης της υπερπίεσης του ύδατος των πόρων, όσο και για τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων. Ήταν αναμενόμενο ότι ο συντελεστής ασφαλείας απομειώνεται έναντι της τιμής που είχε για κατακόρυφη κατασκευή, όπως άλλωστε προβλέπεται και από τις θεωρίες φέρουσας ικανότητας για έκκεντρη φόρτιση. Αποτέλεσμα είναι ότι οι καθιζήσεις που υπολογίσθηκαν για αντίστοιχες φάσεις δεν είναι άμεσα συγκρίσιμες με αυτές της κατακόρυφης κατασκευής. Συγκρίνοντας τις «προβλέψεις» απλού ελατηριωτού προσομοιώματος κατά Winkler με τα αποτελέσματα F.E., διαπιστώνεται ότι τα τελευταία δίνουν χαμηλότερες τιμές της τελικής γωνίας ισορροπίας για χαμηλές τάσεις και σημαντικά υψηλότερες για υψηλές τάσεις που πλησιάζουν την τάση αστοχίας.

Παρ' όλ' αυτά, λαμβανομένης υπ' όψιν της βραδείας αποτονώσεως της υπερπίεσεως των πόρων, ιδίως κατά τη φάση φορτίσεως με δημητριακά που οδήγησε στην αστοχία, τα αποτελέσματα φαίνεται να είναι παραπλήσια με αυτά κατά Winkler με ελάχιστη όμως επαύξηση της αρχικής γωνίας αποκλίσεως ω_0 . Η διαπίστωση αυτή φαίνεται συμβατή και με τις παρατηρήσεις των καθιζήσεων που προηγήθηκαν της αστοχίας και δεν ήταν σημαντικές. Φαίνεται λοιπόν, ότι οι πρόσθετες αναλύσεις που έγιναν είχαν μεν το αδιαμφισβήτητο θεωρητικό ενδιαφέρον, αλλά δεν ενισχύουν την άποψη ότι στην αστοχία συνέβαλε αρχική απόκλιση από την κατακόρυφο.

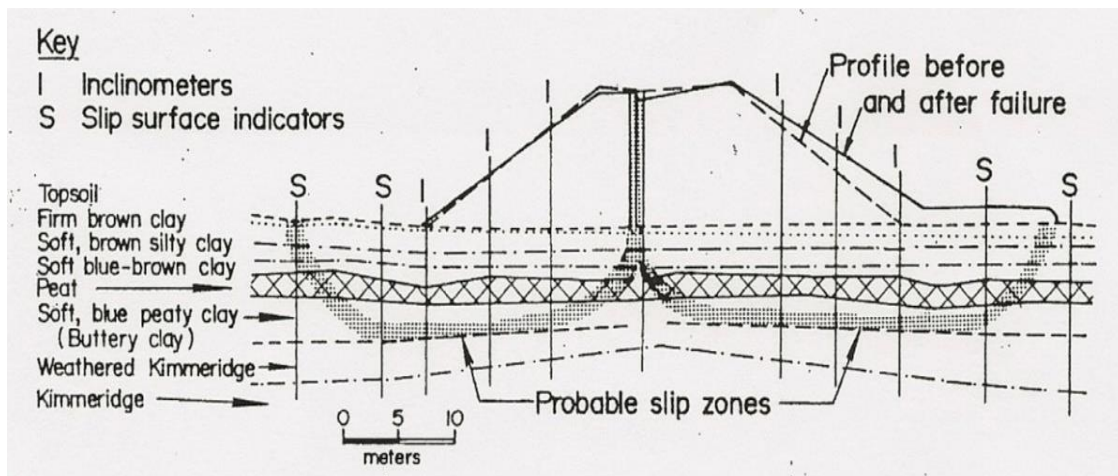
στ) Ως συμπέρασμα από τα παραπάνω, προκύπτει ότι αν υποθετικά οι εδαφικές στρώσεις κάτω από τα -9 m ήταν περισσότερο διαπερατές, η αντίστοιχη αστράγγιστη διαμητική

αντοχή θα είχε βελτιωθεί αρκετά σημαντικά και ενδεχομένως η αστοχία να είχε αποφευχθεί.

2. Δοκιμαστικό επίχωμα στο King's Lynn

2.1 Συνοπτικά στοιχεία

Η περίπτωση αστοχίας του δοκιμαστικού επιχώματος King's Lynn στην Αγγλία αναλύθηκε από τον Wilkes (1972). Το επίχωμα κατασκευάστηκε σε σχηματισμό αλλουβιακών αποθέσεων που διακόπτεται από στρώση τύρφης και επικάθεται σε παλαιότερης γεωλογικής ηλικίας αργιλικό σχηματισμό με ανώτερη αποσαθρωμένη ζώνη. Η κλίση του επιχώματος ήταν 1:1,4 (κατακόρυφο προς οριζόντιο), ενώ για την παρακολούθηση της συμπεριφοράς του είχαν τοποθετηθεί όργανα, όπως πιεζόμετρα, αποκλισιόμετρα, ανιχνευτές ολίσθησης, μετρητές καθιζήσεων και ανυψώσεων κλπ. Με βάση προκαταρκτικούς υπολογισμούς είχε εκτιμηθεί ότι το μέγιστο ύψος που θα μπορούσε να φτάσει το επίχωμα θα ήταν 6,25 m, ενώ κατά την υπόψη οριακή κατάσταση η αστοχία θα συνέβαινε κατά μήκος κυκλικής επιφάνειας που θα έφτανε το στρώμα της τύρφης. Η αστοχία συνέβη, όταν το ύψος ήταν περίπου 7 m και εκδηλώθηκε αιφνιδίως με εκδήλωση ανύψωσης περίπου 1,5 m στον πόδα και βύθιση 1,25 m στη στέψη. Η τομή του επιχώματος, η βασική στρωματογραφία, καθώς και οι εκτιμώμενες επιφάνειες ολίσθησης φαίνονται στο Σχ. 4.25.



Σχήμα 4.25: Τομή του επιχώματος στο King's Lynn κατά την αστοχία.

Οι επιφάνειες ολίσθησης σύμφωνα με το Wilkes έφτασαν πολύ βαθύτερα από τις κρίσιμες επιφάνειες που θα μπορούσαν να υπολογιστούν αναλυτικά με βάση συμβατικές μεθόδους ευσταθείας

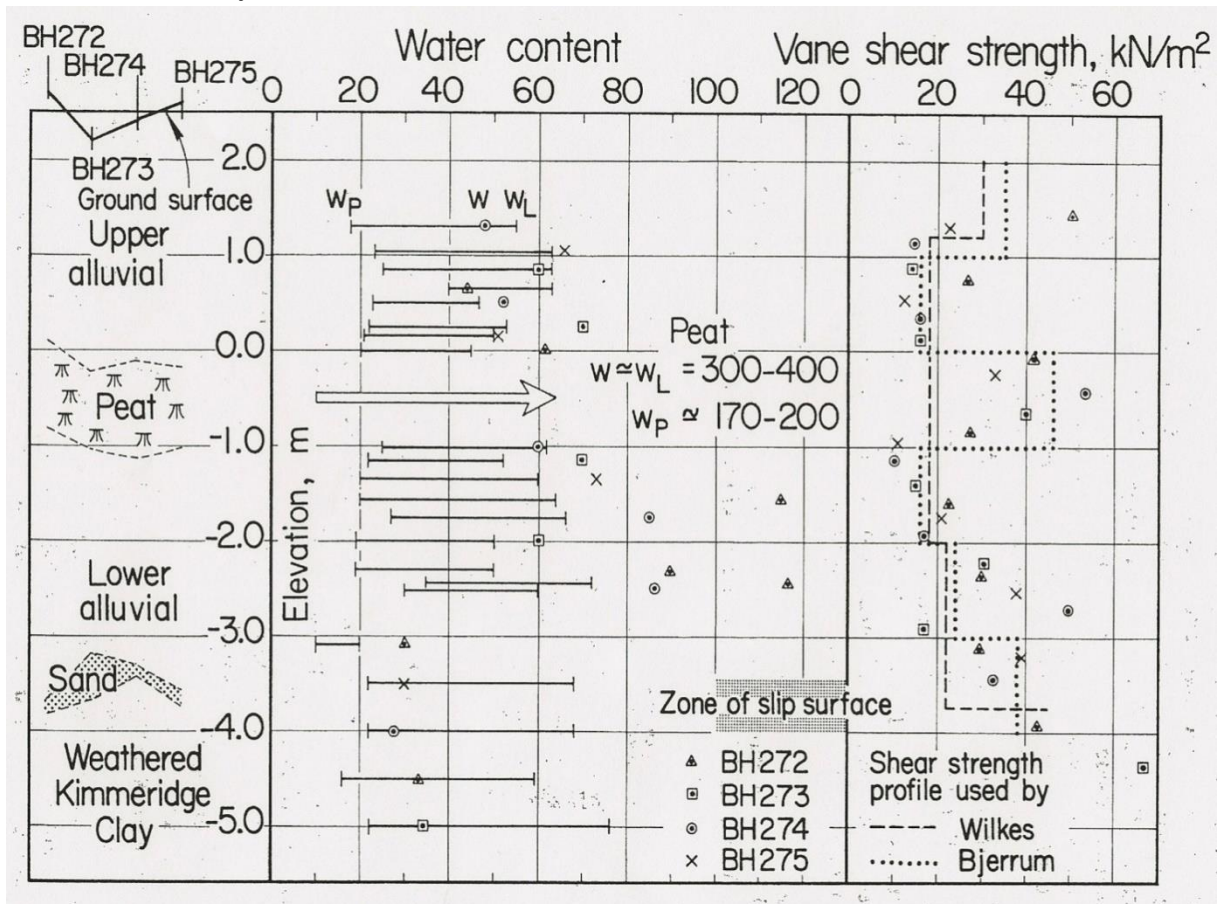
2.2 Γεωτεχνικά χαρακτηριστικά και παλαιότερες αναλύσεις

Στο Σχ. 4.26 παρουσιάζεται η βασική στρωματογραφία, ορισμένα φυσικά χαρακτηριστικά και αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών πτερυγίου, όπως προέκυψαν από τέσσερις γεωτρήσεις στο συγκεκριμένο χώρο. Από το σχήμα προκύπτουν τα εξής:

- Οι αλλουβιακές αποθέσεις διαχωρίζονται στις ανώτερες και κατώτερες ανάλογα με τη θέση τους ως προς τη στρώση της τύρφης. Οι πρόσφατες αυτές αποθέσεις έχουν

αστράγγιστη διατμητική αντοχή που κατά κανόνα κυμαίνεται μεταξύ 20 και 40 kPa, με ορισμένες εξαιρέσεις υψηλότερων, αλλά και χαμηλότερων τιμών.

- Με βάση τα όρια Atterberg, οι αργιλικές ζώνες χαρακτηρίζονται κυρίως ως άργιλοι υψηλής πλαστικότητας (CH), ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις λόγω της τιμής του ορίου υδαρότητας (περί τα 50%) θα χαρακτηριζόταν ως άργιλοι CL-CH.
- Στο διάγραμμα μεταβολής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής με το βάθος, οι εστιγμένες γραμμές υποδεικνύουν τις τιμές s_u που ελήφθησαν κατά τους υπολογισμούς των Wilkes και Bjerrum.



Σχήμα 4.26: Τυπική γεωτεχνική τομή στη θέση του δοκιμαστικού επιχώματος King's Lynn.

Από τις αναλύσεις, αλλά και τις γενικότερες συνθήκες τα συμπεράσματα του Leonards (1982) συνοψίζονται ως εξής:

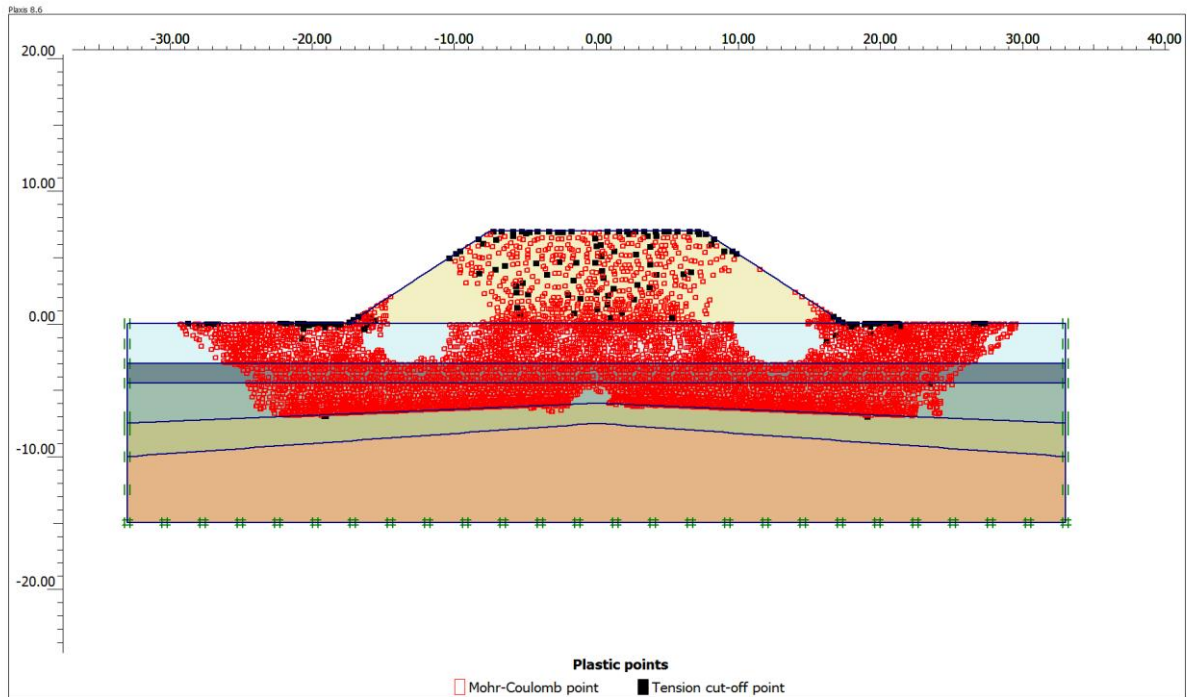
- Επισημαίνεται ότι η διαπιστωθείσα επιφάνεια ολίσθησης αποκλίνει σημαντικά από τις θεωρητικές προβλέψεις κυκλικής επιφάνειας που θα διερχόταν από τη στρώση της τύρφης, τόσο ως προς τη θέση της (πολύ βαθύτερη), όσο ως προς τη μορφή της (είχε μεγάλο σχεδόν επίπεδο τμήμα).
- Ανάλογα με την παραδοχή μέσων τιμών της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, ο συντελεστής ασφαλείας για την κρίσιμη κυκλική επιφάνεια θα έπρεπε να κυμαίνεται μεταξύ 1,02 - 1,38, ενώ με βάση ανάστροφες αναλύσεις και για επιφάνειες διερχόμενες από το πραγματικό βάθος της εκδηλώσεως της αστοχίας, οι συντελεστές ασφαλείας προέκυψαν υψηλότεροι, κυμαινόμενοι από 1,49 - 1,72, κατ' εξαίρεση δε, με ανάλυση βάσει της μεθόδου Janbu με τιμή 1,18.

- Διαπιστώθηκε λοιπόν, ότι ως προς την τιμή του συντελεστή ασφαλείας, οι αναλύσεις θα μπορούσαν να ερμηνεύσουν αυτό καθ' εαυτό το γεγονός της αστοχίας, αντιθέτως όμως οι αναλύσεις αυτές δεν μπορούσαν να προβλέψουν ή να ερμηνεύσουν ούτε τη θέση ούτε τη μορφή της επιφάνειας ολισθήσεως. Δόθηκε λοιπόν η ερμηνεία ότι η επιφάνεια αστοχίας αναπτύχθηκε κατά μήκος ζωνών μειωμένης διατμητικής αντοχής, πράγμα που κατά τον Leonards συμβαίνει συχνά σε πρόσφατες ιζηματογενείς αποθέσεις.
- Ο Leonards διατύπωσε προτάσεις για τον τρόπο εκτίμησης της διατμητικής αντοχής τυχόν στρώσεων μειωμένης αντοχής, καθώς και μεθόδους διαπιστώσεως τέτοιων ασθενών ζωνών.

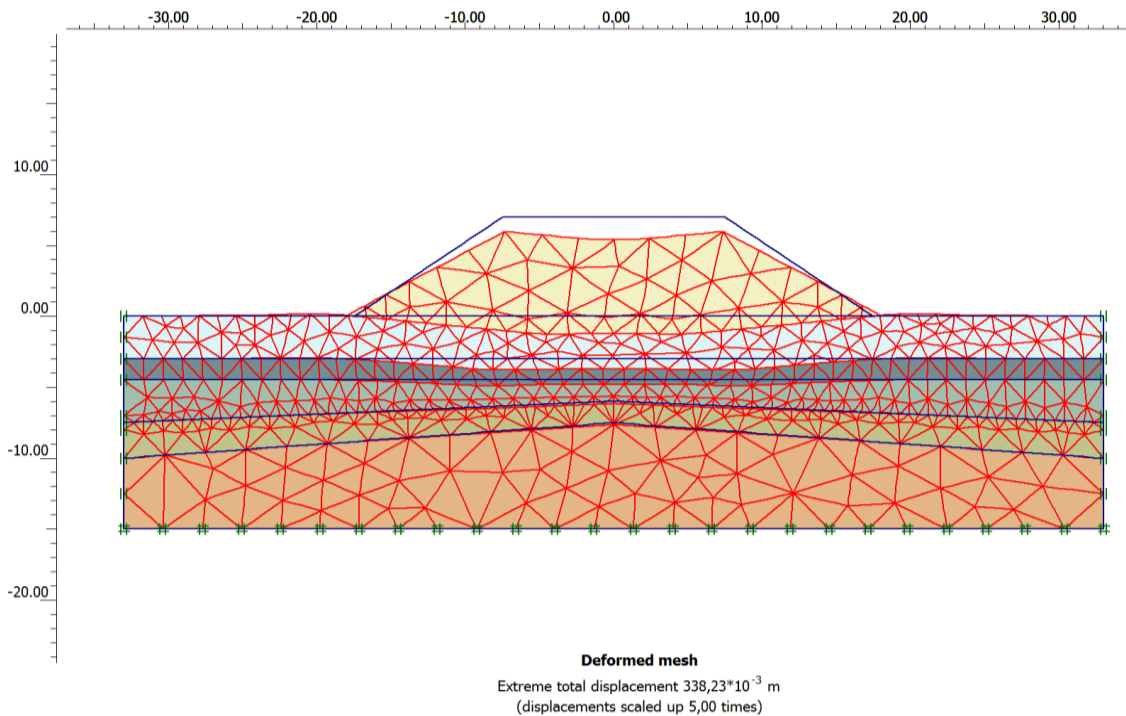
2.3 Παρατηρήσεις, νέες αναλύσεις και ερωτηματικά

Από τα δεδομένα μπορούν να εξαχθούν τα εξής συμπεράσματα ή παρατηρήσεις:

- Το απόλυτο υψόμετρο της φυσικής επιφάνειας είναι στα +2,5 m περίπου, αλλά δεν αναφέρεται η θέση της στάθμης υπογείων υδάτων. Κατόπιν της παρατήρησης ότι πάνω από τη στάθμη ± 0 η φυσική υγρασία έχει τιμές μεταξύ ορίου πλαστικότητας και ορίου υδαρότητας (και πολύ κοντά στο w_L), ενώ κάτω από τη στάθμη αυτή γενικά υπερβαίνει σημαντικά το όριο υδαρότητας υπέθεσα ότι η στάθμη υπογείων υδάτων βρίσκεται περί το απόλυτο υψόμετρο ± 0 .
- Στη στρώση της τύρφης, τα όρια υδαρότητας και πλαστικότητας είναι πολύ υψηλά (φθάνουν μέχρι 400% και 200% αντιστοίχως), ενώ η φυσική υγρασία έχει πολύ υψηλές τιμές περίπου ίσες με το όριο υδαρότητας. Συμπεραίνουμε λοιπόν, ότι από την άποψη των ορίων Atterberg και μόνο, η τύρφη θα αντιστοιχούσε σε οργανική ιλύ υψηλής πλαστικότητας (MH), ενώ το μοναδιαίο βάρος της λόγω των πολύ υψηλών κενών θα ήταν πολύ χαμηλό. Κατά τις αναλύσεις που ακολουθούν τούτο λήφθηκε για κατάσταση κορεσμού με τιμή 13 kN/m^3 .
- Οι επιτόπου δοκιμές πτερυγίου έδωσαν αρκετά υψηλές τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που κυμαίνονται κατά μέσο όρο περί τα 30–40 kPa. Τούτο δεν φαίνεται να είναι συμβατό με τις αναλύσεις του Bjerrum, ο οποίος υπέθεσε αντιπροσωπευτική τιμή γι' αυτή τη στρώση $s_u = 16 \text{ kPa}$.
- Η διασπορά των αποτελεσμάτων των δοκιμών πτερυγίου παρ' όλο που είναι αναμενόμενη, εντούτοις θα μπορούσε να κριθεί σημαντική για κάποιον που επιχειρεί ανάστροφες αναλύσεις προκειμένου να αιτιολογήσει τη αστοχία. Τούτο φαίνεται και από την αρκετά σημαντική διαφορά εκτιμήσεων της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής s_u κατά στρώση κατά τους υπολογισμούς των Wilkes και Bjerrum.
- Κατά την παρούσα ανάστροφη ανάλυσή έγινε προσομοίωση των αργιλικών στρώσεων και της τύρφης με αντίστοιχη λογική επιλογή των παραμέτρων διατμητικής αντοχής. Η υπόθεση του Leonards ότι η αστοχία μάλλον οφείλεται σε ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής μεταξύ των κατώτερων αλλουβιακών αποθέσεων και της αποσαθρωμένης αργιλικής ζώνης κρίθηκε ως πολύ λογική, επομένως προσομοίωσα την αντίστοιχη διεπιφάνεια με συντελεστή $R_{int.} = 0,67$, δηλαδή θεωρήθηκε μειωμένη διατμητική αντοχή κατά την οριζόντιο ίση με τα $2/3$ της μέσης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της αργιλικής στρώσης.



Σχήμα 4.27: Δοκιμαστικό επίχωμα King's Lynn: Ανάστροφη ανάλυση-Πλαστικές ζώνες.



Σχήμα 4.28: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων λίγο πριν από την αστοχία-Ολικές μετατοπίσεις.

Η ανάλυση έδωσε συντελεστή ασφαλείας $SF = 1,034$ και μορφή της επιφάνειας θραύσης, η οποία προσεγγίζει πολύ αυτή του Σχ. 4.25, δηλαδή είναι βαθύτερη από τη ζώνη της τύρφης και εμφανίζει μεγάλα επίπεδα τμήματα (Σχ. 4.27). Η ανάλυση αναγκαστικά έγινε σε αναφορά ολικών τάσεων, παρ' όλο που εκτιμάται ότι η αστοχία που συνέβη κατά τη διάρκεια κατασκευής επηρεάστηκε από υπερπιέσεις του ύδατος που δεν είχαν προλάβει να αποτονωθούν, οπότε θα ήταν λογικότερη η ανάλυση σε αναφορά ενεργών τάσεων, αν

βεβαίως ήταν γνωστά τα απαραίτητα στοιχεία (ϕ', c' και K_x, K_y), καθώς και σχετικά ακριβή στοιχεία για την χρονική εξέλιξη των φορτίσεων κατά την κατασκευή.

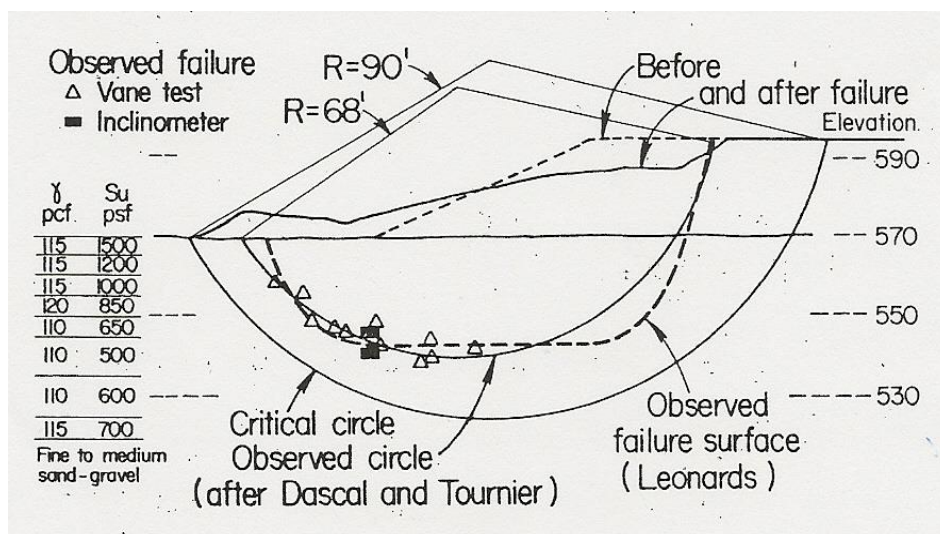
Σημειώνεται ότι λίγο πριν από την αστοχία, η μέση καθίζηση είχε μετρηθεί με τιμή 0,33 m, ενώ η ανάστροφη ανάλυση έδωσε 0,338 m, δηλαδή πρακτικά ταυτόσημη τιμή με την πραγματική. Η επιλογή των μέτρων ελαστικότητας της ανάστροφης ανάλυσης έγινε προσεγγιστικά βάσει του τύπου $E = 300 \cdot s_u$ και για $\nu = 0,495$.

Συμπερασματικά, οι νέες αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία και με την υπόθεση μειωμένης αντοχής διεπιφάνειας εξηγούν πολύ ικανοποιητικά τόσο το γεγονός όσο και τις μακροσκοπικές παρατηρήσεις της αστοχίας.

3. Δοκιμαστικό επίχωμα στην περιοχή James Bay

3.1 Συνοπτικά στοιχεία

Τα στοιχεία στα οποία αναφέρεται ο συγγραφέας του άρθρου Leonards (1982) προέρχονται από αντίστοιχο, προγενέστερο άρθρο των Dascal και Tournier (1972, 1975) σχετικά με δοκιμαστικό επίχωμα που κατασκευάστηκε στην περιοχή James Bay στον Καναδά σε σχηματικό μαλακής ευαίσθητης αργίλου θαλασσίων αποθέσεων. Το επίχωμα κατασκευάστηκε σε περίοδο της τάξεως των δύο μηνών και εξοπλίστηκε με όργανα μετρήσεων (πιεζόμετρα, πλάκες μετρήσεως καθιζήσεων καθώς και ένα κλισιόμετρο στον πόδα του επιχώματος). Όταν το ύψος του επιχώματος ήταν περίπου 5,5 m διαπιστώθηκαν αξιοσημείωτες πλευρικές μετατοπίσεις σε βάθος 6,7 m. Η αστοχία του επιχώματος συνέβη αιφνιδίως, όταν το ύψος του έφτασε τα 7,6 m και τα μακροσκοπικά χαρακτηριστικά της αστοχίας (σημαντική βύθιση στη στέψη και ανύψωση στην περιοχή της βάσης) αναπτύχθηκαν σε διάστημα λίγων λεπτών. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τομής του επιχώματος πριν και μετά την αστοχία φαίνονται στο Σχ. 4.19 (οι διαστάσεις δίνονται σε ft, όπου 1ft = 0,305 m).

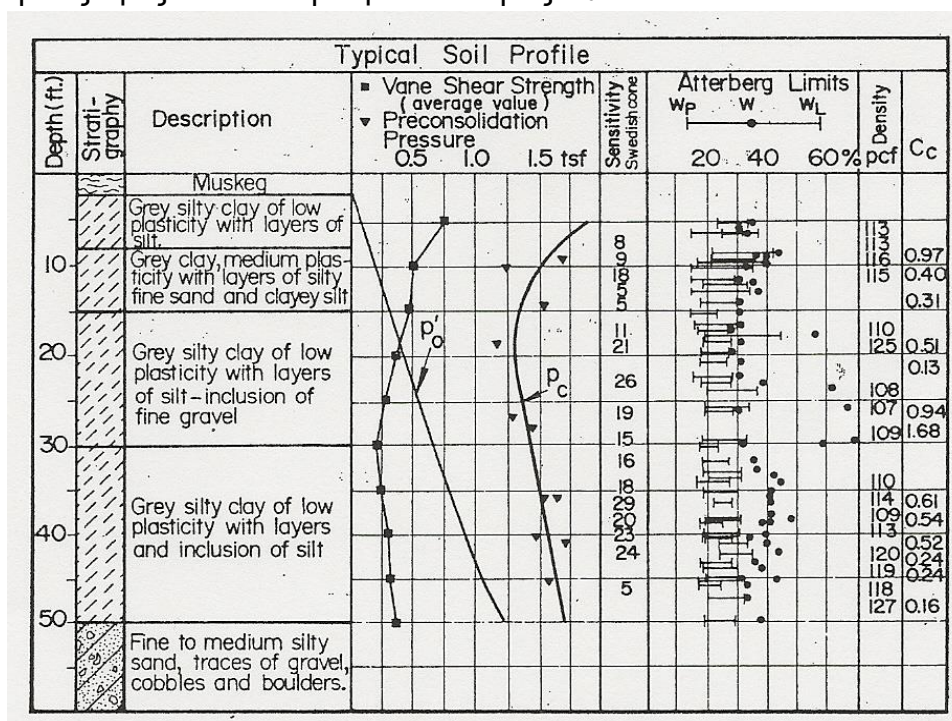


Σχήμα 4.29: Σχηματική τομή του επιχώματος James Bay.

3.2 Γεωτεχνικά χαρακτηριστικά και παλαιότερες αναλύσεις

Στο σχήμα 4.30 παρατίθενται τα εξής γεωτεχνικά στοιχεία, όπως προέκυψαν από διερευνήσεις σε συγκεκριμένη θέση R7:

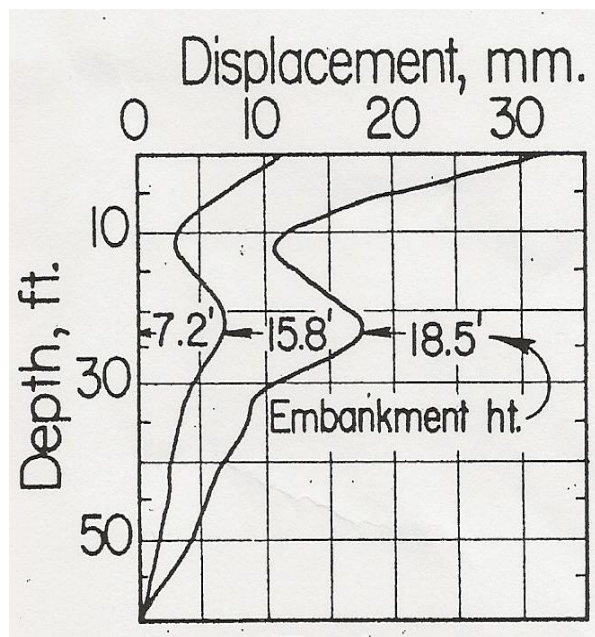
- Η γεωτεχνική τομή: Μέχρι βάθους 15 m περίπου η περιοχή καλύπτεται από πρόσφατες αποθέσεις αργίλου μέσης ή χαμηλής πλαστιμότητας, ως επί το πλείστον με ενστρώσεις ιλυώδους λεπτής άμμου, ιλύος ακόμη και με περιεκτικότητα λεπτών χαλίκων. Κάτω από τα 15 m απαντήθηκε στρώση λεπτομεσόκοκκης άμμου με χάλικες, κροκάλες και λίθους.
- Διαγράμματα μεταβολής με το βάθος της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής από επί τόπου δοκιμές πτερυγίου, της ενεργού πίεσεως λόγω υπερκειμένων γαιών και της πίεσεως προστερεοποίησης.
- Οι αριθμητικές τιμές του συντελεστή ευαισθησίας, των ορίων Atterberg, της φυσικής υγρασίας και της πυκνότητας.
- Οι αριθμητικές τιμές του δείκτη συμπιεστότητας C_c .



Σχήμα 4.30: Τυπική γεωτεχνική τομή με γεωτεχνικά χαρακτηριστικά και παραμέτρους στη θέση R7 του επιχώματος James Bay.

Στο Σχ. 4.31 διακρίνεται η κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων επί κατακορύφου επιπέδου που διέρχεται από τη βάση του πρανούς (θέση αποκλισιομέτρου) ως συνάρτηση του ύψους του επιχώματος. Σύμφωνα με τις αναλύσεις κατά Dascal και Tournier (1975), ο κρίσιμος κύκλος ολίσθησης θα έπρεπε να εκτείνεται αρκετά κάτω από την τότε εκτιμηθείσα κυκλική επιφάνεια αστοχίας. Οι ανάστροφες αναλύσεις με βάση την αστράγγιστη διατμητική αντοχή και με αξιολόγηση των επί τόπου δοκιμών πτερυγίου, έδωσαν συντελεστές ασφαλείας για μεν την παρατηρηθείσα επιφάνεια ολίσθησης κυμαινόμενους από 1,21 έως 1,36, ενώ για τον υποθετικό κρίσιμο κύκλο (που όμως δεν παρατηρήθηκε) χαμηλότερους, δηλαδή από 1,12 έως 1,21. Ο Leonards σχολίασε ως εξής το σύνολο των δεδομένων:

- i. Παρά τη διασπορά της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής με το βάθος, οι σχετικές μεταβολές θεωρούνται φυσιολογικές για ένα σχηματισμό, όπως ο υπ' όψιν.
- ii. Ο θεωρητικός, κρίσιμος κύκλος ολίσθησης βρίσκεται έξω από τα όρια των σημαντικών μετατοπίσεων που παρατηρήθηκαν, επομένως η υπόθεση γι' αυτόν είναι ακατάλληλη.
- iii. Σε αντίθεση με τους Dascal και Tournier που υπέθεσαν ότι κυκλική επιφάνεια ολίσθησης που διέρχεται από τις θέσεις μεγίστων μετατοπίσεων που υποδεικνύουν αστοχία, φαίνεται ρεαλιστικότερη η παραδοχή ότι η πραγματική επιφάνεια ολίσθησης είχε σύνθετη μορφή με ένα τμήμα σχεδόν επίπεδο, κατά προσέγγιση οριζόντιο ή έστω με πολύ μικρή κλίση. Στη στάθμη του παραπάνω επιπέδου τμήματος αντιστοιχούν οι ελάχιστες τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, επομένως θα ήταν εύλογη η παραδοχή ότι η αστοχία αναπτύχθηκε κατά μήκος στρώσεως μειωμένης διατμητικής αντοχής. Κατόπιν αυτού, οι συνηθισμένες παραδοχές για τις αναλύσεις ευσταθείας θεωρήθηκαν αναξιόπιστες.
- iv. Διαπιστώθηκε αναντιστοιχία μεταξύ της κατανομής των παραμορφώσεων (λόγω της φόρτισης από το επίχωμα) και της παραμορφωσιμότητας των αργιλικών ζωνών. Η σαφής τάση ανάπτυξης σημαντικών πλευρικών μετατοπίσεων αποδόθηκε σε εφελκυστικές ανηγμένες παραμορφώσεις και η ξαφνική αστοχία σε ψαθυρή απόκριση στις εφελκυστικές παραμορφώσεις.



Σχήμα 4.31: Μεταβολή με το βάθος των οριζοντίων μετατοπίσεων στη θέση του αποκλισιομέτρου.

3.3 Παρατηρήσεις, νέες αναλύσεις και ερωτηματικά

α) Από τα δεδομένα του Σχ. 4.30 μπορούν να γίνουν οι εξής παρατηρήσεις:

- Από την κατανομή των ενεργών πιέσεων με το βάθος εικάζεται ότι η στάθμη των υπογείων υδάτων συμπίπτει με τη φυσική επιφάνεια του εδάφους και τούτο θα επιβεβαιωνόταν για φαινόμενο βάρος υπό άνωση $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$ (Σε βάθος 15 m

$p'_o = 120 \text{ kPa}$, άρα $\gamma' = 120/15 = 8 \text{ kN/m}^3$). Άλλωστε δεν υπάρχει θλάση του διαγράμματος που θα υποδείκνυε ότι το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη τυχόν στάθμη υπογείων υδάτων. Από την αντιπαραβολή του ανωτέρω διαγράμματος με τις τιμές της ενεργού πίεσεως προστεροποίησης προκύπτει σαφώς ότι οι αργιλικές ζώνες είναι υπερστεροποιημένες.

- Ως συνέπεια της υπερστεροποίησης προκύπτει ότι οι αναγραφόμενες τιμές του δείκτη συμπιεστότητας C_c δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων (για παράδειγμα, με υπόθεση μέσης τιμής $C_c = 0,65$ θα προέκυπτε για σχετικά υψηλό αρχικό, εντατικό πεδίο 150 kPa τιμή του μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης D ή E_s της τάξης του $1,5 \text{ MPa}$ μόνο).

Από την αντιπαραβολή των διαγραμμάτων p'_o και p'_c φαίνεται ότι η επιβολή της φόρτισης δεν πρέπει να επηρέασε σημαντικά τις αρχικές τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, ακόμη και αν ο μέσος βαθμός στεροποίησης U_m είχε αρκετά υψηλές τιμές (οι συνολικές πιέσεις τουλάχιστον στην εδαφική ζώνη της αστοχίας δεν ξεπερνούν αισθητά τις αρχικές πιέσεις προστεροποίησης p'_c , από τις οποίες και εξαρτώνται οι τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής).

- Κατά κανόνα οι τιμές της φυσικής υγρασίας βρίσκονται πολύ κοντά ή και υπερβαίνουν ελαφρώς τις αντίστοιχες τιμές του ορίου υδαρότητας. Εντούτοις, στην περιοχή της ζώνης αστοχίας, η φυσική υγρασία έχει ιδιαίτερως υψηλές τιμές και υπερβαίνει σημαντικά το όριο υδαρότητας, ώστε να συμπεραίνει κανείς ότι η υπόψη ζώνη είναι κατ'εξαίρεση ασθενής.

β) Από το διάγραμμα του Σχ. 4.31 εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

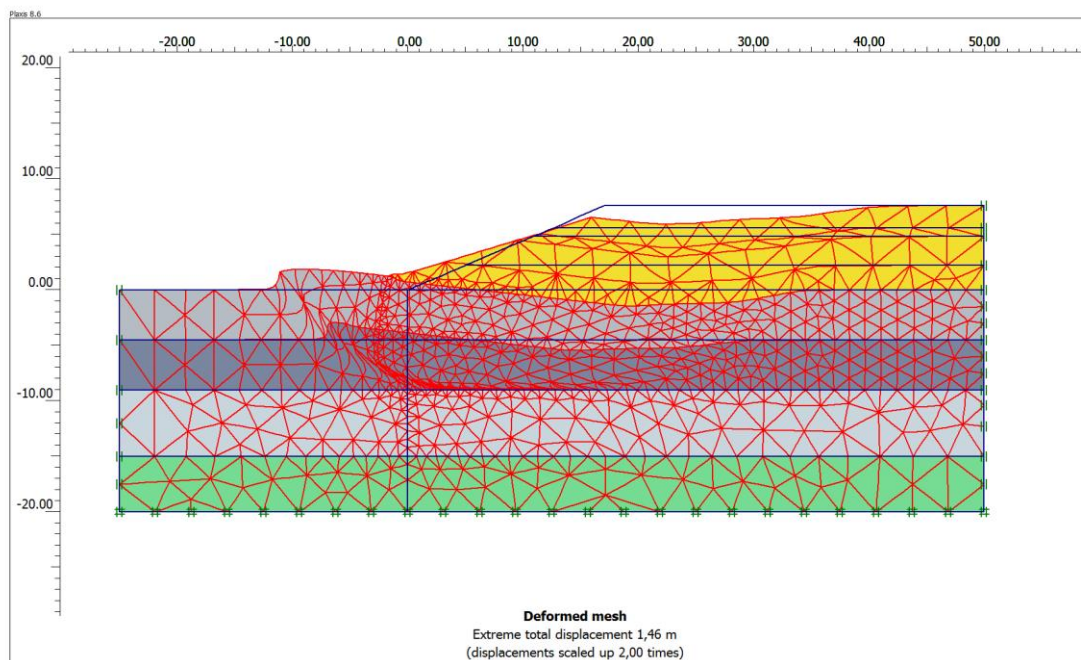
- Όταν το επίχωμα είχε ύψος $7,2 \text{ ft} = 2,2 \text{ m}$, οι οριζόντιες μετατοπίσεις ήταν μηδενικές. Εικάζεται λοιπόν ότι σε αυτή τη φάση κατασκευής εγκαταστάθηκε το αποκλισίμετρο, οπότε και οι αρχικές μετρήσεις ήταν μηδενικές. Αυτό έχει σημασία, αν θα επιχειρούσε κάποιος να υπολογίσει τις οριζόντιες μετατοπίσεις για επόμενες φάσεις κατασκευής ($15,8 \text{ ft}$ και $18,5 \text{ ft}$) για τις οποίες τα διαγράμματα μετατοπίσεων προφανώς αναφέρονται σε πρόσθετες οριζόντιες μετατοπίσεις λόγω της αύξησης του ύψους με αρχή μετρήσεως το ύψος του επιχώματος $7,2 \text{ ft}$.
- Τα τοπικά μέγιστα των μετατοπίσεων εμφανίζονται σε βάθος κάτω από τη φυσική επιφάνεια που συμπίπτει με το βάθος διέλευσης της επιφάνειας αστοχίας, ακόμη και σε φάσεις κατασκευής, όπου ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας ήταν αρκετά υψηλός.

γ) Οι ανάστροφες αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν ήταν οι εξής:

- ❖ Ανάλυση σε αναφορά ολικών τάσεων, με παραδοχή ενιαίων τιμών αστράγγιστης διατμητικής αντοχής κατά στρώση.
- ❖ Ανάλυση σε αναφορά ολικών τάσεων, με παραδοχή ζώνης αδυναμίας στη στάθμη, όπου παρατηρήθηκε αστοχία.
- ❖ Ανάλυση σε αναφορά ενεργών τάσεων με δύο ακραίες παραδοχές συντελεστών διαπερατότητας των αργιλικών στρώσεων, λαμβανομένης υπόψη της μερικής στεροποίησης που είχε συντελεστεί στο χρόνο της αστοχίας.

i) Ανάλυση σε αναφορά ολικών τάσεων

Έγινε διάκριση τριών αργιλικών στρώσεων που φθάνουν μέχρι βάθος 15m περίπου, όπου απαντάται η ιλυώδης άμμος και με παραδοχή ενιαίων κατά στρώση τιμών $s_u = c_u$, όπως προκύπτουν από το Σχ. 4.30.



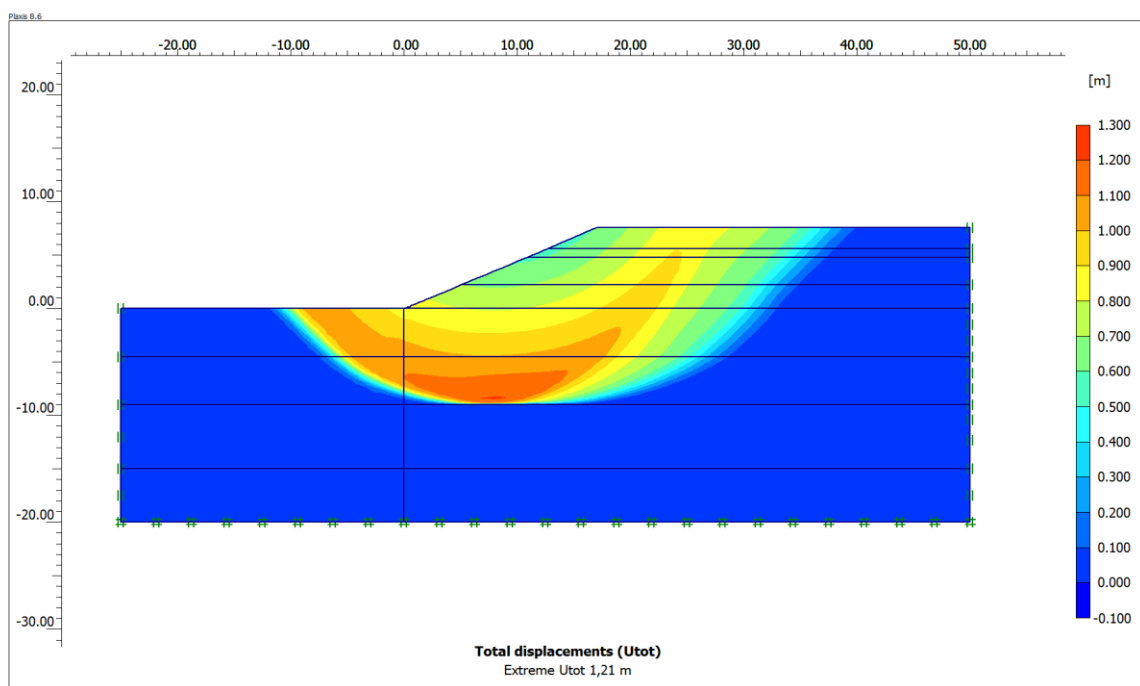
Σχήμα 4.32: Ανάλυση σε ολικές τάσεις–Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων.

Από την ανάστροφη ανάλυση προέκυψε συντελεστής ασφαλείας $SF = 1,145$, δηλαδή με τιμή συγκρίσιμη τάξεως με τους συντελεστές ασφαλείας που εκτιμήθηκαν με προφανώς απλές αναλύσεις ευσταθείας, όπως αναφέρονται στο άρθρο Leonards (1982). Όπως παρατηρείται στο Σχ. 4.32, η επιφάνεια ολίσθησης διέρχεται σε βάθος 10 m περίπου (όπως δίνεται και στο Σχ. 4.29), αλλά δεν έχει την πεπλατυσμένη μορφή που υπέθεσε ο Leonards. Πιθανώς, τ' αποτελέσματα της παραπάνω ανάλυσης θα ήταν αμετάβλητα αν λαμβανόταν υπόψη η αποτόνωση της υπερπίεσης του νερού, όπως έγινε σε επόμενες αναλύσεις σε αναφορά ενεργών τάσεων.

ii) Ανάλυση σε αναφορά ολικών τάσεων-Υπόθεση ζώνης αδυναμίας

Η ανάστροφη ανάλυση έγινε ακριβώς με τις ίδιες παραδοχές με την προηγούμενη ανάλυση, αλλά με υπόθεση ζώνης αδυναμίας με μειωμένη διατμητική αντοχή κατά την οριζόντια διεύθυνση (λήφθηκε $R_{int.} = 0,5$ στη στάθμη των -10 m).

Ο συντελεστής ασφαλείας ελάχιστα μεταβλήθηκε παραμένοντας υψηλότερος του 1 (δηλαδή 1,143), αλλά η επιφάνεια ολίσθησης εμφανίζει επίπεδο τμήμα σχεδόν το ίδιο με αυτό που παρατηρήθηκε στην πράξη (Σχ. 4.33).



Σχήμα 4.33: Ολικές τάσεις, παραδοχή ζώνης αδυναμίας, ολικές μετατοπίσεις κατά την αστοχία.

iii) Αναλύσεις σε αναφορά ενεργών τάσεων

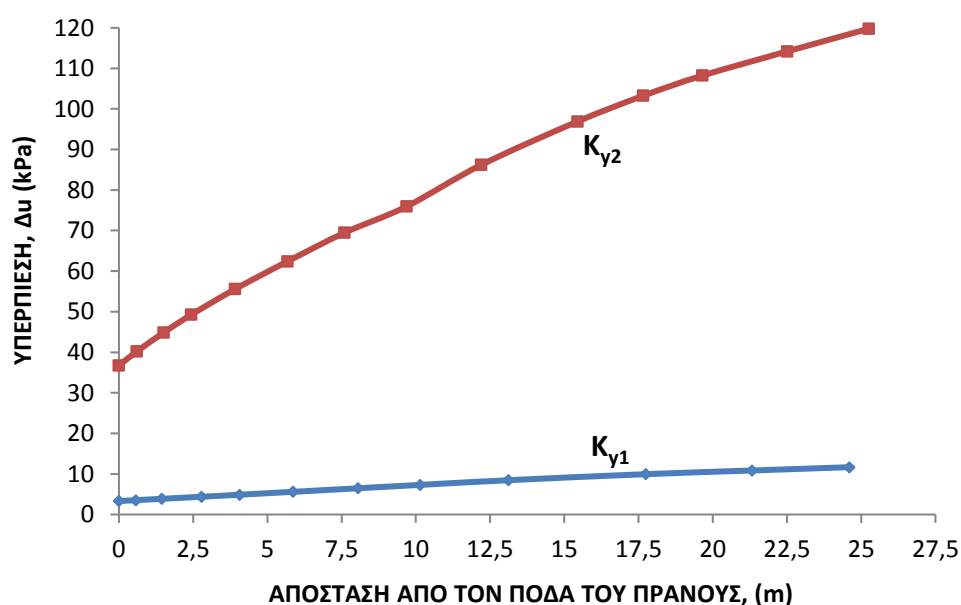
Οι αναλύσεις που ακολουθούν έχουν ενδεικτικό χαρακτήρα, δεδομένου ότι δεν διατίθενται στοιχεία για τις ενεργές παραμέτρους ϕ' , c' . Έγιναν λοιπόν, τυχαίες μεν, αλλά εύλογες παραδοχές λαμβάνοντας υπ' όψιν τη διακύμανση κατά στρώση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, ώστε να διαπιστωθεί ο τρόπος επιρροής της αναπτυσσόμενης υπερπίεσεως των πόρων κατά την κατασκευή επί του συντελεστή ασφαλείας και τούτο με ανάλυση ενεργών τάσεων. Διευκρινίζεται ότι στο πρόγραμμα γίνεται η επιλογή consolidation με την εντολή undrained, ώστε να παραχθούν οι υπερπίεσεις του ύδατος των πόρων, αναλόγως με την πορεία της κατασκευής, οι οποίες και στη συνέχεια αποτονώνονται. Σχετικά με τους απαραίτητους συντελεστές διαπερατότητας, έγιναν δύο μάλλον ακραίες παραδοχές με αντίστοιχες μέσες τιμές $K_{y1} = 10^{-7}$ m/sec και $K_{y2} = 10^{-9}$ m/sec. Η μικρότερη από τις δύο παραπάνω τιμές αποτελεί τυπική περίπτωση για αργιλικά εδάφη, ενώ η μεγαλύτερη θα μπορούσε να αντιπροσωπεύει την αυξημένη διαπερατότητα αργιλικών στρώσεων που έχουν ενδιάμεσες, περισσότερο διαπερατές ζώνες, ιλυώδους άμμου ή έστω ιλύος.

Από τις επιλύσεις προέκυψαν αφενός μεν η κατανομή των υπερπίεσεων του ύδατος στο χρόνο που συνέβη η αστοχία (δηλαδή 2 μήνες από την έναρξη της κατασκευής του επιχώματος), αφετέρου δε οι συντελεστές ασφαλείας έναντι αστοχίας κατά τον ίδιο χρόνο για τις δύο περιπτώσεις συντελεστών διαπερατότητας K_{y1} , K_{y2} . Στον πίνακα 4.2 δίνονται οι τιμές της υπερπίεσεως των πόρων του ύδατος επί οριζοντίου επιπέδου που διέρχεται από το μέσο της στρώσης II, δηλαδή σε στάθμη -7,5 m που είναι αντιπροσωπευτική και του μηχανισμού αστοχίας. Στο Σχ. 4.34 δίνονται το συγκριτικό διάγραμμα κατανομής των υπερπίεσεων ως συνάρτηση της οριζόντιας απόστασης από τον πόδα του πρανούς απ'

όπου παρατηρούμε την πολύ σημαντική διαφορά της υπερπίεσεως για τις δύο διαφορετικές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.2: Υπερπίεσεις του νερού για συντελεστές διαπερατότητας K_{y1} , K_{y2}

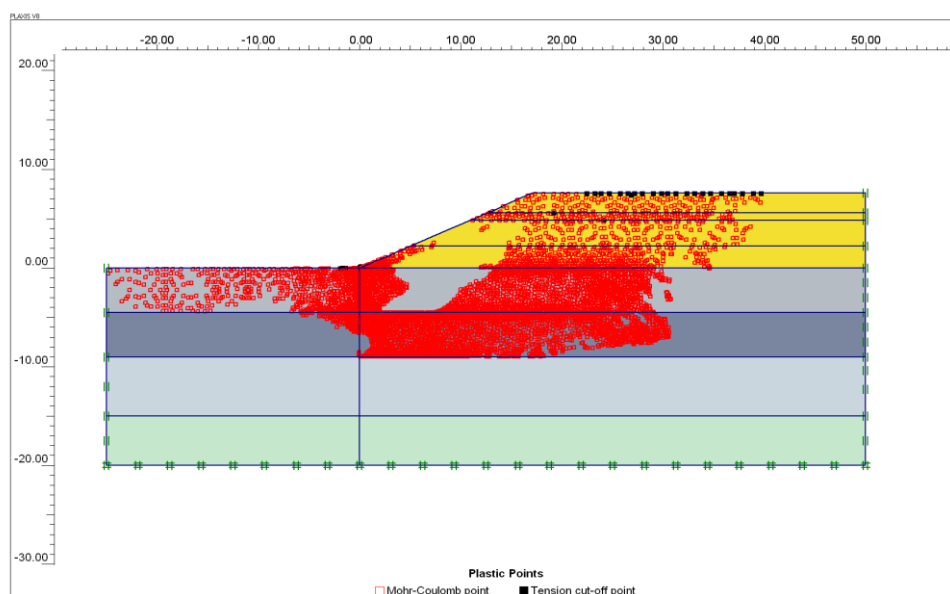
x (m)	Δu για K_{y1} (kPa)	x (m)	Δu για K_{y2} (kPa)
0	3,31	0	36,75
0,575	3,53	0,60	40,17
1,45	3,87	1,51	44,88
2,78	4,37	2,44	49,27
4,06	4,87	3,91	55,56
5,87	5,59	5,68	62,41
8,05	6,46	7,60	69,48
10,15	7,30	9,69	75,96
13,12	8,45	12,21	86,23
17,75	9,94	15,45	96,91
21,33	10,85	17,66	103,25
24,60	11,66	19,65	108,22
		22,51	114,19
		25,26	119,78



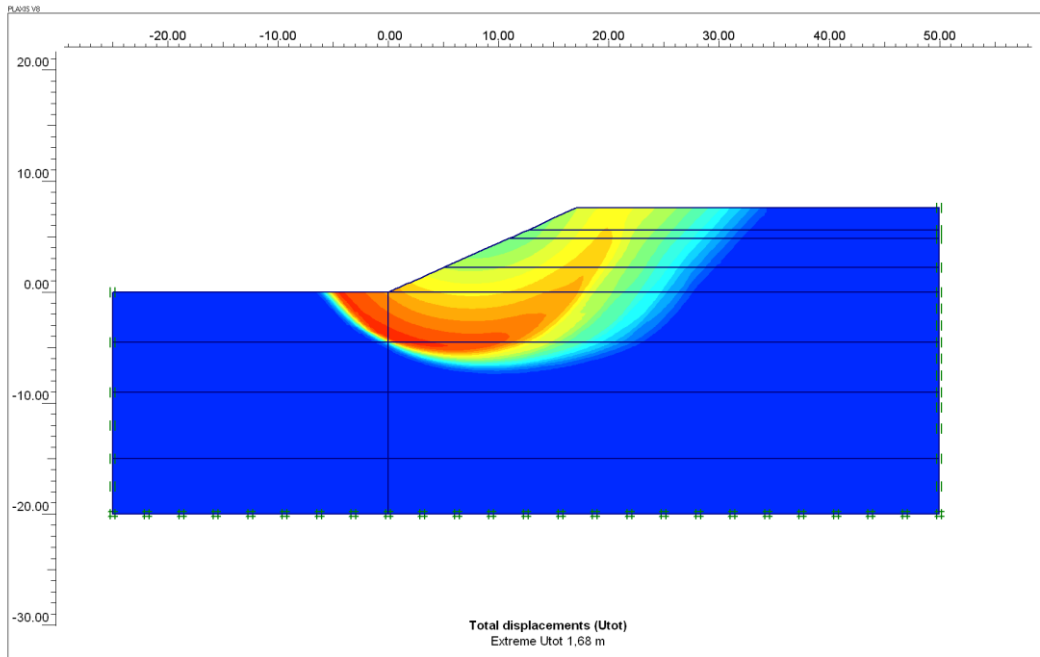
Σχήμα 4.34: Υπερπίεσεις του ύδατος επί οριζοντίου επιπέδου σε βάθος -7,50 m ως συνάρτηση της απόστασης από τον πόδα του πρανούς (για χρόνο $t = 2$ μήνες).

Οι συντελεστές ασφαλείας που προέκυψαν από τις αναλύσεις είναι οι εξής: για το μεγαλύτερο συντελεστή διαπερατότητας K_{y1} προέκυψε $SF = 1,593$, ενώ για τον 100 φορές μικρότερο συντελεστή K_{y2} προέκυψε αντιστοίχως $SF = 1,034$, δηλαδή συντελεστής απολύτως οριακός. Στα Σχ. 4.35 και 4.36 για την τελευταία περίπτωση χαμηλού συντελεστή διαπερατότητας παρατηρούνται οι πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία και οι συνολικές μετατοπίσεις αντιστοίχως. Από τις παραπάνω ενδεικτικές αναλύσεις προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- ✓ Παρά τις ενδεικτικές τιμές των ενεργών παραμέτρων διατμητικής αντοχής ϕ' , c' , οι αναλύσεις σε αναφορά ενεργών τάσεων υποδεικνύουν μηχανισμό αστοχίας που διέρχεται αρκετά υψηλότερα από αυτόν που προκύπτει από τις αναλύσεις με αστράγγιστη διατμητική αντοχή (βλ. και Σχ. 4.25) και προσεγγίζουν πολύ το μηχανισμό που διαπιστώθηκε στην πράξη.
- ✓ Ανεξαρτήτως του αν η ανάλυση γίνεται με υπόθεση αστράγγιστης διατμητικής αντοχής ή σε αναφορά ενεργών τάσεων, στην πραγματικότητα την πιθανότητα αστοχίας ελέγχει η διατμητική αντοχή που αναπτύσσεται σύμφωνα με την αρχή των ενεργών τάσεων. Από αυτή την άποψη, διαπιστώνεται ότι για μια κατασκευή επιχώματος που γίνεται με σχετικά ταχύ ρυθμό, η δυσμενέστερη περίπτωση εδάφους με δεδομένα ϕ' , c' θα ήταν αυτή για χαμηλούς συντελεστές διαπερατότητας, οπότε και οι αναπτυσσόμενες υπερπίεσεις του νερού θα ήταν πολύ μεγαλύτερες. Κατά την προσθήκη φορτίων λόγω του επιχώματος σε αργιλικό σχηματισμό, όπως της συγκεκριμένης περίπτωσης, αναπτύσσονται θετικές υπερπίεσεις του νερού (ο συντελεστής πίεσεως των πόρων A κατά Skempton είναι θετικός με αρκετά υψηλές τιμές), επομένως χρονικά η δυσμενέστερη περίοδος για την πιθανότητα ανάπτυξης αστοχίας είναι κατά τη διάρκεια της κατασκευής και πριν από την αποτόνωση των υπερπίεσεων. Από φυσική λοιπόν άποψη το ουσιαστικό αίτιο της αστοχίας φαίνεται να ήταν οι υψηλές υπερπίεσεις του νερού σε συσχετισμό με τις ολικές τάσεις που συνεχώς αυξάνονταν.



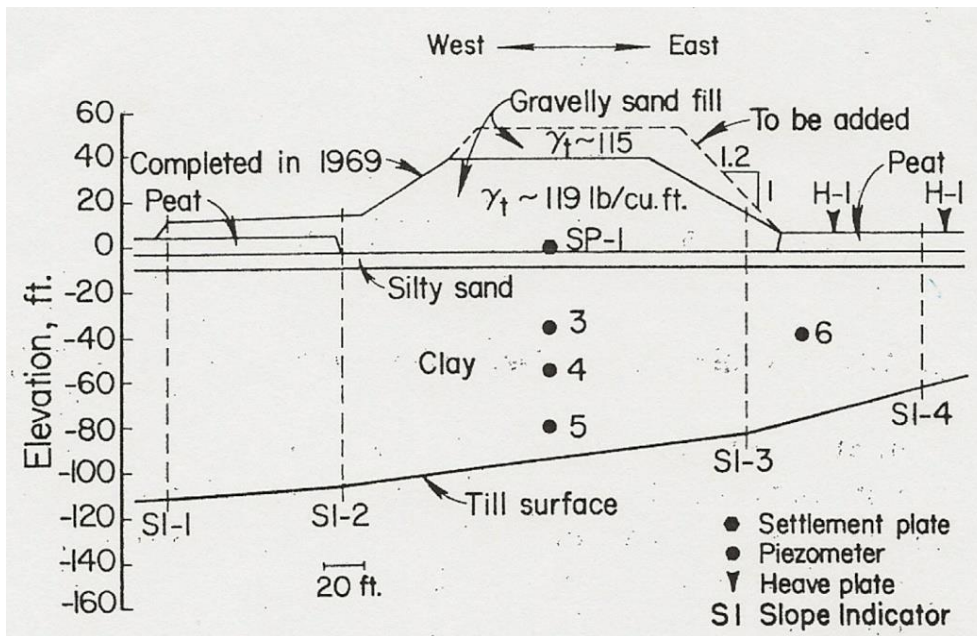
Σχήμα 4.35: Ανάλυση σε ενεργές τάσεις—Περίπτωση χαμηλού συντελεστή διαπερατότητας K_{y2} , πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία.



Σχήμα 4.36: Ανάλυση σε ενεργές τάσεις, χαμηλός συντελεστής διαπερατότητας: Χρωματική απεικόνιση των ολικών μετατοπίσεων κατά την αστοχία.

4. Δοκιμαστικό επίχωμα I-95 (Βοστώνη, ΗΠΑ)

4.1 Συνοπτικά στοιχεία

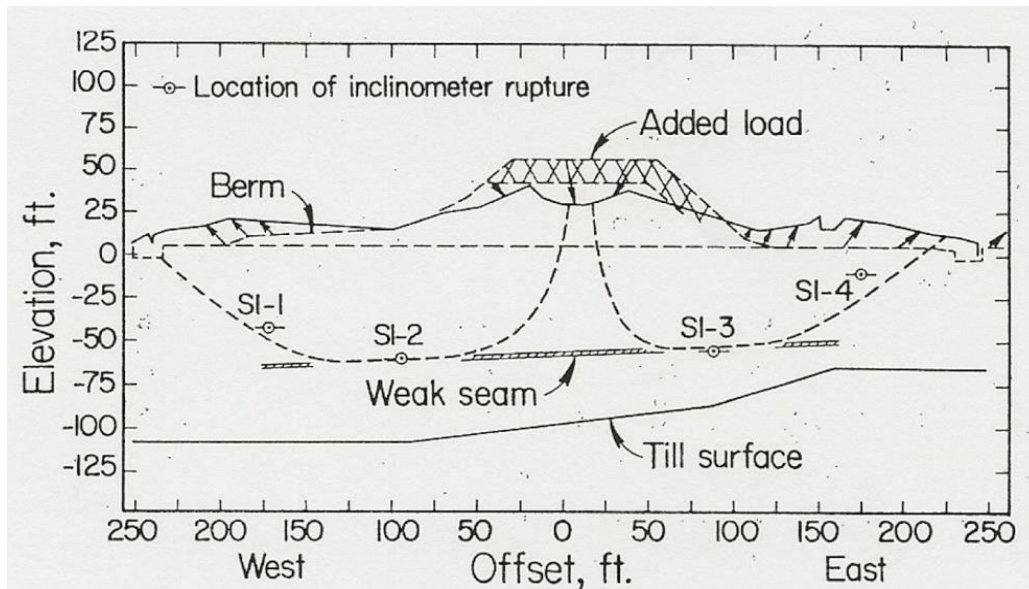


Σχήμα 4.37: Τομή Α-Δ του δοκιμαστικού επιχώματος I-95 πριν την αστοχία.

Η περίπτωση αναφέρεται σε δημοσίευση του MIT (1975) και αφορά σε δοκιμαστικό επίχωμα που αρχικά κατασκευάστηκε κατά το χρονικό διάστημα 1967–1969 με κλίσεις πρανών 1:2 μέχρι ύψους 10,7 m πάνω από τη φυσική επιφάνεια του εδάφους. Ο αρχικός σκοπός ήταν η διερεύνηση της αξιοπιστίας διαφόρων μεθόδων και τεχνικών πρόβλεψης

εδαφικών μετατοπίσεων κλπ. Εγκαταστάθηκε ο απαραίτητος εξοπλισμός για ενόργανες μετρήσεις και συγκεκριμένα πιεζόμετρα, 4 αποκλισιόμετρα, πλάκες μετρήσεως καθιζήσεων και δύο μετρητές ανύψωσης. Στο Σχ. 4.37 φαίνεται η τομή του επιχώματος.

Το 1974 το επίχωμα διευρύνθηκε, κυρίως από την ανατολική πλευρά με αυξημένες κλίσεις πρανών 1:1,2. Η ανύψωση της στέψης έγινε μέχρι την εκδήλωση της αστοχίας. Στο MIT κατά την ίδια χρονική περίοδο και πριν την εκδήλωση της αστοχίας οργανώθηκε ένα Συμπόσιο με σκοπό την πρόβλεψη των πρόσθετων οριζοντίων μετατοπίσεων και καθιζήσεων, για το τμήμα του πρόσθετου επιχώματος που καταρχήν θα έφτανε τα 2 m περίπου, καθώς και το πρόσθετο ύψος του επιχώματος κατά την αστοχία. Η αστοχία εκδηλώθηκε όταν το πρόσθετο ύψος έφτασε τα 5,7 m, ολοκληρώθηκε σε διάστημα λίγων λεπτών με παράλληλη ανάπτυξη εκτεταμένων μετατοπίσεων στη στέψη, ανύψωσης στη βάση και από τις δύο πλευρές, καθώς και εφελκυστικού ρήγματος μεγάλου εύρους στην κορυφή. Η εικόνα της αστοχίας φαίνεται στο Σχ. 4.38, όπου σημειώνονται και οι στάθμες που εμφανίστηκαν οι υψηλότερες οριζόντιες μετατοπίσεις των αποκλισιομετρικών σωληνώσεων, οι οποίες και υποδεικνύουν τη θέση της επιφάνειας αστοχίας.

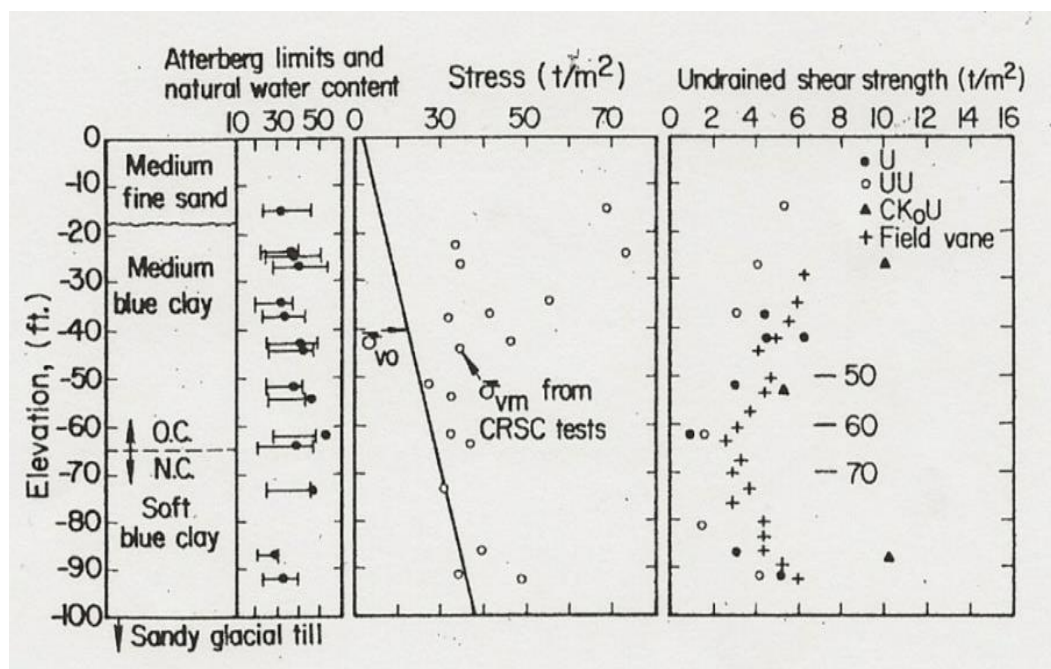


Σχήμα 4.38: Τομή του δοκιμαστικού επιχώματος μετά την αστοχία.

4.2 Γεωτεχνικά χαρακτηριστικά και προγενέστερες αξιολογήσεις

Ο βασικός εδαφικός σχηματισμός είναι η μπλε άργιλος της Βοστώνης, η οποία είναι μεταπαγετώδης άργιλος που αποτέθηκε σε περιβάλλον εγκλωβισμένων υδάτων. Στο Σχ. 4.39 δίνεται απλουστευμένη γεωτεχνική τομή στο κέντρο του δοκιμαστικού επιχώματος, όπου οι βασικές εδαφικές στρώσεις διακρίνονται σε επιφανειακή στρώση μέσης λεπτής άμμου που ακολουθείται από μέσης συνεκτικότητας άργιλο. Από το βάθος των -22 m περίπου η άργιλος εμφανίζεται ως μαλακή, ενώ στα -33 m περίπου απαντάται υπόβαθρο από αμμώδη λιθομιγή άργιλο. Σημειώνεται ότι το υπ' όψιν υπόβαθρο διαπιστώθηκε ότι είναι κεκλιμένο κατά τη διεύθυνση Α-Δ. Στο ίδιο Σχ. 4.39 δίνονται τα όρια Atterberg και η φυσική υγρασία, η κατανομή των κατακορύφων ενεργών τάσεων συναρτήσει του βάθους, σε

συνδυασμό με τις ενεργές τάσεις υπερστερεοποίησης, καθώς και συγκεντρωτικά αποτελέσματα μεταβολής με το βάθος της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής. Το μέγεθος s_u μετρήθηκε από δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης, τριαξονικής θλίψης επί μη προστεροποιημένων δειγμάτων χωρίς αποστράγγιση (UU), δοκιμών τριαξονικής θλίψης επί ανισότροπα προστεροποιημένων δειγμάτων χωρίς αποστράγγιση (CK₀U) και τέλος επί τόπου δοκιμών πτερυγίου.



Σχήμα 4.39: Γεωτεχνική τομή στη θέση του κέντρου του επιχώματος.

Όπως αναφέρει ο Leonards (1982), συγγραφέας σχετικού άρθρου, οι προβλέψεις της συμπεριφοράς του επιχώματος για την πρόσθετη φόρτιση που επρόκειτο να επιβληθεί στο έδαφος λόγω της καθ' ύψος επέκτασης αφορούσε στα εξής σημεία:

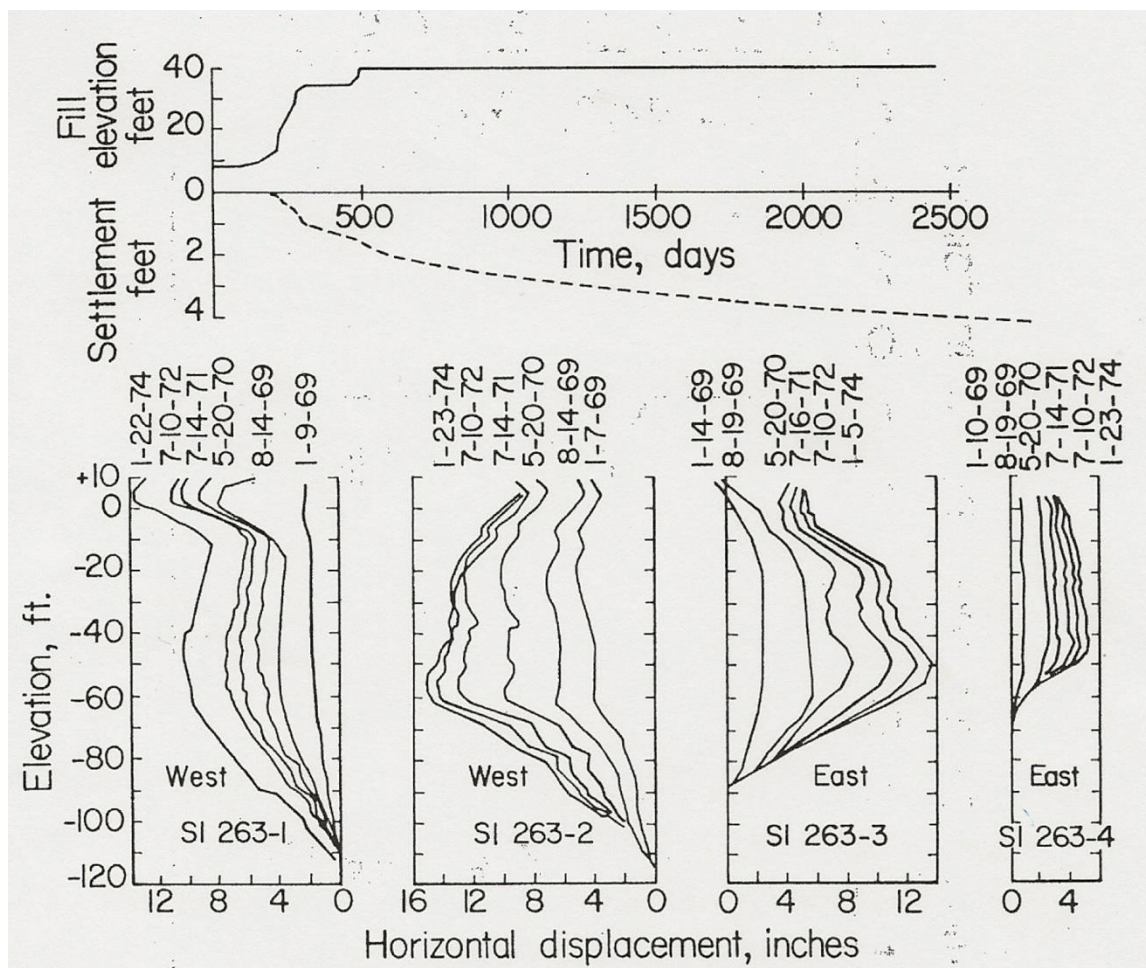
- Στην πρόβλεψη των προσθέτων παραμορφώσεων για τη φάση, όπου το επιπλέον ύψος θα έφτανε τα 6 ft (δηλαδή 1,8 m). Τα διαθέσιμα στοιχεία για τους σχετικούς υπολογισμούς ήταν στοιχεία οργανομετρήσεων μέχρι την έναρξη της προσθήκης (Ιανουάριος 1974) και τα οποία δίνονται στο Σχ.4.40.
- Στην πρόβλεψη του πρόσθετου ύψους για το οποίο θα αστοχούσε το επίχωμα και το οποίο τελικά μετρήθηκε σε 18,7 ft (5,7 m περίπου).

Ως προς το πρώτο σημείο, ο Leonards αναφέρει ότι δεν αξιολογήθηκε κατά την πρόβλεψη των παραμορφώσεων το γεγονός ότι από τη δυτική πλευρά, στα αποκλισιόμετρα (SI-1 και SI-2), μετρήθηκαν μεγαλύτερες οριζόντιες παραμορφώσεις απ' ό,τι στα αποκλισιόμετρα της ανατολικής πλευράς (SI-3 και SI-4).

Ως προς το δεύτερο σημείο, ο Leonards αναφέρει ότι η απόκλιση στην πρόβλεψη του πρόσθετου ύψους αστοχίας κυμάνθηκε από -57% έως +44%, άρα πρακτικά οι προβλέψεις κυμάνθηκαν από το 40% του πραγματικού πρόσθετου ύψους μέχρι το 1,4 αυτού. Για το πρόσθετο ύψος αστοχίας αναλύσεις ευστάθειας υπό αστράγγιστες συνθήκες έδωσαν συντελεστές ασφαλείας που κυμάνθηκαν από 0,35 - 1,2, ανάλογα με τη μέθοδο που

ακολουθήθηκε και το αν λήφθηκε ή όχι υπ' όψιν η διατμητική αντοχή του ίδιου του επιχώματος.

Ως προς το μηχανισμό αστοχίας, με βάση τις ενδείξεις των αποκλισιομέτρων (Σχ.4.40) διαπιστώθηκε ότι η επιφάνεια αστοχίας δεν έφθασε μέχρι το βάθος της λιθομιγούς αργίλου και ότι τη θέση της φαίνεται να επηρέασε η παρουσία μαλακής ενστρώσεως, της οποίας μάλιστα εκτιμήθηκε με ανάστροφες αναλύσεις η διατμητική αντοχή με τιμή $s_u = 15$ kPa περίπου.



Σχήμα 4.40: Καθιζήσεις και οριζόντιες μετατοπίσεις του δοκιμαστικού επιχώματος.

4.3 Παρατηρήσεις, νέες αναλύσεις και ερωτηματικά

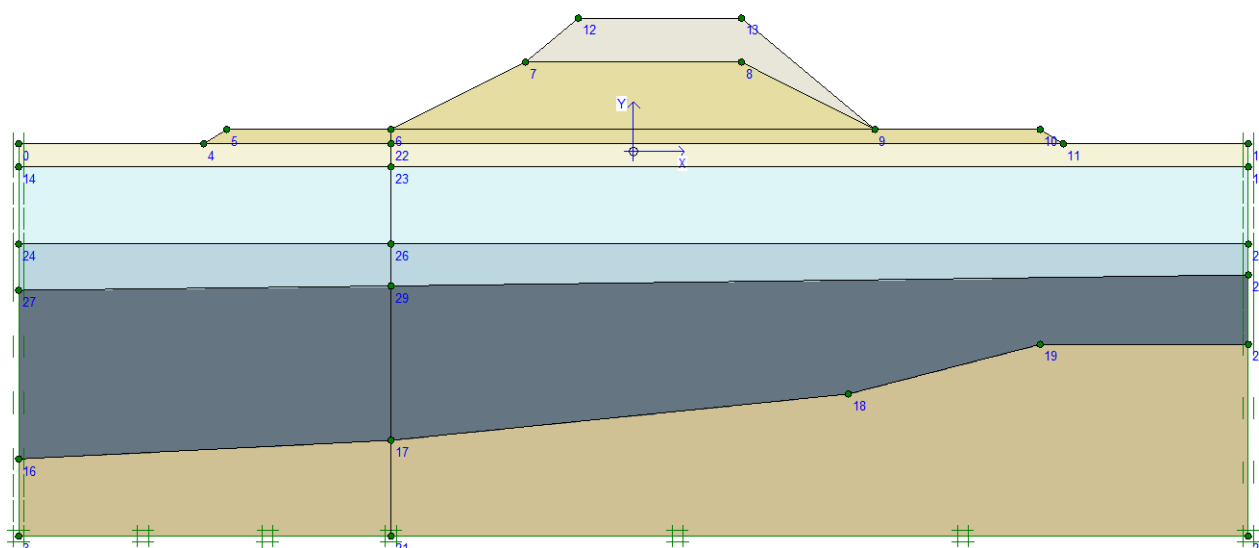
α) Παρατηρήσεις για τις γεωτεχνικές συνθήκες

i. Βάσει των ορίων Atterberg φαίνεται ότι η άργιλος είναι μέσης ή υψηλής πλαστικότητας. Δεδομένου όμως ότι στις περισσότερες περιπτώσεις η τιμή LL ελαφρά αποκλίνει από την οριακή τιμή του 50% προς τα άνω ή προς τα κάτω και συγχρόνως $PL = 20-25\%$ περίπου συμπεραίνουμε ότι η άργιλος κατά κανόνα είναι οριακώς CL-CH. Η φυσική υγρασία ενώ μέχρι το βάθος των 15 m περίπου μετρήθηκε με τιμές ενδιάμεσες μεταξύ PL και LL, κάτω από το βάθος αυτό πλησιάζει πολύ ή και υπερβαίνει την τιμή LL ως εάν τα αντίστοιχα εδαφικά δείγματα ήταν σε υδαροπλαστική κατάσταση. Αυτό δίνει την ένδειξη ότι κάτω από το βάθος των 15 m η άργιλος έχει ελαφρά μόνο προστερευοποίηση ή είναι κανονικά στερευοποιημένη.

ii. Στο ίδιο συμπέρασμα καταλήγουμε από την αντιπαραβολή των πιέσεων προστεροποίησης με τις ενεργές πιέσεις υπερκειμένων γαιών, απ' όπου φαίνεται (Σχ.4.39) ότι η κανονικά στερεοποιημένη στρώση ενδεχομένως εμφανίζεται σε υψηλότερη στάθμη από αυτήν που φαίνεται να διαχωρίζεται από την υπερκείμενη, δηλαδή γύρω στα 15 m αντί 22m.

iii. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή λαμβάνει τιμές περίπου $s_u = 30-50$ kPa μέχρι το βάθος των 15 m, μειώνεται κάτω από αυτό το βάθος και μέχρι τα 22 m και στη συνέχεια αυξάνεται περίπου γραμμικά με το βάθος, πράγμα που αποτελεί ένδειξη κανονικά στερεοποιημένου εδάφους. Εντούτοις, ο λόγος αστράγγιστης διατμητικής αντοχής και ενεργού πίεσεως υπερκειμένων γαιών φαίνεται ιδιαίτερα χαμηλός, της τάξεως του $40/300 = 0,13$ περίπου. Σημειώνεται ότι οι τυπικές τιμές του λόγου αυτού στα κανονικά στερεοποιημένα εδάφη είναι $0,20 - 0,25$. Τόσο χαμηλές τιμές θεωρητικά θα μπορούσαν να απαντηθούν μόνο σε υποστεροποιημένα εδάφη.

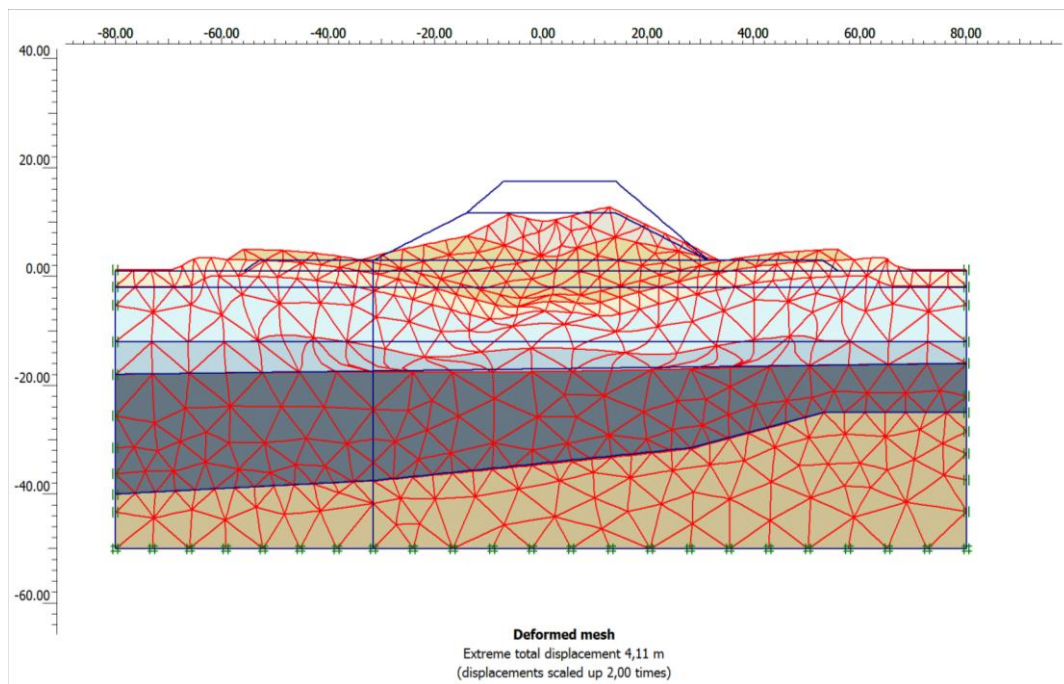
β) Πρόσθετες αναλύσεις και σχόλια



Σχήμα 4.41: Δοκιμαστικό επίχωμα I-95-Γεωμετρικό προσομοίωμα των αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία.

Σκοπός των αναλύσεων ήταν η ερμηνεία και η αξιοποίηση των αποτελεσμάτων οργανομετρήσεων και του μηχανισμού αστοχίας κατά τη φάση προσθήκης επιχώματος στο I-95. Η στρωματογραφία που φαίνεται στο Σχ. 4.41 συντάχθηκε βάσει των απλοποιημένων διατομών που δίνονται στο άρθρο Leonards (1982) με περαιτέρω διαχωρισμό της βασικής αργιλικής στρώσης σε επιμέρους στρώσεις βάσει της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, της μεταβολής της με το βάθος, καθώς και της διαφαινόμενης προϊστορίας των φορτίσεων. Συγκεκριμένα, κάτω από την επιφανειακή, αμμόδη στρώση θεωρήθηκε αρχική στρώση ελαφρά υπερστεροποιημένου αργίλου (ανοιχτό γαλάζιο χρώμα στο Σχ. 4.41), ενδιάμεση στρώση μέσης αργίλου (γαλάζιο χρώμα) και τέλος στρώση κανονικά στερεοποιημένου μαλακής αργίλου (σκούρο γκρι-μπλε). Προσομοιώθηκε τέλος, η στρώση της λιθομιγούς αργίλου μέχρι βάθους που επηρεάζεται από τις πρόσθετες τάσεις.

Η βασική παρατήρηση από τα διαθέσιμα στοιχεία των οργανομετρήσεων έγινε από το Σχ. 4.40, απ' όπου φαίνεται ότι σε ένα διάστημα περίπου 2000 ημερών (5,5 χρόνια) από το χρόνο που ολοκληρώθηκε το αρχικό επίχωμα σε ύψος 10,7 m οι καθιζήσεις ακολούθησαν μία σχετικά αργή εξέλιξη. Διαπιστώνεται λοιπόν, ότι όταν επρόκειτο να γίνει η καθ' ύψος επέκταση του επιχώματος δεν είχαν ολοκληρωθεί οι πρωτογενείς καθιζήσεις, δηλαδή δεν είχαν αποτονωθεί πλήρως οι υπερπίεσεις του ύδατος των πόρων. Παρ'ολ'αυτά, η ανάλυση ευστάθειας υπό αστράγγιστες συνθήκες με το σύνολο των φορτίων της αρχικής φάσης του επιχώματος, καθώς και της προσθήκης, φαίνεται να έχει μόνο ενδεικτικό χαρακτήρα, δεδομένου ότι οι αρχικές τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής κανονικά θα έπρεπε να είχαν αυξηθεί, έστω και ελαφρά, λόγω της στερεοποίησης που είχε συντελεστεί στο διάστημα των 5,5 ετών.



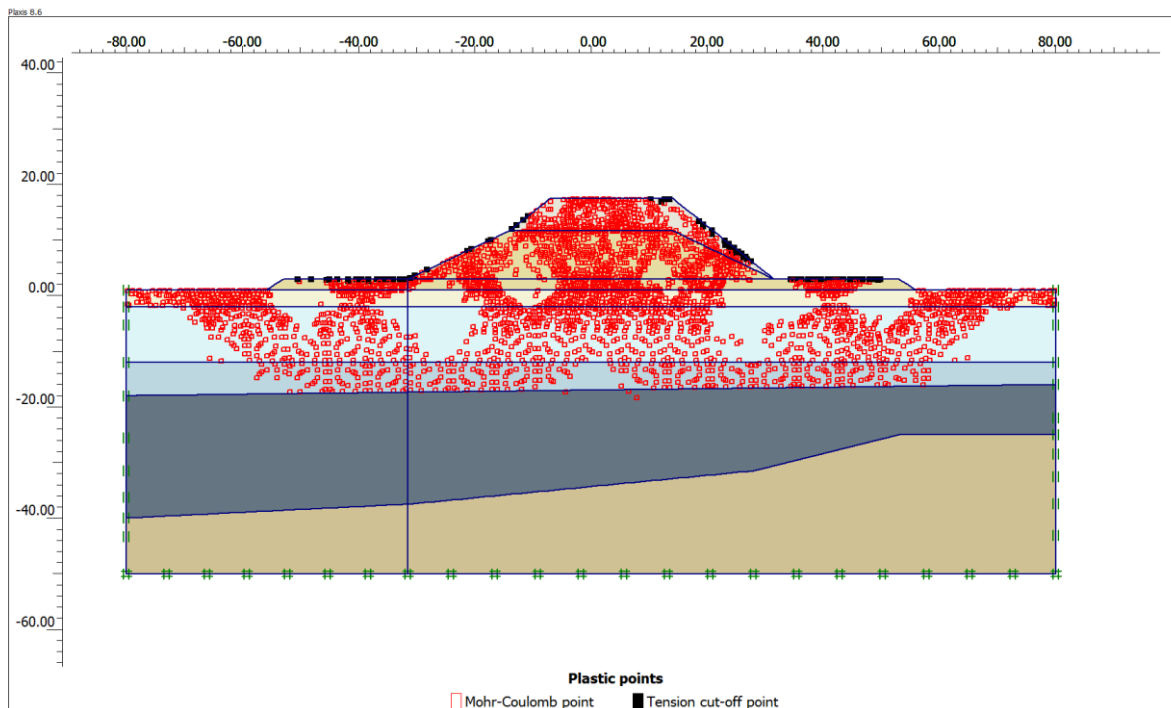
Σχήμα 4.42: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά την αστοχία-Ανάλυση $\varphi = 0$, $c = s_u$.

Κατόπιν των παραπάνω διαπιστώσεων έγιναν οι εξής επιλύσεις:

- Ανάλυση $\varphi = 0$: Λήφθηκαν οι τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της αρχικής έρευνας και αγνοήθηκε η ανάπτυξη της υπερπίεσης των πόρων, καθώς και η αποτόνωσή τους. Υπολογιστικά τούτο διαφέρει από τις συνθήκες, όπου λαμβάνεται υπ' όψιν ενδιάμεση στερεοποίηση κατά τις διάφορες φάσεις.
- Ανάλυση με παρακολούθηση της στερεοποίησης των αργιλικών στρώσεων σε διάφορες φάσεις και με παραμέτρους αντοχής, όπως προηγουμένως $\varphi = 0$ και $c = s_u$.
- Ανάλυση με στερεοποίηση, όπως προηγουμένως, αλλά με υποθετικές ενεργές παραμέτρους αντοχής κάθε αργιλικής στρώσης, φ', c' , που να φαίνονται συμβατές με την αντίστοιχη αστράγγιστη διατμητική αντοχή ($\varphi' = 17,5^\circ - 20^\circ$ και $c' = 2 - 10$ kPa).

Από τις αναλύσεις (a) προέκυψαν τα εξής:

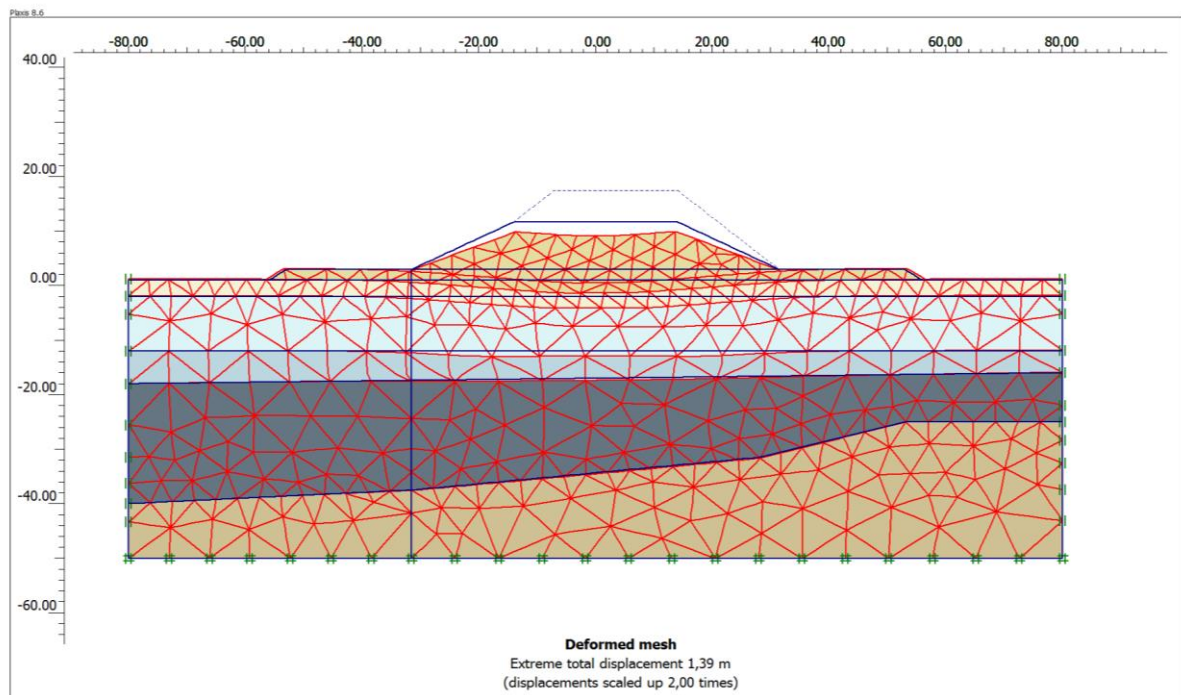
- Κατά την πρώτη φάση φόρτισης, δηλαδή μέχρι χρόνο $t = 2500$ ημέρες περίπου και πριν από την έναρξη της καθ' ύψος επέκτασης του επιχώματος, η καθίζηση στη θέση της πλάκας παρακολούθησης υπολογίστηκε με τιμή $s = 1,35$ m περίπου. Σημειώνεται ότι κατά την υπ' όψιν ανάλυση υπολογίστηκαν οι τελικές μετατοπίσεις, σαν να είχαν περατωθεί οι καθιζήσεις λόγω στερεοποίησης. Εντούτοις, το παραπάνω μέγεθος είναι πολύ κοντά στη μετρημένη καθίζηση $s = 1,22$ m περίπου.
- Κατά την προσθήκη του επιχώματος (μετά τις 2500 ημέρες) σημειώθηκε υπολογιστικά καθολική αστοχία πριν ολοκληρωθεί το πρόσθετο τμήμα στο μέγιστο ύψος που τοποθετήθηκε πραγματικά, δηλαδή πριν από τα 5,7 m περίπου. Στο Σχ. 4.42 φαίνεται το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά την αστοχία.
- Από την ανάλυση διαπιστώνεται ότι οι μεν παράμετροι παραμορφωσιμότητας (E , ν) επιλέχθηκαν σχετικά επιτυχώς, ενώ αντιθέτως η αστράγγιστη διατμητική αντοχή φαίνεται ότι ανεπιτυχώς λήφθηκε από τα δεδομένα της αρχικής έρευνας. Επιβεβαιώνεται λοιπόν, η προηγούμενη παρατήρηση για την επιρροή της στερεοποίησης που ήδη είχε πραγματοποιηθεί από την αρχική κύρια φάση φόρτισης επί της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, τουλάχιστον επί της αργιλικής στρώσης που είναι σαφώς κανονικά στερεοποιημένη.



Σχήμα 4.43: Ανάλυση $\phi = 0$ με στερεοποίηση-Μορφή αστοχίας.

Από τις αναλύσεις (b) προέκυψαν τα εξής:

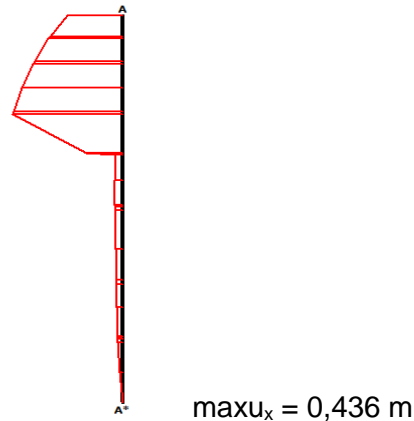
- Προκειμένου να γίνουν αναλύσεις στερεοποίησης, έπρεπε να εισαχθούν οι τιμές του συντελεστή διαπερατότητας κατά την κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση k_y , k_x . Εκτιμήθηκε για τον κατακόρυφο συντελεστή μια αρκετά χαμηλή τιμή $5 \cdot 10^{-9}$ m/sec για τις τρεις αργλικές στρώσεις Βοστώνης, ενώ θεωρήθηκε η συσχέτιση $k_x = 2 \cdot k_y$. Εννοείται ότι στη λιθομιγή άργιλο και κυρίως στην αμμώδη στρώση, οι παραπάνω τιμές προσαρμόστηκαν ανάλογα, δηλαδή πήραμε αρκετά υψηλότερες (π.χ. στην άμμο λήφθηκε 10^{-4} m/sec). Επίσης δοκιμάστηκαν αυξημένες τιμές αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, ώστε να δικαιολογείται η αστοχία κατά την προσθήκη ύψους 5,7 m και όχι νωρίτερα (ανάστροφη ανάλυση).
- Η μορφή αστοχίας που φαίνεται στο Σχ. 4.43 προσεγγίζει πολύ τόσο σε βάθος, όσο και σε έκταση την πραγματική αστοχία, όπως καταγράφηκε. Σημειώνεται εντούτοις, ότι κατά την προσομοίωση δεν εισήχθηκε λεπτή στρώση αργίλου ιδιαίτερα χαμηλής αντοχής, που θα δικαιολογούσε το βάθος που έφτασε ο μηχανισμός αστοχίας, σύμφωνα με τον Leonards. Η ανάλυση έδειξε ότι η επιφάνεια αστοχίας έφτασε το διαχωριστικό επίπεδο μεταξύ της ελαφρά υπερστερεοποιημένης και της κανονικά στερεοποιημένης αργίλου, όπως πράγματι είχε συμβεί.



Σχήμα 4.44: Ανάλυση $\varphi = 0$ με στερεοποίηση-Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων πριν από την έναρξη κατασκευής της προσθήκης επιχώματος.

- Από την ανάλυση με στερεοποίηση κατά το χρόνο $t = 2500$ ημέρες, δηλαδή αμέσως πριν από την έναρξη των εργασιών για την κατασκευή του προσθέτου επιχώματος, η καθίζηση στη θέση της πλάκας μετρήσεως προέκυψε με τιμή $s = 1,22$ m (ενώ η μέγιστη στο επίχωμα $max_s = 1,39$ m), όμως κατά το χρόνο αυτό δεν είχε πλήρως ολοκληρωθεί η στερεοποίηση λόγω της αρχικής κύριας φόρτισης. Στη θέση του αποκλισημέτρου SI 263-2, το οποίο προσομοιώθηκε κατά τις αναλύσεις μου, η

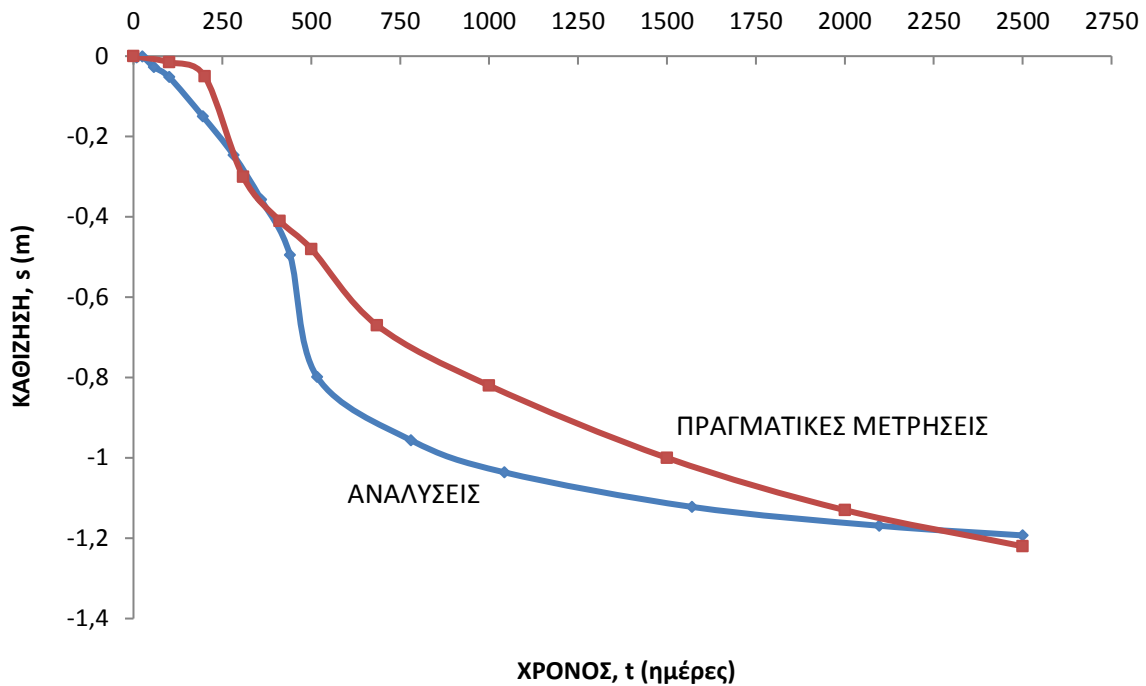
μέγιστη οριζόντια μετατόπιση υπολογίστηκε με τιμή $u_x = 0,436$ m (Σχ. 4.45), δηλαδή περίπου ίση με αυτήν που μετρήθηκε. Παρόλο που η μορφή της καμπύλης των οριζοντίων μετατοπίσεων προέκυψε κατά τις αναλύσεις παραπλήσια, εντούτοις υπάρχουν ορισμένες αποκλίσεις. Σημειώνεται ότι τις οριζόντιες μετατοπίσεις επηρεάζει σημαντικά ο λόγος Poisson και κατά τις αναλύσεις λήφθηκε $\nu' = 0,35$ σε όλες τις αργιλικές στρώσεις (για τη φάση στερεοποίησης).



Σχήμα 4.45: Κατανομή οριζοντίων μετατοπίσεων u_x στη θέση του αποκλισιομέτρου S1-2: Ανάλυση $\varphi = 0$ με στερεοποίηση.

Οι μετρημένες καθιζήσεις στην πλάκα παρακολούθησης που είχε τοποθετηθεί στο κέντρο της βάσης του επιχώματος κατά τη χρονική περίοδο της αρχικής φόρτισης φαίνεται στο Σχ. 4.46 που αναπαράχθηκε από τα δεδομένα του άρθρου. Στο ίδιο σχήμα για συγκριτικούς λόγους σχεδιάστηκε η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων κατά το ίδιο διάστημα, όπως υπολογίστηκε με την ανάλυση με στερεοποίηση και με τις παραδοχές γεωτεχνικών παραμέτρων και κυρίως συντελεστών διαπερατότητας, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων προκύπτουν τα εξής:

- ❖ Ως προς την τιμή της καθίζησης κατά το τέλος της μακροχρόνιας φάσης παραμονής της φόρτισης ($t = 2500$ ημέρες) παρατηρείται πρακτικά σύμπτωση. Σύγκλιση των αποτελεσμάτων παρατηρείται και κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή για χρόνο $t = 0-500$ ημέρες. Οι μικρές διαφορές στο αρχικό αυτό χρονικό διάστημα προφανώς οφείλονται στο μη σταθερό ρυθμό κατασκευής του επιχώματος, ενώ κατά τις αναλύσεις γίνεται η υπόθεση σταθερού ρυθμού αύξησης της φόρτισης με το χρόνο.
- ❖ Αντιθέτως, από την αντιπαραβολή των καμπύλων διακρίνεται η ταχύτερη εξέλιξη των καθιζήσεων, όπως προβλέπονται από την ανάλυση συγκριτικά με τις μετρημένες καθιζήσεις που δείχνουν ένα βραδύτερο ρυθμό ανάπτυξης. Ενδεχομένως λοιπόν, με επιλογή συντελεστών διαπερατότητας που θα είχαν μικρότερες τιμές από τις εφαρμοσθείσες, η σύγκριση των ρυθμών εξέλιξης θα έδειχνε καλύτερη προσέγγιση, όμως τελικώς, η ληφθείσα τιμή για $t = 2500$ ημέρες θα ήταν μικρότερη. Τούτο θα σήμαινε ότι η σύμπτωση των τελικών τιμών των καθιζήσεων δεν αποδεικνύει κατ' ανάγκη και απόλυτα σωστή επιλογή των μέτρων παραμορφωσιμότητας, δεδομένου ότι για να πετύχουμε και πάλι σύμπτωση τιμών θα έπρεπε να μειώσουμε τις τιμές των μέτρων μονοδιάστατης συμπίεσης.

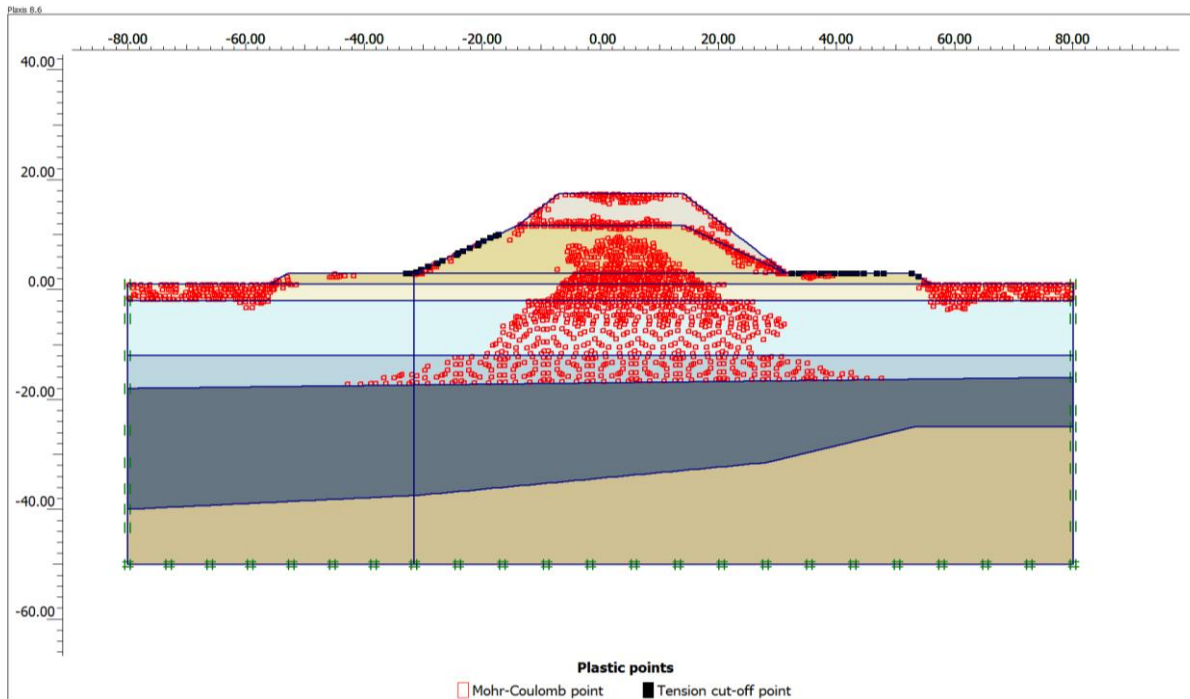


Σχήμα 4.46: Σύγκριση καμπύλων χρονικής εξέλιξης των καθιζήσεων στο κέντρο του επιχώματος.

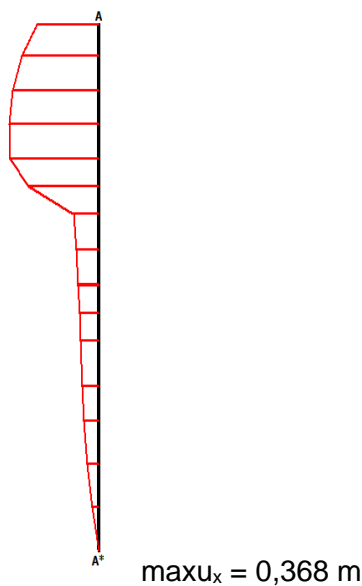
Για τις αναλύσεις (c) σημειώνονται τα εξής:

- Οι υπόψη αναλύσεις αφορούν διαδικασίες στερεοποίησης με κατ' εκτίμηση επιλογή ενεργών παραμέτρων αντοχής ϕ' , c' και συντελεστές διαπερατότητας, όπως στις αναλύσεις (b). Στις τρεις ανώτερες αργιλικές στρώσεις λήφθηκε $\phi' = 17,5^\circ - 20^\circ$ και αναλόγως του βαθμού στερεοποίησης $c' = 2 - 10$ kPa. Οι τιμές αυτές φαίνονται μάλλον συντηρητικές, παρ' όλο που η επιλογή τους βασίστηκε εν μέρει και στην αστράγγιστη διατμητική αντοχή. Σε κάθε περίπτωση οι αναλύσεις (c) έχουν απολύτως ενδεικτικό χαρακτήρα, δεδομένου ότι λείπουν τελείως τα πραγματικά σχετικά γεωτεχνικά στοιχεία.
- Σε αντίθεση με την ανάλυση (a), όπου βασίστηκε σε αστράγγιστες συνθήκες ($\phi = 0$) στις υπ' όψιν αναλύσεις (c) υπολογιστικά ολοκληρώθηκε η φάση του συνόλου του πρόσθετου επιχώματος (ύψους 5,7 m) χωρίς αστοχία. Ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίστηκε με τιμή $SF = 1,15$ περίπου, πράγμα που υποδηλώνει ότι ενδεχομένως οι ενεργές παράμετροι διατμητικής αντοχής, στην πραγματικότητα ήταν λίγο χαμηλότερες από αυτές που επέλεξα και τις οποίες χαρακτήρισα ήδη ως συντηρητικές. Κατά τη φάση ολοκλήρωσης της προσθήκης, όπως διαπιστώνεται από το Σχ. 4.47 δεν αναπτύχθηκε πλήρης μηχανισμός αστοχίας, όπως θα αναμενόταν.
- Η τελική καθίζηση κατά το πέρας της φόρτισης από το αρχικό τμήμα ($t = 2500$ ημέρες) ήταν γύρω στα 0,9 m, δηλαδή αρκετά χαμηλότερη από εκείνη των προηγούμενων αναλύσεων βάσει των οποίων είχε διαπιστωθεί ουσιαστική σύμπτωση με τις μετρήσεις. Στο Σχ. 4.48 φαίνεται η κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων κατά τον ίδιο χρόνο t , στη θέση του αποκλισιομέτρου S1-2, βάσει της οποίας η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση είναι $u_x = 0,368$ m, δηλαδή αρκετά μικρότερη των προηγούμενων αναλύσεων (0,436 m). Οι δύο παρατηρήσεις δείχνουν μικρότερες παραμορφώσεις από τις

προηγούμενες αναλύσεις, παρ' όλο που χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες τιμές του μέτρου ελαστικότητας, του λόγου Poisson και των συντελεστών διαπερατότητας. Παρατηρείται λοιπόν, η αρκετά σημαντική επιρροή των αναπτυσσόμενων πλαστικών ζωνών στην εκδήλωση των μετατοπίσεων και οι οποίες ζώνες είναι σχετικά περιορισμένες στις αναλύσεις (c). Ενδεχομένως, αυτός ο παράγοντας να οδήγησε ή να συνέβαλε στις αποκλίσεις μεταξύ θεωρητικής και πραγματικής καμπύλης καθιζήσεων στις προηγούμενες αναλύσεις (b).



Σχήμα 4.47: Ανάλυση σε ενεργές τάσεις με στερεοποίηση-Ανάπτυξη πλαστικών ζωνών κατά την ολοκλήρωση της προσθήκης στο επίχωμα.



Σχήμα 4.48: Ανάλυση ϕ', c' με στερεοποίηση: Οριζόντιες μετατοπίσεις στη θέση του αποκλισιομέτρου S1-2.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Allaire A. (1916). "The Failure and Righting of a Million- Bushel Grain Elevators", *Trans. A.S.C.E.* LXXX, pp 800-803.
- Bjerrum L. (1972). "Embankments on Soft Ground", *Proceedings of the ASCE Conference on Performance of Earth and Earth-supported Structures*, Purdue University, Lafayette, Indiana, Vol. 2, pp 1-54.
- Bjerrum L. (1973). "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils", Session 4, *Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, U.S.S.R., Vol. 3, pp 11-159.
- Dascal O., Tournier J.P., Tavenas F. and Larochelle P. (1972). "Failure of a Test Embankment on Sensitive Clays", *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, Purdue University, Lafayette, Indiana, Vol. 1, pp124 -159.
- Dascal O. and J. P. Tournier (1975). "Embankments on Soft and Sensitive Clay Foundation", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No GT3, pp 297-314.
- Engineering News (1913). "Failure of Transcona Grain-Elevator", *Engineering News* 70 (19), pp 944-945.
- Kim B.T., Kim N., Lee W.J. and Y.S. Kim (2004). "Experimental load-transfer curves of laterally loaded piles in Nak-Dong River sand", *J. Geotech. Geoenviron. Engrg, ASCE* 130(4),pp 416-425.
- Leonards G.A. (1982). "Investigation of failures", 16th Terzaghi Lecture, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 18, GT2, pp 187-246
- Massachusetts Institute of Technology Proceedings (1975). Foundation Deformation Prediction Symposium, Report FHWA-RD-75-515, U.S. Department of Transportation, Cambridge, Mass.
- Peck R.B. and F. G. Bryant (1953). "The Bearing Capacity Failure of the Transcona Elevator", *Géotechnique*, Vol.3, No 5, pp 201-208.
- Puzrin A.M., E. Alonso and N. Pinyol (2010). "Bearing Capacity Failure: Transcona Grain Elevator, Canada" Chapter 4, pp 68-84 of the Book: "Geomechanics of Failures", Springer.
- Salgado R., A. Lyamin and J. Lim (2013). "Foundation Failure Case Histories Reexamined Using Modern Geomechanics", Paper No SOAP-9, *Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Chicago.
- Wilkes P.F. (1972). "An Induced Failure of a Trial Embankment at King's Lynn, Norfolk, England", *Proceedings, ACE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue university, Lafayette, Indiana, Vol. 1, Part 1, pp 29-63

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΑΣΤΑΘΕΙΑ ΛΟΓΩ ΚΛΙΣΕΩΣ ΥΨΗΛΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

1. Εισαγωγή

α) Οι διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ των άκρων θεμελιώσεων που έχουν άκαμπτη σύνδεση με την ανωδομή έχουν ως συνέπεια την απόκλιση από την κατακόρυφη της κατασκευής, που υπό ορισμένες συνθήκες μπορεί να οδηγήσει σε αστάθεια λόγω κλίσης. Οι περιπτώσεις μικρής απόκλισης σχετικά υψηλών κατασκευών λόγω της αντίστοιχης στροφής της θεμελίωσης είναι συχνότερες και ορισμένες φορές είναι αρκετά μικρού μεγέθους, ώστε να μη γίνονται καν αντιληπτές από τον απλό παρατηρητή. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα αρκετά παραδείγματα αστάθειας λόγω κλίσης κατασκευών με υψηλές τιμές απόκλισης (και στροφής των θεμελιώσεων) με γνωστότερη και εντυπωσιακότερη την περίπτωση του Πύργου της Πίζας, αλλά και άλλων πύργων ανά τον κόσμο. Άλλου τύπου κατασκευές, όπως π.χ. σιλό δημητριακών ή γερανοί, υπό ορισμένες προϋποθέσεις υπόκεινται στον κίνδυνο αστάθειας λόγω κλίσης. Από την άποψη της απλής εξέτασης της εξωτερικής ισορροπίας μιας τέτοιας κατασκευής, το πρόβλημα εντοπίζεται στην ικανότητα ή μη του συστήματος θεμελίωσης-εδάφους να αναπτύξει μέσω μηχανισμού ανακατανομής των εδαφικών αντιδράσεων, δυνάμεις εξισορρόπησης της ροπής του βάρους που μεταφέρεται στη θεμελίωση υπό εκκεντρότητα λόγω της απόκλισης. Αυτή η εξωτερική ροπή αστάθειας εκφράζεται με την απλή σχέση $M_D = G \cdot h_s \cdot \sin \omega$, όπου G το βάρος της κατασκευής, h_s η απόσταση του κέντρου βάρους από το κέντρο της θεμελίωσης και ω η γωνία απόκλισης από την κατακόρυφη. Η μέγιστη ροπή αντιστάσεως που μπορεί να αντισταθεί το σύστημα εδάφους-θεμελίωσης για τη συγκεκριμένη απόκλιση ω , $M_R = M_R(\omega)$ εξαρτάται από τη στροφική δυσκαμψία και η συνθήκη ευσταθείας προϋποθέτει ότι $M_R > M_D$. Στην αντίθετη περίπτωση, η γωνία ω αυξάνεται βαθμιαία χωρίς να μπορεί να επιτευχθεί η ισορροπία που προδιαγράφεται από την σχέση $M_D(\omega) = M_R(\omega)$.

β) Είναι προφανές ότι για την ανάλυση της τυχόν αστάθειας οι υπολογιστικές δυσκολίες αφορούν στον όρο $M_R(\omega)$. Η στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης μπορεί να υπολογισθεί με το μονοπαραμετρικό προσομοίωμα Winkler, όπως π.χ. εφαρμόστηκε από τον Weissman (1972) με σκοπό την πρόβλεψη της στροφής θεμελίωσης υπό έκκεντρη φόρτιση, καθώς και από τον Hambly (1985). Οι αναλύσεις αστάθειας κατασκευών με προσομοίωση ελατηριωτού εδάφους Winkler ή και μεμονωμένων ελατηρίων, παρέχει συνήθως μεγαλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων κι έχει το πλεονέκτημα των απλούστερων υπολογισμών. Παραδείγματα τέτοιων προσομοιώσεων δίδει ο Hambly (1990) αναλύοντας την ευστάθεια υψηλών γερανών, καθώς και οι Puzrin et al (2010) εξετάζοντας το πρόβλημα του Πύργου της Πίζας με ισοδύναμο ορθογωνικό θεμέλιο επί ελατηρίων διαφορετικού δείκτη εδάφους για τη φόρτιση και την αποφόρτιση. Εφαρμογή στο συγκεκριμένο θέμα είχε επίσης το προσομοίωμα του συνεχούς ελαστικού μέσου (και μάλιστα γραμμικώς ελαστικού) για απλά θεμέλια εδραζόμενα χωρίς τριβή, όπως π.χ. κατά Borowicka (1943), Gorbunov-Possadon and Serebrajanyi (1961), Lee (1962), με αντίστοιχη εφαρμογή στο πρόβλημα της αστάθειας λόγω κλίσης από τους Habib and Puyo (1970). Παρόλο που η θεώρηση γραμμικής συσχέτισης ροπής-στροφής ($M_R-\omega$), με προσομοίωση κατά Winkler ή βάσει συνεχούς μέσου είναι απλή και εποπτική, ιδίως με τη χρήση καταλλήλων

μέσων-παραμέτρων, όπως π.χ. κατά Burland et al (2003), ωστόσο η πραγματική μη γραμμική εξάρτηση των ανωτέρω παραμέτρων, οφειλόμενη στην προφανή μείωση της στροφικής δυσκαμψίας για σχετικά υπολογίσιμες τιμές της γωνίας ω , αποτελεί θέμα προς διερεύνηση. Πειραματικά αποτελέσματα φυγοκεντριστή αναλύθηκαν και αξιοποιήθηκαν από τους Cheney et al (1991) με ενδιαφέρον σημείο αφ'ενός μεν τη διαπίστωση της μη γραμμικής συσχέτισης των μεγεθών ροπής-στροφής θεμελίου, αφ'ετέρου δε, την αναλυτική αποτύπωσή της μέσω υπερβολικής συνάρτησης.

Από τα ανωτέρω προκύπτει ότι η μη πλήρωση της ανίσωσης $M_R \geq M_D$, οπότε οριοθετείται η αστάθεια λόγω κλίσης, είναι πιθανότερη για υψηλές κατασκευές (για μεγάλο λόγο h_s/B , όπου B η μικρότερη πλευρά της θεμελίωσης ή η διάμετρός της), για μεγάλο βάρος κατασκευής G (κρινόμενο βεβαίως σε συσχέτισμό με τις διαστάσεις της θεμελίωσης) και κυρίως για μικρές τιμές της στροφικής δυσκαμψίας (π.χ. για μαλακές αργίλους). Ορισμένοι ερευνητές, σχεδόν ανεξαρτήτως των λοιπών παραμέτρων, οριοθέτησαν την πιθανή αστάθεια λόγω κλίσης μέσω του λόγου h_s/B (με άνω όριο 2,5 – 3,0).

γ) Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η αρχική κλίση (ω_0) της θεμελίωσης, το μέγεθός της, αλλά και το αίτιο της αρχικής ανάπτυξης ή της ενδεχόμενης εξέλιξής της ($\omega_0 \rightarrow \omega$). Η ανάπτυξη αρχικής απόκλισης κατά γωνία ω_0 μπορεί να οφείλεται:

- Σε κατασκευαστικό λάθος.
- Σε απόκλιση του κέντρου βάρους από τον κατακόρυφο άξονα που διέρχεται από το κέντρο της θεμελίωσης που μπορεί να οφείλεται σε μη συμμετρική κατανομή των ιδίων φορτίων, παρ' όλο που γεωμετρικά η ανωδομή είναι κατακόρυφη.
- Στην επιρροή των φορτίσεων γειτονικής κατασκευής: Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η σύγκλιση γειτονικών υψηλών σιλό.
- Στην ανομοιογένεια του εδάφους κατ' έκταση, που είναι πιθανή σε πρόσφατες αποθέσεις με τυχαία εναλλαγή χαλαρών μη συνεκτικών εδαφικών στρώσεων και μαλακών συνεκτικών.
- Σε μονόπλευρη άντληση υπογείων υδάτων ή γενικότερα μονόπλευρη ανθρώπινη επέμβαση.
- Στην ταχεία φόρτιση μαλακού αργιλικού εδάφους (υπό αστράγγιστες συνθήκες) και την αρχική ανάπτυξη πλαστικών ζωνών που δεν είναι συμμετρικά διατεταγμένες.
- Σε ανεμοπίεση-σεισμό.
- Σε συνδυασμό δύο ή περισσότερων παραγόντων από τους παραπάνω.

Ειδικά για την περίπτωση σιλό δημητριακών, ο Bozozuk (1973) αναφερόμενος κυρίως στο πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας του εδάφους της θεμελίωσης, απέδωσε την απόκλιση από την κατακόρυφο στον μη επαρκή συντελεστή ασφαλείας έναντι θραύσης (σε περίπτωση σχετικά μαλακού αργιλικού εδάφους), καθώς και στην αλληλεπίδραση των βολβών προσθέτων κατακορύφων τάσεων σε περίπτωση γειτονικών κατασκευών σε μικρή απόσταση. Στο ίδιο θέμα αναφέρθηκε εκ νέου (Bozozuk, 1976) προβάλλοντας το παράδειγμα της σύγκλισης δύο γειτονικών σιλό θεμελιωμένων σε αργιλικό έδαφος στην περιοχή Red River Valley στον Καναδά, με αποτέλεσμα τη δημιουργία δομικών βλαβών. Ο ίδιος συγγραφέας διατύπωσε την σύσταση για ελάχιστη ελεύθερη απόσταση μεταξύ των δύο γειτονικών κυλινδρικών σιλό ίση με τη διάμετρό τους, ώστε να αποφεύγονται οι

συνέπειες λόγω της αλληλεπίδρασης των αντίστοιχων θεμελιώσεων. Στο πρόβλημα των πιθανών συνεπειών λόγω της αλληλοεπικάλυψης των βολβών τάσεων αναφέρθηκαν επίσης οι Dogangun et al (2009).

Στο πλαίσιο της γενικότερης περίπτωσης αλληλεπίδρασης μεταξύ γειτονικών κατασκευών, οι Puzrin, Alonso and Pinyol (2010) αναφέρθηκαν επίσης στην περίπτωση σύγκλισης γειτονικών σιλό. Οι υπ'όψιν συγγραφείς προσεγγίζοντας την περίπτωση υψηλών τιμών σύγκλισης, που ενδεχομένως να προκαλούσε και δομικές βλάβες, έδωσαν αριθμητικό παράδειγμα υπολογισμού της στροφής των θεμελιώσεων, οφειλόμενης αποκλειστικά στις πρόσθετες τάσεις λόγω της αλληλεπίδρασης.

δ) Στο ανωτέρω πλαίσιο που έχει τεθεί η αστάθεια λόγω κλίσης, εξετάστηκαν στις επόμενες παραγράφους ορισμένα σημεία ή περιπτώσεις που παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον και ειδικότερα:

- Στην αμέσως επόμενη §2 παρουσιάζονται αναλύσεις για την εκτίμηση του συντελεστή ασφάλειας έναντι αστάθειας λόγω κλίσης, οριζόμενου κατά την απλή σχέση: $SF = \frac{M_R}{M_D}$.

Για λόγους εποπτικούς εφαρμόστηκε το προσομοίωμα Winkler, αλλά όχι με ενιαία τιμή δείκτη εδάφους, k_s καθ' όλη την έκταση της θεμελίωσης, αλλά διαφοροποιημένη στις δύο περιοχές που διαχωρίζονται από τον οριζόντιο άξονα στροφής και αντιστοιχούν αφ'ενός σε πρόσθετες φορτίσεις λόγω εκκεντρότητας ($k_{s,L}$) και αφ'ετέρου αποφόρτισης ($k_{s,U}$) από την αντίθετη πλευρά. Εξετάζεται η επιρροή της συσχέτισης των τιμών δείκτη εδάφους για δύο περιπτώσεις, ορθογωνικού και κυκλικού θεμελίου.

- Στην §3 εξετάζεται η περίπτωση σύγκλισης γειτονικών σιλό, όπως αναφέρθηκε παραπάνω (kissing silos) με αριθμητικές αναλύσεις (3D F.E.M.). Διαχωρίζεται η επιρροή στην τελική στροφή των θεμελιώσεων, δύο παραγόντων:

i) «Αρχική» στροφή, ω_0 οφειλόμενη αποκλειστικά στην αλληλεπίδραση δύο γειτονικών άκαμπτων τετραγωνικών θεμελίων.

ii) Τελική στροφή ($\omega > \omega_0$) λόγω της εξέλιξης της αρχικής γωνίας ω_0 , η οποία οφείλεται στην ανακατανομή των πιέσεων επαφής ως αποτελέσματος της αρχικής απόκλισης και της εκκεντρότητας φόρτισης κάθε μιας από τις δύο θεμελιώσεις.

- Στην τελευταία §4 του παρόντος Κεφαλαίου παρουσιάζεται εκτενώς το πολύ γνωστό, αλλά και πολύ σύνθετο πρόβλημα αστάθειας λόγω κλίσης του πύργου της Πίζας. Δίδεται έμφαση στα διαθέσιμα γεωτεχνικά στοιχεία, γίνεται προσπάθεια ερμηνείας της συνολικής εδαφικής συμπεριφοράς και παρουσιάζονται λεπτομερείς αριθμητικές αναλύσεις (3D F.E.M.) με εφαρμογή των εδαφικών προσομοιωμάτων:

i) Γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb.

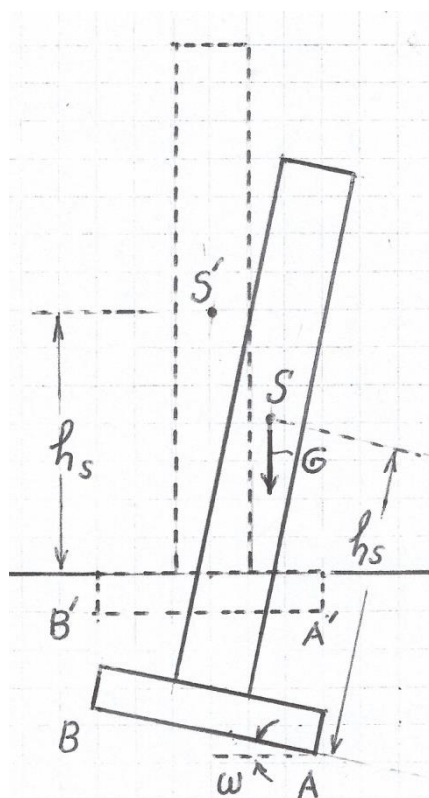
ii) SSCM (Soft Soil Creep Model). Το δεύτερο προσομοίωμα προσεγγίζει το ιδιαίτερο πρόβλημα της διαφορετικής συμπεριφοράς των διαφόρων εδαφικών στρώσεων κατά τη φόρτιση και την αποφόρτιση (ως αποτέλεσμα της εξελισσόμενης γωνίας απόκλισης, ω), αλλά και το επίσης σημαντικό θέμα της χρονικής εξέλιξης του φαινομένου.

2. Ανάλυση ευστάθειας για θεμελιώσεις επί εδάφους Winkler

2.1 Θεμελίωση ορθογωνικής κάτοψης επί εδάφους Winkler

2.1.1 Θεωρητική ανάλυση ευστάθειας

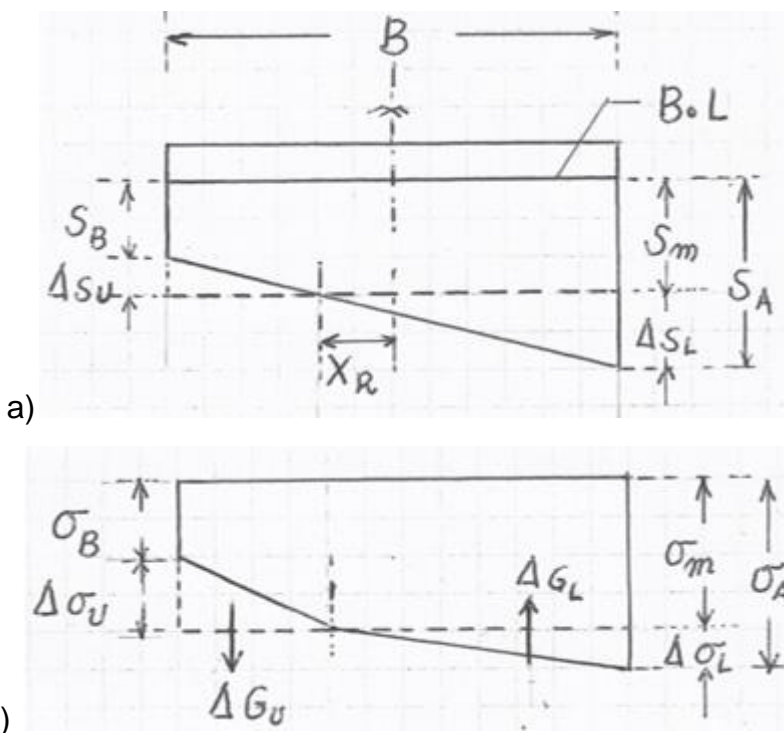
Η παραδοχή ελατηριωτού εδάφους Winkler είναι μεν ανακριβής για ορισμένους τουλάχιστον εδαφικούς τύπους (όπως π.χ. για υπερστερεοποιημένες αργίλους), όμως δίνει τη δυνατότητα εποπτικής ανάλυσης. Η υψηλή κατασκευή του Σχ.5.1 εδράζεται επί ορθογωνικού θεμελίου διαστάσεων $B \cdot L$ ($B \leq L$), η αρχική της θέση φαίνεται με εστιγμένη, ενώ σε τυχαία ενδιάμεση μετά την ανάπτυξη αποκλίσεως από την κατακόρυφη μεγέθους ω , αντιστοιχεί στροφή της θεμελίωσης κατά ω (λόγω της υποτιθέμενης άκαμπτης σύνδεσης με την ανωδομή). Αποτέλεσμα της απόκλισης είναι η μετατόπιση του κέντρου βάρους όλης της κατασκευής (περιλαμβανομένου του θεμελίου) από την αρχική θέση S' στην S , οπότε λόγω της υπ' όψιν εκτροπής αναπτύσσεται ροπή ανατροπής M_D . Το πρόβλημα της ευσταθείας εντοπίζεται στη δυνατότητα του εδάφους, με τα συγκεκριμένα εκάστοτε χαρακτηριστικά του, να εξισορροπήσει την ροπή M_D .



Σχήμα 5.1: Θεμελίωση υψηλής κατασκευής πριν και μετά τη στροφή κατά ω .

Εξετάζεται η γενικότερη περίπτωση (και συνηθέστερη), όπου η παραμορφωσιμότητα του εδάφους κατά τη φόρτιση είναι μεγαλύτερη αυτής κατά την αποφόρτιση. Αυτό αποδίδεται υπολογιστικά με θεώρηση διαφορετικού δείκτη εδάφους κατά τη φόρτιση ή την αποφόρτιση ($k_{s,L}$ και $k_{s,U}$, αντιστοίχως). Σε κατακόρυφη θέση της ανωδομής αναπτύσσονται αφ' ενός μεν ομοιόμορφες καθιζήσεις μεγέθους s_m , αφ' ετέρου δε, σύμφωνα με το προσομοίωμα Winkler και ομοιόμορφες εδαφικές αντιδράσεις (πιέσεις επαφής), μεγέθους $\sigma_m = G/B \cdot L$, όπου G το ίδιο βάρος ανωδομής και θεμελίωσης. Λόγω της εκτροπής κατά γωνία ω , οι αντίστοιχες

καθιζήσεις κατά τις ακραίες ακμές της θεμελίωσης θα είναι $s_A = s_m + \Delta s_{s,L}$, $s_B = s_m - \Delta s_{s,U}$, όπου τα μεγέθη $\Delta s_{s,L}$, $\Delta s_{s,U}$ είναι οι διαφορές καθιζήσεων λόγω της πρόσθετης φόρτισης και αποφόρτισης, αντίστοιχως. Οι υπ'όψιν διαφορές καθιζήσεων (έναντι της μέσης, s_m) διαμορφώνουν τη γωνία κλίσης της θεμελίωσης, δηλαδή $\omega \approx \sin \omega = (\Delta s_{s,L} + \Delta s_{s,U})/B$ (Σχ.5.2).



Σχήμα 5.2: Γενική περίπτωση άκαμπτης θεμελίωσης σε έδαφος Winkler:

a) Κατανομή καθιζήσεων, b) Κατανομή εδαφικών αντιδράσεων.

Λόγω της προφανούς ανακατανομής των εδαφικών αντιδράσεων, οι νέες ακραίες τάσεις είναι $\sigma_A = \sigma_m + \Delta \sigma_L$, $\sigma_B = \sigma_m - \Delta \sigma_U$ και οι αντίστοιχες διαφορές τάσεων στην περιοχή της πρόσθετης φόρτισης ή αποφόρτισης υπολογίζονται κατά Winkler με τις απλές σχέσεις: $\Delta \sigma_L = k_{s,L} \cdot \Delta s_L$, $\Delta \sigma_U = k_{s,U} \cdot \Delta s_U$

Λόγω της διαφοροποίησης των δεικτών εδάφους, η στροφή της θεμελίωσης γίνεται γύρω από άξονα που απέχει από τον κεντροβαρικό άξονα της θεμελίωσης κατά x_R . Είναι προφανές ότι στην υποθετική περίπτωση, όπου $k_{s,L} = k_{s,U}$, τότε $x_R = 0$ και η στροφή θα γινόταν περί τον άξονα συμμετρίας παράλληλα προς την πλευρά μήκους L . Ευνόητο είναι επίσης, ότι ο μηδενισμός των προσθέτων τάσεων λόγω της ανακατανομής συμπίπτει με τη θέση x_R , όμως τα αντίστοιχα διαγράμματα κατανομής των εδαφικών αντιδράσεων έχουν διαφορετική κλίση στην περιοχή της φόρτισης και της αποφόρτισης. Κανονικά, η μετατόπιση x_R μετράται επί της πλευράς B που έχει στραφεί. Για λόγους απλούστευσης, στο Σχ. 5.2 σημειώθηκε παράλληλα προς την αρχική θέση του B , δεδομένου ότι $x_R \cdot \cos \omega \approx x_R$ (μικρή η γωνία ω). Από τα διαγράμματα κατανομής των προσθέτων τάσεων διαμορφώνεται ζεύγος δυνάμεων ($\Delta G_L = \Delta G_U$), η ροπή του οποίου θα πρέπει να εξισορροπεί την ροπή ανατροπής. Οι υπ'όψιν δυνάμεις δίδονται από τις απλές σχέσεις:

$$\Delta G_L = \frac{1}{2} \cdot (B/2 + x_R) \cdot L \cdot \Delta \sigma_L, \quad \Delta G_U = \frac{1}{2} \cdot (B/2 - x_R) \cdot L \cdot \Delta \sigma_U,$$

$$\text{ΟΠΟΤΕ: } (B/2 + x_R) \cdot \Delta\sigma_L = (B/2 - x_R) \cdot \Delta\sigma_U \quad (1)$$

Από τη συνθήκη επιπεδότητας της επιφάνειας εδράσεως (Σχ.5.2), προκύπτει η σχέση:

$$\frac{\Delta s_U}{\Delta s_L} = \frac{B - 2x_R}{B + 2x_R} \quad (2)$$

Η απόσταση x_R προκύπτει από την σχέση (2):

$$x_R = \frac{B}{2} \cdot \frac{\Delta s_L - \Delta s_U}{\Delta s_L + \Delta s_U} \quad (3a)$$

Η ίδια απόσταση προκύπτει και από την (1), ως εξής:

$$x_R = \frac{B}{2} \cdot \frac{\Delta\sigma_L - \Delta\sigma_U}{\Delta\sigma_L + \Delta\sigma_U}, \text{ όπου οι πρόσθετες τάσεις συνδέονται με τις πρόσθετες καθιζήσεις μέσω των αντιστοίχων δεικτών εδάφους, άρα:}$$

$$x_R = \frac{B}{2} \cdot \frac{k_{s,U} \cdot \Delta s_U - k_{s,L} \cdot \Delta s_L}{k_{s,U} \cdot \Delta s_U + k_{s,L} \cdot \Delta s_L} \quad (3b)$$

$$\text{Από τις (3a) και (3b) προκύπτει: } (\Delta s_L)^2 = \left(\frac{k_{s,U}}{k_{s,L}}\right) \cdot (\Delta s_U)^2, \text{ οπότε: } \frac{\Delta s_L}{\Delta s_U} = \sqrt{\frac{k_{s,U}}{k_{s,L}}} \quad (4)$$

Ο λόγος των δεικτών εδάφους κατά τη φόρτιση και αποφόρτιση αποδίδεται από τη σχέση:

$$\frac{k_{s,U}}{k_{s,L}} = f_k, \text{ οπότε } \frac{\Delta s_L}{\Delta s_U} = \sqrt{f_k} \quad (5)$$

Από τις σχέσεις (3a) και (4) υπολογίζεται τελικώς η απόσταση x_R , ως εξής:

$$x_R = \frac{B}{2} \cdot \frac{\sqrt{f_k} - 1}{\sqrt{f_k} + 1} \quad (6)$$

Η ροπή ανατροπής υπολογίζεται βάσει της συνολικής οριζόντιας απόστασης του βάρους G από τον άξονα περιστροφής:

$$M_D = G \cdot (e + x_R \cdot \cos\omega) = G \cdot h_s \cdot \sin\omega + G \cdot x_R \cdot \cos\omega \quad (7)$$

όπου e η εκκεντρότητα από τον άξονα συμμετρίας και h_s η απόσταση του κέντρου βάρους από τη βάση θεμελίωσης.

Η ροπή ευσταθείας (ή ροπή επαναφοράς), υπολογίζεται ως άθροισμα της ροπής του ζεύγους δυνάμεων ΔG_U και ΔG_L (M_{R1}) και της ροπής των ομοιομόρφως κατανεμημένων τάσεων σ_m λόγω του ίδιου βάρους G που εφαρμόζεται στο κέντρο της θεμελίωσης (M_{R2}).

$$M_R = M_{R1} + M_{R2} = \Delta G_L \cdot \ell + B \cdot L \cdot \sigma_m \cdot x_R \cdot \cos\omega \quad (8a)$$

όπου ℓ ο μοχλοβραχίονας μεταξύ των ΔG_U και ΔG_L .

$$\Delta G_L = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{B}{2} + x_R\right) \cdot L \cdot \Delta\sigma_L = \frac{1}{4} \cdot (B + 2x_R) \cdot L \cdot k_{s,L} \cdot \Delta s_L \text{ και } \ell = \frac{2}{3} \cdot B \cdot \cos\omega$$

Η διαφορά καθιζήσης Δs_L εκφράζεται ως συνάρτηση της γωνίας απόκλισης ω (ή της $\sin\omega$):

$\sin\omega = \frac{\Delta s_U + \Delta s_L}{B} = \left(\frac{1}{\sqrt{f_k}} + 1\right) \cdot \frac{\Delta s_L}{B}$, άρα $\Delta s_L = \left(1 + \frac{1}{\sqrt{f_k}}\right) \cdot B \cdot \sin\omega$, οπότε η (8a) γράφεται:

$$M_R = \frac{1}{6} \cdot B^2 \cdot (B + 2x_R) \cdot L \cdot \sin\omega \cdot \cos\omega \cdot \frac{\sqrt{f_k}}{1 + \sqrt{f_k}} \cdot k_{s,L} + B \cdot L \cdot \sigma_m \cdot x_R \cdot \cos\omega \quad (8b)$$

Η συνθήκη ευσταθείας είναι: $M_D \leq M_R$. Παρατηρείται ότι οι δεύτερος όροι των εξισώσεων (7) και (8b) είναι ταυτόσημοι ($G \cdot x_R \cdot \cos\omega = B \cdot L \cdot \sigma_m \cdot x_R \cdot \cos\omega$), οπότε η παραπάνω ανίσωση εκφράζεται τελικά υπό την μορφή της σχέσης (9):

$$G \cdot h_s \leq \frac{\sqrt{f_k}}{6 \cdot (1 + \sqrt{f_k})} \cdot B^2 \cdot (B + 2x_R) \cdot L \cdot \cos\omega \cdot k_{s,L} \quad (9)$$

Παρατήρηση: Η παραπάνω ανάλυση ισχύει υπό την αυτονόητη προϋπόθεση ότι οι εδαφικές αντιδράσεις κατά τη διεπιφάνεια έδρασης του θεμελίου είναι μη αρνητικές, άρα σύμφωνα με την αντίστοιχη σχηματική απεικόνιση (Σχ.5.2), θα πρέπει $\sigma_B \geq 0$. Δεδομένου ότι $\sigma_B = \sigma_m - \Delta\sigma_U$ και $\sigma_m = K_{s,L} \cdot s_m$, θα πρέπει $K_{s,L} \cdot s_m \geq \Delta\sigma_U$.

Από την σχέση $\sin\omega = (\Delta s_U + \Delta s_L)/B$ και την $\Delta s_L = \sqrt{f_k} \cdot \Delta s_U$, προκύπτει $\Delta s_U = B \cdot \sin\omega \cdot (1 + \sqrt{f_k})$, οπότε: $K_{s,L} \cdot s_m \geq k_{s,U} \cdot B \cdot \sin\omega \cdot (1 + \sqrt{f_k})$

$$\text{ή τελικά: } \sin\omega \leq \left(\frac{s_m}{B}\right) \cdot \frac{1 + \sqrt{f_k}}{f_k} \quad (10)$$

Μεταξύ της τάσης σ_B και της καθίζησης s_B δεν ισχύει άμεση γραμμική συσχέτιση, δεδομένου ότι οι συνιστώσες της τελευταίας διαμορφώνονται με διαφορετικούς δείκτες εδάφους, δηλαδή βάσει των $k_{s,L}$ και $k_{s,U}$, επομένως η ανίσωση $\sigma_B \geq 0$ δεν συνεπάγεται αυτονόητα ότι και $s_B \geq 0$. Εντούτοις, εύκολα αποδεικνύεται ότι υπό την προϋπόθεση ισχύος της (10), ισχύει πάντα $s_B > 0$ (καθίζηση και όχι ανύψωση της ακμής του θεμελίου).

2.1.2 Σχόλια και παρατηρήσεις

α) Η ειδική περίπτωση ίσων δεικτών εδάφους κατά τη φόρτιση ($k_{s,L}$) και αποφόρτιση ($k_{s,U}$) δεν έχει θεωρητικό μόνο χαρακτήρα, δεδομένου ότι για έντονα υπερστερεοποιημένες αργίλους (O.C.), όπου κατά τεκμήριο οι μέγιστες συνολικές ενεργές τάσεις (προϋπάρχουσες και πρόσθετες λόγω της ανωδομής) δεν υπερβαίνουν την πίεση προστεροποίησης, ενδεχομένως να προσεγγίζεται η σχέση $k_{s,L} \approx k_{s,U}$. Από την αντίστοιχη, ίσως ακραία υπόθεση ότι $f_k = 1$, προφανώς προκύπτει ότι $x_R = 0$, επομένως από την σχέση (9) για την συνθήκη ευσταθείας συνάγεται:

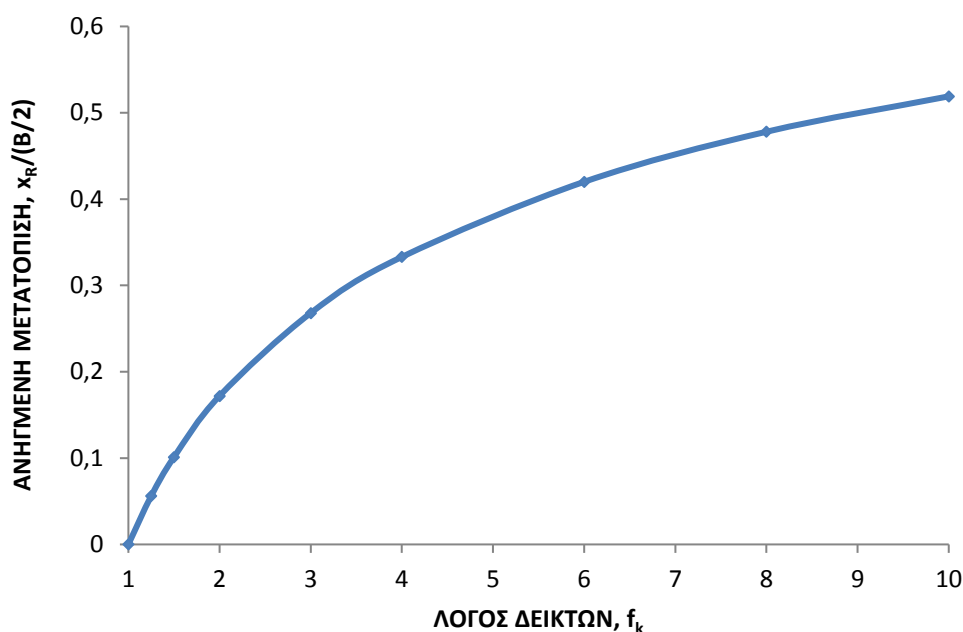
$$G \cdot h_s \leq (B^3 \cdot L \cdot \cos\omega \cdot k_{s,L})/12$$

Ο δεύτερος όρος των σχέσεων (7) και (8b) μηδενίζεται (διότι $x_R = 0$), επομένως ο συντελεστής ασφαλείας, οριζόμενος ως ο λόγος της ροπής επαναφοράς (ευσταθείας) προς την ροπή ανατροπής, υπολογίζεται κατά την εξίσωση (11):

$$F.S.1 = \frac{M_R}{M_D} = \frac{B^3 \cdot L \cdot k_s \cdot \cos\omega}{12 \cdot G \cdot h_s} \quad (11)$$

Στην παραπάνω σχέση τέθηκε k_s αντί $k_{s,L}$, δεδομένου ότι κατά παραδοχή δεν έχει έννοια ο διαχωρισμός δείκτη εδάφους κατά τη φόρτιση ή αποφόρτιση. Επίσης, παρατηρείται ότι η επιρροή της απόκλισης ω στο συντελεστή ασφαλείας είναι σχεδόν αμελητέα. Για κλίσεις $\tan\omega < 0,15$ η παράλειψη του όρου $\cos\omega$ συνεπάγεται σφάλμα μικρότερο του 1%.

β) Η ανηγμένη μετατόπιση του άξονα στροφής του θεμελίου, $x_R/(B/2)$, μετρούμενη από τον άξονα συμμετρίας, παρουσιάζεται στο Σχ.5.3 ως συνάρτηση του λόγου δεικτών εδάφους $f_k = k_{s,U}/k_{s,L}$. Παρατηρείται ότι για τιμές $f_k \geq 4$, η υπ' όψιν μετατόπιση γίνεται πολύ σημαντική και μπορεί να φθάσει το 50% του ημιπλάτους ($B/2$) για τις υψηλότερες πιθανές τιμές του λόγου δεικτών εδάφους.



Σχήμα 5.3: Ανηγμένη μετατόπιση του άξονα στροφής θεμελίου, ως συνάρτηση του λόγου δεικτών εδάφους.

γ) Ο συντελεστής ασφαλείας $F.S. = \frac{M_R}{M_D}$, στην γενική περίπτωση, όπου $f_k > 1$ πρέπει να υπολογισθεί λαμβανομένων υπ' όψιν των ίσων δευτέρων όρων των εξισώσεων (7) και (8α), επομένως:

$$F.S. = \frac{\frac{1}{6} \cdot B^2 \cdot (B + 2 \cdot x_R) \cdot L \cdot \sin\omega \cdot \cos\omega \cdot \frac{\sqrt{f_k}}{(1 + \sqrt{f_k})} \cdot k_{s,L} + G \cdot x_R \cdot \cos\omega}{G \cdot h_s \cdot \sin\omega + G \cdot x_R \cdot \cos\omega}$$

$$\text{ή } F.S. = \frac{\frac{1}{6} \cdot B^2 \cdot (B + 2 \cdot x_R) \cdot L \cdot \sin\omega \cdot \frac{\sqrt{f_k}}{(1 + \sqrt{f_k})} \cdot k_{s,L} + G \cdot x_R}{G \cdot h_s \cdot \tan\omega + G \cdot x_R} \quad (12)$$

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστάθειας λόγω κλίσης, για ορισμένα γεωμετρικά (B , L , h_s) και φορτικά (G) δεδομένα, εξαρτάται ελάχιστα από την απόκλιση ω , αλλά αρκετά σημαντικά από τον λόγο των δεικτών εδάφους, f_k , από την μετατόπιση του άξονα περιστροφής x_R (που επίσης εξαρτάται από το f_k) και βεβαίως από το δείκτη εδάφους κατά τη φόρτιση $k_{s,L}$. Ενδιαφέρον παρουσιάζει η συσχέτιση του συντελεστή $F.S.$ κατά τη γενική

περίπτωση της εξίσωσης (12) με τον αντίστοιχο συντελεστή F.S.₁ για $k_{s,L} = k_{s,U}$ (δηλαδή για $f_k = 1$).

Στην περίπτωση ίσων δεικτών εδάφους, για F.S.₁, σύμφωνα με την εξίσωση (11), $G \cdot h_s = B^3 \cdot L \cdot k_{s,L} \cdot \cos\omega / 12$ και αντιστοίχως θα είναι: $G \cdot x_R = B^3 \cdot L \cdot k_{s,L} \cdot (x_R / h_s) \cdot \cos\omega / 12$, οπότε τελικά:

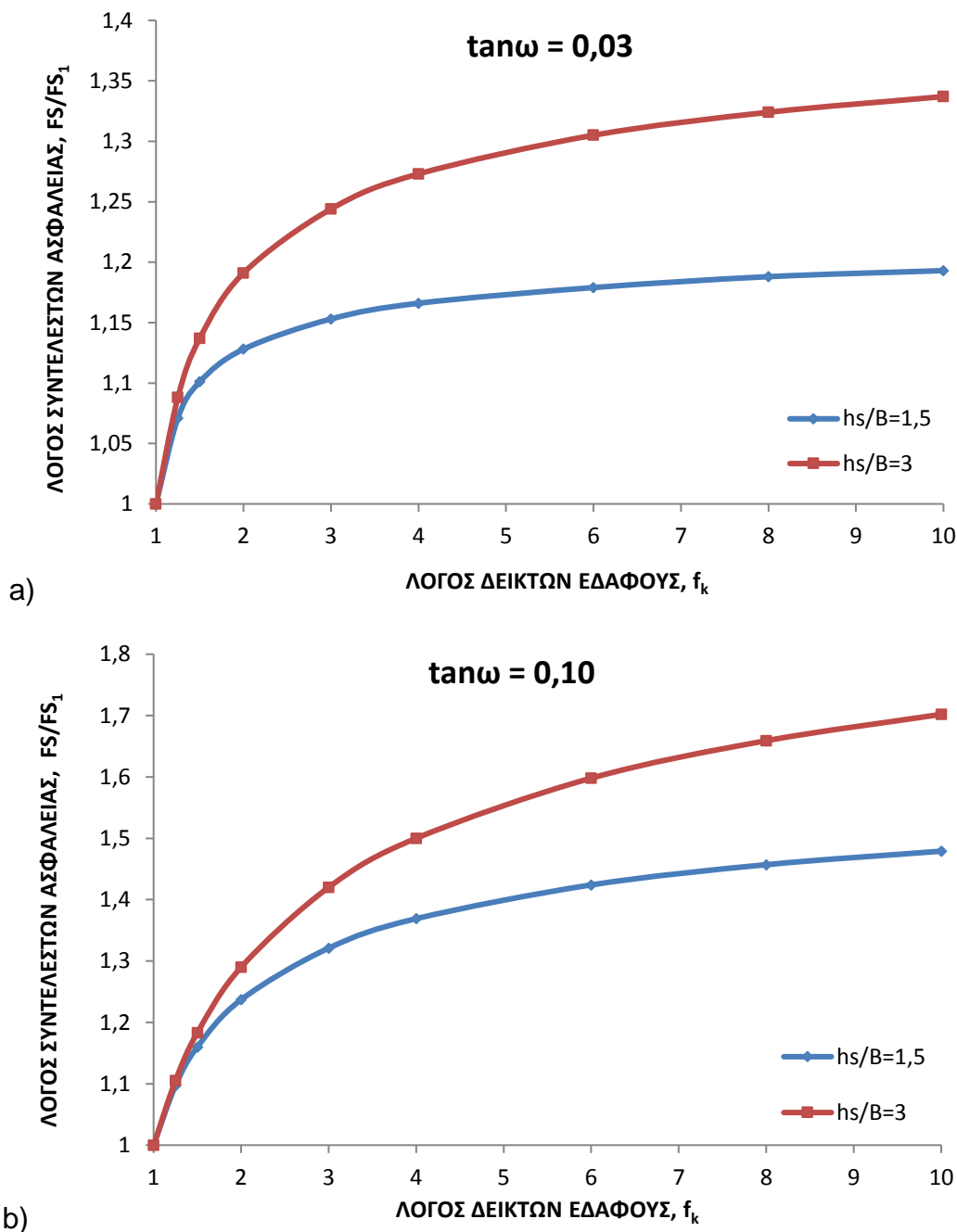
$$\frac{F.S.}{F.S._1} = \frac{2 \cdot \left(\frac{\sqrt{f_k}}{1 + \sqrt{f_k}} \right) \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{x_R}{B} \right) + \left(\frac{x_R}{h_s} \right) \cdot \cot\omega}{1 + \left(\frac{x_R}{h_s} \right) \cot\omega} \quad (13)$$

Είναι προφανές ότι η συσχέτιση των συντελεστών (FS) βάσει της σχέσης (12) και F.S. βάσει της (11), εξαρτάται τόσο από τον λόγο h_s/B όσο και από την εκάστοτε απόκλιση, ω .

Στο Σχ.5.4 απεικονίζεται η αυξητική επιρροή του λόγου δεικτών εδάφους ($f_k > 1$) επί του συντελεστή ασφαλείας έναντι αστάθειας λόγω κλίσης, για δύο αντιπροσωπευτικές τιμές της απόκλισης ω (μία χαμηλή 0,03 και μία αρκετά υψηλή 0,10).

Από τα αντίστοιχα διαγράμματα παρατηρούνται τα εξής:

- Με την αύξηση του λόγου f_k αυξάνεται γενικά και ο λόγος των συντελεστών ασφαλείας που ουσιαστικά απεικονίζει την ποσοστιαία αύξηση του συντελεστή F.S. για τυχαίο λόγο δεικτών εδάφους προς τον συντελεστή F.S.₁ για $k_{s,L} = k_{s,U}$.
- Για τη μικρότερη από τις τιμές της απόκλισης που παρουσιάζονται στο Σχ.5.4, δηλαδή για $\tan\omega = 0,03$, υπολογίσθηκαν οι μικρότερες τιμές του λόγου των συντελεστών ασφαλείας. Η πρακτική συνέπεια αυτής της παρατήρησης είναι ότι για τις υψηλότερες τιμές της απόκλισης (π.χ. για $\tan\omega = 0,10$), η επιρροή μιας σχετικά υψηλής τιμής f_k είναι σημαντικότερη, επομένως για τις κρίσιμες περιπτώσεις η τιμή του λόγου δεικτών εδάφους φαίνεται να είναι σημαντικότερη.
- Για συγκεκριμένη τιμή της απόκλισης ω , υπεισέρχεται πλέον στην επιρροή και ο λόγος h_s/B . Για την υψηλότερη εξετασθείσα τιμή του ανηγμένου ύψους του κέντρου βάρους ($h_s/B = 3$), η αυξητική επιρροή του f_k στο συντελεστή ασφαλείας είναι σημαντικότερη. Προφανώς, κρίσιμότερη περίπτωση για μια κατασκευή είναι εκείνη με υψηλότερο λόγο h_s/B , αλλά σε μία τέτοια περίπτωση αντιστοιχούν υψηλές τιμές του λόγου των συντελεστών ασφαλείας. Για παράδειγμα, αν $h_s/B = 3$ και με την υπόθεση ύψους κατασκευής $H = 2h_s$, δηλαδή $H/B = 6,0$, για σχετικά υψηλές τιμές απόκλισης ω και λόγου δεικτών εδάφους $f_k \geq 4$, η επαύξηση του συντελεστή ασφαλείας έναντι αστάθειας λόγω κλίσης είναι της τάξης του 50%, δηλαδή πολύ σημαντική.



Σχήμα 5.4: Αυξητική επιρροή του λόγου δεικτών εδάφους επί του συντελεστή ασφαλείας έναντι αστάθειας λόγω κλίσης: a) $\tan\alpha = 0,03$, b) $\tan\alpha = 0,10$.

- d. Ο λόγος των συντελεστών ασφαλείας είναι ανεξάρτητος του συγκεκριμένου σχήματος του ορθογωνικού θεμελίου, δηλαδή του λόγου L/B . Για δεδομένη τιμή του ανηγμένου ύψους h_s/B είναι επίσης ανεξάρτητος και της τιμής του πλάτους B , λαμβανομένου υπ'όψιν ότι ο λόγος x_R/B εξαρτάται αποκλειστικά από τη συσχέτιση μεταξύ των δεικτών εδάφους $k_{s,L}$ και $k_{s,U}$.
- e. Συμπερασματικά, με δεδομένο ότι βάσει της συσχέτισης C_C και C_R θα προέκυπτε στις συνήθεις περιπτώσεις $k_{s,U} \geq 4k_{s,L}$ (ενδεχομένως και $5 \leq f_k \leq 10$), η αναπτυσσόμενη τιμή απόκλισης ω είναι σημαντικά μειωμένη έναντι της θεωρητικής περίπτωσης γραμμικώς

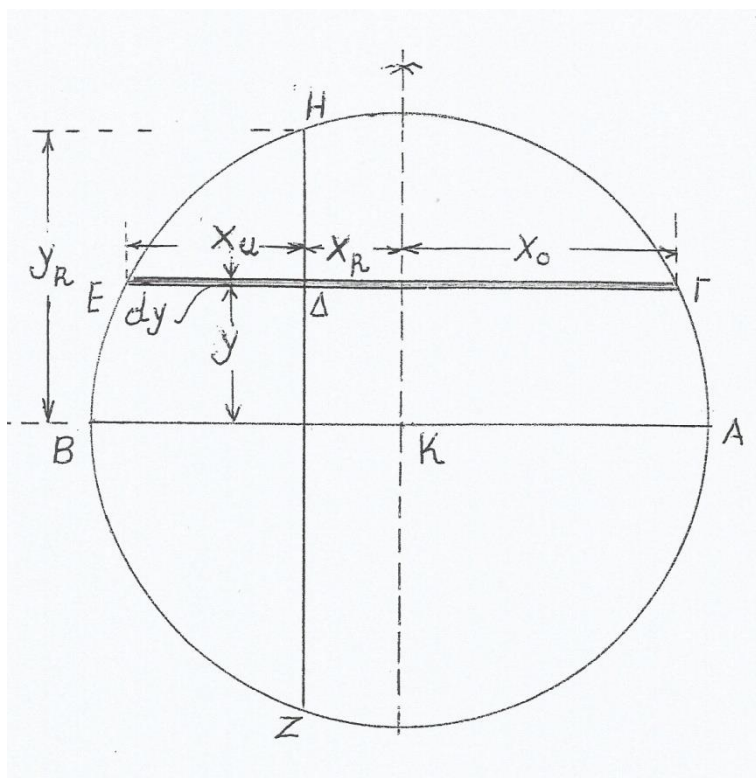
ελαστικής συμπεριφοράς ($f_k = 1$), οι συντελεστές ασφαλείας για δεδομένη τιμή ω αυξάνονται, αλλά αυξάνεται επίσης και η μέση τιμή της τελικής καθίζησης.

2.2 Κυκλικό θεμέλιο επί εδάφους Winkler

Εξετάζονται οι συνθήκες ευσταθείας για την περίπτωση απόκλισης από την κατακόρυφο κατά γωνία ω . Αναλόγως με την ορθογωνική επιφάνεια, η διαφοροποίηση των δεικτών εδάφους κατά τη φόρτιση και αποφόρτιση ($k_{s,L}$ και $k_{s,U}$) έχει ως συνέπεια την στροφή της άκαμπτης κυκλικής θεμελίωσης περί άξονα ΖΗ παράλληλο προς το διάνυσμα της ροπής λόγω εκκεντρότητας, ο οποίος έχει μετατεθεί κατά το μέγεθος x_R , δηλαδή αντιθέτως προς τη φορά της εκκεντρότητας. Σε τυχαία λωρίδα (ΕΓ) του θεμελίου (Σχ. 5.5) παράλληλη προς τη διάμετρο (ΒΑ), η συνθήκη επιπεδότητας της διατομής εδράσεως γράφεται ως εξής:

$$\sin\omega = (\Delta s_U)^E / (E\Delta) = (\Delta s_L)^F / (\Delta\Gamma) \quad \text{ή} \quad (\Delta s_U)^E / x_U = (\Delta s_L)^F / x_L,$$

όπου $x_U = x_0 - x_R$ και $x_L = x_0 + x_R$ οι αποστάσεις των αντιστοίχων σημείων της περιμέτρου από τον άξονα περιστροφής, κατά τον οποίο οι πρόσθετες κατακόρυφες μετατοπίσεις λόγω της εκκεντρότητας και της απόκλισης ω , προφανώς μηδενίζονται.



Σχήμα 5.5: Κάτοψη κυκλικού θεμελίου σε έδαφος Winkler με $k_{s,U} > k_{s,L}$:
Μετατόπιση άξονα περιστροφής κατά x_R .

Από την πλευρά της μερικής αποφόρτισης του θεμελίου ισχύουν οι ακόλουθες σχέσεις για τις πρόσθετες μετατοπίσεις και τις αντίστοιχες μεταβολές των εδαφικών αντιδράσεων:

$$\Delta s_U = x_U \cdot \sin\omega, \quad \Delta s_U = k_{s,U} \cdot x_U \cdot \sin\omega \quad (\text{Σχ.5.6})$$

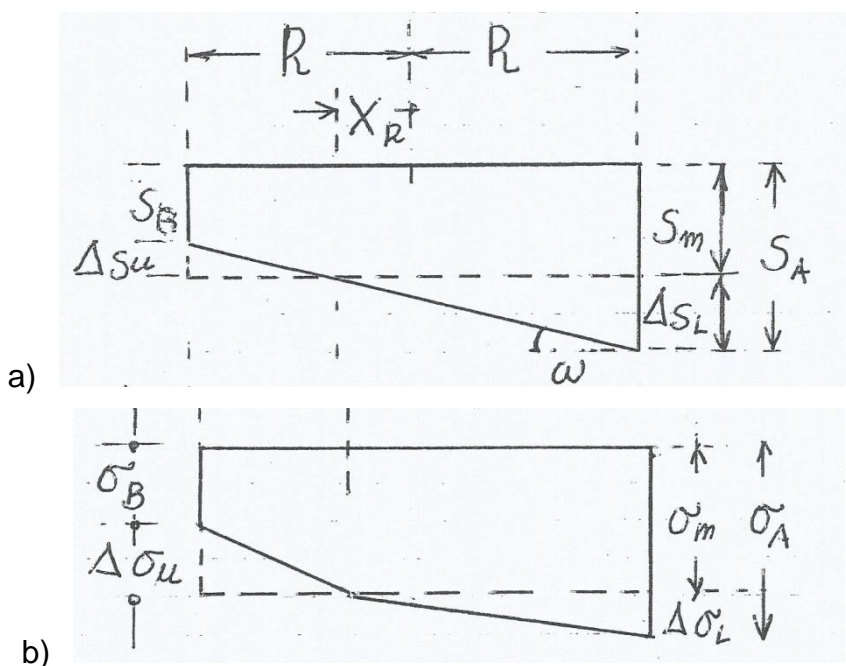
Η πρόσθετη στοιχειώδης δύναμη γράφεται:

$dG_u = \frac{1}{2} \cdot k_{s,U} \cdot x_u^2 \cdot \sin\omega \cdot dy$ και η συνολική πρόσθετη δύναμη που αντιστοιχεί στο υπ'όψιν κυκλικό τμήμα υπολογίζεται από την σχέση:

$$\Delta G_u = 2 \cdot k_{s,U} / 2 \cdot \sin\omega \cdot \int_0^{y_R} x_u^2 dy = k_{s,U} \cdot \sin\omega \cdot \int_0^{y_R} x_u^2 dy,$$

όπου $x_u = x_0 - x_R = \sqrt{R^2 - y^2} - x_R$ και $y_R = \sqrt{R^2 - x_R^2}$,

άρα τελικά: $\Delta G_u = k_{s,U} \cdot \sin\omega \cdot \int_0^{\sqrt{R^2 - x_R^2}} (\sqrt{R^2 - y^2} - x_R)^2 dy$ (14)



Σχήμα 5.6: Κατανομή καθιζήσεων και τάσεων ακάμπτου κυκλικού θεμελίου σε έδαφος Winkler ($k_{s,U} > k_{s,L}$). Απόκλιση κατασκευής ω , τομή κατά τη διάμετρο.

Αντιστοίχως, από την πλευρά των προσθέτων καθιζήσεων λόγω της ομόφορης εκκεντρότητας, ισχύουν οι σχέσεις για τις πρόσθετες μετατοπίσεις και τις μεταβολές των τάσεων:

$$\Delta S_L = x_L \cdot \sin\omega = (x_0 + x_R) \cdot \sin\omega, \Delta \sigma_L = k_{s,L} \cdot (x_0 + x_R) \cdot \sin\omega$$

Η στοιχειώδης μεταβολή των εδαφικών αντιδράσεων υπολογίζεται από την σχέση:

$$\Delta G_L = k_{s,L} \cdot \sin\omega \cdot \int_0^{\sqrt{R^2 - x_R^2}} (\sqrt{R^2 - y^2} + x_R)^2 dy$$
 (15)

Από τις σχέσεις (14) και (15) και μετά τον υπολογισμό των επιμέρους ορισμένων ολοκληρωμάτων, προκύπτει αντιστοίχως:

$$\Delta G_u = k_{s,U} \cdot \sin\omega \cdot R^3 \cdot \left\{ \left[\frac{2}{3} + \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{x_R}{R} \right)^2 \right] \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2 \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} - \left(\frac{x_R}{R} \right) \cdot \arcsin \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} \right\}$$
 (16)

$$\Delta G_L = k_{s,L} \cdot \sin\omega \cdot R^3 \cdot \left\{ \left[\frac{2}{3} + \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{x_R}{R} \right)^2 \right] \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} + \left(\frac{x_R}{R} \right)^2 \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} + \left(\frac{x_R}{R} \right) \cdot \arcsin \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} \right\} \quad (17)$$

Από την ισορροπία δυνάμεων ($\Delta G_U = \Delta G_L$) προκύπτει τελικά:

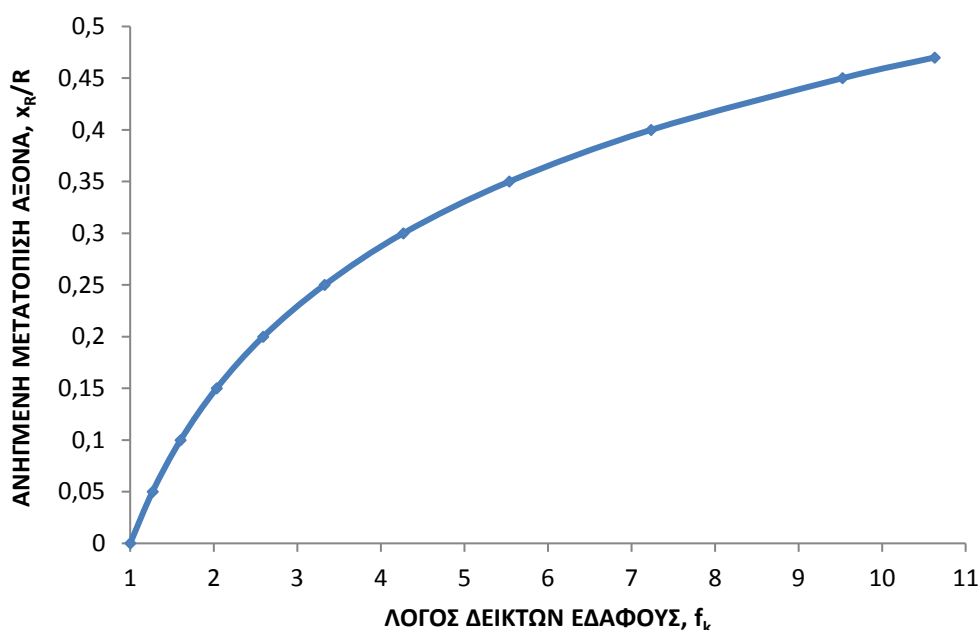
$$f_k = \frac{k_{s,U}}{k_{s,L}} = \frac{\left\{ \left[\frac{2}{3} + \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{x_R}{R} \right)^2 \right] \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} + \left(\frac{x_R}{R} \right)^2 \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} + \left(\frac{x_R}{R} \right) \cdot \arcsin \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} \right\}}{\left\{ \left[\frac{2}{3} + \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{x_R}{R} \right)^2 \right] \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2 \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} - \left(\frac{x_R}{R} \right) \cdot \arcsin \sqrt{1 - \left(\frac{x_R}{R} \right)^2} \right\}} \quad (18)$$

όπου τέθηκε και πάλι ως f_k ο λόγος των δεικτών εδάφους κατά την αποφόρτιση και φόρτιση. Προφανώς, για την υποθετική περίπτωση $k_{s,U} = k_{s,L}$, προκύπτει $x_R/R = 0$.

Η μεταβολή της ανηγμένης μετατόπισης του άξονα περιστροφής του κυκλικού θεμελίου ως συνάρτηση του λόγου f_k παρουσιάζεται στο Σχ.5.7, από το οποίο συμπεραίνονται τα εξής:

- i) Η συνάρτηση $x_R/R = f(f_k)$ είναι αύξουσα, όπως άλλωστε διαπιστώνεται από την εξίσωση (18). Για το άνω όριο του λόγου δεικτών, $\max f_k = 10$, η μετατόπιση x_R φθάνει περίπου το 50% της ακτίνας R .
- ii) Ο ρυθμός αύξησης της ανηγμένης μετατόπισης συναρτήσει του λόγου f_k , απομειώνεται με την αύξηση του υπ'όψιν μεγέθους.
- iii) Για συγκεκριμένο λόγο f_k οι τιμές x_R/R είναι ελαφρώς μικρότερες από τις αντίστοιχες τιμές $x_R/(B/2)$ που υπολογίσθηκαν για ορθογωνική επιφάνεια έδρασης, σύμφωνα με το Σχ.5.3.

Προκειμένου να υπολογισθεί το μήκος του μοχλοβραχίονα των προσθέτων δυνάμεων λόγω της ανακατανομής των εδαφικών αντιδράσεων, υπολογίζεται η απόσταση του στερεού των τάσεων από τον άξονα περιστροφής, για κάθε ένα από τα δύο τμήματα που διαχωρίσθηκε η κάτοψη του κυκλικού θεμελίου.



Σχήμα 5.7: Κυκλικό θεμέλιο: Ανηγμένη μετατόπιση του άξονα στροφής ως συνάρτηση του λόγου δεικτών εδάφους.

Στην περιοχή της αποφόρτισης (Σχ.5.6), η στοιχειώδης στατική ροπή του στερεού των τάσεων υπολογίζεται ως εξής:

$dM_u = \frac{1}{2} \cdot (\Delta\sigma_u)^E \cdot x_u \cdot \frac{2}{3} \cdot x_u \cdot \cos\omega \cdot dy = \frac{1}{3} \cdot k_{s,u} \cdot \sin\omega \cdot \cos\omega \cdot x_u^3 dy$, άρα η στατική ροπή του αντίστοιχου χωρίου είναι:

$$M_u = \frac{2}{3} \cdot k_{s,u} \cdot \sin\omega \cdot \cos\omega \cdot \int_0^{\sqrt{R^2 - x_R^2}} (\sqrt{R^2 - y^2} - x_R)^3 dy$$

Η απόσταση του Κ.Β. από τον άξονα περιστροφής (ΖΗ) είναι $x_{s,u} = M_u / \Delta G_u$ άρα:

$$x_{s,u} = \frac{2}{3} \cdot \cos\omega \cdot \frac{\int_0^{\sqrt{R^2 - x_R^2}} (\sqrt{R^2 - y^2} - x_R)^3 dy}{\int_0^{\sqrt{R^2 - x_R^2}} (\sqrt{R^2 - y^2} - x_R)^2 dy} \quad (19)$$

Αντιστοίχως, στην περιοχή της πρόσθετης φόρτισης η στοιχειώδης στατική ροπή είναι:

$dM_L = \frac{1}{3} \cdot k_{s,L} \cdot \sin\omega \cdot \cos\omega \cdot x_L^3 dy$, όπου $x_L = (x_0 + x_R)$, άρα η συνολική στατική ροπή θα είναι:

$M_L = \frac{2}{3} \cdot k_{s,L} \cdot \sin\omega \cdot \cos\omega \cdot \int_0^{\sqrt{R^2 - x_R^2}} (\sqrt{R^2 - y^2} + x_R)^3 dy$ και η απόσταση του Κ.Β.:

$$x_{L,u} = \frac{2}{3} \cdot \cos\omega \cdot \frac{\int_0^{\sqrt{R^2 - x_R^2}} (\sqrt{R^2 - y^2} + x_R)^3 dy}{\int_0^{\sqrt{R^2 - x_R^2}} (\sqrt{R^2 - y^2} + x_R)^2 dy} \quad (20)$$

Τελικά, ο μοχλοβραχίονας του ζεύγους δυνάμεων ΔG_u , ΔG_L υπολογίζεται βάσει των σχέσεων (19) και (20):

$$\ell = x_{s,u} + x_{s,L} \quad (21)$$

Κατ' αναλογία με τη μεθοδολογία της §2.1 για το ορθογωνικό θεμέλιο, ο συντελεστής ασφαλείας για το ενδεχόμενο αστάθειας λόγω κλίσης ορίζεται, ως:

$$SF = \frac{M_R}{M_D}$$

Η ροπή ανατροπής είναι προφανώς $M_D = G \cdot h_s \cdot \sin\omega + G \cdot x_R \cdot \cos\omega$, ενώ η ροπή ευσταθείας είναι το άθροισμα του ζεύγους ροπών και της ροπής της συνισταμένης του ομοιόμορφου διαγράμματος εδαφικών αντιδράσεων ως προς τον μετατεθειμένο άξονα περιστροφής, δηλαδή $M_R = \Delta G_L \cdot \ell + G \cdot x_R \cdot \cos\omega$, άρα τελικά:

$$SF = \frac{\Delta G_L \cdot \ell + G \cdot x_R}{G \cdot h_s \cdot \sin\omega + G \cdot x_R} \quad (22)$$

Όπου η πρόσθετη δύναμη ΔG_L δίδεται από την εξίσωση (17), ο μοχλοβραχίονας των προσθέτων δυνάμεων λόγω της ανακατανομής, ℓ , εκφράζεται από την (21), τέλος η μετατόπιση του άξονα στροφής, x_R προκύπτει από την σχέση (18) ή από το διάγραμμα του Σχ.5.7.

Στη ειδική περίπτωση, όπου $f_k = 1$ ($k_{s,U} = k_{s,L}$), προφανώς είναι $x_R = 0$, οπότε από την

$$\text{εξίσωση (19) προκύπτει } x_{s,U} = x_{s,L} = \frac{2}{3} \cdot \cos\omega \cdot \frac{\int_0^{\sqrt{R^2-x_R^2}} (\sqrt{R^2-y^2})^3 dy}{\int_0^{\sqrt{R^2-x_R^2}} (\sqrt{R^2-y^2})^2 dy} = \frac{3\pi R}{16} \cdot \cos\omega, \text{ οπότε ο}$$

μοχλοβραχίονας των δυνάμεων $\Delta G_U = \Delta G_L$ είναι $\ell = 2x_{s,L} = \frac{3\pi R}{8} \cdot \cos\omega$. Επίσης, από την

εξίσωση (17) προκύπτει ότι $\Delta G_L = \frac{2}{3} \cdot k_s \cdot \sin\omega \cdot R^3$, όπου τέθηκε ως δείκτης εδάφους

$k_s = k_{s,L} = k_{s,U}$. Η ροπή επαναφοράς σύμφωνα με τα παραπάνω είναι:

$M_R = \ell \cdot \Delta G_L = \frac{\pi}{4} \cdot k_s \cdot \sin\omega \cdot R^4$, ενώ η ροπή που ευνοεί την αστάθεια κλίσης είναι: $M_D = G \cdot h_s \cdot \sin\omega$, οπότε ο συντελεστής ασφαλείας γράφεται υπό την απλή μορφή της σχέσης (23):

$$\mathbf{SF} = \frac{\pi \cdot k_s \cdot \sin\omega \cdot \cos\omega \cdot R^4}{4G \cdot h_s \cdot \sin\omega} = \frac{k_s \cdot \pi \cdot D^4 \cdot \cos\omega}{64 \cdot G \cdot h_s} \quad (23)$$

όπου τέθηκε $2R = D$ (διάμετρος του θεμελίου). Η σχέση (23) που προέκυψε ως ειδική περίπτωση της γενικότερης ανάλυσης που προηγήθηκε, είναι πρακτικά ταυτόσημη με αυτήν κατά Burland et al (2003) που θεώρησαν ενιαία τιμή του δείκτη εδάφους k_s (που ουσιαστικά ισοδυναμεί με παραδοχή ελαστικής συμπεριφοράς). Η ανωτέρω σχέση με πολύ απλούστερο τρόπο θα μπορούσε να εξαχθεί, βάσει των γνωστών εξισώσεων της Τεχνικής Μηχανικής σε όρους τάσεων και αγνοώντας τη γωνία στροφής ω .

3. Σύγκλιση υψηλών γειτονικών σιλό

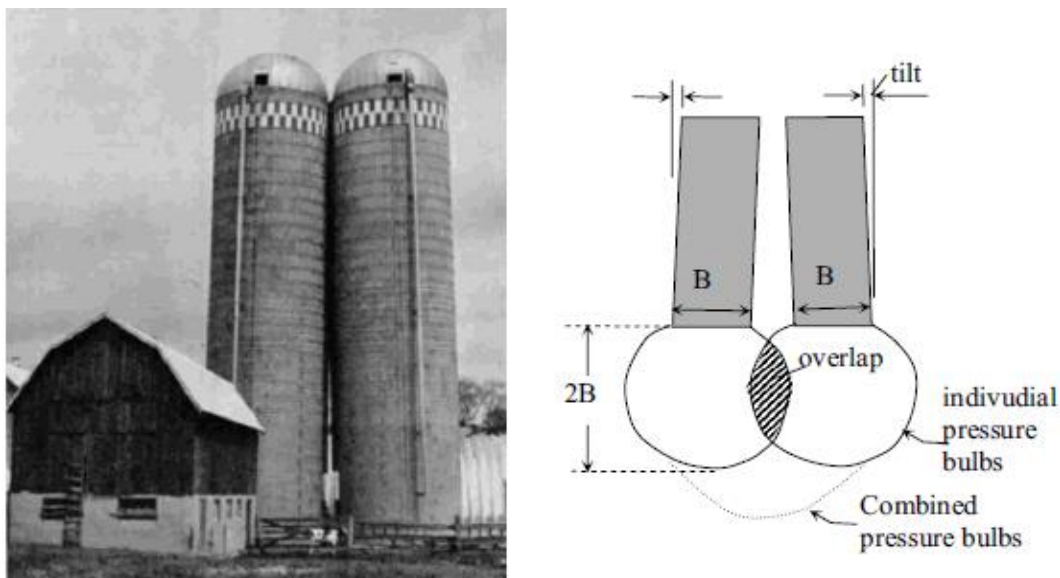
3.1 Προσέγγιση του προβλήματος

Το υπ' όψιν θέμα συνδέεται με την ειδική περίπτωση των συνεπειών από την αλληλεπίδραση γειτονικών κατασκευών. Για παράδειγμα, είναι γνωστό το πρόβλημα της απόκλισης από την κατακόρυφη κτιριακών έργων σε περιοχές συνεχούς συστήματος δόμησης (οπότε κατά τεκμήριο τα έργα βρίσκονται σχεδόν σε επαφή) και με θεμελιώσεις σε συμπιεστό έδαφος. Επίσης, η φορά της απόκλισης κάθε κτιρίου εξαρτάται από τη διαφορά χρόνου κατασκευής του ίδιου σε σχέση με το γειτονικό του.

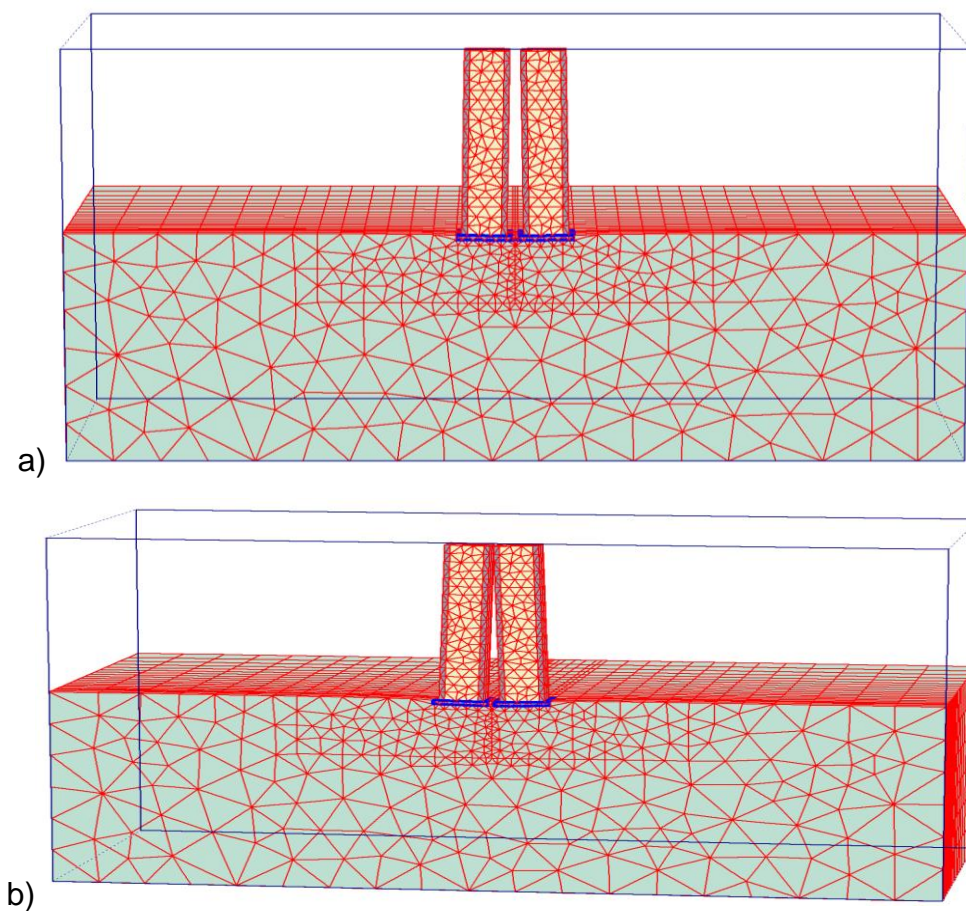
Η περίπτωση του Σχ.5.8 που απεικονίζει σημαντική απόκλιση από την κατακόρυφη των δύο γειτονικών υψηλών σιλό, σε βαθμό ώστε να υπάρξει επαφή περί την κορυφή με δομικές βλάβες, είναι αντιπροσωπευτική πολλών αναλόγων περιπτώσεων, που αναφέρονται με τον μεταφορικό χαρακτηρισμό: «kissing silos». Είναι προφανές ότι περιπτώσεις όπως του Σχ. 5.8 αφορούν σε σύγχρονη ή σχεδόν σύγχρονη κατασκευή και φόρτιση των σιλό, αλλιώς θα αναπτυσσόταν μεν απόκλιση από την κατακόρυφη, αλλά με σχεδόν παράλληλη τελική θέση των κεκλιμένων πλέον σιλό.

Η εξήγηση που δόθηκε όχι μόνο από τον Bozozuk (1973, 1976) για την υπ' όψιν σύγκλιση (σε σχεδόν καταστροφικό βαθμό), αλλά και μεταγενέστερα, αφορά στην λεγόμενη «αλληλεπικάλυψη των βολβών τάσεων» που βεβαίως συνεπάγεται αυξημένες πρόσθετες

ολικές τάσεις κάτω από τα τμήματα των δύο θεμελιώσεων που βρίσκονται σε μικρή απόσταση, με αποτέλεσμα αυξημένες καθιζήσεις λόγω αλληλεπίδρασης στις γειτονικές θέσεις και μειωμένες στις ευρισκόμενες αντιδιαμετρικά ως προς τις πρώτες.

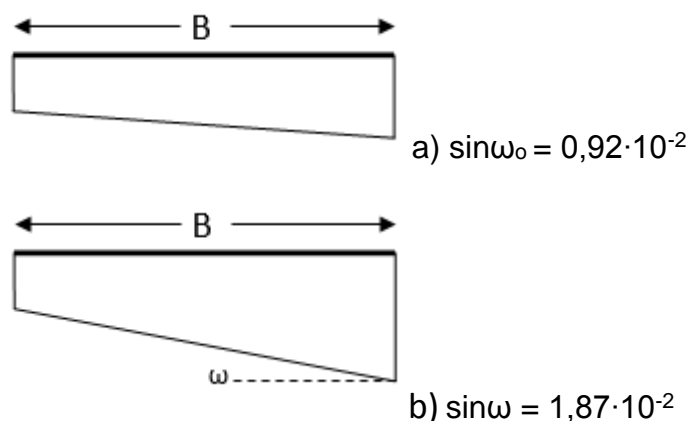


Σχήμα 5.8: Κεκλιμμένα δίδυμα υψηλά σιλό κατά Bozozuk (1976).



Σχήμα 5.9: Παράδειγμα επίλυσης (3D-F.E.M.) γειτονικών σιλό:
 a) Εικόνα επίλυσεων λόγω της αλληλεπίδρασης των θεμελιώσεων μόνο, b) Τελικές αποκλίσεις.

Εντούτοις, είναι προφανές ότι η ανάπτυξη μιας αρχικής γωνίας στροφής στις θεμελιώσεις, οδηγεί σε απόκλιση της ανωδομής από την κατακόρυφη, εκτροπή του κέντρου βάρους, ανακατανομή των εδαφικών αντιδράσεων με συγκέντρωση τάσεων στις περιοχές που γειτονεύουν μεταξύ των σιλό, εξέλιξη της απόκλισης, κ.λ.π.. Ουσιαστικά λοιπόν, το πρόβλημα ενδεχομένως να είναι η αστάθεια λόγω κλίσης με αφορμή την αρχική απόκλιση και όχι μόνο θέμα αλληλεπίδρασης των θεμελίων.



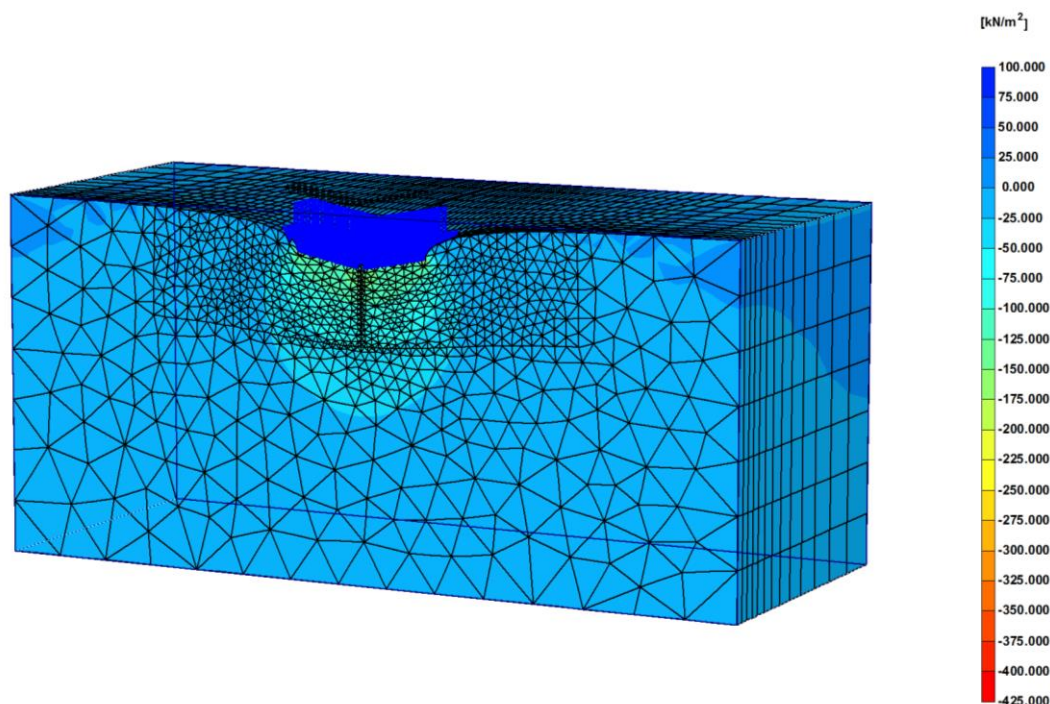
Σχήμα 5.10: Κατανομή καθιζήσεων του παραδείγματος:
 α) Αρχικές λόγω αλληλεπίδρασης μόνο, β) Τελικές καθιζήσεις.

Τα ανωτέρω επιβεβαιώνονται με το παράδειγμα του Σχ. 5.9 που αφορά σιλό ύψους $H = 40$ m επί τετραγωνικών θεμελίων πλάτους $B = 10$ m, σε ελεύθερη απόσταση των τελευταίων, 1,0 m, επομένως η ανηγμένη απόσταση των θεμελιώσεων είναι $S_0/B = 0,10$. Για λόγους καλύτερης εποπτείας, το έδαφος θεωρήθηκε ως γραμμικώς ελαστικό με παραμέτρους $E = 6$ MPa και $\nu = 0,30$.

Από τα ίδια φορτία και το βάρος των δημητριακών, στη θεμελίωση μεταφέρεται πρόσθετη μέση ολική τάση $q = 200$ kPa. Λόγω της αλληλεπίδρασης των θεμελίων μόνο, οι αποκλίσεις από την κατακόρυφη απεικονίζονται στο Σχ.5.9a, ενώ στο Σχ.5.9b φαίνονται οι τελικές αποκλίσεις (και η αντίστοιχη σύγκλιση των σιλό λόγω των δευτερογενών καθιζήσεων που προέρχονται από τη αρχική εκτροπή του κέντρου βάρους κάθε σιλό).

Στο Σχ.5.10a φαίνεται η κατανομή των καθιζήσεων, οι οποίες οφείλονται αποκλειστικά και μόνο στην αλληλεπίδραση των θεμελιώσεων, κάτω από την άκαμπτη θεμελίωση του αριστερού σιλό (προφανώς γραμμική). Λόγω της διαφοράς των κατακορύφων μετατοπίσεων κατά τα άκρα, ($\max s_0 - \min s_0$), προκύπτει «αρχική» γωνία στροφής, $\sin \omega_0 = 0,92 \cdot 10^{-2}$. Αντιστοίχως, στο Σχ.5.10b, από την κατανομή των καθιζήσεων που τελικά θα αναπτυχθούν (δηλαδή αφού ληφθούν υπ'όψιν οι δευτερογενείς μετατοπίσεις και στροφές λόγω της εκτροπής του κέντρου βάρους των σιλό), υπολογίζεται η νέα διαφορά ($\max s - \min s$) και η τελική γωνία στροφής $\sin \omega = 1,87 \cdot 10^{-2}$. Παρατηρείται η σημαντική αύξηση της στροφής λόγω των φαινομένων «αστάθειας» λόγω αρχικής κλίσης, η οποία στην συγκεκριμένη περίπτωση αποτυπώνεται από τον λόγο $\sin \omega / \sin \omega_0 \approx 2,03$.

Η κατανομή των κατακορύφων τάσεων (σε χρωματική απεικόνιση ισοτασικών επιφανειών) κάτω από το σύστημα αλληλοεπηρεαζόμενων θεμελιώσεων με τα δεδομένα του παραδείγματος, αλλά αγνοουμένης της ανωδομής, θα ήταν αυτή κατά το Σχ.5.11. Εντούτοις, η «αλληλεπικάλυψη» των βολβών τάσεων δεν θα μπορούσε να δικαιολογήσει την ανάπτυξη της σημαντικής τελικής σύγκλισης των σιλό, λόγω των αντιστοίχων στρωφών των θεμελιώσεων.



Σχήμα 5.11: Χρωματική απεικόνιση των ισοτασικών επιφανειών (κατακόρυφες σ_y).

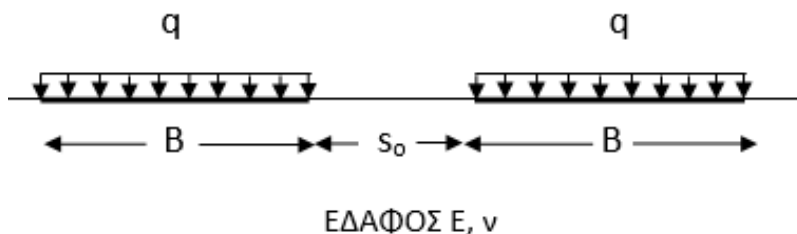
3.2 Εκτίμηση της αρχικής απόκλισης-ελαστική λύση

Η αρχική γωνία απόκλισης ω_0 υπολογίσθηκε για τετραγωνικά θεμέλια πλάτους B , ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασής τους, S_0/B , υπό κανονικοποιημένη μορφή, με αριθμητικές τριδιάστατες αναλύσεις. Το βασικό προσομοίωμα της παραπάνω προσέγγισης δίδεται στο Σχ.5.12 και για την εφαρμογή του στις αναλύσεις θεωρήθηκε πλάτος $B = 10$ m και αντιστοίχως μεταβαλλόμενη απόσταση S_0 κυμαινόμενη από 0,5 m έως 15 m, ώστε $S_0/B = 0,05 - 1,50$. Το έδαφος θεωρήθηκε ως γραμμικώς ελαστικό με παραμέτρους E , ν , τα στοιχεία θεμελίωσης άκαμπτα και η διεπιφάνεια έδρασής τους επί του εδάφους ως τραχεία. Τα όρια του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων τοποθετήθηκαν σε κατάλληλες αποστάσεις (π.χ. το πάχος της συμπιεστής στρώσης λήφθηκε $z = 5 \cdot B$). Οι καθιζήσεις στα διάφορα σημεία των ακάμπτων θεμελίων υπολογίσθηκαν υπό κανονικοποιημένη μορφή με εφαρμογή του ελαστικού τύπου:

$$s_i = \frac{q \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E} \cdot I_i \quad (24)$$

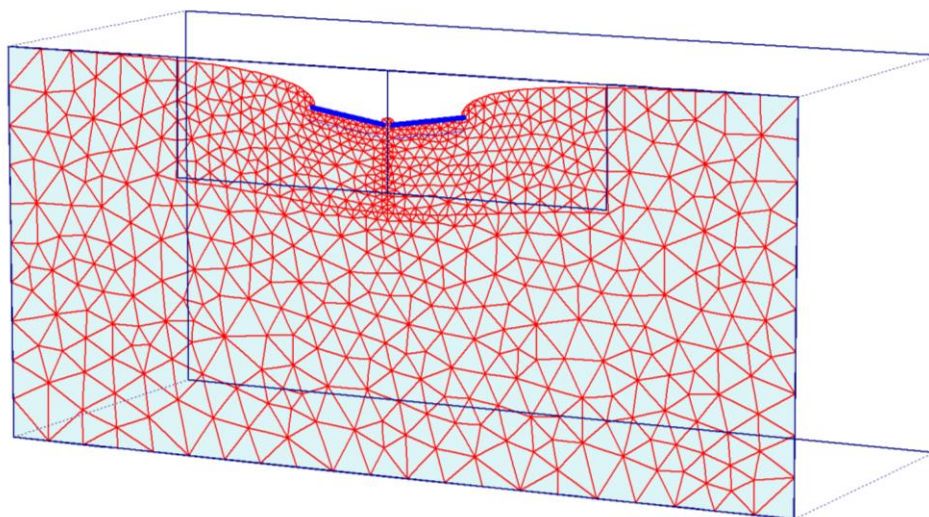
όπου q η εφαρμοζόμενη ομοιόμορφη πίεση θεμελίωσης και I_i ο συντελεστής επιρροής επί των καθιζήσεων μεταβαλλόμενος αναλόγως της θέσης.

Προφανώς, η κατανομή των καθιζήσεων των πλακών είναι γραμμική, λόγω της ακαμψίας τους, ενώ από τις ακραίες καθιζήσεις, αφ'ενός κατά τις γειτονικές ακμές ($\max s_0$), αφ'ετέρου στις απομακρυσμένες παράλληλες προς τις πρώτες ($\min s_0$), προκύπτουν οι αντίστοιχοι συντελεστές επιρροής, $\max I$ και $\min I$, κατά τη σχέση (24).



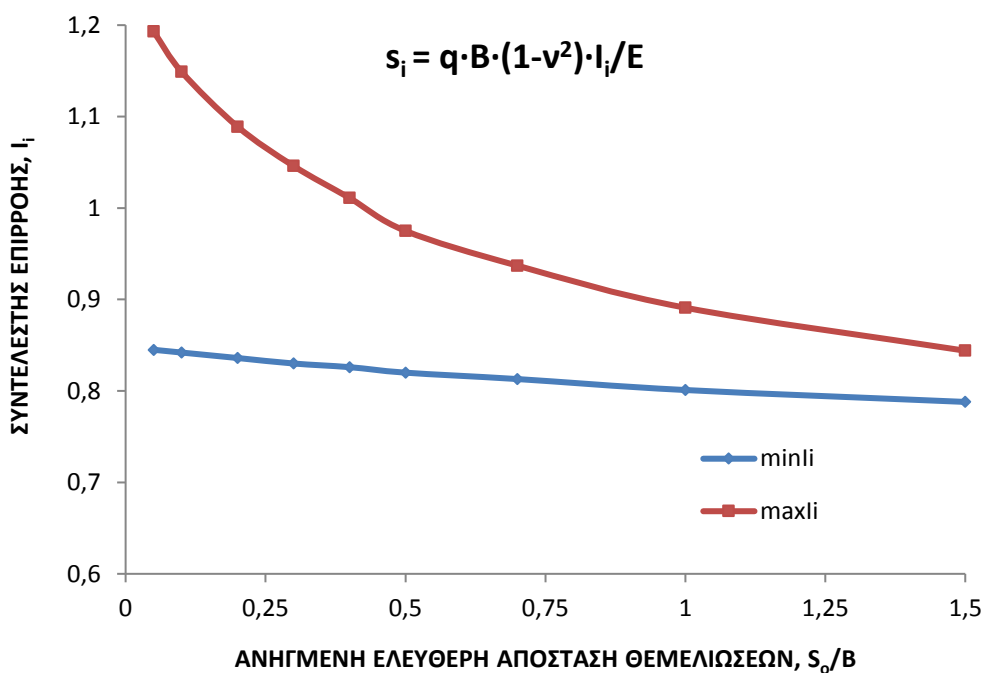
Σχήμα 5.12: Προσομοίωση γειτονικών τετραγωνικών, ακάμπτων θεμελίων σε γραμμικώς ελαστικό έδαφος.

Ενδεικτική εικόνα των μετατοπίσεων κατά το κεντροβαρικό επίπεδο δίδεται στο Σχ.5.13, όπως προέκυψε από την αντίστοιχη 3D ανάλυση, για $S_0/B = 0,20$. Παρατηρείται η σαφής στροφή των πλακών θεμελίωσης λόγω της αλληλεπίδρασής τους.

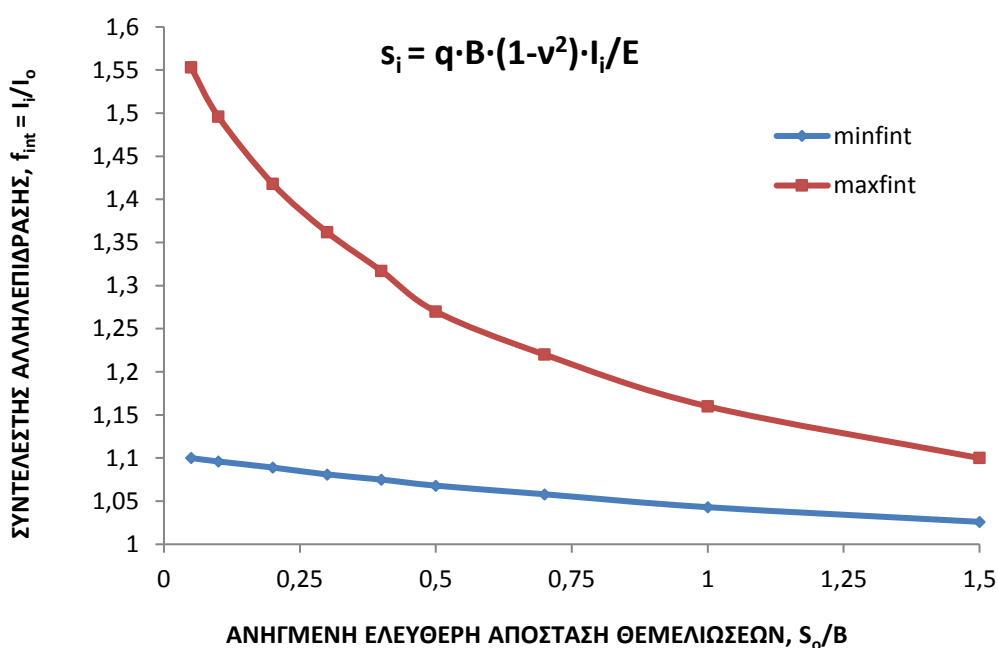


Σχήμα 5.13: Εικόνα μετατοπίσεων για ανηγμένη απόσταση τετραγωνικών θεμελίων, $S_0/B = 0,20$.

Στο Σχ.5.14 παρουσιάζονται οι υπ' όψιν συντελεστές, ως συνάρτηση της ανηγμένης ελεύθερης απόστασης των θεμελίων, S_0/B . Όπως είναι αναμενόμενο, για μικρότερες τιμές S_0/B οι συντελεστές $\max I$ και $\min I$ αποκλίνουν περισσότερο, ενώ για μεγαλύτερες συγκλίνουν. Σημειώνεται ότι ο ενιαίος συντελεστής για ανεξάρτητη θεμελίωση υπό τις παραδοχές που έχουν γίνει (άκαμπτη τετραγωνική θεμελίωση, τραχεία επιφάνεια έδρασης και πάχος συμπιεστού στρώματος $5B$), θα ήταν $I_0 = 0,768$ και προς αυτήν την τιμή προφανώς συγκλίνουν οι συντελεστές $\min I$ και $\max I$ για $s_0/B \rightarrow \infty$.



Σχήμα 5.14: Συντελεστές επιρροής επί των καθιζήσεων γειτονικών τετραγωνικών θεμελίων: Ελαστική λύση.



Σχήμα 5.15: Συντελεστές αλληλεπίδρασης γειτονικών τετραγωνικών θεμελίων: Ελαστική λύση.

Η ποσοστιαία επιρροή επί των καθιζήσεων της αλληλεπίδρασης των θεμελίων μπορεί να εκφρασθεί μέσω των συντελεστών αλληλεπίδρασης, f_{int} , οριζομένων ως εξής:

$$\min I = \min f_{int} \cdot I_0, \max I = \max f_{int} \cdot I_0 \quad (25)$$

Οι υπόψιν συντελεστές f_{int} , όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις, δίδονται στο Σχ.5.15, από το οποίο προκύπτουν τα ακόλουθα σχόλια:

- ✓ Η μέγιστη τιμή του συντελεστή αλληλεπίδρασης, για την ελάχιστη ανηγμένη απόσταση που εξετάσθηκε, δηλαδή για $S_o = 0,05$ είναι της τάξης του $\max_{f_{int}} = 1,55$, άρα για την πολύ μικρή αυτή απόσταση, οι καθιζήσεις κατά τις γειτονικές ακμές των τετραγωνικών θεμελίων είναι αυξημένες κατά 55% έναντι της (ενιαίας τιμής) των ανεξαρτήτων μεμονωμένων θεμελιώσεων.
- ✓ Σε κάθε περίπτωση, για την ελάχιστη τιμή του συντελεστή αλληλεπίδρασης ισχύει ότι $\min_{f_{int}} > 1$. Εντούτοις, η επιρροή της γεινιάσεως των θεμελίων επί της ελάχιστης καθιζήσης δεν είναι σημαντική (μόνο 10% περίπου για την ελάχιστη απόσταση $s_o/B = 0,05$).
- ✓ Οι συντελεστές $\min_{f_{int}}$ και $\max_{f_{int}}$ συγκλίνουν στην τιμή $f_{int} = 1$ για πολύ μεγάλες αποστάσεις S_o/B . Πρακτικά, αρκετά υπολογίσιμη είναι η συμβολή της αλληλεπίδρασης επί των καθιζήσεων για ανηγμένες αποστάσεις $S_o/B \leq 1$.

Η αρχική στροφή των γειτονικών θεμελιώσεων υπολογίζεται από την απλή σχέση:

$\omega_o \approx \sin \omega_o = \frac{\max s_o - \min s_o}{B}$, η οποία με εφαρμογή της βασικής σχέσης (24) γράφεται:

$$\sin \omega_o = \frac{q \cdot B \cdot (1 - v^2)}{E \cdot B} \cdot (\max I - \min I) = \frac{q \cdot (1 - v^2)}{E} \cdot \Delta I \quad (26)$$

Η διαφορά των ακραίων τιμών των συντελεστών επιρροής υπολογίζεται βάσει των δεδομένων του Σχ.5.14 και απεικονίζεται με σχετικό διάγραμμα μεταβολής του ΔI ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης S_o/B . Η καμπύλη των αριθμητικών τιμών που προέκυψαν από τις 3D αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, προσεγγίζεται με ικανοποιητική ακρίβεια από την ομογραφική συνάρτηση:

$$\Delta I = \frac{0,407}{1 + 3,262 \cdot \frac{S_o}{B}} \quad (27)$$

Από το αντίστοιχο Σχ.5.16 είναι εμφανής η καλή προσέγγιση των δεδομένων των αριθμητικών αναλύσεων με αυτά της στατιστικής σχέσης (27).

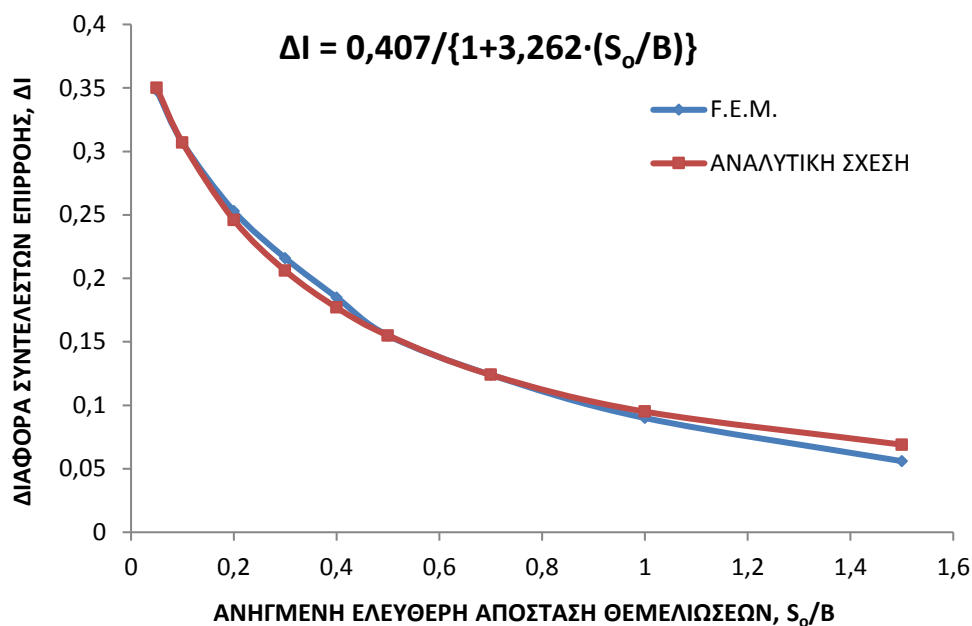
Η απεικόνιση της αρχικής γωνίας κλίσης ($\sin \omega_o$) που οφείλεται αποκλειστικά στην αλληλεπίδραση, σύμφωνα και με τη σχέση (26) δίδεται ως συνάρτηση του μεγέθους S_o/B στο Σχ.5.17 και φαίνεται ότι ιδιαίτερος επηρεάζεται όχι μόνο από την ανηγμένη απόσταση κατά τα ανωτέρω, αλλά και από την ανηγμένη φόρτιση $\frac{q \cdot (1 - v^2)}{E}$.

Οι αναλύσεις και τα διαγράμματα αυτής της παραγράφου 3.2 προφανώς έχουν καθοδηγητικό χαρακτήρα μόνο, δεδομένου ότι στην πραγματικότητα παρεμβαίνουν παράγοντες που ενδεχομένως να επηρεάζουν αρκετά τις προβλέψεις, όπως:

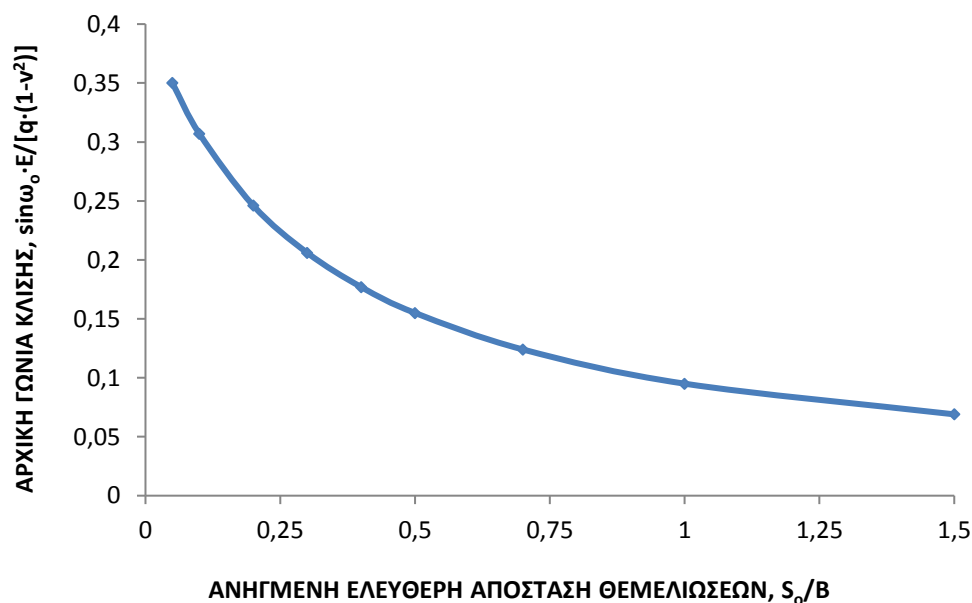
- Η θεώρηση εδάφους γραμμικώς ελαστικού.
- Ο διαχωρισμός ενός ενιαίου φαινομένου σε δύο απολύτως ανεξάρτητες φάσεις, όπως η θεώρηση αλληλλοεπηρεαζόμενων θεμελίων (με υπολογισμό της «αρχικής» κλίσης $\sin \omega_o$) και η επιρροή της εκτροπής των κέντρων βάρους επί των προσθέτων, δευτερογενών καθιζήσεων και στροφών. Τούτο έχει νόημα στη θεωρητική περίπτωση γραμμικώς ελαστικού εδάφους, όπου ισχύει η αρχή της επαλληλίας. Ωστόσο, στην

πραγματικότητα οι καθιζήσεις έχουν συνιστώσες αμέσων μετατοπίσεων αφ'ενός και χρονικά εξελισσόμενων αφ'ετέρου, επομένως δεν είναι τόσο απλό το πρόβλημα του διαχωρισμού της στροφής σε «αρχική» και «πρόσθετη» μέχρι την τελική τιμή της.

- Είναι αυτονόητο εντούτοις, ότι είναι εφικτή η εκτίμηση του συνολικού, τελικού μεγέθους της στροφής με ανάλυση 3D F.E.M., υπό την προϋπόθεση ότι λαμβάνονται υπ'όψιν οι ροπές εκτροπής λόγω της μετατόπισης του κέντρου βάρους (επιλογή διαδικασίας updated mesh).



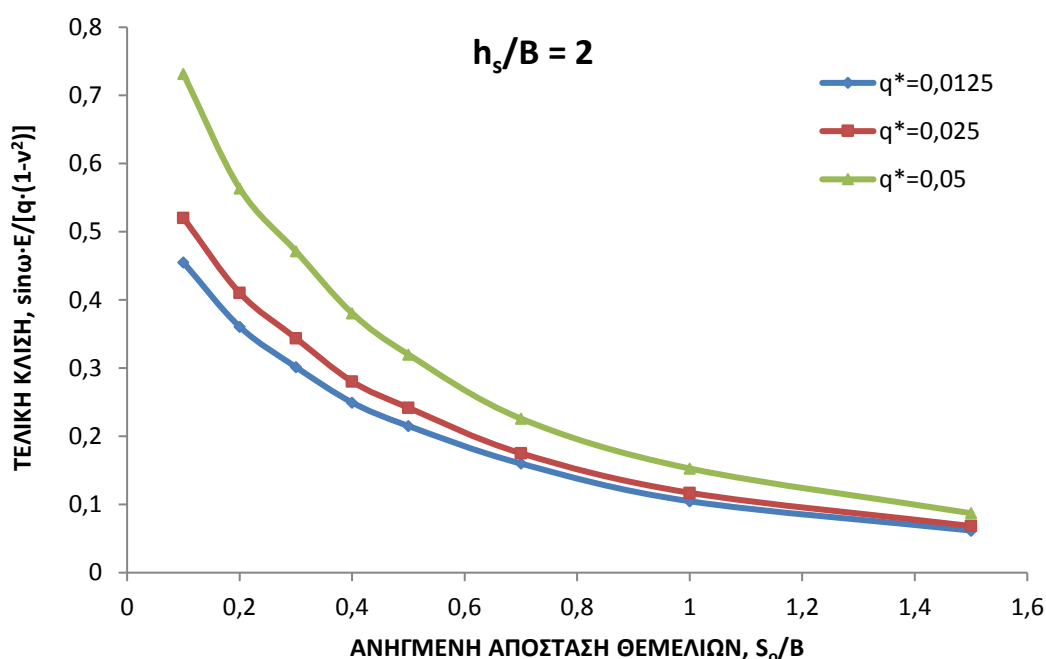
Σχήμα 5.16: Διαφορά συντελεστών επιρροής ως συνάρτηση του λόγου S_0/B : Ελαστική λύση.



Σχήμα 5.17: Αρχική γωνία απόκλισης λόγω αλληλεπίδρασης θεμελίων: Ελαστική λύση, τετραγωνικά θεμέλια.

3.3 Υπολογισμός της τελικής απόκλισης-Ελαστική λύση

Οι σχετικές τριδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις αφορούν σε τετραγωνικά θεμέλια πλάτους B , για διάφορες τιμές της ανηγμένης ελεύθερης απόστασης των θεμελίων και γενικά εφαρμόστηκαν αντίστοιχες τιμές των παραμέτρων με τις αναλύσεις για τον υπολογισμό της αρχικής γωνίας απόκλισης ω_0 , ώστε να είναι εφικτή η σύγκριση των τιμών ω_0 και ω (τελική γωνία στροφής των θεμελίων). Προκειμένου να ληφθεί υπ' όψιν η επιρροή της εκκεντρότητας της συνισταμένης λόγω της αρχικής κλίσης ω_0 έγινε προσομοίωση των γειτονικών σιλό με πρισματικούς πύργους ύψους $H = 2 \cdot h_s$, όπου h_s η εκάστοτε εξεταζόμενη τιμή του ύψους του κέντρου βάρους. Τα ίδια βάρη σκυροδέματος και δημητριακών υπολογίσθηκαν σε κάθε περίπτωση, ώστε να δίνουν ισοδύναμη μέση πίεση θεμελίωσης q , η οποία επίσης αποτελεί παράμετρο. Το έδαφος θεωρήθηκε ως γραμμικώς ελαστικό με παραμέτρους E, ν , τα στοιχεία θεμελίωσης άκαμπτα και γενικά οι λεπτομέρειες προσομοίωσης είναι αντίστοιχες αυτών της προηγούμενης υποπαραγράφου 3.2. Η τελική στροφή υπολογίσθηκε σε κάθε ανάλυση βάσει των ακραίων τιμών των καθιζήσεων $\max s$ και $\min s$ ($\omega \approx \sin \omega = \Delta s/B$) και είναι θεωρητικά ανάλογη του όρου $q^* = q \cdot (1 - \nu^2)/E$, ο οποίος αντιστοιχεί σε ανηγμένη φόρτιση θεμελίωσης. Εξετάσθηκαν δύο τιμές του ανηγμένου κέντρου βάρους, που αντιστοιχούν σε ανηγμένο συνολικό ύψος των σιλό $H/B = 4$ (μάλλον συνήθης τιμή) και $H/B = 6$ (υψηλή τιμή).



Σχήμα 5.18: Κανονικοποιημένη τελική απόκλιση ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης θεμελίων: Ελαστική λύση.

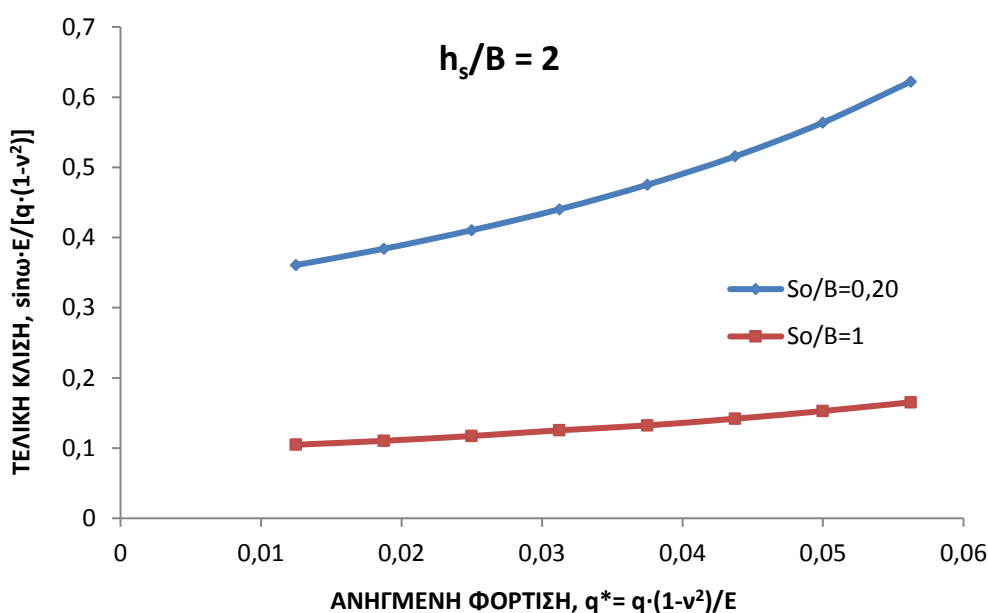
Για τη χαμηλότερη τιμή από τις εξετασθείσες $h_s/B = 2$ ($H/B = 4$), τα αποτελέσματα των αναλύσεων (Σχ.5.18) δίνουν την κανονικοποιημένη τιμή της τελικής στροφής $\sin \omega \cdot E / [q \cdot (1 - \nu^2)]$ ως συνάρτηση της ανηγμένης ελεύθερης απόστασης των θεμελίων για διάφορες τιμές της ανηγμένης φόρτισης q^* . Από το Σχ.6.18 φαίνονται τα εξής:

i) Η κανονικοποιημένη τιμή τελικής κλίσης απομειώνεται γρήγορα με την αύξηση της σχετικής απόστασης S_0/B . Για τη θεωρούμενη ως οριακή τιμή $S_0/B = 1$, η τελική κλίση για τα δεδομένα των αναλύσεων κυμάνθηκε από 20% έως 23% περίπου της τιμής που προέκυψε για την πολύ μικρή απόσταση $S_0/B = 0,10$.

ii) Για συγκεκριμένη τιμή απόστασης (S_0/B), η ανηγμένη τιμή της τελικής κλίσης που περιλαμβάνει την επιρροή της φόρτισης q^* , αυξάνεται αρκετά σημαντικά με την αύξηση της ανηγμένης φόρτισης q^* . Επομένως, το απόλυτο μέγεθος της τελικής κλίσης ω επηρεάζεται πολύ σημαντικά από το μέγεθος της φόρτισης για σταθερές τιμές των υπολοίπων δεδομένων. Για παράδειγμα, στην υποθετική περίπτωση $S_0/B = 0,20$, για τετραπλασιασμό μιας αρχικής φόρτισης που αντιστοιχεί στην μικρή τιμή $q^* = 0,125$, η ανηγμένη τελική κλίση ($\sin\omega/q^*$) αυξάνεται κατά 56%, άρα η τελική κλίση ως απόλυτο μέγεθος ($\sin\omega$) πολλαπλασιάζεται επί 6,25. Η διαφορά αυτή προφανώς οφείλεται στις δευτερογενείς αποκλίσεις λόγω της εκτροπής του κέντρου βάρους.

Η επιρροή της ανηγμένης φόρτισης q^* επί της κανονικοποιημένης τιμής της τελικής κλίσης φαίνεται στο Σχ.5.19 για δύο αντιπροσωπευτικές τιμές $S_0/B = 0,20$ (μάλλον μικρή) και $S_0/B = 1$ (αρκετά μεγάλη). Από το υπ'όψιν σχήμα συμπεραίνονται τα εξής:

- Η κανονικοποιημένη τελική κλίση ($\sin\omega/q^*$) αυξάνεται βεβαίως με την αύξηση της ανηγμένης φόρτισης, όπως διαπιστώθηκε από το Σχ.5.18, αλλά παρατηρείται επιπλέον ότι ο ρυθμός μεταβολής αυξάνεται επίσης με την αύξηση του μεγέθους q^* .
- Για σχετικά υψηλές τιμές της επιφόρτισης η ανηγμένη τελική κλίση λαμβάνει επίσης σημαντικές τιμές, ιδίως για την μικρότερη απόσταση S_0/B . Είναι λοιπόν, προφανής η αυξητική επιρροή του μεγέθους q^* κατά τα μέρη που οφείλονται στις δευτερογενείς καθιζήσεις λόγω της αρχικής εκτροπής του κέντρου βάρους.



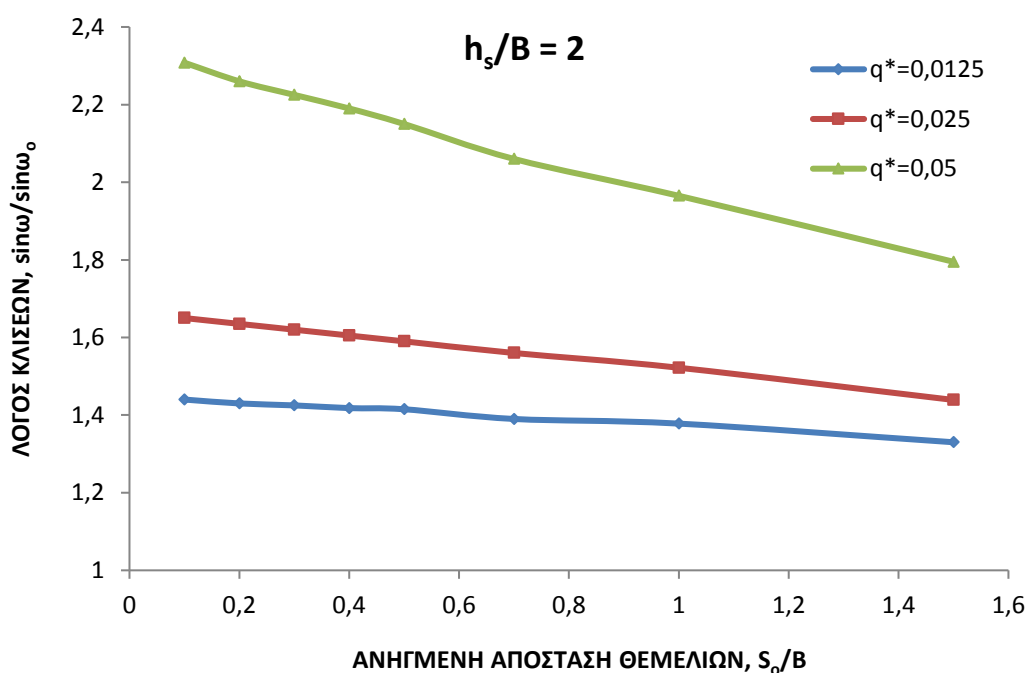
Σχήμα 5.19: Κανονικοποιημένη τελική κλίση ως συνάρτηση και της ανηγμένης φόρτισης θεμελίων: Ελαστική λύση.

Η σχετική επιρροή της αρχικής κλίσης ($\sin\omega_0$) που οφείλεται στην αλληλεπίδραση μόνο και των δευτερογενών καθιζήσεων επί της τελικής τιμής ($\sin\omega$) μπορεί να εξετασθεί μέσω του λόγου $\sin\omega/\sin\omega_0$. Προφανώς, αν το σύνολο του μεγέθους της στροφής οφειλόταν στην αλληλεπίδραση των γειτονικών θεμελίων θα ήταν $\sin\omega = \sin\omega_0$, αλλά τούτο δεν είναι ακριβές. Στο Σχ.5.20 φαίνεται ουσιαστικά ο συντελεστής επαύξησης της αρχικής κλίσης $\sin\omega_0$ λόγω της ανακατανομής των πιέσεων επαφής, ως συνάρτηση της ανηγμένης πίεσης θεμελίων S_0/B και παρατηρούνται τα εξής:

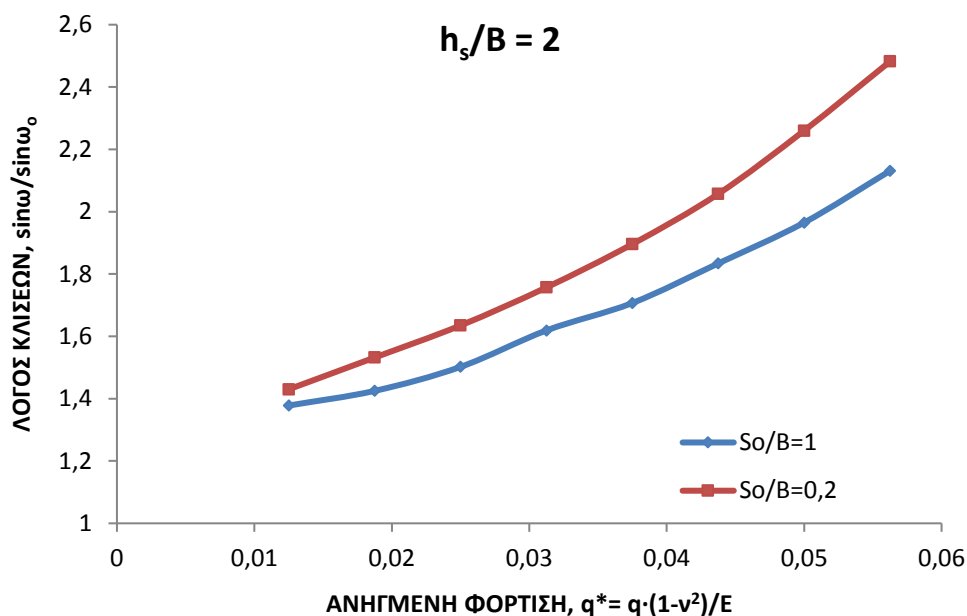
i) Ο λόγος των κλίσεων $\sin\omega/\sin\omega_0$ γενικά απομειώνεται με την αύξηση της ανηγμένης απόστασης θεμελίων. Εντούτοις, φαίνεται ότι οι σχετικά υψηλότερες τιμές του λόγου οφείλονται κυρίως στις αντιστοίχως υψηλές τιμές της αρχικής γωνίας $\sin\omega_0$ και όχι στη μικρή απόσταση των θεμελίων, δηλαδή οι τιμές S_0/B κυρίως έμμεσα και όχι άμεσα επηρεάζουν τον συντελεστή επαύξησης της αρχικής κλίσης.

ii) Για υψηλότερες τιμές της ανηγμένης φόρτισης q^* , προκύπτουν επίσης υψηλότερες τιμές του λόγου $\sin\omega/\sin\omega_0$. Η παρατήρηση αυτή ενισχύει την υπόθεση της έμμεσης μόνο επιρροής του λόγου S_0/B .

iii) Ακόμη και για τη σχετικά μεγάλη απόσταση $S_0/B = 1,5$ ο λόγος $\sin\omega/\sin\omega_0$ λαμβάνει τιμές αρκετά υψηλότερες της μονάδας (1,4 έως 2,0 περίπου, στο εύρος των τιμών q^* που εξετάστηκαν).



Σχήμα 5.20: Συντελεστής επαύξησης της αρχικής κλίσης ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης θεμελίων. Ελαστική λύση.



Σχήμα 5.21: Συντελεστής επαύξησης της αρχικής κλίσης ως συνάρτηση της ανηγμένης φόρτισης.

Στο Σχ.5.21 παρουσιάζεται η επιρροή της ανηγμένης φόρτισης q^* επί του συντελεστή επαύξησης της αρχικής κλίσης για δύο αντιπροσωπευτικές τιμές της ανηγμένης απόστασης θεμελίων και εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

i) Όπως ήδη παρατηρήθηκε από τα προηγούμενα διαγράμματα με την αύξηση του μεγέθους q^* αυξάνεται επίσης ο λόγος των κλίσεων $\sin\omega/\sin\omega_0$. Επιπροσθέτως, διαπιστώνεται ότι η αύξηση της ανηγμένης φόρτισης συνεπάγεται αυξημένο ρυθμό μεταβολής του λόγου $\sin\omega/\sin\omega_0$.

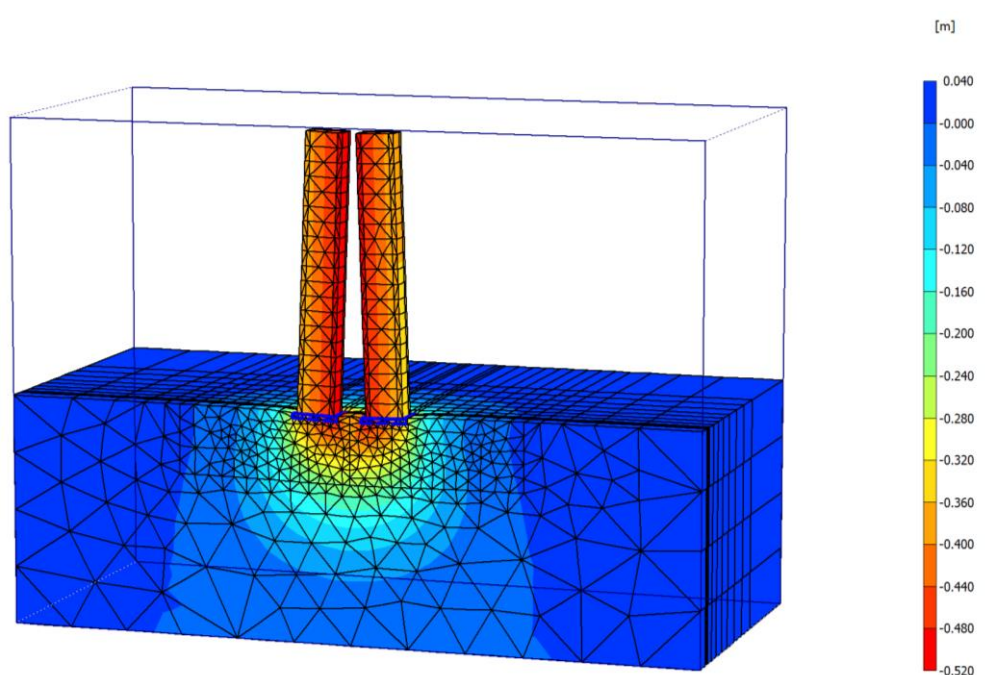
ii) Ο λόγος κλίσεων είναι γενικά υψηλότερος για την μικρότερη από τις εξετασθείσες, ανηγμένη απόσταση ($S_0/B = 0,20$).

Διευκρινίζεται ότι για τις τιμές της ανηγμένης φόρτισης, υψηλότερες από τη μέγιστη τιμή που εμφανίζεται στα διαγράμματα, για την τιμή $S_0/B = 0,20$ ανέκυπτε πρόβλημα γενικής αστάθειας του συστήματος.

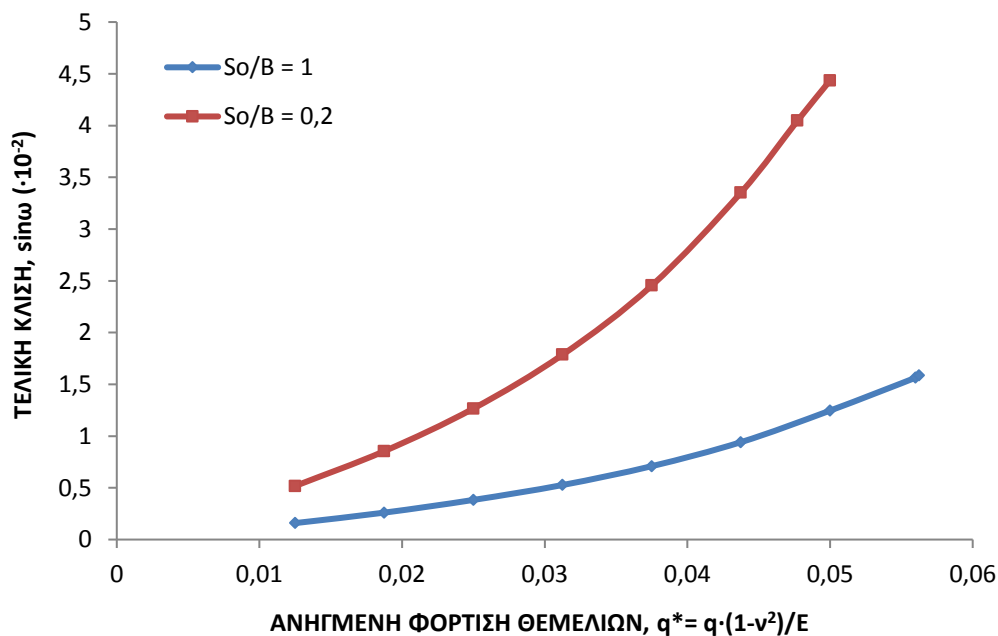
Για υψηλές τιμές του λόγου h_s/B (δηλαδή για υψηλά σιλό), οι προκύπτουσες τιμές της τελικής κλίσης ($\sin\omega$) μπορεί να είναι ιδιαίτερος υψηλές, εξαρτώμενες βεβαίως και από την ανηγμένη φόρτιση q^* .

Για την συστηματικότερα εξετασθείσα τιμή $h_s/B = 3$, ακόμη και για την όχι υψηλή τιμή ανηγμένης φόρτισης $q^* = 0,025$ και $S_0/B = 0,50$, από το ενδεικτικό Σχ.5.22 φαίνεται παραστατικά η σύγκλιση των γειτονικών σιλό, καθώς και η συγκέντρωση υψηλών καθιζήσεων στην περιοχή όπου γειτονεύουν οι υπ'όψιν κατασκευές. Η τελική κλίση $\sin\omega$ με τις απόλυτες τιμές της δίδεται στο Σχ.5.23 ως συνάρτηση της ανηγμένης φόρτισης θεμελίων. Η αναμενόμενη αύξηση του μεγέθους $\sin\omega$ για υψηλές φορτίσεις έχει ρυθμό μεταβολής που αυξάνεται σημαντικά με το μέγεθος q^* , ιδίως για τη χαμηλότερη από τις εξετασθείσες τιμές απόστασης $S_0/B = 0,20$. Η μη γραμμική συσχέτιση των μεγεθών $\sin\omega - q^*$ αποδεικνύει και σε αυτήν την περίπτωση τη σημαντική συμβολή των δευτερογενών

καθιζήσεων λόγω της αρχικής εκτροπής του κέντρου βάρους. Διευκρινίζεται ότι για την μικρότερη απόσταση του Σχ.5.23 ($S_0/B = 0,20$) ανέκυπτε πρόβλημα διακοπής των υπολογισμών λόγω αστάθειας του συστήματος για τιμές της ανηγμένης φόρτισης $q^* > 0,05$.

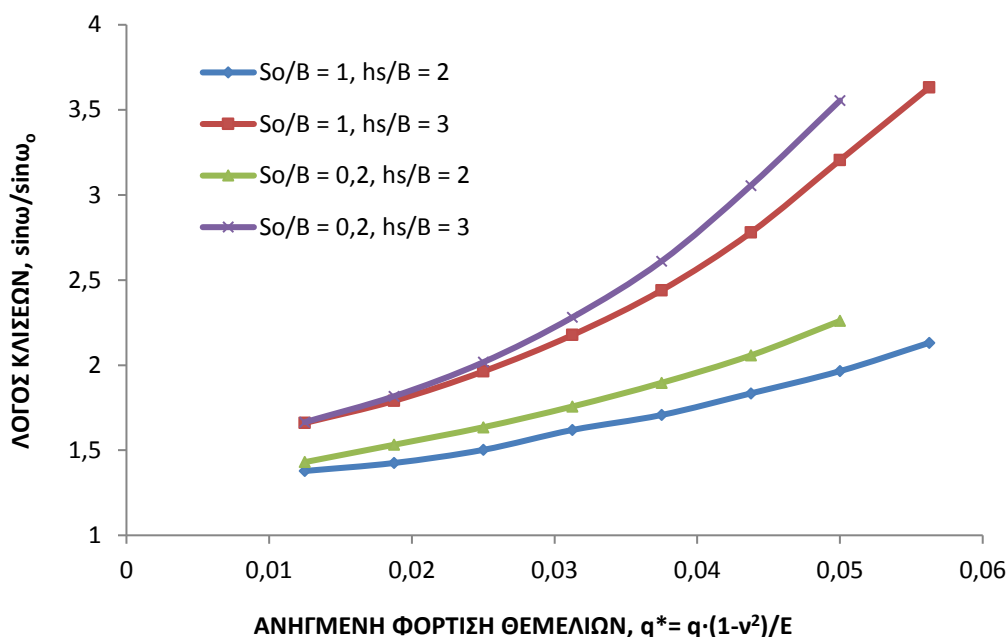


Σχήμα 5.22: Χρωματική απεικόνιση κατακορύφων μετατοπίσεων υψηλών γειτονικών σιλό: $S_0/B = 0,50$, $q^* = 0,025$, $h_s/B = 3$.



Σχήμα 5.23: Τελική κλίση ως συνάρτηση της ανηγμένης φόρτισης θεμελίων q^* : Ελαστική λύση, $h_s/B = 3$.

Στο Σχ. 5.24 παρουσιάζεται συγκριτικά ο λόγος $\sin\omega/\sin\omega_0$ ως συνάρτηση του μεγέθους q^* για δύο τιμές ανηγμένου ύψους h_s/B και αντιστοίχως δύο τιμές της ανηγμένης απόστασης θεμελίων S_0/B .



Σχήμα 5.24: Συγκριτικά διαγράμματα του λόγου κλίσεων: Ελαστική λύση.

3.4 Απλή ανάλυση με το προσομοίωμα Winkler

Εξετάζεται η θεμελίωση του ενός σιλό, με υποθετική ορθογωνική επιφάνεια $B \cdot L$, όπου B η πλευρά κατά τη διόρθωση της οποίας διατάσσεται το γειτονικό σιλό. Η φόρτιση της εξεταζόμενης θεμελίωσης είναι αρχικά ομοιόμορφη ($\sigma_m = G/B \cdot L$) σύμφωνα με το εδαφικό προσομοίωμα Winkler, ο δείκτης εδάφους θα ήταν για την υπ' όψιν επιφάνεια έδρασης k_s και οι καθιζήσεις αν δεν υπήρχε η επιρροή του γειτονικού σιλό θα ήταν επίσης ομοιόμορφα κατανομημένες με ενιαία τιμή $s_0 = \sigma_m/k_s$. Εντούτοις, λόγω της αλληλεπίδρασης (που δεν λαμβάνονται άμεσα υπ' όψιν κατά Winkler), οι καθιζήσεις στην αρχική φάση εξέλιξής τους θα είναι ανομοιόμορφες ($\min s_0$ και $\max s_0$ κατά τα άκρα) με γωνία στροφής $\omega_0 \approx \sin \omega_0 = (\max s_0 - \min s_0)/B$ (Σχ.5.10a)

Κατά Winkler, οι ανομοιόμορφες καθιζήσεις παρά την αρχικά ομοιόμορφη φόρτιση θα μπορούσαν να αποδοθούν μέσω διαφοροποιημένου δείκτη εδάφους και συγκεκριμένα $\max k_s$ (στο άκρο B , όπου η ελάχιστη καθίζηση $\min s_0$) και $\min k_s$ (στο άκρο A , κατά την πλευρά του γειτονικού σιλό). Λόγω της αρχικής εκκεντρότητας που αναπτύχθηκε ως αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης των θεμελίων, οι αρχικά ομοιόμορφες τάσεις έδρασης ανακατανέμονται, όμως οι νέες τάσεις (μέγιστη κατά το άκρο πλησίον της γειτονικής θεμελίωσης και ελάχιστη κατά την άλλη πλευρά), συνεπάγονται ανακατανομή των καθιζήσεων. Υποθέτοντας ότι υπάρχει τελική ισορροπία του συστήματος με γωνία στροφής της θεμελίωσης κατά ω (και αντίστοιχα απόκλιση του αρχικώς κατακορύφου σιλό) και με την επίσης απλή υπόθεση γραμμικής κατανομής των τάσεων επαφής διατυπώνουμε απλή σχέση μεταξύ γωνιών ω_0 και ω .

$$\max \sigma = \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) \cdot \sigma_m, \quad \min \sigma = \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right) \cdot \sigma_m$$

όπου e η τελική εκκεντρότητα του κατακορύφου φορτίου G ($e = h_s \cdot \sin\omega$) και h_s η απόσταση του κέντρου βάρους από τη θεμελίωση.

Η τελική στροφή ω υπολογίζεται από την σχέση:

$$\sin\omega = \frac{\max\sigma - \min\sigma}{B} \quad (\text{Σχ.5.25b}) \quad \text{ή} \quad \sin\omega = \frac{\max k_s \cdot \max\sigma - \min k_s \cdot \min\sigma}{B \cdot \max k_s \cdot \min k_s}$$

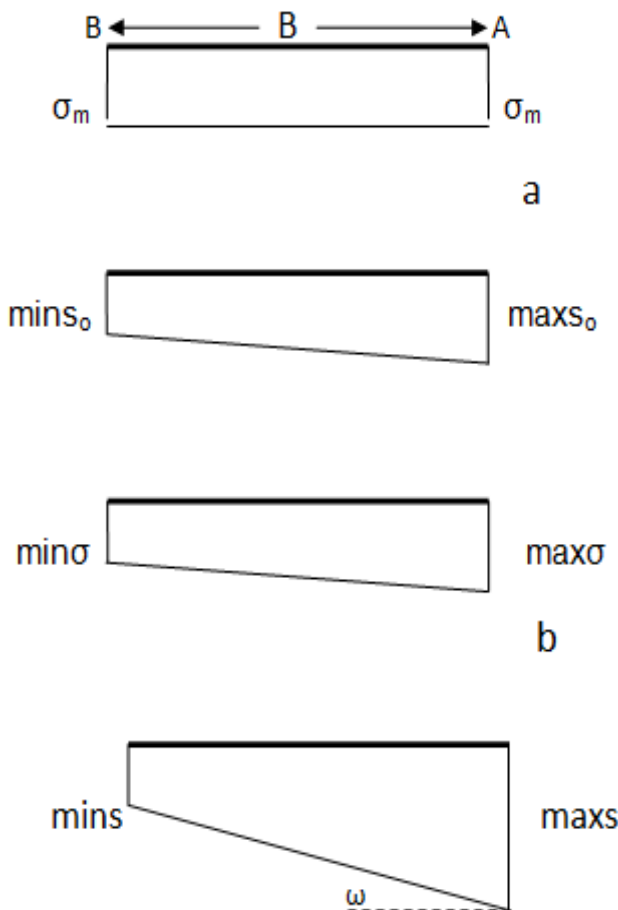
Θέτουμε $\max k_s / \min k_s = f_k (> 1)$, οπότε η παραπάνω σχέση μετατρέπεται, ως εξής:

$$\sin\omega = \frac{\sigma_m \cdot f_k \cdot \left[\left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) - \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right) \right]}{B \cdot \max k_s} = \frac{G}{B^2 \cdot L \cdot \max k_s} \cdot [(f_k \cdot 1) + 6 \cdot (f_k + 1) \cdot \frac{h_s}{B} \cdot \sin\omega] \quad (28)$$

όπου τέθηκε $\sigma_m = G/B \cdot L$ και $e = h_s \cdot \sin\omega$ (ω η τελική απόκλιση).

Από την αρχική φάση (Σχ. 5.25a) είναι προφανές ότι $\max\sigma_0 = \sigma_m / \min k_s$, $\min\sigma_0 = \sigma_m / \max k_s$,

$$\text{οπότε} \quad \sin\omega_0 = \frac{\sigma_m}{B} \cdot \frac{\max k_s - \min k_s}{\max k_s \cdot \min k_s} = \frac{G}{B^2 \cdot L} \cdot \frac{f_k - 1}{\max k_s} \quad (29)$$



Σχήμα 5.25: Απλουστευτική κατανομή τάσεων και καθιζήσεων κατά Winkler: a) Αρχική φάση, b) Τελική κατάσταση ισορροπίας.

Από το συνδυασμό των σχέσεων (28) και (29) προκύπτει η συσχέτιση:

$$\sin\omega = \frac{\sin\omega_0}{f_k-1} \cdot [(f_k-1) + 6 \cdot (f_k+1) \cdot \frac{h_s}{B} \cdot \sin\omega]$$

$$\text{ή τελικά: } \sin\omega = \frac{\sin\omega_0}{1 - \frac{6(f_k+1)}{f_k-1} \cdot \frac{h_s}{B} \cdot \sin\omega_0} \quad (30)$$

Από την ανωτέρω απλή σχέση μεταξύ της αρχικής γωνίας ω_0 και της τελικής ω προκύπτουν τα εξής:

i) Εφόσον μπορεί να υπάρξει ισορροπία μετά την ανάπτυξη της αρχικής γωνίας κλίσης ω_0 , τότε σε κάθε περίπτωση είναι $\sin\omega > \sin\omega_0$, δηλαδή $\omega > \omega_0$.

ii) Απαραίτητη προϋπόθεση για ένα ευσταθές σύστημα είναι η εξής:

$$\frac{h_s}{B} \cdot \sin\omega_0 < \frac{f_k-1}{6 \cdot (f_k+1)} \quad (31)$$

iii) Ο συντελεστής επαύξησης της αρχικής γωνίας απόκλισης ω_0 (υπό την προϋπόθεση ότι ισχύει η ανίσωση 31) είναι:

$$\frac{\sin\omega}{\sin\omega_0} = \frac{1}{1 - \frac{6 \cdot (f_k+1)}{(f_k-1)} \cdot \frac{h_s}{B} \cdot \sin\omega_0} \quad (32)$$

Επομένως, ο συντελεστής αυτός εξαρτάται από τη γωνία ω_0 . Παρατηρείται άμεσα ότι ο υπ'όψιν λόγος αυξάνεται με την αύξηση της αρχικής απόκλισης ω_0 και την αύξηση του ανηγμένου ύψους του κέντρου βάρους h_s .

iv) Οι ανωτέρω σχέσεις είναι ανεξάρτητες του λόγου L/B , αλλά και του απολύτου μεγέθους της διάστασης θεμελίωσης B . Εντούτοις, εξαρτώνται από τον λόγο $\frac{h_s}{B}$. Για την εκτίμηση των πιθανών ορίων διακύμανσης των μεγεθών της αρχικής κλίσης ω_0 (οφειλόμενης μόνο στην αλληλεπίδραση), του λόγου των ισοδυνάμων δεικτών εδάφους $f_k = \max k_s / \min k_s$ και του συντελεστή επαύξησης της γωνίας απόκλισης ($\sin\omega / \sin\omega_0$) αξιοποιούνται τα αποτελέσματα των αριθμητικών επιλύσεων (παρ' όλο που αυτά αφορούν σε προσομοίωμα συνεχούς ελαστικού μέσου).

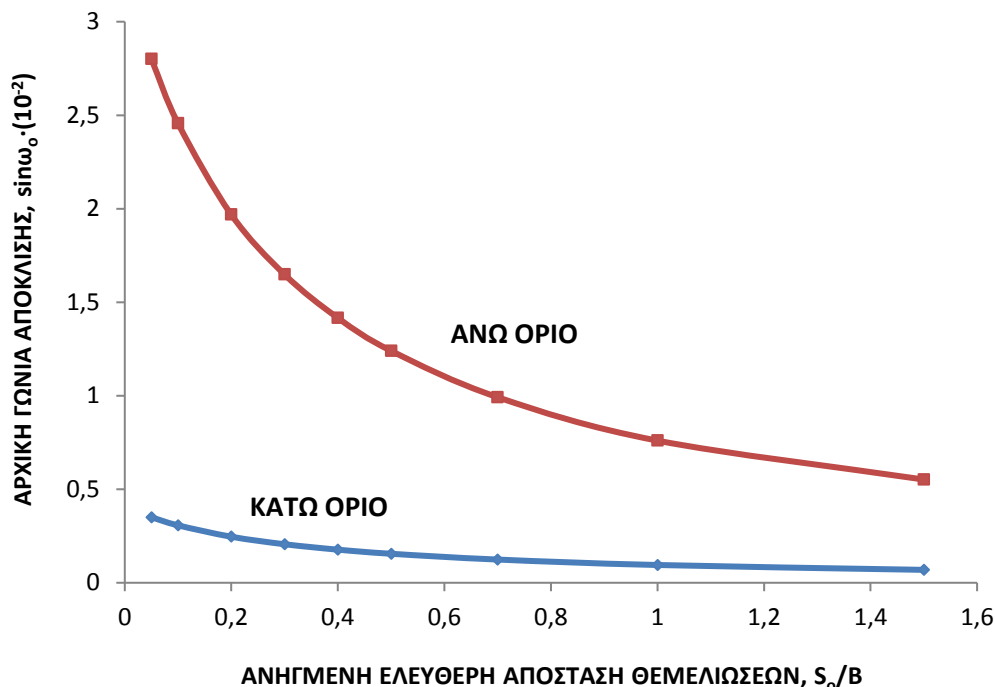
Τα πιθανά όρια διακύμανσης της αρχικής γωνίας κλίσης ω_0 εκτιμώνται βάσει του λόγου $q \cdot (1-v^2)/E$, ως εξής:

$$\sin\omega_0 = \frac{\max s_0 - \min s_0}{B} = \frac{q \cdot B \cdot (1-v^2)}{E \cdot B} \cdot (\max I - \min I) = \frac{q \cdot (1-v^2)}{E} \cdot \Delta I \quad (33)$$

Η διαφορά των συντελεστών επιρροής επί των καθιζήσεων λόγω της αλληλεπίδρασης τετραγωνικών πλακών, έχει ήδη υπολογισθεί και απεικονισθεί στο Σχ.5.16, ως συνάρτηση της ανηγμένης ελεύθερης απόστασης μεταξύ των θεμελιώσεων S_0/B .

Το κάτω όριο της γωνίας ω_0 αντιστοιχεί σε σχετικά υψηλό μέτρο ελαστικότητας E και σχετικά χαμηλή πίεση θεμελίωσης q , ενώ το αντίθετο συμβαίνει για το άνω όριο. Εκτιμώνται

πιθανά όρια διακύμανσης για τις συνθήκες συνθήκες της πράξης, $\frac{q \cdot (1-\nu^2)}{E} = 0,01$ έως $0,08$ και βάσει αυτών των ορίων υπολογίσθηκαν οι πιθανές οριακές τιμές $\sin\omega_0$, συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης θεμελίου S_0/B , σύμφωνα με το Σχ.5.26.



Σχήμα 5.26: Πιθανά όρια διακύμανσης της αρχικής γωνίας κλίσης ως συνάρτηση του λόγου S_0/B (Ελαστική λύση).

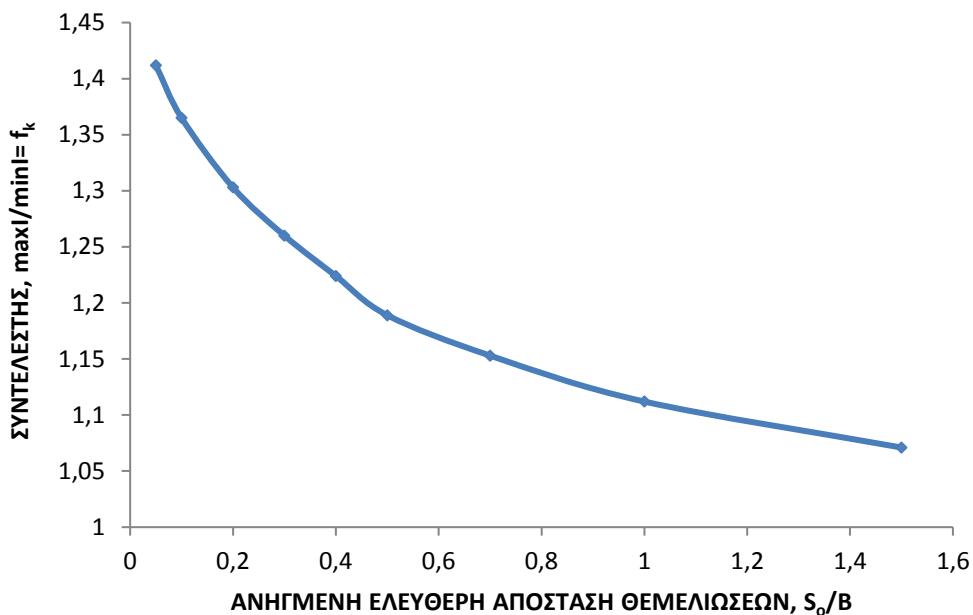
Αντιστοίχως, από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων υπολογίζεται η ισοδύναμη τιμή του λόγου f_k , βάσει της ακόλουθης απλής διαδικασίας:

$$f_k = \frac{\max k_s}{\min k_s} = \frac{\frac{\sigma_m}{\min s_0}}{\frac{\sigma_m}{\max s_0}} = \frac{\max s_0}{\min s_0},$$

$$\text{όμως: } \max s_0 = \frac{q \cdot B \cdot (1-\nu^2)}{E} \cdot \max l, \quad \min s_0 = \frac{q \cdot B \cdot (1-\nu^2)}{E} \cdot \min l, \quad \text{άρα } f_k = \frac{\max l}{\min l} \quad (34)$$

Οι συντελεστές επιρροής l έχουν υπολογισθεί και παρουσιασθεί στο Σχ.5.14 και βάσει των αντιστοίχων τιμών σχεδιάσθηκε το διάγραμμα του Σχ.5.27 που δίδει την ισοδύναμη τιμή του

λόγου $f_k = \frac{\max k_s}{\min k_s}$ ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης S_0/B .

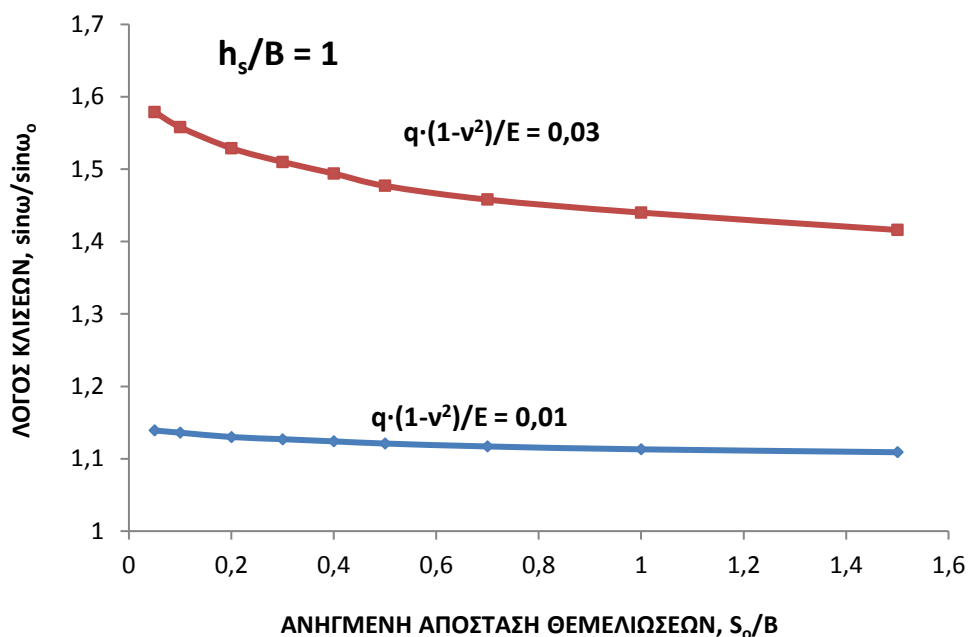


Σχήμα 5.27: Θεωρητική τιμή του λόγου f_k : Ελαστική λύση για τετραγωνική θεμέλια.

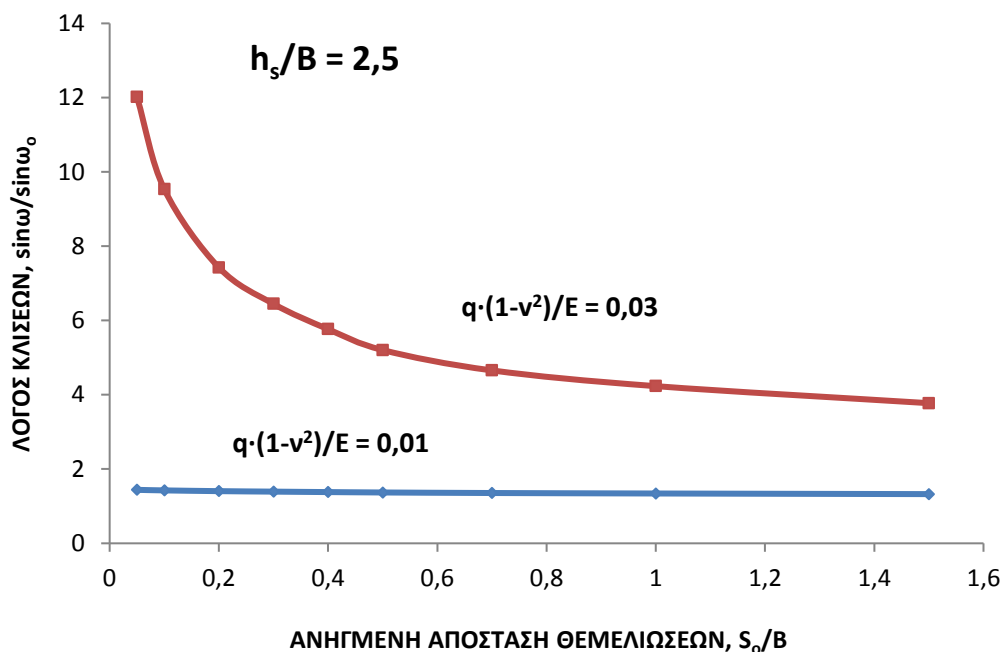
Με βάση τη διακύμανση των τιμών $\sin\omega_0$ και f_k που εμμέσως υπολογίσθηκαν βάσει των αποτελεσμάτων μπορεί να εξετασθεί η επιρροή ορισμένων παραγόντων επί του λόγου επαύξησης της αρχικής γωνίας κλίσης, με εφαρμογή της σχέσης (32).

Η επιρροή της ανηγμένης απόστασης του θεμελίου s_0/B επί του λόγου $\sin\omega/\sin\omega_0$, ως συνάρτηση και της ανηγμένης φόρτισης $\frac{q \cdot (1-\nu^2)}{E}$ απεικονίζεται στο Σχ.5.28a,b για δύο αντιπροσωπευτικές τιμές του ανηγμένου ύψους του κέντρου βάρους. Για $h_s/B = 1,0$, (δηλαδή για ύψος κατασκευής περίπου $H = 2 \cdot B$), σύμφωνα με το Σχ.5.28a, είναι προφανής η επιρροή της συμπίεστικότητας του εδάφους επί του λόγου κλίσεων $\sin\omega/\sin\omega_0$. Παρ'όλο που είναι προφανές ότι για μικρές τιμές s_0/B η αρχική γωνία $\sin\omega_0$ αυξάνεται σημαντικά ο λόγος $\sin\omega/\sin\omega_0$, αντιθέτως μεταβάλλεται με πολύ μικρότερο ρυθμό στην περιοχή μεγαλύτερων αποστάσεων. Μεταξύ των ακραίων τιμών που εξετάσθηκαν για την απόσταση του θεμελίου, δηλαδή για το εύρος διακύμανσης $s_0/B = 0,05-1,50$, η ποσοστιαία διαφορά του λόγου $\sin\omega/\sin\omega_0$ είναι μόνο 10% για τη μεγαλύτερη τιμή $\frac{q \cdot (1-\nu^2)}{E} = 0,03$ και 3% για τη μικρότερη (0,01).

Αντιθέτως, για την αρκετά υψηλή τιμή $h_s/B = 2,5$ και για την υψηλότερη (από τις εξετασθείσες) τιμή της ανηγμένης φόρτισης ($q^* = 0,03$) οι τιμές του λόγου κλίσεων $\sin\omega/\sin\omega_0$ είναι γενικά υψηλές, ιδιαίτερος για μικρές αποστάσεις μεταξύ των θεμελίων. Τούτο προφανώς συμβαίνει ως αποτέλεσμα του συνδυασμού των παραμέτρων που υπεισέρχονται στη σχέση (32), βάσει του οποίου ο παρανομαστής λαμβάνει πολύ χαμηλές τιμές ή η ανίσωση (31) ισχύει μόνο οριακά.



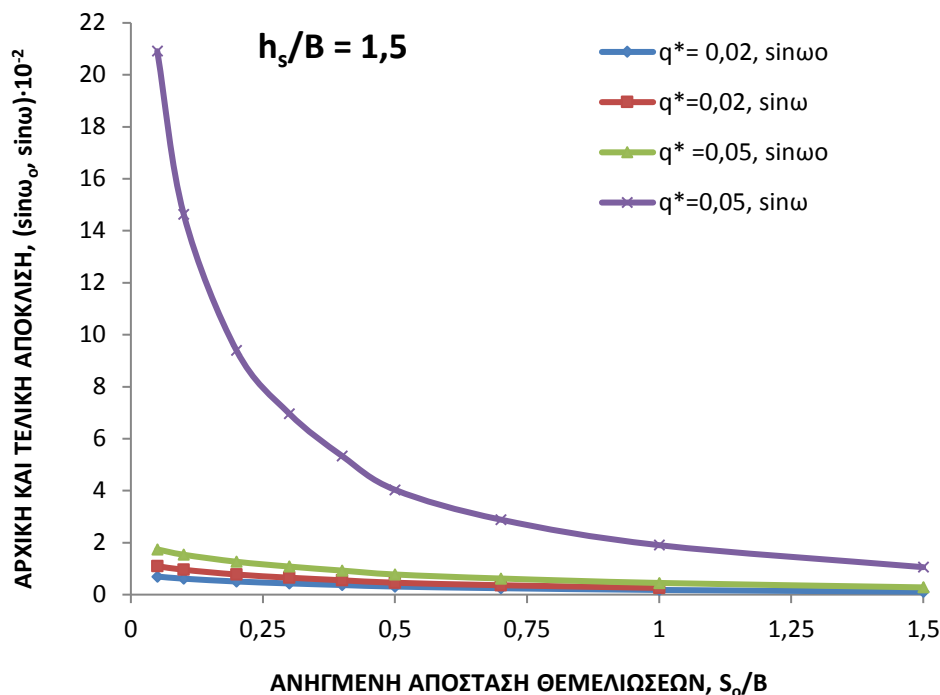
a)



b)

Σχήμα 5.28: Συντελεστής επαύξησης της αρχικής κλίσης $\sin\omega_0$: a) $h_s/B = 1,0$, b) $h_s/B = 2,5$.

Με βάση τις γνωστές αρχικές τιμές ($\sin\omega_0$) μπορεί να υπολογισθεί επίσης, το εύρος διακύμανσης της τελικής απόκλισης ($\sin\omega$), το οποίο παρουσιάζεται στο Σχ.5.29 για μια μέση τιμή ανηγμένου ύψους του κέντρου βάρους των σιλό $h_s/B = 1,5$ (ή κατά προσέγγιση $H = 3B$). Από τη σύγκριση των αριθμητικών τιμών των κλίσεων $\sin\omega$ και $\sin\omega_0$, για δύο τιμές του λόγου $q^* = \frac{q \cdot (1-\nu^2)}{E}$ που φαίνεται να καλύπτουν το συνηθισμένο εύρος των εφαρμογών (0,02 έως 0,05), επιβεβαιώνεται η υπερβολικά μεγάλη επαύξηση της αρχικής κλίσης σε περιοχές σχετικά μικρών ανηγμένων αποστάσεων S_0/B .



Σχήμα 5.29: Εκτίμηση της αρχικής και τελικής απόκλισης ως συνάρτηση της συμπίεστικότητας του εδάφους και της ανηγμένης απόστασης θεμελιώσεων.

3.5 Συνεκτίμηση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του εδάφους

Οι τριδιάστατες αναλύσεις για την εξέταση της επιρροής τυχόν μειωμένης διαμητρικής αντοχής του εδάφους επί της απόκλισης από την κατακόρυφο των γειτονικών σιλό πραγματοποιήθηκαν υπό τις ακόλουθες παραδοχές και περιορισμούς:

- Η συμπεριφορά του εδάφους προσομοιώθηκε ως γραμμικώς ελαστική-ιδεατώς πλαστική κατά Mohr-Coulomb. Θεωρήθηκε ειδικότερα η περίπτωση αργιλικού εδάφους φορτιζόμενου υπό αστράγγιστες συνθήκες, ενώ η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας έναντι διαμητρικής αστοχίας του εδάφους εξετάσθηκε μέσω της μεταβαλλόμενης τιμής από την εκάστοτε τιμή της ανηγμένης φόρτισης $\nu = \nu_u = 0,50$ (για αστράγγιστες συνθήκες). Σημειώνεται ότι η εισαγόμενη τιμή ήταν $\nu = 0,495$, δηλαδή πολύ κοντά, αλλά όχι ακριβώς στη θεωρητική τιμή που θα δημιουργούσε προβλήματα αστάθειας στους υπολογισμούς.

- Οι αναλύσεις έγιναν με τη λογική που αναπτύχθηκε στην προηγούμενη υποπαράγραφο 3.3, σε δύο φάσεις. Από την επίλυση του προβλήματος δύο γειτονικών τετραγωνικών, άκαμπτων πλακών πλευράς B , για μεταβαλλόμενη ελεύθερη απόσταση S_0 (άρα για μεταβλητή τιμή S_0/B) και ενιαία φόρτιση q , υπολογίσθηκαν οι αρχικές κλίσεις $\omega_0 \approx \sin \omega_0$. Οι υπ'όψιν κλίσεις προφανώς οφείλονται αποκλειστικά στην αλληλεπίδραση των γειτονικών φορτίσεων. Παράλληλες τριδιάστατες αναλύσεις έγιναν με ακριβή προσομοίωση των γειτονικών σιλό που μεταφέρουν στις θεμελιώσεις τις αντίστοιχες μέσες φορτίσεις q , ώστε να εκτιμηθούν οι τελικές αποκλίσεις $\omega \approx \sin \omega$. Αυτές ενσωματώνουν τόσο την επιρροή της αλληλεπίδρασης όσο και τις δευτερογενείς κλίσεις που προέρχονται από την εκτροπή του κέντρου βάρους εκάστου σιλό, άρα από την υπερσυγκέντρωση τάσεων στην περιοχή που γειτνιάζουν οι κατασκευές, λόγω της έκκεντρης πλέον φόρτισης

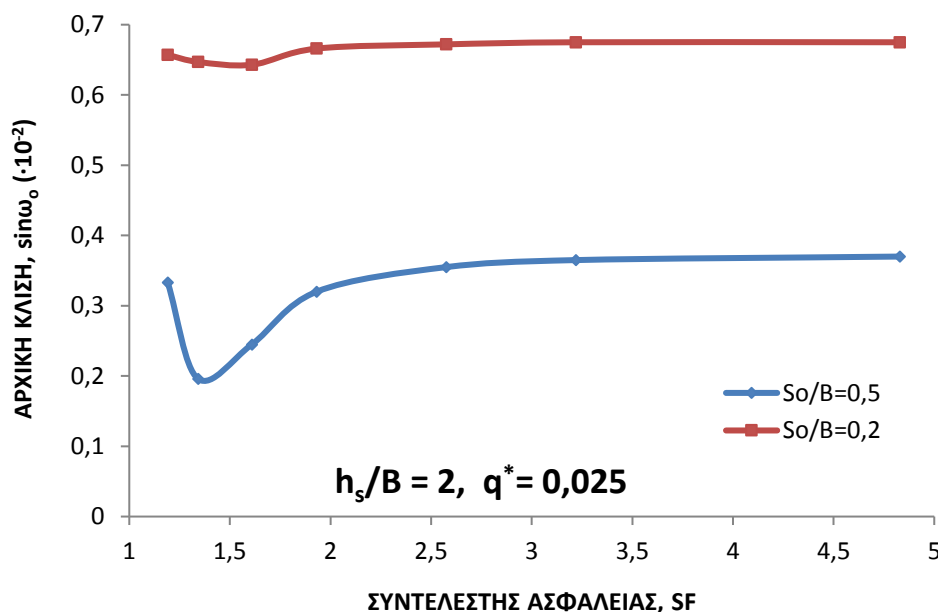
iii) Εξετάσθηκε μόνο η περίπτωση ανηγμένου ύψους του κέντρου βάρους $h_s/B = 2$ που αντιστοιχεί σε λόγο $H/B = 4$.

Στο Σχ.5.30 παρουσιάζεται η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας έναντι γενικής θραύσης SF, επί της αρχικής γωνίας κλίσης ($\sin\omega_0$) για δύο αντιπροσωπευτικές τιμές ανηγμένης απόστασης των σιλό και την συγκεκριμένη τιμή ανηγμένης φόρτισης $q^*=0,025$ και παρατηρούνται τα εξής:

i) Για υψηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας οι υπολογιζόμενες αρχικές αποκλίσεις πλησιάζουν πολύ αυτές που υπολογίσθηκαν για ελαστική συμπεριφορά του εδάφους. Εντούτοις, οι "ελαστικές" τιμές $\sin\omega_0$ δεν είναι οι χαμηλότερες, όπως ίσως διαισθητικά θα αναμενόταν. Με την μείωση του συντελεστή ασφαλείας παρατηρείται βαθμιαία απομείωση της κλίσης $\sin\omega_0$ μέχρι την ελάχιστη τιμή και εν συνεχεία για πολύ χαμηλές τιμές SF η κλίση αυτή αυξάνει και πάλι.

ii) Οι διακυμάνσεις της τιμής $\sin\omega_0$ είναι εμφανέστερες στην περίπτωση της μεγαλύτερης ανηγμένης απόστασης $S_0/B = 0,50$. Αντιθέτως, για $S_0/B = 0,2$ πρακτικά οι αρχικές αποκλίσεις δεν μεταβάλλονται σε αξιοσημείωτο βαθμό.

iii) Παρά την ανωτέρω διαφορά στο βαθμό διακύμανσης της $\sin\omega_0$, οι γενικές τάσεις μεταβολής συναρτήσει του SF είναι παρόμοιες στις δύο περιπτώσεις της ανηγμένης απόστασης S_0/B .



Σχήμα 5.30: Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας SF επί της αρχικής κλίσης, $\sin\omega_0$.

Η ανάπτυξη πλαστικών ζωνών σε περιπτώσεις σχετικά μικρής αστράγγιστης διατμητικής αντοχής s_u , συνεπάγεται ασφαλώς αυξημένες καθιζήσεις στα άκρα των θεμελιώσεων, Αυτό όμως δεν φαίνεται να έχει κατ' ανάγκη ως αποτέλεσμα την αύξηση της κλίσης, αντιθέτως μάλιστα. Παρ' όλ' αυτά, για ιδιαίτερως χαμηλές τιμές SF οι επεκτεινόμενες πλαστικές ζώνες επηρεάζουν την περιοχή μεταξύ των σιλό, ιδιαίτερα κατά τις αντίστοιχες γειτονικές ακμές των θεμελιώσεων, με αποτέλεσμα τη δυσανάλογη αύξηση των καθιζήσεων στην περιοχή, μεταξύ των σιλό και την αναστροφή της τάσης απομείωσης των κλίσεων. Η μεταβολή της

εικόνας των πλαστικών ζωνών για μεταβαλλόμενο συντελεστή ασφαλείας φαίνεται στο Σχ.5.31 για την περίπτωση ανηγμένης απόστασης $S_0/B = 0,50$, όπου και παρατηρήθηκαν οι εντονότερες διακυμάνσεις των τιμών της $\sin\omega_0$. Στο Σχ.5.31a, για συντελεστή $SF = 1,931$, πλαστικοποιήσεις εδαφικών στοιχείων εντοπίζονται μόνο, σχεδόν σημειακά στις ακραίες ακμές, όπου αναπτύσσονται και οι υψηλότερες διατμητικές τάσεις. Οι πλαστικές ζώνες επεκτείνονται αρκετά σημαντικά για την μειωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή που αντιστοιχεί σε $SF = 1,342$, κατά το Σχ.5.31b, ενώ λόγω της μεγάλης έκτασης των πλαστικών ζωνών, για συντελεστή ασφαλείας $SF = 1,191$, ιδίως στην περιοχή μεταξύ των θεμελιώσεων (Σχ.5.31c), η στροφή ω_0 , αυξάνει έναντι των τιμών των προηγούμενων περιπτώσεων.

Κατόπιν των παραπάνω, δεν έχει ιδιαίτερη σημασία η εξέταση του λόγου $\sin\omega/\sin\omega_0$, όπως έγινε κατά τη θεώρηση του γραμμικώς ελαστικού εδάφους. Αντιθέτως, βάσει των αποτελεσμάτων των τριδιάστατων αναλύσεων των γειτονικών σιλό με κανονική προσομοίωση των κατασκευών (και όχι μόνο των θεμελιώσεών τους), μπορεί να εξετασθεί ο βαθμός επιρροής της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς επί των τελικών κλίσεων. Ανεξαρτήτως λοιπόν του μηχανισμού διαμόρφωσης των τελικών $\sin\omega$ ενδιαφέρον έχει η επιρροή ενός μειούμενου συντελεστή ασφαλείας επί του ανωτέρω μεγέθους, συγκρινόμενου με τις τιμές που υπολογίσθηκαν για γραμμικώς ελαστική εδαφική συμπεριφορά. Στο Σχ.5.32 δίδεται ο λόγος $\sin\omega_p/\sin\omega_e$ (τελικές κλίσεις για ελαστοπλαστικό και ελαστικό έδαφος) ως συνάρτηση του SF για δύο τιμές της ανηγμένης απόστασης των θεμελίων που ουσιαστικά εκφράζει την επαύξηση της τελικής κλίσης που υπολογίζεται για ελαστικό έδαφος λόγω της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς. Από το υπ' όψιν σχήμα παρατηρούνται τα εξής:

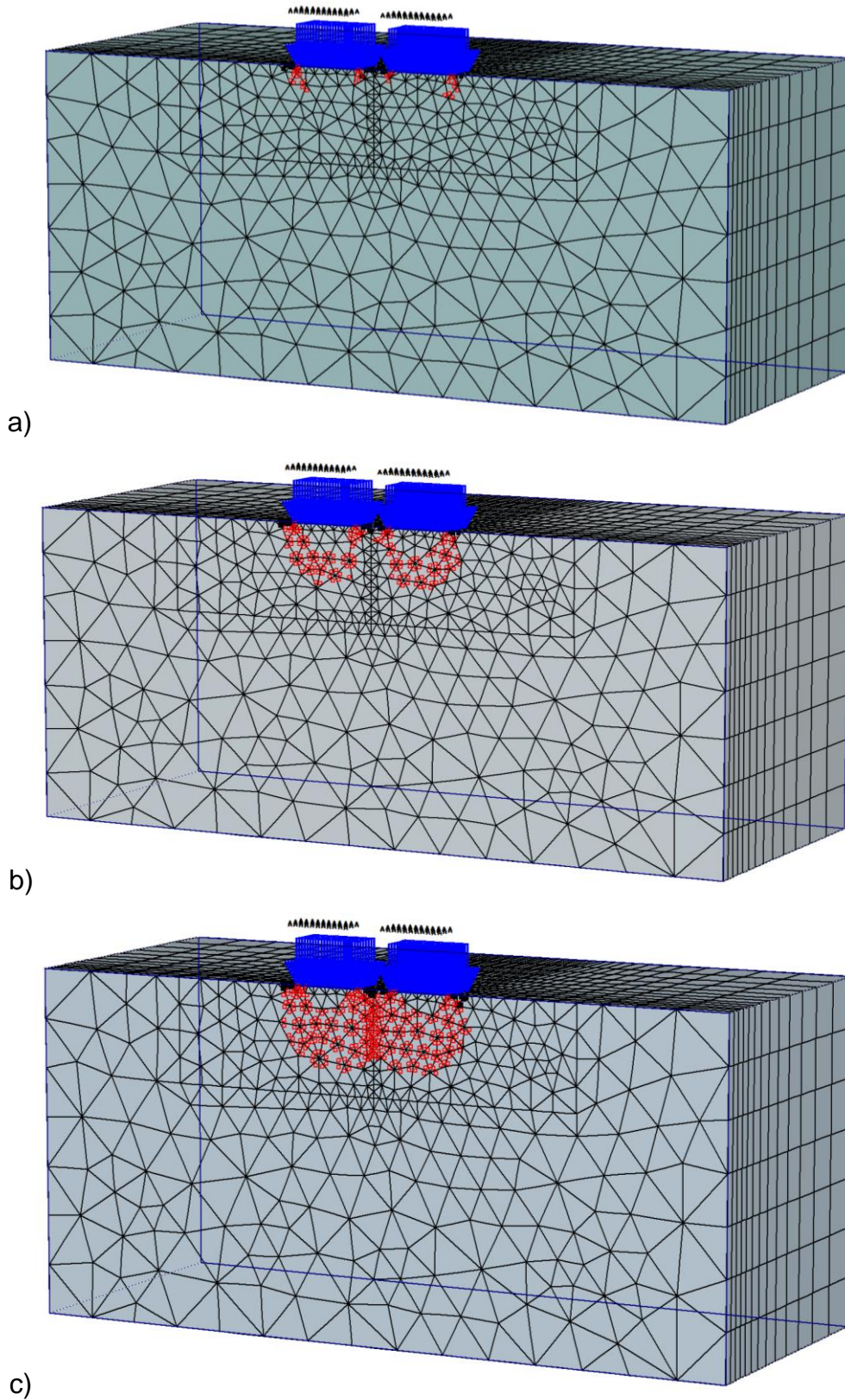
α) Είναι προφανές ότι για μειούμενο συντελεστή ασφαλείας ο λόγος $\sin\omega_p/\sin\omega_e$ αυξάνει. Για υψηλές τιμές SF , οι τιμές $\sin\omega_p$ και $\sin\omega_e$ συμπίπτουν πρακτικά. Από το σύνολο των αναλύσεων προέκυψε ότι $\sin\omega_p/\sin\omega_e > 1$.

β) Η αυξητική επιρροή επί του ανωτέρω λόγου του μειούμενου συντελεστή ασφαλείας είναι πολύ σαφέστερη για την μικρότερη ανηγμένη απόσταση S_0/B . Προφανώς, στις τελικές τιμές τόσο του $\sin\omega_p$, όσο και του $\sin\omega_e$ έχουν ενσωματωθεί οι αρχικές κλίσεις $\sin\omega_0$ υπό ελαστοπλαστικές ή ελαστικές συνθήκες, όμως τα διαγράμματα είναι κανονικοποιημένα. Επομένως, η επιρροή των δευτερογενών κλίσεων υπό ελαστοπλαστικές συνθήκες γίνεται σημαντικότερη για μικρότερη ανηγμένη απόσταση και μικρότερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας SF .

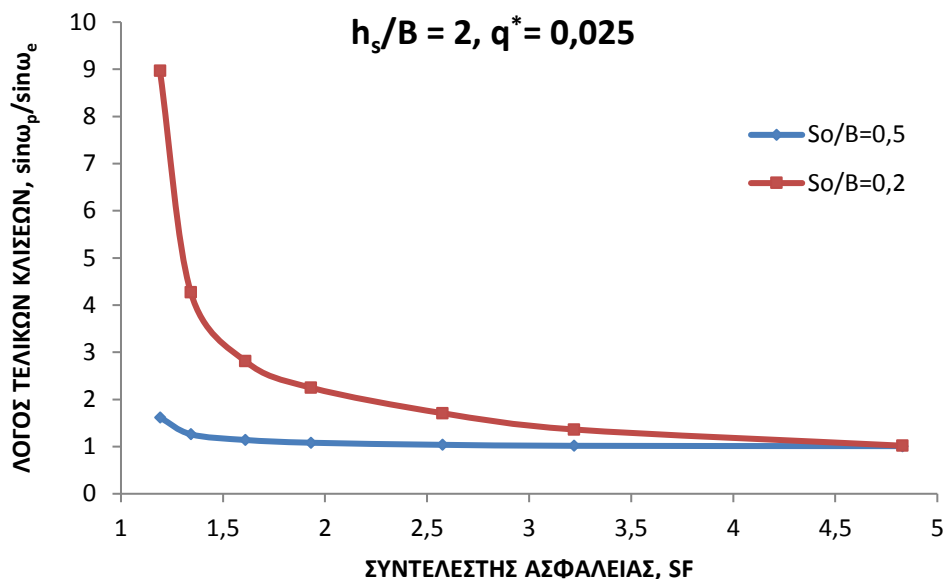
γ) Οι πολύ υψηλές τιμές του "συντελεστή επαύξησης κλίσης", ο οποίος παρατηρείται για την μικρότερη τιμή $S_0/B = 0,2$ και για μικρές τιμές του συντελεστή SF (λίγο μόνο μεγαλύτερες της μονάδας), οφείλονται σε οριακή σχεδόν ισορροπία των συστημάτων, λίγο πριν την αστοχία λόγω κλίσης κυρίως και όχι κατ' ανάγκη λόγω αναπτυσσόμενου μηχανισμού γενικής θραύσης του εδάφους.

δ) Τα διαγράμματα του Σχ.5.32 σχεδιάσθηκαν για την περίπτωση μικρής έως μέσης το πολύ επιφόρτισης ($q^* = 0,025$). Για υψηλότερες τιμές της ανηγμένης φόρτισης,

π.χ. $\varphi^* > 0,04$ διαπιστώθηκε αστάθεια λόγω κλίσης ακόμη και για σχετικά “επαρκείς” συντελεστές ασφαλείας SF.



Σχήμα 5.31: Τριδιάστατη εικόνα των πλαστικών ζωνών για $S_0/B = 0,50$:
 a) $SF = 1,931$, b) $SF = 1,342$, c) $SF = 1,191$.



Σχήμα 5.32: Συντελεστής επαύξησης της ελαστικής τελικής κλίσης ως συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας.

3.6 Συμπερασματικές παρατηρήσεις

α) Η σύγκλιση γειτονικών υψηλών κατασκευών οφείλεται όχι μόνο στην αυτονόητη αλληλεπίδραση των γειτονικών θεμελιώσεων, λόγω της οποίας αναπτύσσεται «αρχική» γωνία απόκλισης (ή στροφής) $\omega_0 \approx \sin \omega_0$, αλλά και τις δευτερογενείς ανομοιομορφες καθιζήσεις που προέρχονται από την συγκέντρωση τάσεων επαφής που οφείλονται στην εκτροπή του κέντρου βάρους κάθε κατασκευής από την κατακόρυφο. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχει τόσο η «τελική» στροφή-απόκλιση από την κατακόρυφο, $\omega \approx \sin \omega$ όσο και ο συντελεστής επαύξησης της αρχικής κλίσης, δηλαδή ο λόγος $\sin \omega / \sin \omega_0$, βάσει του οποίου εκτιμάται ο βαθμός συμβολής επί της τελικής στροφής των δύο βασικών παραγόντων κατά τα ανωτέρω.

β) Η «αρχική» γωνία $\omega_0 \approx \sin \omega_0$ υπολογίσθηκε αρχικά για γραμμικώς ελαστικό ομοιογενές έδαφος ως συνάρτηση της διαφοράς των συντελεστών επιρροής επί των καθιζήσεων $\Delta I = \max I - \min I$, η οποία οφείλεται στην αλληλεπίδραση των θεμελίων. Η γωνία ω_0 είναι ανάλογη τόσο της ανηγμένης φόρτισης $q^* = \frac{q \cdot (1 - \nu^2)}{E}$, όσο και του συντελεστή επιρροής επί της αρχικής στροφής, ΔI , ο οποίος εξαρτάται αποκλειστικά από την ανηγμένη ελεύθερη απόσταση S_0/B μεταξύ των γειτονικών τετραγωνικών θεμελίων πλευράς B που εξετάστηκαν. Η συσχέτιση $\Delta I - S_0/B$ αποδόθηκε με πολύ καλή συσχέτιση μέσω ομογραφικής συνάρτησης και φαίνεται ότι για $S_0/B \leq 1$ γενικά η στροφή ω_0 λαμβάνει αρκετά υπολογίσιμες τιμές.

Αντιστοίχως η τιμή της τελικής στροφής $\omega \approx \sin \omega$, υπό την ίδια παραδοχή γραμμικώς ελαστικού μέσου εξαρτάται από τα μεγέθη S_0/B , q^* αλλά επιπροσθέτως από το ανηγμένο ύψος του κέντρου βάρους των κατασκευών h_s/B . Η κανονικοποιημένη τελική στροφή $\sin \omega / q^*$ αυξάνεται με την αύξηση του μεγέθους q^* και ο ρυθμός αυτής της αύξησης είναι μεγαλύτερος για τις υψηλότερες τιμές της ανηγμένης φόρτισης. Προφανώς λοιπόν, ο λόγος επαύξησης της αρχικής κλίσης, $\sin \omega / \sin \omega_0$ εξαρτάται από την «αρχική» κλίση ω_0 (λόγω της

αλληλεπίδρασης των θεμελίων μόνο), άρα και από την ανηγμένη φόρτιση q^* . Επίσης, εξαρτάται ο υπ' όψιν λόγος και από το ανηγμένο ύψος του κέντρου βάρους h_s/B . Ακόμη και για χαμηλές τιμές της ανηγμένης φόρτισης $q^* = 0,01-0,025$ και για ανηγμένη απόσταση θεμελίων $S_0/B = 0,2 - 1,0$, ο λόγος κλίσεων $\sin\omega/\sin\omega_0$ λαμβάνει αρκετά σημαντικές τιμές 1,5–2,0 για $h_s/B = 2 - 3$. Για υψηλές τιμές, $q^* > 0,05$ ο συντελεστής επαύξησης της κλίσης λαμβάνει επίσης υψηλές τιμές αναλόγως και των λοιπών δεδομένων (π.χ. για $h_s/B=3$, $\sin\omega/\sin\omega_0 = 3 - 3,5$), διαπιστώνεται επομένως ότι ο μηχανισμός ανακατανομής των τάσεων λόγω της αρχικής εκτροπής του κέντρου βάρους έχει σημαντική επιρροή επί της διαμόρφωσης των τελικών κλίσεων.

γ) Η επιρροή των πλαστικών φαινομένων επί των μεγεθών ω_0 και ω εξετάσθηκε βάσει του προσομοιώματος γραμμικώς ελαστικού-ιδεατώς πλαστικού εδάφους κατά Mohr-Coulomb. Θεωρήθηκε αργιλικό έδαφος υπό αστράγγιστες συνθήκες ($\varphi_u = 0$), επομένως το κριτήριο αστοχίας ισοδυναμεί με αυτό κατά Tresca. Πέραν των παραμέτρων που επηρεάζουν την αρχική και τελική στροφή των κατασκευών στην παρουσίαση των αποτελεσμάτων υπεισέρχεται και ο συντελεστής ασφαλείας (SF) έναντι διατμητικής αστοχίας του εδάφους, εκτιμώμενος για τα μεμονωμένα θεμέλια. Από τις αναλύσεις που περιορίσθηκαν στην περίπτωση $h_s/B = 2$, προέκυψαν τα εξής:

- ✓ Για υψηλές τιμές SF οι υπολογιζόμενες αρχικές αποκλίσεις $\sin\omega_0$ πλησιάζουν πολύ αυτές της ελαστικής επίλυσης (για συγκεκριμένες τιμές q^*).
- ✓ Διαπιστώθηκε ότι οι τιμές της υπ' όψιν κλίσης παρουσιάζουν διακύμανση, χωρίς να είναι σε κάθε περίπτωση μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες ελαστικές. Οι γενικές τάσεις διακύμανσης των τιμών $\sin\omega_0$ συναρτήσει του συντελεστή SF δεν φαίνεται να εξαρτώνται από την ανηγμένη απόσταση S_0/B . Η ανάπτυξη πλαστικών ζωνών (αρχικά περί τα άκρα των θεμελιώσεων) συνεπάγεται μεν αύξηση των καθιζήσεων, όχι όμως κατ' ανάγκην και των στροφών ω_0 .
- ✓ Οι τάσεις μεταβολής της «αρχικής» στροφής λόγω αλληλεπίδρασης των θεμελίων μπορεί να ερμηνευθούν βάσει της εξέλιξης των πλαστικών ζωνών για συνεχώς μειούμενο συντελεστή ασφαλείας.
- ✓ Αντιθέτως, με τις διαπιστώσεις για την επιρροή του SF επί της $\sin\omega_0$, ο συντελεστής ασφαλείας επηρεάζει σημαντικά της τελικές στροφές, ω , οι οποίες ενδιαφέρουν και περισσότερο από πρακτική άποψη. Από τον συσχετισμό των τελικών κλίσεων υπό πλαστικές συνθήκες ($\sin\omega_p$) και αυτών υπό ελαστικές ($\sin\omega_e$) προέκυψε ότι η επιρροή των δευτερογενών κλίσεων (λόγω εκτροπής του κέντρου βάρους) γίνεται σημαντικότερη στην περίπτωση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του εδάφους. Ο λόγος $\sin\omega_p/\sin\omega_e$ λαμβάνει υψηλές τιμές για μικρή ανηγμένη απόσταση θεμελίων S_0/B και χαμηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας, π.χ. για $S_0/B = 0,2$ φθάνει μέχρι και την τιμή 8, ακόμη και για την σχετικά μικρή τιμή $q^* = 0,025$.
- ✓ Για σχετικά υψηλές τιμές της ανηγμένης φόρτισης (για την περίπτωση $h_s/B = 2$, μόνο) διαπιστώθηκε μηχανισμός αστάθειας λόγω κλίσεως, ακόμη και για σχετικά επαρκείς συντελεστές ασφαλείας έναντι θραύσης των μεμονωμένων στοιχείων θεμελίωσης).

δ) Απλές αναλύσεις βάσει του προσομοιώματος Winkler καταλήγουν σε κλειστού τύπου συσχέτιση των μεγεθών $\sin\omega$ και $\sin\omega_0$, με σχέση υπερβολικής μορφής. Ο λόγος επαύξησης της αρχικής κλίσης, $\sin\omega/\sin\omega_0$ εξαρτάται από τον λόγο των δεικτών εδάφους

κατά τα άκρα των θεμελίων (f_k), από το ανηγμένο ύψος του κέντρου βάρους h_s/B και την τιμή της αρχικής στροφής $\sin\omega_0$. Για το συνηθισμένο εύρος διακύμανσης της ανηγμένης φόρτισης ($q^* = 0,02 - 0,05$) επιβεβαιώθηκαν τα αποτελέσματα των αναλύσεων F.E.M. για γραμμικώς ελαστικό έδαφος, τουλάχιστον από ποιοτική πλευρά. Εντούτοις, η επαύξηση της αρχικής κλίσης ($\sin\omega/\sin\omega_0$), βάσει του προσομοιώματος Winkler φαίνεται υπερβολικά υψηλή για την περιοχή των μικρών αποστάσεων S_0/B .

ε) Η παραπάνω διαπίστωση για τον συσχετισμό των αποτελεσμάτων βάσει των προσομοιωμάτων γραμμικώς ελαστικού μέσου (με επιλύσεις F.E.M) και Winkler (με απλές αναλύσεις) φαίνεται να έχει γενικότερη εφαρμογή στο πρόβλημα αστάθειας λόγω κλίσεως και συγκεκριμένα κατά Winkler τα αποτελέσματα δείχνουν δυσμενέστερα. Πράγματι, από την σύγκριση της στροφικής δυσκαμψίας κατά τα ανωτέρω προσομοιώματα μπορούν να εξαχθούν τα εξής σχόλια:

Δείκτης στροφικής δυσκαμψίας για συνεχές ελαστικό μέσο για κυκλικό θεμέλιο:

$$k_{\theta,E} = \frac{8 \cdot G \cdot R^3}{3 \cdot (1-\nu)} = \frac{E \cdot D^3}{6 \cdot (1-\nu^2)} \quad (D \text{ η διάμετρος, } R \text{ η ακτίνα}) \quad (35a)$$

$$\text{Αντιστοίχως κατά Winkler: } k_{\theta,W} = \frac{k_s \cdot \pi \cdot D^4}{64} \quad (k_s \text{ ο δείκτης εδάφους}) \quad (35b)$$

Αν υποθετικά $k_{\theta,E} = k_{\theta,W}$, θα έπρεπε να ίσχυε μεταξύ των «ελαστικών» σταθερών των δύο προσομοιωμάτων η σχέση:

$$k_s = \frac{64 \cdot E \cdot D^3}{6 \cdot \pi \cdot (1-\nu^2) \cdot D^4} = \frac{64 \cdot E}{6 \cdot \pi \cdot (1-\nu^2)} \approx \frac{3,4 \cdot E}{(1-\nu^2) \cdot D}$$

Ωστόσο, ο συσχετισμός μεταξύ των ελαστικών σταθερών για κατακόρυφη φόρτιση των θεμελίων είναι:

$k_s = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot D}$ (υπόθεση πολύ μεγάλου πάχους συμπιεστής στρώσης), επομένως αν εφαρμοσθεί αυτή η σχέση για την αναγωγή των ελαστικών σταθερών E , ν σε δείκτη εδάφους, η στροφική δυσκαμψία κατά Winkler θα προέκυπτε κατά 3,4 φορές μικρότερη από την αντίστοιχη του συνεχούς ελαστικού μέσου, με αποτέλεσμα την σαφή υπερεκτίμηση των στροφών, κλπ.

4.0 Πύργος της Πίζας

4.1 Γενικά

4.1.1 Συνοπτικό ιστορικό

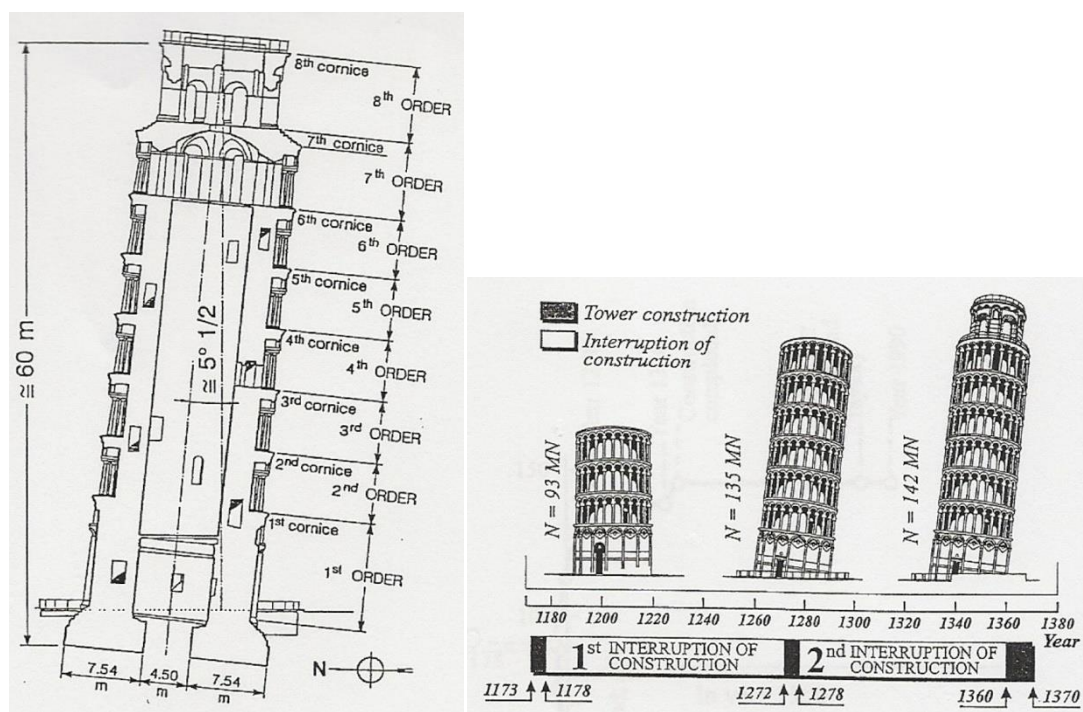


Ο Πύργος της Πίζας (Τοσκάνη, Ιταλία) βρίσκεται κοντά στον ποταμό Άρνο και έχει μορφή κούλου κυλίνδρου από λιθοδομή. Το συνολικό ύψος του είναι 58,36 m (μετρούμενο από τη μέση στάθμη θεμελίωσης), ενώ το μέσο ύψος πάνω από τη φυσική επιφάνεια του εδάφους είναι περίπου 55 m. Η θεμελίωσή του είναι επίσης δακτυλιοειδής από λιθοδομή, με εξωτερική διάμετρο 19,58 m και εσωτερική 4,50 m, επομένως το μέν πλάτος της δακτυλιοειδούς εδράσεως του πύργου είναι 7,54 m, ενώ η επιφάνεια 285 m² περίπου. Το συνολικό βάρος του πύργου μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής (περιλαμβανομένης της θεμελίωσης) αναφέρεται σε παρεμφερείς δημοσιεύσεις με ελαφρώς διαφοροποιημένες τιμές, κυμαινόμενες από 141,9 MN (Burland et al, 2003) έως 144,5 MN (Bai et al, 2008).

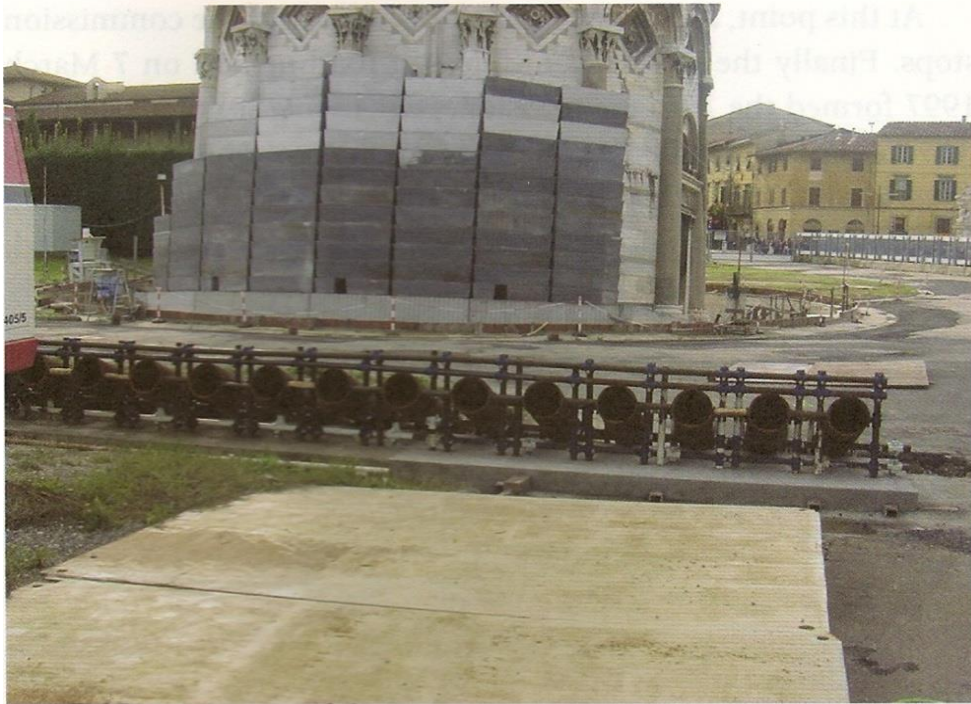
Ο πύργος περιλαμβάνει 7 στάθμες που διαμορφώθηκαν ως περίστυλοι εξώστες εκ των οποίων η ανώτερη αντιστοιχεί στο κωδωνοστάσιο. Η κατασκευή του ξεκίνησε στις 9 Αυγούστου 1173 και το 1174 έφτασε τον πρώτο όροφο. Το 1178, όταν ο Πύργος έφτασε το 1/3 περίπου του συνολικού ύψους οι εργασίες διακόπηκαν λόγω πολιτικών και οικονομικών γεγονότων και διαφόρων κατασκευαστικών δυσκολιών. Τότε ο Πύργος ήδη είχε αποκτήσει μικρή κλίση προς Βορρά και μέσα σε 100 χρόνια η κλίση αυτή αυξήθηκε κατά 0,2°. Η δεύτερη φάση της κατασκευής ξεκίνησε το 1272 και μέχρι το 1278 ολοκληρώθηκε η δόμηση των υπολοίπων 6 ορόφων. Σε αυτή τη φάση η κλίση ήταν περίπου 0,6° προς Νότο, γι' αυτό έγιναν προσπάθειες για διόρθωσή της, τοποθετώντας τη λιθοδομή κατακορύφως. Το τρίτο

στάδιο της κατασκευής του κωδωνοστασίου ξεκίνησε το 1360 και ολοκληρώθηκε το 1370. Εκείνη την περίοδο, η κλίση του Πύργου εκτιμάται ότι ήταν $1,6^\circ$ προς Νότο. Είναι πολύ πιθανό ότι αν δεν είχαν διακοπεί οι εργασίες στον Πύργο, τότε θα είχε εκδηλωθεί αστοχία (φέρουσας ικανότητας) στη θεμελίωση, διότι δεν θα είχε αυξηθεί επαρκώς η αντοχή του εδάφους λόγω της στερεοποίησης. Το 1817, όταν οι Cresy και Taylor έκαναν την πρώτη τους καταγραφή η κλίση ήταν $5,1^\circ$ περίπου. Μια σημαντική λεπτομέρεια είναι η εκσκαφή για την κατασκευή πεζοδρομίου το 1834, (γνωστού ως "catino") και ο σκοπός της ήταν η αποκάλυψη της λιθοδομής και της βαθμιδωτής θεμελίωσης. Αυτή η διαδικασία είχε ως αποτέλεσμα την εισροή νερού στη νότια πλευρά. Η εκσκαφή οδήγησε στην περαιτέρω αύξηση της κλίσης του Πύργου, η οποία το 1990 έφθασε τις $5,5^\circ$.

Προκειμένου να μειωθεί η κλίση, το 1995-6 αποφασίσθηκε η τοποθέτηση μεταλλικών αντίβαρων στη βόρεια πλευρά (όπου αναπτύχθηκε η μικρότερη καθίζηση), αλλά κρίθηκε στη συνέχεια ότι αυτή δεν θα μπορούσε να είναι μία μόνιμη λύση για ευνόητους λόγους (αισθητικής και επισκεψιμότητας). Προτάθηκε λοιπόν η αφαίρεση εδαφικού υλικού από την ίδια βόρεια πλευρά, με την προσδοκία αύξησης των καθιζήσεων, επομένως μείωσης της κλίσης. Διατυπώθηκαν εντούτοις, επιφυλάξεις και ανησυχία μήπως ανέκυπταν προβλήματα φέρουσας ικανότητας που θα επιβάρυναν την κλίση. Τελικά, αποφασίσθηκε η προσεκτική και αργή εξαγωγή ελεγχόμενων ποσοτήτων εδάφους, όχι από την επιφάνεια, αλλά σε κάποιο βάθος κάτω από τη θεμελίωση μέσω σωλήνων, ώστε το υπερκείμενο εδαφικό υλικό να καλύψει το κενό, με αποτέλεσμα την ελεγχόμενη καθίζηση από τη βόρεια πλευρά, που θα είχε ως συνέπεια τη μείωση των διαφορικών καθιζήσεων και της κλίσης. Η τελική κλίση που επιτεύχθηκε το 2001 ήταν η ίδια με αυτήν του 1817, δηλαδή $5,1^\circ$ περίπου.



Σχήμα 5.33: Τομή του πύργου κατά τη διεύθυνση της μέγιστης κλίσης και σχηματική απεικόνιση των φάσεων κατασκευής.

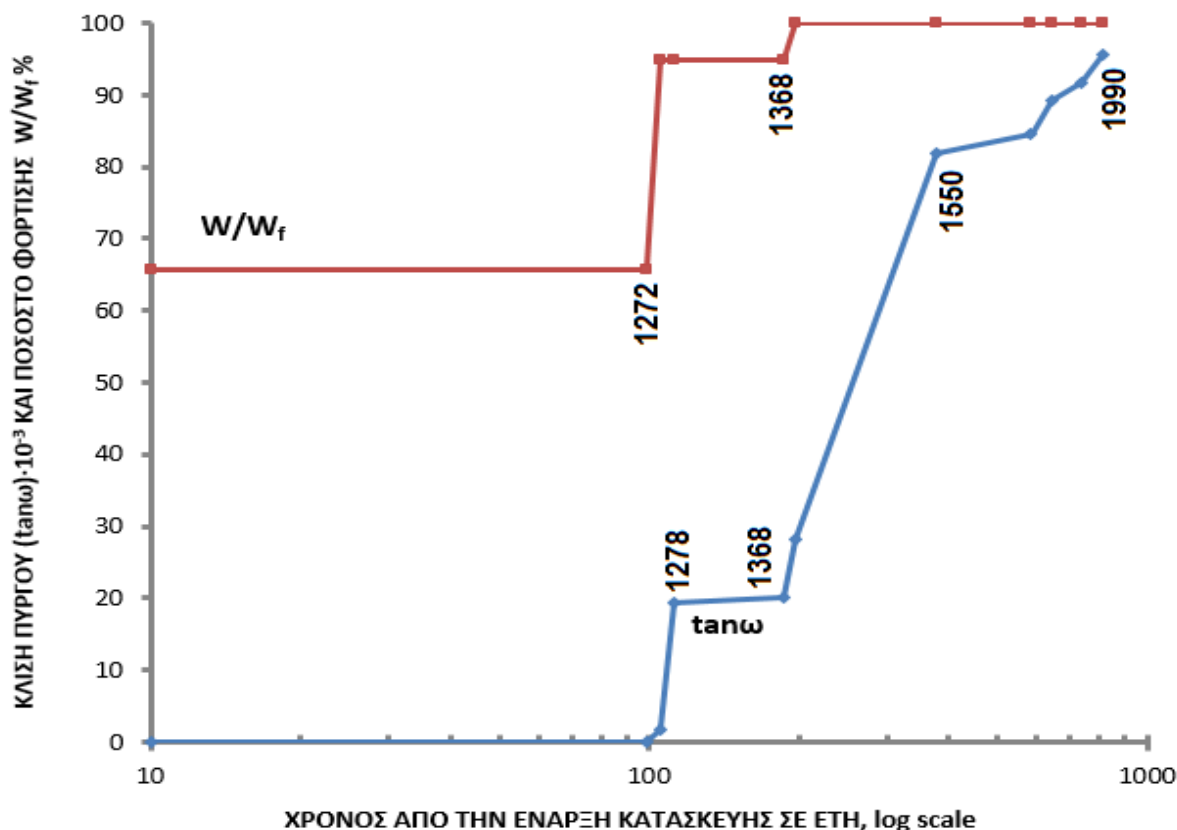


Σχήμα 5.34: Παρεμβάσεις στη βόρεια πλευρά για την ανάλυση της κλίσεως (φωτ. Από P. Pierrotti, 2007).

4.1.2 Χρονική εξέλιξη της κλίσεως

Η κατασκευή του πύργου πραγματοποιήθηκε και ολοκληρώθηκε ουσιαστικώς σε τρεις χρονικές περιόδους που διακόπηκαν από δύο μακροχρόνια ενδιάμεσα διαστήματα. Μετά το τέλος της πρώτης φάσης (1173 – 1178) επιβλήθηκε στο έδαφος το 65% περίπου των τελικών φορτίων, ενώ η απόκλιση που καταγράφηκε εκείνη την εποχή ήταν περί τις $0,6^\circ$ προς Β (δηλαδή στην αντίθετη φορά από τις μεταγενέστερες υψηλές κλίσεις). Μετά το πέρας της δεύτερης φάσης κατασκευής (1272 – 1278), οι μεν φορτίσεις προσέγγισαν τις τελικές (περίπου το 95%), η δε κλίση με ανάστροφη φορά τώρα, δηλαδή προς Ν ήταν $0,10^\circ$. Το έτος 1285 (7 έτη μετά το πέρας της 2^{ης} φάσης), η γωνία κλίσης αυξήθηκε στις $1,1^\circ$, ενώ κατά την τρίτη και τελευταία φάση κατασκευής (1360 – 1370) τα μεν φορτία έφθασαν την τελική τους τιμή (100%) με την ολοκλήρωση του κωδωνοστασίου, η δε γωνία κλίσεως αυξήθηκε στις $1,6^\circ$. Η σημαντικότερη περαιτέρω αύξηση της κλίσης παρατηρήθηκε στα επόμενα 80 έτη (οπότε έφθασε τις $4,7^\circ$ περίπου) και έκτοτε ακολούθησε αργότερο ρυθμό αύξησεως (μετρούμενο σε αύξηση κλίσης ανά έτος), μέχρι και την μέγιστη τιμή της, δηλαδή περί τις $5,5^\circ$ το 1990 πριν εφαρμοσθούν τα μέτρα ανασχέσεως της εξελίξεώς της.

Στη βιβλιογραφία υπάρχουν χρονικά διαγράμματα γωνίας κλίσης και φορτίσεων σε φυσική κλίμακα, τόσο για τα εξελισσόμενα μεγέθη, όσο και για το χρόνο. Το Σχ.5.35 σχεδιάστηκε σε ημιλογαριθμικό διάγραμμα (logt) με εξαρτημένη μεταβλητή την κλίση και όχι την γωνία κλίσης (ω). Άλλωστε, το μέγεθος $\tan\omega$ συνδέεται άμεσα με τις εκάστοτε ροπές ανατροπής.



Σχήμα 5.35: Βαθμός φορτίσεως και εξέλιξη της κλίσεως συναρτήσει του χρόνου.

Τα αρχικά συμπεράσματα από το Σχ.5.35 διατυπώνονται μετά και τη σύνοψη των διαθέσιμων γεωτεχνικών δεδομένων για το υπέδαφος (§4.2), εντούτοις προκαταρκτικά σημειώνονται τα εξής:

i) Η πιθανή ερμηνεία που δόθηκε στην απότομη αύξηση της κλίσης αμέσως μετά το πέρας της κατασκευής του κωδωνοστασίου (1370) ήταν η διατμητική αστοχία (ανάπτυξη μηχανισμού προς τη Νότια πλευρά, όπου και η απόκλιση του πύργου), είτε η αστάθεια λόγω της κλίσης που προκαλεί δευτερογενείς εκκεντρότητες, συγκεντρώσεις τάσεων, άρα και αυξήσεις της κλίσης. Η πρώτη πιθανή ερμηνεία δόθηκε από τους Bai et al (2008). Επίσης, σημειώνεται ότι κατά τον Burland, η γενικότερη ανάπτυξη σημαντικών αποκλίσεων μπορεί να συνδέεται με πρόβλημα φέρουσας ικανότητας του εδάφους.

ii) Ως προς το ενδεχόμενο διατμητικής αστοχίας (ουσιαστικά οριακά χαμηλού συντελεστή ασφαλείας κατά την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους), οι Puzrin et al (2010) διατυπώνουν έντονη αντίρρηση παραθέτοντας απλουστευτικό μεν υπολογισμό του υπ' όψιν συντελεστή, που καταλήγει ωστόσο σε πολύ υψηλή τιμή.

iii) Γενικώς, φαίνεται να υποστηρίζεται ότι μετά την ανάπτυξη της σχετικά έντονης κλίσης στο διάστημα 1370 – 1550, η περαιτέρω απόκλιση έγινε με πολύ βραδύτερο ρυθμό. Εντούτοις, τόσο ο ρυθμός των καθιζήσεων από στερεοποίηση, όσον και αυτού των δευτερογενών καθιζήσεων κρίνεται σε όρους $\log t$ και όχι σε φυσική κλίμακα, επομένως ίσως δεν είναι εύκολη η αξιολόγηση των μεγεθών, όπως η πρόσθετη απόκλιση (Δw ή $\Delta \tan \omega$) ανά έτος.

4.2 Γεωτεχνικές συνθήκες και παράμετροι

4.2.1 Διαθέσιμα αντιπροσωπευτικά γεωτεχνικά στοιχεία

Οι γεωτεχνικές συνθήκες στο συγκεκριμένο χώρο διερευνήθηκαν στο πλαίσιο αντιστοίχων ερευνών με διαφορετικές κατευθύνσεις, φαίνεται όμως ότι οι πληρέστερες και συστηματικότερες έρευνες έγιναν σε δύο ουσιαστικώς φάσεις και αναλυτικότερα:

i) Κατά την περίοδο περί το 1970 από Επιτροπή υπό τον Polvani, με αντίστοιχη δημοσίευση από το Ministero dei Lavori Pubblici (1973).

ii) Κατά την περίοδο 1985-1990 από άλλη Επιτροπή, της οποίας τα συμπεράσματα δημοσιεύθηκαν από τους Jamiolkowski (1986), Berardi et al (1991), Lancellotta and Pepe (1990). Τα στοιχεία που επιλέχθηκαν για τις αναλύσεις αυτής της εργασίας ελήφθησαν από δημοσιεύσεις των Michell et al (1977), της Associazione Geotecnica Italiana (1991) και των Berardi et al (1991).

Το υπέδαφος στην περιοχή του Πύργου συνίσταται από στρώσεις του Πλειστοκαίνου και Ολοκαίνου, οι νεότερες των οποίων είναι πρόσφατα ιζήματα ηλικίας 7000 ετών περίπου. Η μέση φυσική επιφάνεια του εδάφους είναι σε απόλυτο υψόμετρο 2,50 – 3,0 m περίπου, η στάθμη υπογείων υδάτων λίγο υψηλότερα από τα $\pm 0,0$, η δε επικρατούσα διάκριση των διαφόρων εδαφικών στρώσεων, γίνεται με ένταξή τους σε τρεις βασικούς σχηματισμούς, οι οποίοι συνοπτικώς έχουν ως εξής:

A: αποτελείται από ζώνες κυρίως μη συνεκτικού χαρακτήρα (SM, SP, ML),

B: κυρίως αργιλικός σχηματισμός,

C: αποτελείται από άμμο ή ιλυώδη άμμο που χαρακτηρίζεται και ως κατώτερος αμμώδης σχηματισμός.

Η λεπτομερέστερη διάκριση ζωνών και στρώσεων στους βασικούς σχηματισμούς, με αναφορά σε απόλυτα βάθη (ουσιαστικώς μετρούμενα από την σημερινή στάθμη θεμελιώσεως στην Βόρεια πλευρά, όπου και οι μικρότερες καθιζήσεις), γίνεται ως εξής:

Σχηματισμός A: Αποτελείται από ζώνες ή ενστρώσεις άμμου, ιλύος και αργίλου. Βάσει των διαθέσιμων πληροφοριών, ο σχηματισμός A μπορεί να διαιρεθεί σε τρεις στρώσεις:

- Στρώση A₁: 0 έως -3 m: κίτρινη ιλυώδης άμμος
- Στρώση A₂: -3 έως -5 m: κίτρινη αμμώδης ιλύς
- Στρώση A₃: -5 έως -7 m: μέση, ομοιόμορφη γκρι άμμος

Τα αποτελέσματα των δοκιμών με πιεζοκώννο στη στενή περιοχή του Πύργου δείχνουν ότι το πάχος των παραπάνω στρώσεων παραμένει περίπου σταθερό κάτω από τη θεμελίωση. Ωστόσο, κάτω από τη βόρεια πλευρά η στρώση A₂ μειώνεται σε πάχος και το έδαφος γίνεται περισσότερο αμμώδες.

Σχηματισμός B: Είναι κυρίως αργιλικός σχηματισμός, όπου μπορεί να διαιρεθεί στις εξής 4 στρώσεις:

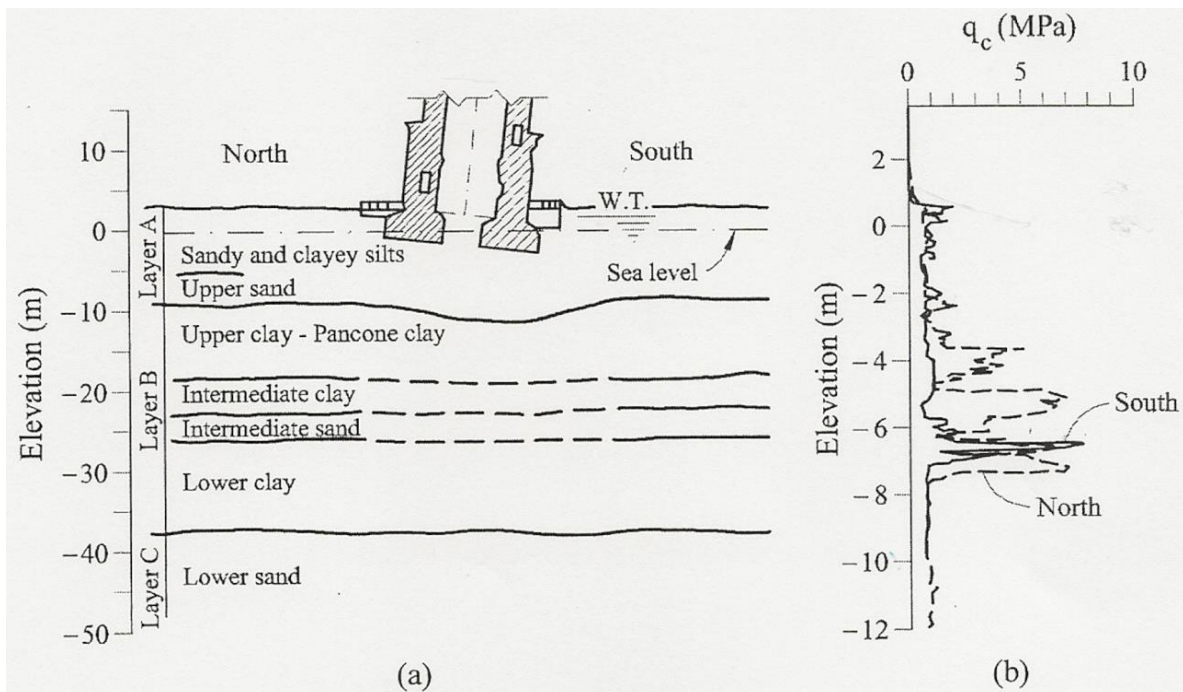
- Στρώση B₁: -7 έως -18 m: ανώτερη άργιλος "Panccone"

- Στρώση B₂: -18 έως -22,5 m: ενδιάμεση άργιλος
- Στρώση B₃: -22,5 έως -24,5 m: ενδιάμεση ιλυώδης άμμος
- Στρώση B₄: -24,5 έως -37 m: κατώτερη άργιλος

Σχηματισμός C: Κατώτερος αμμώδης σχηματισμός, ο οποίος εκτείνεται από τα -37 m έως τουλάχιστον τα -57 με -62 m. Σε μεγαλύτερα βάθη, εμφανίζεται ένας αργιλώδης σχηματισμός.

Το όριο ανάμεσα στο σχηματισμό A και στην ανώτερη άργιλο "Pancone" είναι κατά κανόνα οριζόντιο κατά μήκος της πλατείας, εκτός από το καμπυλωμένο τμήμα της διεπιφάνειας ακριβώς κάτω από τη θεμελίωση του Πύργου, η μορφή του οποίου οφείλεται στις αυξημένες καθιζήσεις στην υπ' όψιν θέση.

Ενδεικτική τομή κατά μήκος του άξονα, όπου παρουσιάζεται η μέγιστη κλίση του Πύργου (B-N) δίδεται στο Σχ.5.36a.



Σχήμα 5.36: a) Ενδεικτική γεωτεχνική τομή κατά τον άξονα B-N, b) Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα δοκιμών CPT, στον ανώτερο σχηματισμό A.

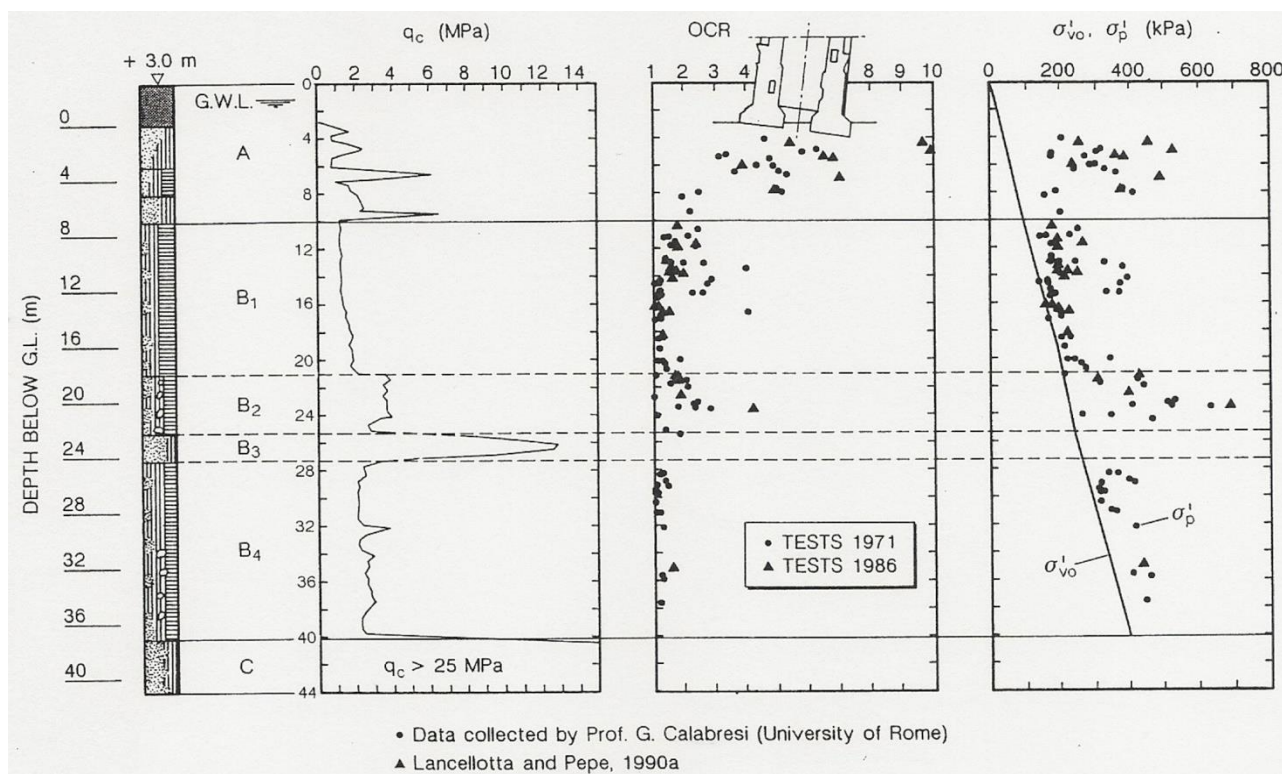
Τα όρια διακυμάνσεως βασικών φυσικών χαρακτηριστικών δίδονται στον Πίνακα 5.1 (Associazione Geotecnica Italiana, 1991).

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.1: Φυσικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων υπό την θεμελίωση του Πύργου της Πίζας.

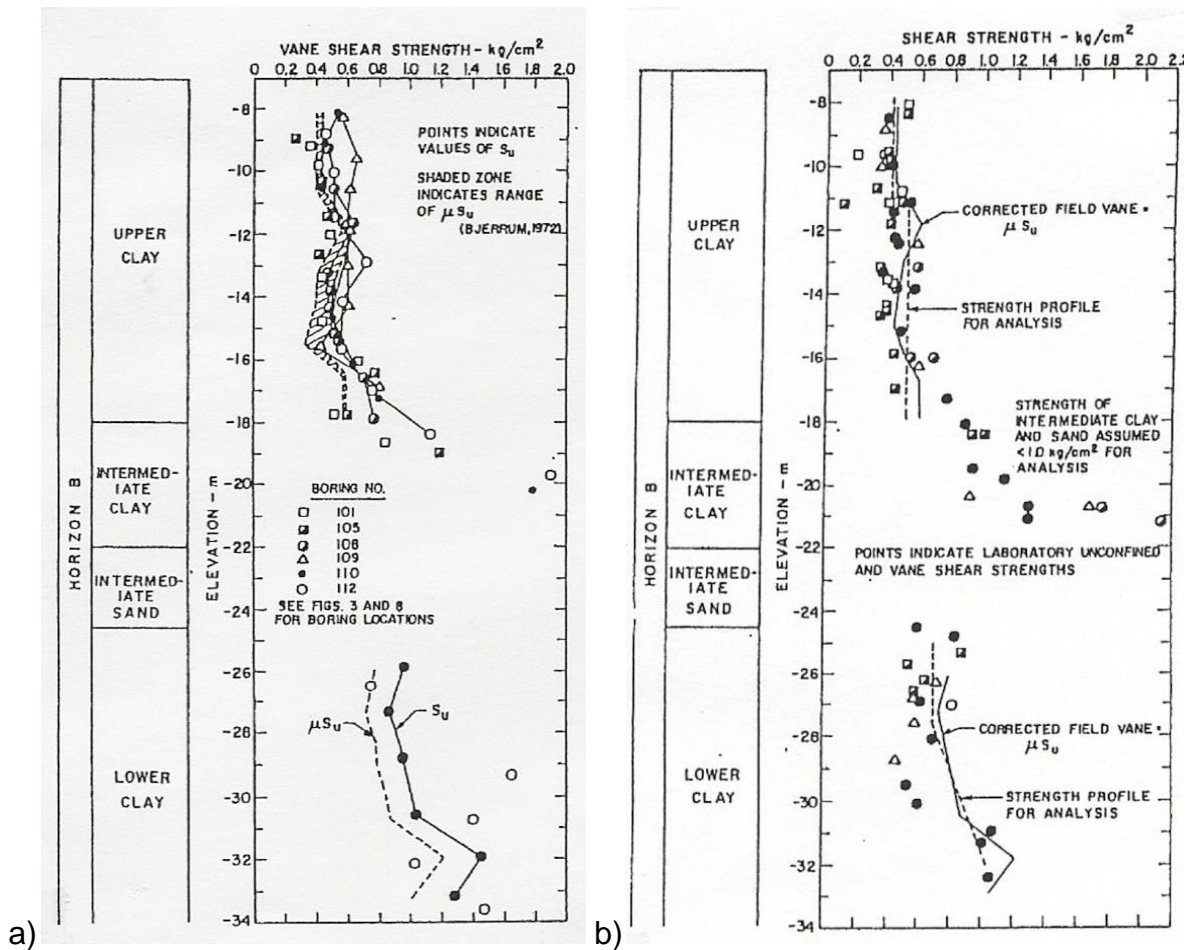
Εδαφικός τύπος	γ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	LL (%)	PI (%)	Λεπτόκοκκη φάση, F.C. (%)	
A	18,1-19	26,4-26,9	28-42	8-19	22-100	
B	B ₁	16,4-17,8	27,0-27,3	53-61	27-57	>80
	B ₂	19,4-20,4	26,8-27,3	34-61	13-39	>80
	B ₃	18,5-19,4	26,2-26,4	NP*	NP*	3-50
	B ₄	17,6-19,3	26,3-26,8	35-78	17-48	>80
C	20,2-21,4	26,0-26,2	NP*	NP*	0-20	

*ΣΗΜ.:NP = Μη πλαστικό

Η προϊστορία των φορτίσεων διερευνήθηκε μέσω του συντελεστή υπερστεροποίησης (OCR), του οποίου η μεταβολή με το βάθος δίδεται στο Σχ.5.37. Εκτός των τιμών του OCR στις αργιλικές (κυρίως) στρώσεις του υπεδάφους, δίδεται το διάγραμμα των ενεργών τάσεων λόγω του ιδίου βάρους (σ'_{vo}), καθώς και οι τιμές της πίεσεως προστεροποίησης σ'_p , όπως εκτιμήθηκαν από δοκιμές μονοδιάστατης στερεοποίησης. Στο ίδιο σχήμα για λόγους πληρότητας φαίνεται και η μεταβολή της αντοχής κώνου (q_c) με το βάθος, που προφανώς αφορά σε μέσες αντιπροσωπευτικές τιμές, δεδομένου ότι στην περιοχή εκτελέστηκαν πολλές δοκιμές CPT.



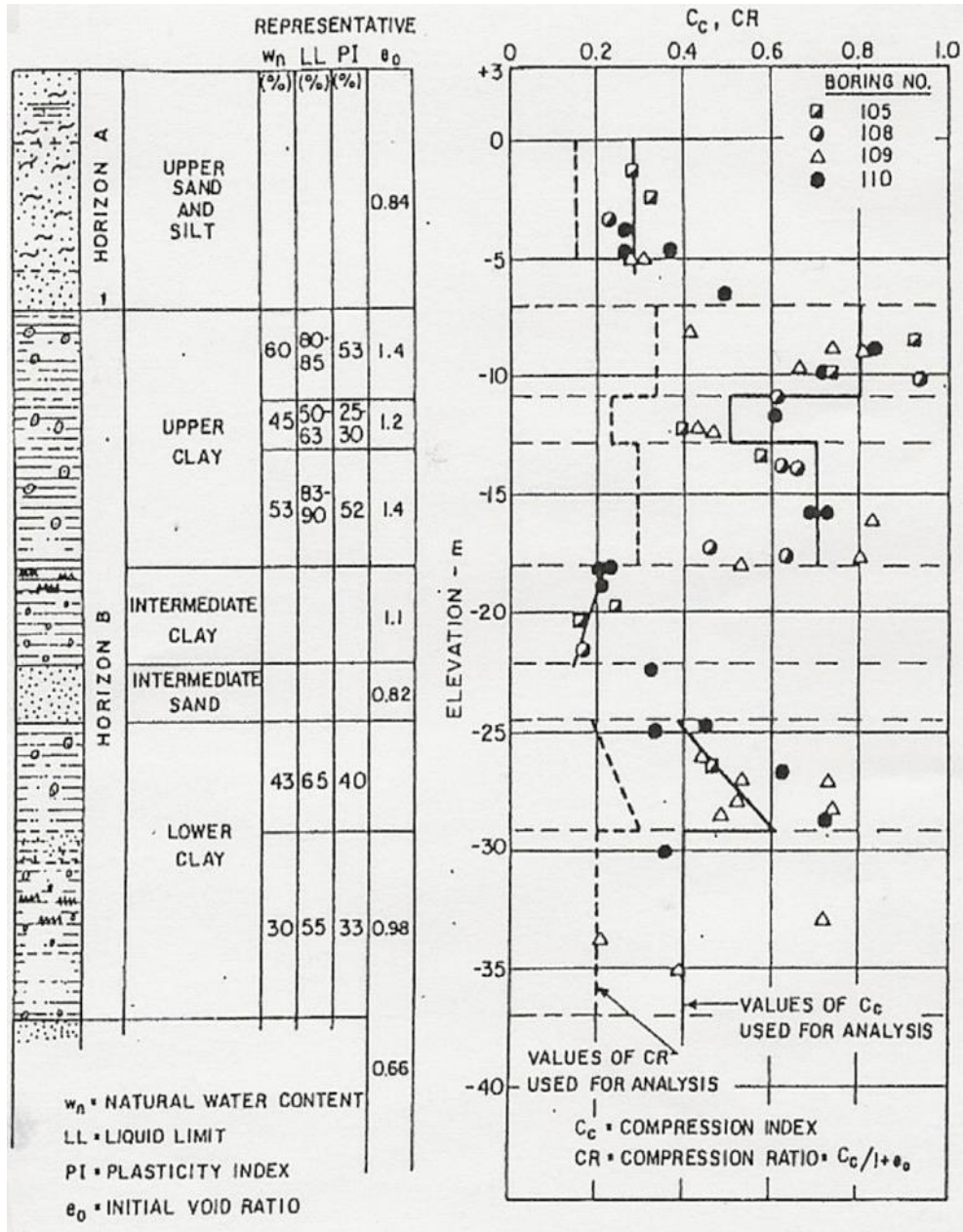
Σχήμα 5.37: Συντελεστής υπερστεροποίησης, OCR (Associazione Geot. Italiana, 1991).



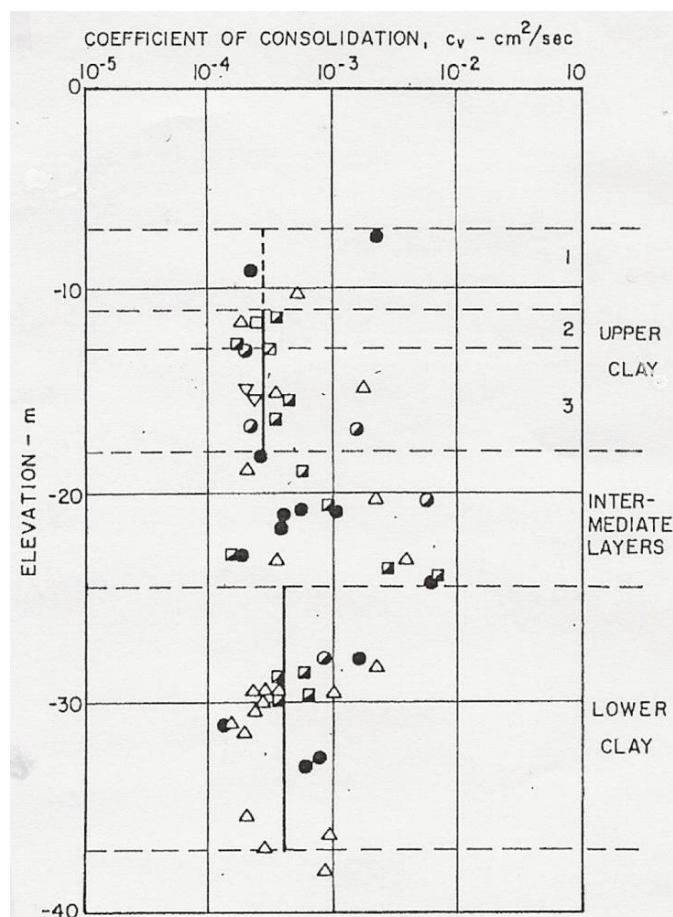
Σχήμα 5.38: Διατμητική αντοχή αργίλου του Σχηματισμού Β: α) από επί τόπου δοκιμές πτερυγίου, β) από εργαστηριακές δοκιμές, κατά Mitchell et al (1977).

Στο Σχ.5.38 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών πτερυγίου και αντίστοιχα εργαστηριακά δοκιμών αντοχής ή εργαστηριακών δοκιμών πτερυγίου από τους Mitchell et al (1977). Δίδονται επίσης οι διορθωμένες τιμές (όρια μεταβολής σε κάθε στάθμη) της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, S_u .

Η διακύμανση κατά στρώση του δείκτη συμπίεστότητας κατά τη φόρτιση (C_c) και της αντίστοιχης ανηγμένης τιμής $C_c/(1+e_0)$ δίδεται στο Σχ.5.39 κατά Mitchell et al επίσης. Οι ίδιοι συγγραφείς παρουσίασαν και την μεταβολή του συντελεστή στερεοποίησης (Σχ.5.40), που παρά τη διασπορά τιμών κυμαίνεται γύρω από τις μέσες τιμές ($3 \text{ έως } 5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ ή $(3-5) \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$).



Σχήμα 5.39: Δείκτης συμπίεσης C_c κατά Mitchell et al (1977).



Σχήμα 5.40: Συντελεστής στερεοποίησης c_v των αργιλικών ζωνών (Mitchell et al, 1977).

4.2.2 Σχόλια και πρόσθετες πληροφορίες

i) Σχολιάζονται τα γεωτεχνικά στοιχεία και αναφέρονται πρόσθετες πληροφορίες μόνον εφόσον μπορεί άμεσα να συνδέονται με την εξέλιξη των καθιζήσεων, τη φέρουσα ικανότητα, καθώς και με την πιθανή αστάθεια λόγω της κλίσεως.

Ο ανώτερος σχηματισμός Α έχει συνολικό πάχος από τη φυσική επιφάνεια 10 m και φθάνει σε απόλυτο υψόμετρο -7 m. Εκτιμάται ότι κατά την πρώτη φάση κατασκευής το πάχος κάτω από την ενιαία (τότε) στάθμη θεμελίωσης ήταν περί τα 8 m. Παρά τον κατά κανόνα μη συνεκτικό χαρακτήρα των εδαφικών ζωνών που εντάσσονται στο σχηματισμό Α, σημειώνεται η μεγάλη διασπορά των τιμών της λεπτόκοκκης φάσης (F.C.), δηλαδή F.C.= 22% – 100%, σύμφωνα με τον Πίνακα 1, επομένως στις ζώνες που κυρίως χαρακτηρίζονται ως ιλυώδης άμμος (SM) παρεμβάλλονται ενστρώσεις αμμώδους ιλύος, ιλύος ή και αμμώδους αργίλου (ML ή CL). Η ανομοιογένεια του σχηματισμού Α που είναι σχεδόν τυπική σε πρόσφατες αποθέσεις, έχει ιδιαίτερη σημασία εξεταζόμενη κατά την διεύθυνση της μέγιστης κλίσης του Πύργου, δηλαδή Β-Ν, τούτο δε διευκολύνεται από τη σύγκριση των διαγραμμάτων μεταβολής της αντοχής κώνου q_c με το βάθος, από δοκιμές CPT που εκτελέστηκαν από τη βόρεια αφ' ενός και τη νότια πλευρά αφ' ετέρου.

Από τα μέσα – αντιπροσωπευτικά διαγράμματα του Σχ. 5.36b φαίνεται η διαφοροποίηση της αντοχής κώνου q_c μεταξύ της βόρειας και της νότιας πλευράς. Προφανώς, είναι

απαραίτητη η αξιολόγηση εκείνων μόνο των δοκιμών που εκτελέστηκαν σε επαρκή απόσταση από τον Πύργο, ώστε οι πρόσθετες τάσεις θεμελιώσεως να μην έχουν επηρεάσει τις εξεταζόμενες εδαφικές στρώσεις. Οι 4 πενετρομετρήσεις του Σχ.5.41b ανά δύο σε κάθε πλευρά εκτελέστηκαν σε αποστάσεις 15 – 25 m περίπου από το κέντρο του Πύργου, επομένως στον ιλαιοαμμώδη σχηματισμό Α δεν θα έχει αυξηθεί η σχετική πυκνότητα αποθέσεως λόγω των εξωτερικών φορτίων. Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων φαίνεται ότι στη ζώνη 4 – 8 m (από τη φυσική επιφάνεια), στη βόρεια πλευρά η μέση αντοχή κώνου είναι αρκετά υψηλότερη από αυτή της νότιας και ενδεχομένως σε ορισμένες ζώνες σχεδόν διπλάσια έως τετραπλάσια. Η διαπίστωση αυτή ενισχύεται και από τη διαφοροποίηση της φύσεως των εδαφικών ζωνών, όπως προκύπτει από τις δοκιμές κατατάξεως, βάσει των οποίων φαίνεται σαφώς η παρουσία ζωνών αμμώδους ιλύος (ML) πάχους περί τα 2 – 4 m στη νότια πλευρά, ενώ αντιθέτως στη βόρεια τα εξετασθέντα δείγματα ήταν κυρίως ιλυώδης άμμος (SM).

ii) **Ο σχηματισμός Β** αποτελείται από τρεις διακριτές στρώσεις αργίλου (ανώτερη, ενδιάμεση και κατώτερη) με παρεμβολή στρώσεως άμμου (που χαρακτηρίζεται ως ενδιάμεση), πάχους 2 m, με οροφή στα -22,5 m. Ο προφανής λόγος διάκρισης των τριών αργιλικών στρώσεων είναι η διαφοροποίηση, κυρίως στις μέσες τιμές της αντοχής κώνου q_c , αλλά και στο λόγο υπερστερεοποίησης, OCR.

α) Η τάση προστερεοποίησης σ'_c (ή σ'_p κατά το Σχ. 5.37) υπολογίσθηκε από δοκιμές μονοδιάστατης στερεοποίησης, με την μεθοδολογία Casagrande. Αν εξαιρεθούν οι λίγες τιμές των υψηλών OCR, ο λόγος υπερστερεοποίησης κυμαίνεται από 1,0 – 2,5 στην ανώτερη στρώση B₁ (άργιλος «Pancopne») με μέση τιμή OCR = 1,5, ενώ στην υποκείμενη στρώση B₂ υπολογίσθηκαν ελαφρώς υψηλότερες τιμές, κατά μέσον όρο 2,0 – 2,5. Αντιθέτως, η κατώτερη άργιλος εμφανίζεται πρακτικώς ως κανονικά στερεοποιημένη (N.C.). Σημειώνεται ότι οι σχετικώς υψηλότερες τιμές στην ανώτερη στρώση B₁ του υπ' όψιν σχηματισμού (OCR = 1,5 – 2,50) μετρήθηκαν στις ανώτερες ζώνες της (-7 m έως -12 m), ενώ από -12 έως -18 m, η στρώση αυτή, πρακτικώς εμφανίζεται ως N.C.

β) Η αντοχή κώνου q_c (Berardi et al, 1991) στη στρώση B₁ παρουσιάζει ελαφρά αύξηση με το βάθος ($q_c = 0,9 - 1,7$ MPa) με μέση τιμή $q_c = 1,3$ MPa, ενώ στη B₂ οι σχεδόν αμετάβλητες με το βάθος τιμές είναι σαφώς υψηλότερες ($q_c = 2,5$ MPa περίπου). Στην τελευταία αργιλική στρώση B₄, οι επίσης αμετάβλητες τιμές της αντοχής κώνου είναι της τάξεως $q_c = 2,0$ MPa περίπου. Στην παρεμβαλλόμενη ιλαιοαμμώδη στρώση B₃, οι σαφώς υψηλότερες τιμές αντοχής, (πρακτικώς $q_c = 8 - 12$ MPa) για τάσεις υπερκειμένων γαιών $\sigma'_{vo} = 250$ kPa περίπου, υποδεικνύουν μέση σχετική πυκνότητα της αποθέσεως.

γ) Οι τιμές του μοναδιαίου βάρους σε συνθήκες κορεσμού, κατά μέσον όρον ακολουθούν τις διαφοροποιήσεις κατά στρώση που αναφέρθηκαν. Στην ανώτερη στρώση αναφέρεται $\gamma = 17$ kN/m³ περίπου, στην υποκείμενη στιφρότερη B₂ μετρήθηκε μέση τιμή $\gamma = 19,9$ kN/m³, ενώ η κατώτερη άργιλος έχει ελαφρώς χαμηλότερη τιμή $\gamma = 18,5$ kN/m³. Στην ιλαιοαμμώδη στρώση, η μέση τιμή $\gamma = 19$ kN/m³ περίπου, φαίνεται συμβατή και με τα λοιπά δεδομένα.

δ) Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή μελετήθηκε από τους Berardi et al (1991), οι οποίοι κατέληξαν, ειδικώς για την ανώτερη στρώση της αργίλου "Pancone" που έχει και ιδιαίτερη σημασία για τη φέρουσα ικανότητα, στη σχέση:

$$s_u/\sigma'_{vo} = 0,23 \cdot OCR^{1,24}$$

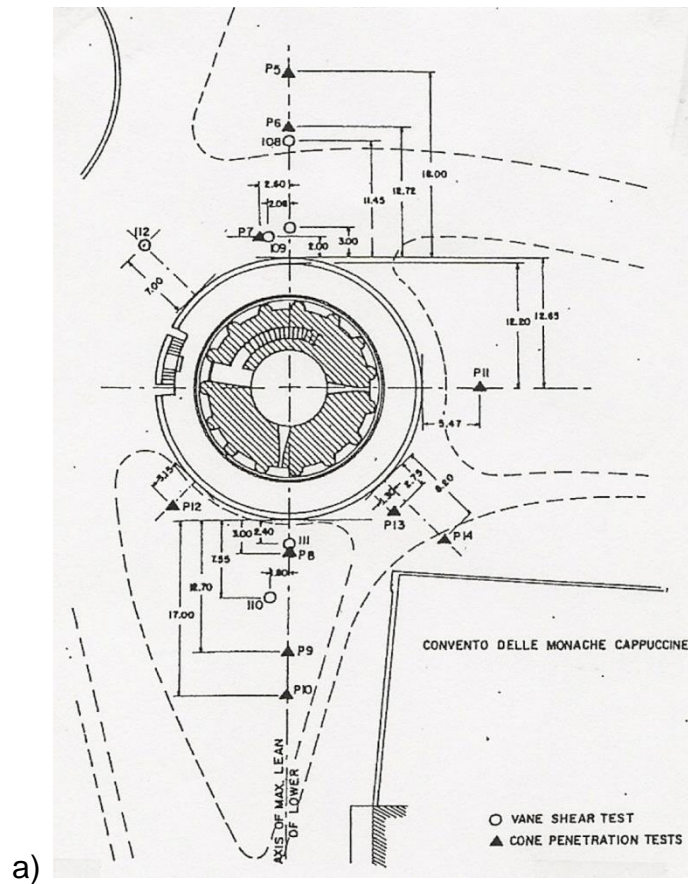
Οι υπ' όψιν ερευνητές επισημαίνουν ότι ο εκθέτης στον λόγο υπερστερεοποίησης (1,24) είναι υψηλότερος από τις τυπικές τιμές της βιβλιογραφίας. Εντούτοις, η τιμή αυτή αιτιολογήθηκε (ως ορθή) από τους Jamiołkowski et al (1985) από την ούτως ή άλλως διαπιστωμένη ευαισθησία της υπ' όψιν αργίλου. Η ενεργός πίεση υπερκειμένων γαιών καθ' ύψος της στρώσης B₁ κυμαίνεται μεταξύ των τιμών $\sigma'_{vo} = 100 - 180$ kPa, ενώ OCR = 2,2 (οροφή) έως 1,4 (βάση), επομένως βάσει της ανωτέρω σχέσης η αστράγγιστη διατμητική αντοχή θα ήταν $s_u = 60 - 70$ kPa, κατά προσέγγιση σταθερή με το βάθος.

Από το Σχ.5.39 (Mitchell et al, 1977), οι εργαστηριακές δοκιμές, καθώς και οι επί τόπου δοκιμές πτερυγίου έδωσαν μέση τιμή $s_u = 45$ kPa (σταθερή καθ' ύψος της ανώτερης αργίλου "Pancone" και όρια διακυμάνσεως (αναλόγως των μετρήσεων) $s_u = 35 - 60$ kPa. Είναι σαφές ότι κατά Berardi et al (1991) ουσιαστικώς διαπιστώθηκαν τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής κατά 40% περίπου υψηλότερες. Οι τιμές αυτές προέκυψαν από δοκιμές τριαξονικής θλίψης.

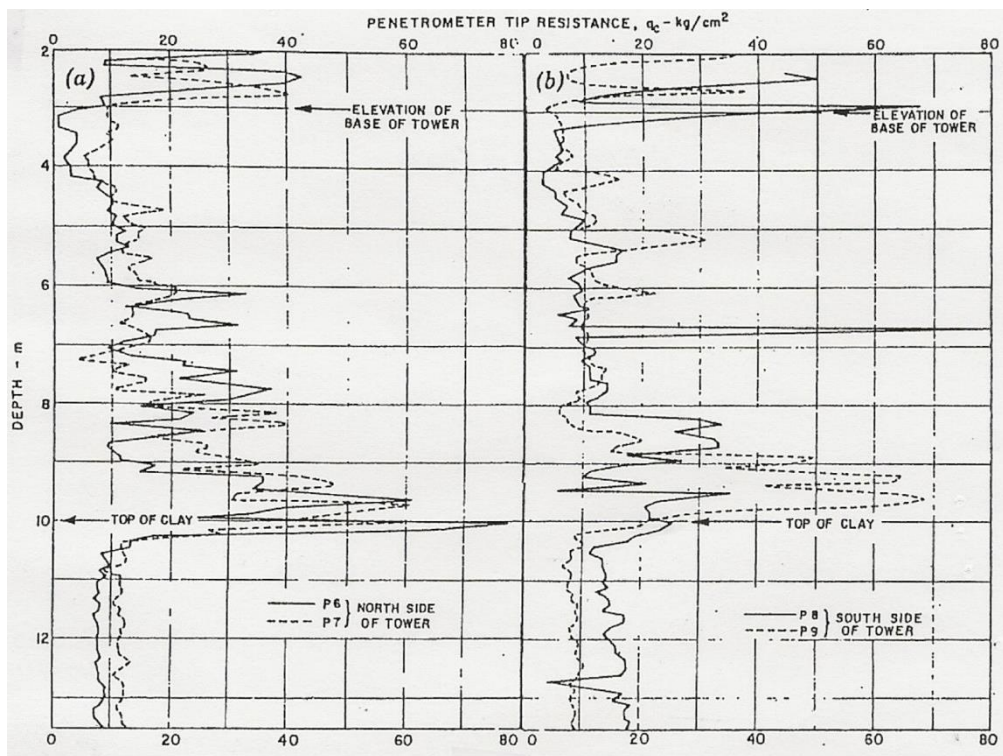
Βάσει της αντοχής κώνου q_c στην υπ' όψιν στρώση B₁, θα προέκυπτε μέση τιμή κατά προσέγγιση:

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_c^*} = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{17} = \frac{1300 - 280}{17} = 60 \text{ kPa}, \quad (\text{όπου } N_c^* = 14 - 18).$$

Στην ενδιάμεση αργιλική στρώση (B₂), η προγενέστερη αναφορά των Mitchell et al (1977) δίδει μέση τιμή $s_u = 100$ kPa, ενώ στην κατώτερη (B₄), $s_u = 80$ kPa. Οι τιμές αυτές προέρχονται από εργαστηριακές δοκιμές ή επί τόπου δοκιμές/εργαστηριακές δοκιμές πτερυγίου και φαίνεται να υποεκτιμούν ελαφρώς τις αντίστοιχες τιμές s_u υπολογιζόμενες βάσει της αντοχής κώνου των δοκιμών CPT. Σε κάθε περίπτωση οι οποιοσδήποτε αποκλίσεις της s_u στις υπ' όψιν αργιλικές στρώσεις B₂ και B₄ δεν φαίνεται να επηρεάζουν τα εξεταζόμενα μεγέθη, ιδίως την φέρουσα ικανότητα.



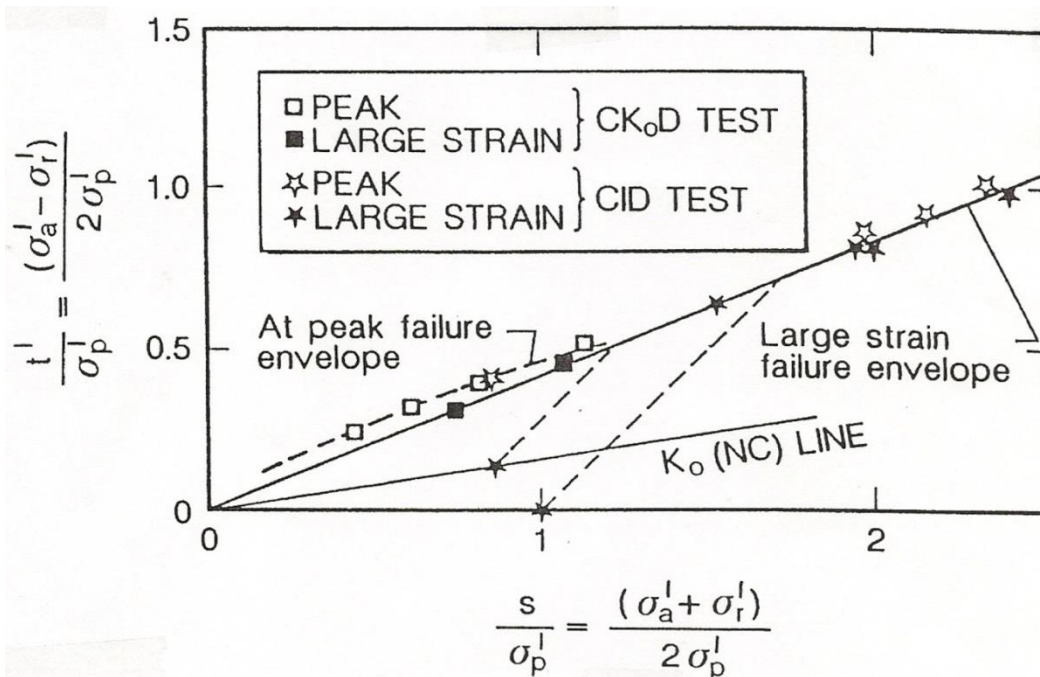
a)



b)

Σχήμα 5.41: a) Κάτοψη με τις θέσεις των δοκιμών CPT, b) Συγκριτικά διαγράμματα μεταβολής με το βάθος της αντοχής κώνου από δοκιμές CPT στη βόρεια και τη νότια πλευρά (Mitchell, 1977).

ε) Διατμητική αντοχή σε αναφορά ενεργών τάσεων



Σχήμα 5.42: Περιβάλλουσα αντοχής της ανώτερης αργίλου ("Pancone"), κατά Berardi et al (1991).

Σε αναφορά ενεργών τάσεων διερευνήθηκε ουσιαστικώς μόνον η ανώτερη άργιλος δηλαδή της στρώσης B₁. Οι εργαστηριακές δοκιμές τριαξονικής θλίψεως ήταν γενικώς του τύπου CD, σε δύο ομάδες με ισότροπη στερεοποίηση ή στερεοποίηση υπό συνθήκες K₀. Η περιβάλλουσα αντοχής αναφέρεται στην μέγιστη διατμητική αντοχή, καθώς και την (ελαφρώς μειωμένη) διατμητική αντοχή σε περιοχή μεγάλων παραμορφώσεων. Η ίδια περιβάλλουσα έχει δύο κλάδους, έναν για πιέσεις της εργαστηριακής προστεροποίησης σ'₃ (ή σ'_r) > σ'_p, που προφανώς αντιστοιχεί στην περιοχή N.C. δοκιμών και άλλον κλάδο για μικρότερες πιέσεις, σ'₃ < σ'_p, για τον οποίο τα δοκίμια ήταν O.C.. Ο τελευταίος αυτός κλάδος εμφανίζεται στο Σχ.5.42 με την εστιγμένη-καμπύλη συσχέτισης για τις μέγιστες τιμές διατμητικής αντοχής. Τα συμπεράσματα από το υπ' όψιν διάγραμμα είναι τα εξής:

i) Οι κλάδοι N.C. τόσο για τις μέγιστες τιμές διατμητικής αντοχής, όσο και γι' αυτές των μεγάλων παραμορφώσεων πρακτικά συμπίπτουν σε έναν, με παραμέτρους φ' = 25°, c' = 0.

ii) Οι κλάδοι στην περιοχή O.C. (σ'₃ < σ'_p) διαφοροποιούνται και συγκεκριμένα οι μέγιστες τιμές διατμητικής αντοχής είναι ευκρινώς υψηλότερες αυτών της αντοχής μεγάλων παραμορφώσεων. Η περιβάλλουσα μεγίστων τιμών αντιστοιχεί σε ενεργές παραμέτρους φ' = 22°, c' = 14 kPa. Ο διαχωρισμός των δύο κλάδων της περιβάλλουσας (O.C. και N.C.) φαίνεται με τις εστιγμένες γραμμές που ξεκινούν από την εργαστηριακή-αρχική εντατική κατάσταση για κάθε έναν από τους τύπους δοκιμών C.I.D. και CK₀D.

στ) Παράμετροι παραμορφωσιμότητας: Από τις δοκιμές μονοδιάστατης στερεοποίησης υπολογίσθηκαν ο δείκτης συμπίεστότητας C_c, αλλά και η αντίστοιχη ανηγμένη τιμή C_c / (1 + e₀), όπως φαίνεται στο Σχ.5.39, κατά Mitchell et al (1977). Ιδιαίτερου ενδιαφέροντος είναι οι τιμές C_c στην ανώτερη αργιλική στρώση, στην οποία οι μέσες τιμές κυμαίνονται μεταξύ των ορίων 0,5 - 0,9. Στην ενδιάμεση άργιλο οι τιμές C_c είναι σαφώς χαμηλότερες,

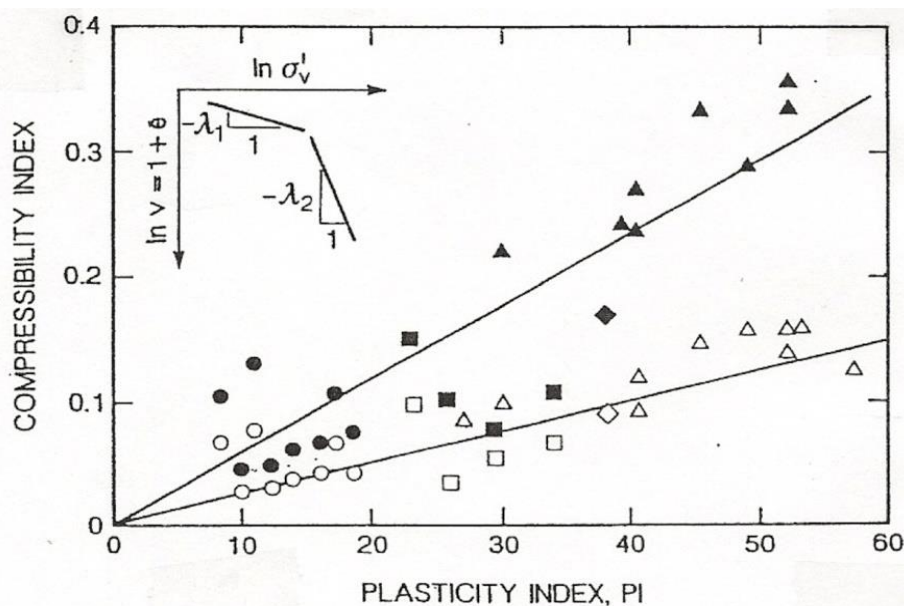
ενώ στην κατώτερη φαίνονται επίσης σημαντικά απομειωμένες έναντι αυτών της ανώτερης άργιλου. Εν μέρει, η διαφοροποίηση ανά άργιλική στρώση θα μπορούσε να αιτιολογηθεί από τις αντίστοιχες διαφορές στα όρια Atterberg, που έχουν ιδιαίτερες υψηλές τιμές στη στρώση B₁. Εντούτοις, σε ορισμένες περιπτώσεις για τον αναμφισβήτητο υπολογισμό του δείκτη C_c είναι απαραίτητη η επέκταση των εργαστηριακών επιβαλλόμενων πιέσεων στερεοποίησης σε αρκετά υψηλότερες βαθμίδες των συνήθων και τούτο συμβαίνει αν οι επί τόπου ενεργές πιέσεις σ'vo είναι υψηλές είτε η πίεση προστεροποίησης είναι υψηλή. Για παράδειγμα, στην κατώτερη άργιλο, όπου σ'vo = 300 – 400 kPa, οι πιέσεις των δοκιμών θα έπρεπε να φθάσουν τουλάχιστον τα 1600 kPa, αν όχι τα 3200 kPa για την "ασφαλή" εκτίμηση τόσο του C_c, όσο και της πίεσεως προστεροποίησης. Αυτή η αυτονόητη απαίτηση έχει υιοθετηθεί σε μεταγενέστερη εργαστηριακή έρευνα, της οποίας τα αποτελέσματα αφορούν όχι μόνο την κυριότερη και πιο συμπιεστή στρώση B₁ (Burland, 1990), αλλά και το σύνολο των στρώσεων μέχρι και την κατώτερη άργιλο B₄ (Associazione Geot. Italiana, 1991).

Στο Σχ.5.43 φαίνονται συγκεντρωτικά αποτελέσματα δοκιμών μονοδιάστατης στερεοποίησης (Associazione Geot. Italiana, 1991), όπου αντί των συμβατικών δεικτών συμπίεστικότητας C_c και C_R κατά τη φόρτιση και επαναφόρτιση παρουσιάζονται οι τροποποιημένοι δείκτες λ₂ και λ₁ αντιστοίχως, οι οποίοι υπολογίσθηκαν από διαγράμματα $\ln s' - \ln(1+e)$. Προφανώς, η άμεση συσχέτιση λ₂ – C_c και λ₁ – C_R δεν είναι εφικτή, δεδομένου ότι παρεμβαίνει ο συνολικός όγκος (1+e), εντούτοις λαμβάνοντας υπ' όψιν τα όρια διακυμάνσεως του αρχικού δείκτη πόρων συμπεραίνουμε ότι οι εμμέσως εκτιμώμενες τιμές του συμβατικού δείκτη C_c είναι ελαφρώς υψηλότερες από αυτές κατά Mitchell (1977). Η στατιστικής προέλευσης κλίσεις των διαγραμμάτων (λ₁ ή λ₂) – PI υποδεικνύουν: i) τη σημαντική επιρροή του δείκτη πλαστικότητας, PI επί της συμπίεστικότητας, ii) ότι η κλίση του διαγράμματος επαναφόρτισης (λ₁) είναι περίπου στο 40% της κλίσης για την πρωτογενή συμπίεση. Είναι αυτονόητο ότι η αναλογία κλίσεων δεν αντανάκλα και την αναλογία μεταξύ των δεικτών C_R και C_c, ωστόσο φαίνεται ότι ο δείκτης κατά την επαναφόρτιση έχει αρκετά υψηλές τιμές.

Από την αξιολόγηση διαγραμμάτων που παρουσιάσθηκαν από την Associazione Geot. Italiana (1991), φαίνεται ότι ο μεν δείκτης συμπίεστικότητας κατά την φόρτιση μπορεί να φθάνει ή και να υπερβαίνει ελαφρώς την τιμή C_c = 0,90, ενώ κατά την επαναφόρτιση C_R = 0,10 – 0,25 περίπου. Τα μεγέθη αυτά εναρμονίζονται με μεταγενέστερα αποτελέσματα κατά Rambello and Callisto (1998), οι οποίοι συγκλίνουν στις τιμές για μεν την πρωτογενή συμπίεση C_c = 0,90, για δε την αποφόρτιση C_{unl} = C_s = 0,15. Στο σημείο αυτό επισημαίνεται ότι στην πράξη οι δείκτες συμπίεστικότητας κατά την αποφόρτιση C_{unl} = C_s και επαναφόρτιση C_R θεωρούνται ίσοι μεταξύ τους, ωστόσο τούτο δε συμβαίνει πάντα.

Ο δείκτης δευτερογενούς συμπίεσης υπό την κανονικοποιημένη μορφή του, αναφέρεται από τους Berardi et al (1991) κυμαινόμενος μεταξύ των ορίων $0,020 < (C_a/C_c) < 0,034$.

Depth (m)	λ_1	λ_2
3 to 10	○	●
10 to 21	△	▲
21 to 26	□	■
26 to 35	◇	◆



Σχήμα 5.43: Δείκτης κατ' όγκον συμπιεστότητας κατά την φόρτιση (λ_2) και την επαναφόρτιση (λ_1).

iii) **Ο σχηματισμός C** αποτελείται από άμμο-συμφώνως με τις περιγραφές- με ποσοστό λεπτόκοκκης φάσης κυμαινόμενο μεταξύ των ορίων F.C. = 0 - 20%, ενώ οι δοκιμές των ορίων Atterberg έδειξαν μη πλαστικά δείγματα (NP). Εκτιμάται λοιπόν, ότι κάτω από το βάθος των 40 m από τη φυσική επιφάνεια (απόλυτο υψόμετρο οροφής -37 m) και τουλάχιστον μέχρι τα 60 - 65 m εκτείνεται στρώση άμμου ή ιλυώδους άμμου (SM). Το μοναδιαίο βάρος των δειγμάτων που εξετάστηκαν κυμάνθηκε μεταξύ των ορίων $\gamma = 20,2 - 21,4 \text{ kN/m}^3$, επομένως οι τιμές αυτές αποτελούν ένδειξη υψηλής σχετικής πυκνότητας. Η αντοχή κώνου (μέχρι το βάθος που προχώρησαν οι δοκιμές CPT) σημειώθηκε με τιμές $q_c > 25 \text{ MPa}$, οι οποίες επίσης είναι ενδεικτικές σχηματισμού υψηλής σχετικής πυκνότητας.

Η στάθμη υπογείων υδάτων μετρήθηκε συστηματικά σε πιεζομετρικούς σωλήνες και φαίνεται ότι κυμαίνεται από 1,5 - 3,0 m, με τη μέση τιμή τους στο σχετικό υψόμετρο +1,70 m, μετρούμενο από τη μέση στάθμη της θάλασσας. Η πιεζομετρική στάθμη στους ανώτερους σχηματισμούς A και B κατά μέσον όρον καταγράφηκε στα +1,70 m, ενώ στο σχηματισμό C διαπιστώθηκε σημαντικά μειωμένο πιεζομετρικό ύψος, κατά 4 - 10 m κάτω από το σχετικό υψόμετρο ± 0 (στάθμη θάλασσας), επομένως κατά 5,70 - 11,70 m κάτω από τη στάθμη στους επιφανειακούς σχηματισμούς. Η σοβαρή αυτή απόκλιση αποδόθηκε στις συστηματικές αντλήσεις μέσω βαθειών φρεάτων, στην ευρύτερη περιοχή στην Πίζα.

Κατά την έναρξη της κατασκευής, όπως αναφέρουν οι σχετικές εκτιμήσεις, η στάθμη των υδάτων περίπου συνέπιπτε με την (τότε) στάθμη θεμελιώσεως.

4.3 Προκαταρκτικές αναλύσεις

4.3.1 Προβλήματα και γεωτεχνικές συνθήκες

Οι κυριότερες υποθέσεις για τα αίτια της κλίσης του Πύργου, αλλά και για τους διαθέσιμους «συντελεστές ασφαλείας» είναι οι εξής:

i) Η πιθανότητα τοπικής διατμητικής αστοχίας αμέσως μετά την επιβολή των φορτίσεων. Οι Puzrin et al (2010) απέκλεισαν αυτό το ενδεχόμενο, βασιζόμενοι σε απλουστευτικούς υπολογισμούς της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, υπολογιζόμενης μόνο βάσει των παραμέτρων διατμητικής αντοχής της ανώτερης στρώσης A, για την οποία εκτιμήθηκε υψηλός συντελεστής ασφαλείας. Οι Potts and Burland (2000) με τελείως διαφορετική προσέγγιση για την ανάπτυξη της διατμητικής αντοχής του εδάφους, υποθέτοντας ενιαία εδαφική στρώση με μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή $s_u = 80$ kPa (κριτήριο Tresca), κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι ο κυριότερος παράγοντας ευσταθείας ή μη είναι ο λόγος G/s_u , δεδομένης της κλίσης του Πύργου. Στο πλαίσιο των αντίστοιχων αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία (αλλά υπό 2D συνθήκες) επισημάνθηκε η υπολογιστική διαπίστωση (βάσει των αποτελεσμάτων) εκτεταμένων πλαστικών ζωνών, κυρίως στην περιοχή της στρώσης B₁.

ii) Η ανομοιογένεια των στρώσεων του ανώτερου σχηματισμού A. Αυτή διαπιστώθηκε τόσο από δοκιμές κατατάξεως που δείχνουν συστηματικές διαφοροποιήσεις, από ιλυώδη άμμο (SM) σε αμμώδη ιλύ (ML) μεταξύ Βόρειας και Νότιας πλευράς, όσο και από δοκιμές στατικής πενετρομέτρησης, όπως αναφέρθηκε στην §4.2.2.1.

iii) Η επιρροή προσθέτων παραγόντων επί των συνολικών καθιζήσεων κυρίως, και όχι επί της κλίσεως με άμεσο τρόπο, όπως οι διακυμάνσεις της στάθμης των υδάτων και οι αντλήσεις (Associazione Geot. Italiana, 1991), η εκσκαφή του περιβάλλοντος χώρου (Catino), αλλά και οι δευτερογενείς ερπυστικές παραμορφώσεις, όπως ενδεικτικά αναφέρεται από τους Bishop and Lovenburg (1969), Mitchell and Sogga (1995) και Bai et al (2008).

iv) Ως προς της μακροχρόνια συμπεριφορά του κεκλιμένου Πύργου, οι έρευνες και οι απόψεις επικεντρώνονται στην πιθανότητα αστάθειας λόγω της κλίσεως (leaning instability), όπως π.χ. κατά Burland et al (2003), Puzrin et al (2010), Salgado et al (2013).

Εκτός των γεωτεχνικών παραμέτρων που προέκυψαν από τις συστηματικές έρευνες, ιδιαίτερης σημασίας είναι η χρονική εξέλιξη της κλίσης του Πύργου σε συνάρτηση και με την πρόοδο των φορτίσεων. Οι νέες αναλύσεις που περιλαμβάνονται στην εργασία χωρίζονται σε δύο φάσεις:

Α΄ Φάση αναλύσεων:

α) Αναλύσεις υπό αξισυμμετρικές συνθήκες, καθοδηγητικού χαρακτήρα, που έχουν σκοπό την εκτίμηση των συντελεστών ασφαλείας κατά τις διάφορες φάσεις και οι οποίες συγχρόνως αποσκοπούν στην επιβεβαίωση των γεωτεχνικών παραμέτρων παραμορφωσιμότητας, με δεδομένο ότι η μέση καθίζηση του Πύργου είναι περί τα 3,0 m (1990).

β) Αναλύσεις υπό αξισυμμετρικές επίσης, αλλά και τριδιάστατες συνθήκες, για την σύγκριση των αποτελεσμάτων (συντελεστής ασφαλείας και κυρίως, καθιζήσεις) για δύο διαφορετικά εδαφικά προσομοιώματα: i) Γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb, ii) Προσομοίωμα Soft Soil-Creep, που βασίζεται στις παραμέτρους που εισάγονται στο αντίστοιχο προσομοίωμα Cam Clay. Με αναλύσεις στερεοποιήσεως, εκτιμάται επίσης ο συσχετισμός των χρόνων κατασκευής των διαφόρων φάσεων με τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων, καθώς και η επιρροή των δευτερογενών καθιζήσεων. Συμπερασματικώς, η πρώτη φάση των επιλύσεων προσεγγίζει τα προβλήματα και καθοδηγεί στην λεπτομερέστερη επιλογή των παραμέτρων.

Β΄ Φάση αναλύσεων:

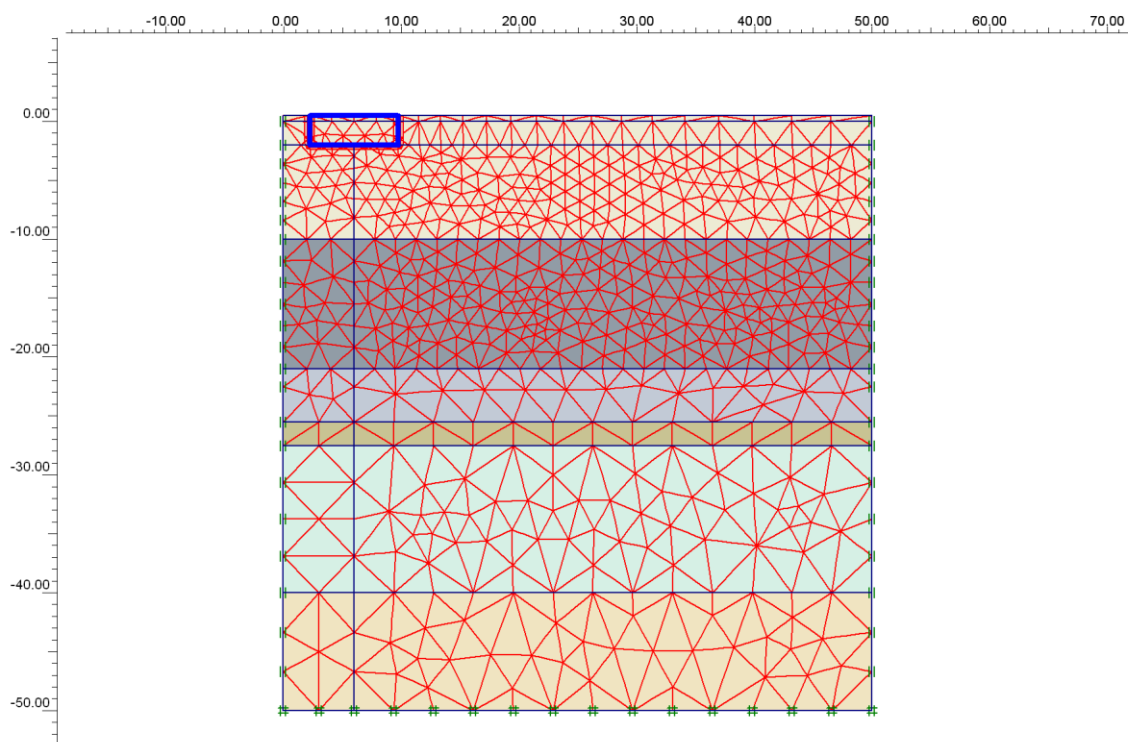
Αποσκοπεί στην λεπτομερή εξέταση των προβλημάτων πιθανής αστάθειας λόγω της κλίσεως και περιλαμβάνει αναλύσεις υπό τριδιάστατες συνθήκες με αρκετά ακριβή προσομοίωση της ανωδομής του Πύργου, των φορτίσεων κλπ. Λόγω της ιδιαίτερης σημασίας των υπ' όψιν αναλύσεων, παρουσιάζονται σε ιδιαίτερη παράγραφο με αποκλειστικό αντικείμενο το βασικότερο γεωτεχνικό πρόβλημα του Πύργου.

4.3.2 Αρχικές αναλύσεις

4.3.2.1 Προκαταρκτικές αξισυμμετρικές και τριδιάστατες αναλύσεις

Οι αξισυμμετρικές αναλύσεις δεν προσομοιώνουν προφανώς, ούτε τη χρονικώς εξελισσόμενη κλίση του Πύργου, ούτε τις αντίστοιχες έκκεντρες φορτίσεις επί της δακτυλιοειδούς θεμελιώσεως, επομένως δεν απαιτήθηκε η προσομοίωση της ανωδομής, αλλά μόνον της θεμελίωσης και της ομοιόμορφης φορτίσεώς της, αναλόγως της εκάστοτε φάσεως κατασκευής. Στο Σχ. 5.44 φαίνεται τυπική περίπτωση του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων σε γεωμετρικό προσομοίωμα που περιλαμβάνει την ακριβή αποτύπωση της θεμελιώσεως, του πάχους της και με την παραδοχή αρχικής στάθμης εδράσεως 2 m κάτω από τη φυσική επιφάνεια. Ο άξονας συμμετρίας συμπίπτει με το αριστερό όριο του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων ($x = 0$).

Η θεμελίωση προσομοιώθηκε με μη πορώδες υλικό, γραμμικώς ελαστικής συμπεριφοράς, με μέτρο ελαστικότητας 10 GPa, δηλαδή παρεμφερούς τάξεως μεγέθους με αυτό της λιθοδομής, ενώ κατά τη στάθμη εδράσεως προβλέφθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας. Οι κατά φάσεις επιβαλλόμενες πιέσεις θεμελιώσεως υπολογίσθηκαν βάσει των συνολικών φορτίων κάθε περιόδου κατασκευής, W , όπως φαίνεται και στο Σχ.5.35, με βάση υπολογισμού το μέγιστο συνολικό φορτίο (περιλαμβανομένης της θεμελιώσεως) $W_f = 144,53$ MN. Η μέγιστη μέση πίεση (κατά την ολοκλήρωση της κατασκευής) είναι 507 kPa. Τριδιάστατες αναλύσεις έγιναν στην προκαταρκτική φάση μόνον για την εξέταση της μεταβολής της φέρουσας ικανότητας συναρτήσει της εκάστοτε εκκεντρότητας, e , επομένως προσομοιώθηκε μόνον η θεμελίωση με το κατακόρυφο φορτίο W και σημείο εφαρμογής αναλόγως προς την εξεταζόμενη e .



Σχήμα 5.44: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων αξιsymμετρικής ανάλυσης.

4.3.2.2 Γεωτεχνικές παράμετροι

Οι στρώσεις υπό την θεμελίωση του Πύργου προσομοιώθηκαν με το πάχος που αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο §4.2.1, ενώ οι γεωτεχνικές παράμετροι επιλέχθηκαν βάσει των διαθέσιμων στοιχείων και των σχολίων της §4.2.2, σύμφωνα και με τον Πίνακα 5.1. Οι γεωτεχνικές παράμετροι των αναλύσεων παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.2 με τις εξής διευκρινήσεις:

i) Στις αργιλικές στρώσεις B_1 και B_4 του κύριου σχηματισμού B , τα αναφερόμενα όρια διακυμάνσεως της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής αντιστοιχούν στο πιθανό εύρος μεταβολής, αναλόγως των διαφόρων εκτιμήσεων και αφορούν σε μεγέθη που αντιστοιχίζονται στις αρχικές συνθήκες, όπως προαναφέρθηκε.

ii) Ειδικώς στον ανώτερο, μη συνεκτικό σχηματισμό A , είχε προταθεί γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi' = 34^\circ$ (Rampello and Callisto, 1998, Puzrin et al, 2010). Σημειώνεται ότι στις ιλυοαμμώδεις στρώσεις SM με παρεμβολή ζωνών αμμώδους ιλύος ML , χαλαρής κατά τεκμήριον αποθέσεως ($q_c = 1 - 2 \text{ MPa}$ και σε ορισμένες στάθμες $q_c < 1 \text{ MPa}$), η μέση διατμητική αντοχή μάλλον υπερεκτιμάται από την ανωτέρω γωνία φ' , επομένως μελετήθηκε η επιρροή των τυχόν απομειωμένων τιμών της γωνίας εσωτερικής τριβής (πιθανόν εύρος διακύμανσης στον Πίνακα 5.2).

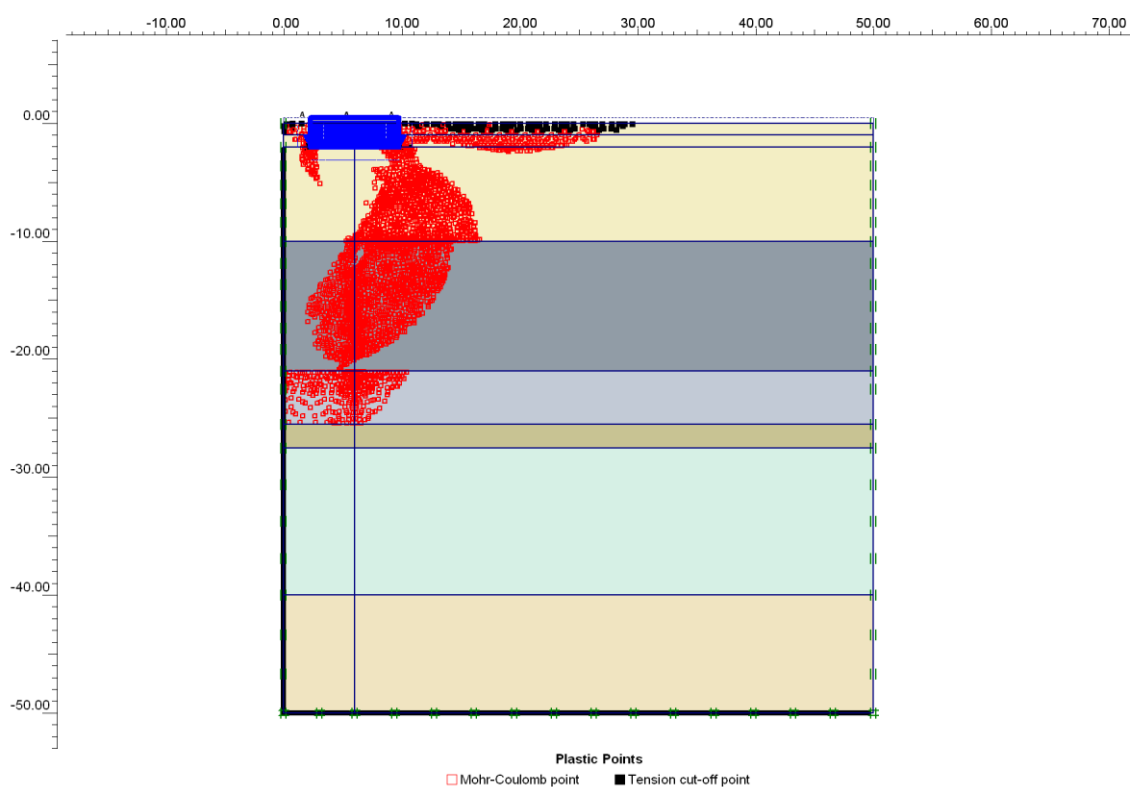
ΠΙΝΑΚΑΣ 5.2: Γεωτεχνικές παράμετροι αναλύσεων

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	A	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	C
Τύπος εδαφικής στρώσεως	SM-ML	CH	CH	SM	CL-CH	SP
Στάθμη οροφής	0,0	-10,0	-21,0	-25,5	-27,5	-40,0
Στάθμη πέρατος	-10,0	-21,0	-25,5	-27,5	-40,0	-50,0
Μοναδιαίο βάρος γ (kN/m ³)	19,0	17,0	19,8	19,0	18,4	21,3
Συντελεστές διαπερατότητας						
Οριζοντίως $k_h=k_x=k_y$ (m/sec)	$2,4 \cdot 10^{-9}$	$1,2 \cdot 10^{-10}$	$2,0 \cdot 10^{-10}$	$2,4 \cdot 10^{-9}$	$2,0 \cdot 10^{-10}$	$2,3 \cdot 10^{-6}$
Κατακορύφως $k_v=k_z$ (m/sec)	$1,2 \cdot 10^{-9}$	$0,6 \cdot 10^{-10}$	$1,0 \cdot 10^{-10}$	$2,4 \cdot 10^{-9}$	$1,0 \cdot 10^{-10}$	$2,3 \cdot 10^{-6}$
Παράμετροι διατμητικής αντοχής						
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή s_u (kPa)	-	40-80	80	-	50-80	-
Ενεργός συνοχή c' (kPa)	1-3	1	14	1	1	1
Ενεργός γωνία ϕ' (deg)	29°-34°	25°	22°	34°	25°	38°
Παράμετροι παραμορφωσιμότητας						
Δείκτης συμπίεστικότητας κατά τη φόρτιση: C_c	-	0,75-0,90	0,50	-	0,6-0,75	-
Αποφόρτιση-Επαναφόρτιση: C_R	-	0,15	0,10	-	0,12	-
Δευτερογενής συμπίεση: C_a	-	0,028	0,015	-	0,020	-
Παράμετροι Cam Clay						
λ	-	0,326-0,391	0,217	-	0,261-0,326	-
κ	-	0,130	0,087	-	0,104	-
Τροποποιημένες παράμετροι SSCM						
λ^*	-	0,130-0,156	0,108	-	0,119-0,148	-
κ^*	-	0,052	0,044	-	0,047	-
μ^*	-	0,005	0,003	-	0,004	-
Ισοδύναμες ελαστικές παράμετροι						
Μέτρο ελαστικότητας E' (MPa)	4,0-7,0	3,0-4,1	8,0	7,0	5,0-6,0	80,0
Λόγος Poisson ν' (ή ν_u)	0,25	0,35 (0,495)	0,35 (0,495)	0,25 (0,495)	0,35 (0,495)	0,25

4.3.2.3 Αποτελέσματα των αρχικών αναλύσεων

α) Συντελεστές ασφαλείας

Για την υποθετική περίπτωση κεντρικής φορτίσεως, υπολογίσθηκαν οι συντελεστές ασφαλείας υπό αξισυμμετρικές συνθήκες για αστράγγιστες συνθήκες αναπτύξεως της διατμητικής αντοχής των αργιλικών στρώσεων B_1 , B_2 και B_4 , ($\phi_u = 0$, s_u) αφ' ενός και υπό στραγγιζόμενες συνθήκες (ϕ' , c') αφ'ετέρου. Η περίπτωση των αστράγγιστων συνθηκών εξετάσθηκε για εύρος μεταβολής της αντίστοιχης διατμητικής αντοχής της κυριότερης στρώσεως B_1 , $s_u = 40 - 80$ kPa και προφανώς για τις χαμηλότερες τιμές αποτελεί δυσμενή υπόθεση, δεδομένου ότι μεταξύ των διαφόρων φάσεων κατασκευής μεσολάβησαν μεγάλα χρονικά διαστήματα που ούτως ή άλλως θα ήταν επαρκή για την ανάπτυξη υψηλότερης διατμητικής αντοχής λόγω της στερεοποίησης. Στο Σχ. 5.45 παρουσιάζεται τυπική περίπτωση αναπτύξεως πλαστικών ζωνών κατά την υποθετική αστοχία. Είναι προφανές ότι κυρίως η αντοχή της στρώσης B_1 επηρεάζει το συντελεστή ασφαλείας και ότι οι πλαστικές ζώνες εκτείνονται μέχρι την οροφή της ιλυοαμμώδους, ενδιάμεσης στρώσης B_3 .

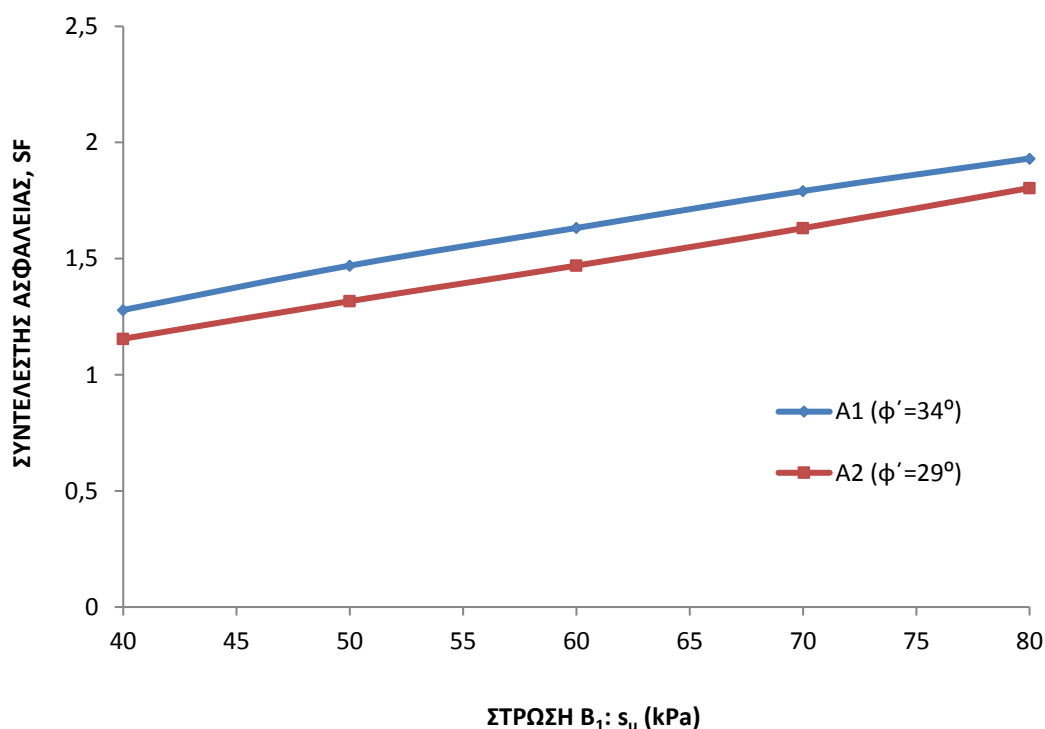


Σχήμα 5.45: Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία (Στρώση B_1 , $s_u = 50$ kPa).

Η επιρροή των παραμέτρων διατμητικής αντοχής της ανώτερης, μη συνεκτικής στρώσεως A , εξετάσθηκε για δύο ακραίες περιπτώσεις παραμέτρων, με γωνία εσωτερικής τριβής $\phi' = 34$ (περίπτωση A_1), δηλαδή ίση με την προτεινόμενη στη βιβλιογραφία, όπως προαναφέρθηκε και με ελάχιστη γωνία $\phi' = 29^\circ$ (περίπτωση A_2), όπως εκτιμήθηκε βάσει των δοκιμών στατικής πενετρομετρήσεως, στο πλαίσιο αυτής της εργασίας. Η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας SF συναρτήσεται της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της

στρώσεως B_1 , για τις δύο ακραίες παραδοχές για τη γωνία ϕ' (A_1 και A_2), παρουσιάζεται στο Σχ.5.46.

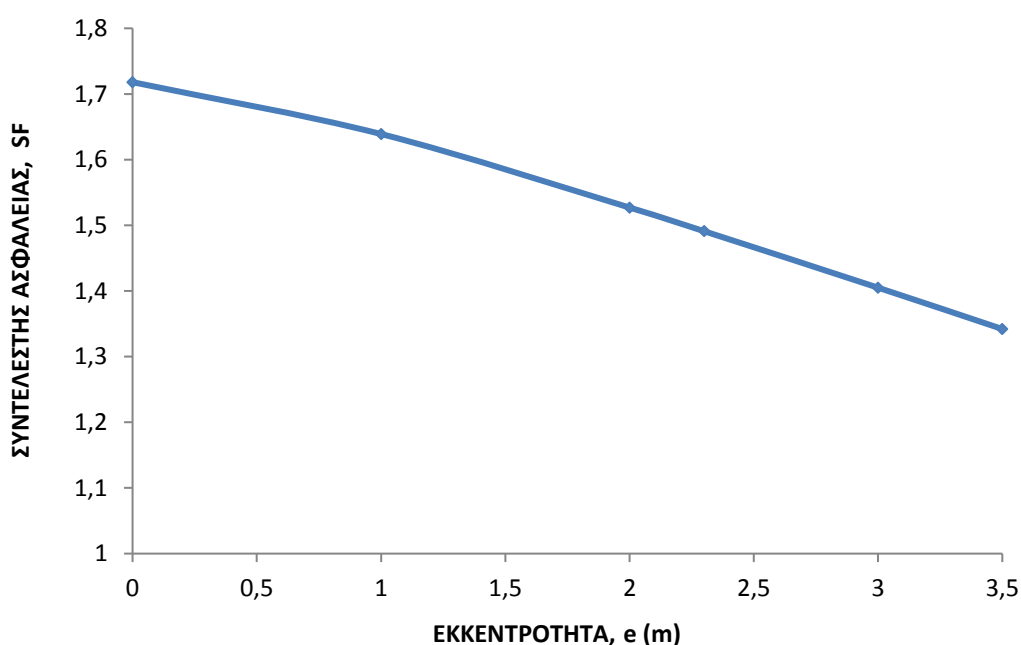
Υπό στραγγιζόμενες συνθήκες οι αντίστοιχες παράμετροι διατμητικής αντοχής στις σχετικώς ασθενέστερες στρώσεις B_1 και B_4 λήφθηκαν $c' = 1$ kPa, $\phi' = 25^\circ$, ενώ στην ενδιάμεση, σαφώς υπερστερεοποιημένη B_2 , $c' = 14$ kPa, $\phi' = 22^\circ$, τιμές σύμφωνες και με τα συμπεράσματα των Berardi et al (1991). Οι συντελεστές ασφαλείας για μεν την περίπτωση διατμητικής αντοχής της ανώτερης στρώσης $\phi' = 34^\circ$ προέκυψε $SF = 2,0$ περίπου, ενώ για την ακραία παραδοχή με $\phi' = 29^\circ$ και $c' = 3$ kPa, υπολογίσθηκε $SF = 1,7$ περίπου. Οι ανωτέρω καθοδηγητικές επιλύσεις θα είχαν νόημα για την περίοδο όπου οι φορτίσεις ήταν πράγματι κεντρικές, δηλαδή μέχρι και το πέρας της πρώτης φάσεως κατασκευής, όπου επιβλήθηκε ποσοστό των κατακορύφων φορτίσεων $W/W_f = 65\%$ (άρα μέση πίεση περίπου 330 kPa). Κατά την περίοδο αυτή, δηλαδή μέχρι το έτος 1178, εκτιμάται ότι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του εδάφους θα ήταν $SF = 1,80$ έως 2,60 περίπου. Η ελάχιστη τιμή υπολογίσθηκε υπό αστράγγιστες συνθήκες για $s_u = 45$ kPa, ενώ η μέγιστη υπό στραγγιζόμενες συνθήκες, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις τότε επιβληθείσες μέσες πιέσεις επαφής (περί τα 330 kPa). Συμπερασματικά, πιθανότερες φαίνεται να είναι οι τιμές που πλησιάζουν το άνω όριο, διότι πιο ρεαλιστική είναι η υπόθεση των στραγγιζόμενων συνθηκών.



Σχήμα 5.46: Επιρροή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της αργιλικής στρώσης B_1 επί του συντελεστή ασφαλείας—Αναλύσεις υπό αξισυμμετρικές συνθήκες.

Η επιρροή της εκκεντρότητας της φορτίσεως λόγω της κλίσεως του Πύργου εξετάσθηκε υπό τριαξονικές συνθήκες, σε αναφορά ενεργών τάσεων (παράμετροι ϕ' , c'). Οι εκάστοτε τιμές της εκκεντρότητας υπολογίσθηκαν βάσει της γωνίας κλίσεως ω , λαμβάνοντας υπ' όψιν την απόσταση του κέντρου βάρους h_c του Πύργου από την επιφάνεια του εδάφους και

κυμάνθηκαν μεταξύ των τιμών $e = 0$ (α΄ φάση κατασκευής, έτος 1178) έως $e = 2,30$ m (έτος 1990, προ των επεμβάσεων και πρακτικώς μέχρι σήμερα). Η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας SF συναρτήσει της εκκεντρότητας e φαίνεται στο Σχ.5.47 που σχεδιάστηκε βάσει του δυσμενέστερου συνδυασμού παραμέτρων διατμητικής αντοχής της ανώτερης στρώσης (A_2 : $\phi' = 29^\circ$ και $c' = 3$ kPa). Από το σχήμα διαπιστώνεται ότι σήμερα για $e = 2,30$ m (πρακτικώς όπως και το έτος 1990), $SF = 1,50$ περίπου κατ' ελάχιστον. Διευκρινίζεται ότι στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που εφαρμόστηκε (Plaxis 3D Foundation), η μόνη επιλογή για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας είναι με τη διαδικασία ϕ - c reduction και όχι με τη βαθμιαία αύξηση των φορτίσεων μέχρι την αστοχία. Η τελευταία αυτή επιλογή, η οποία εφαρμόστηκε υπό αξισυμμετρικές συνθήκες, προφανώς είναι ακριβέστερη και ενδεχομένως μεταξύ των δύο διαφορετικών προσεγγίσεων να προκύπτουν μικρές διαφορές στον συντελεστή ασφαλείας.



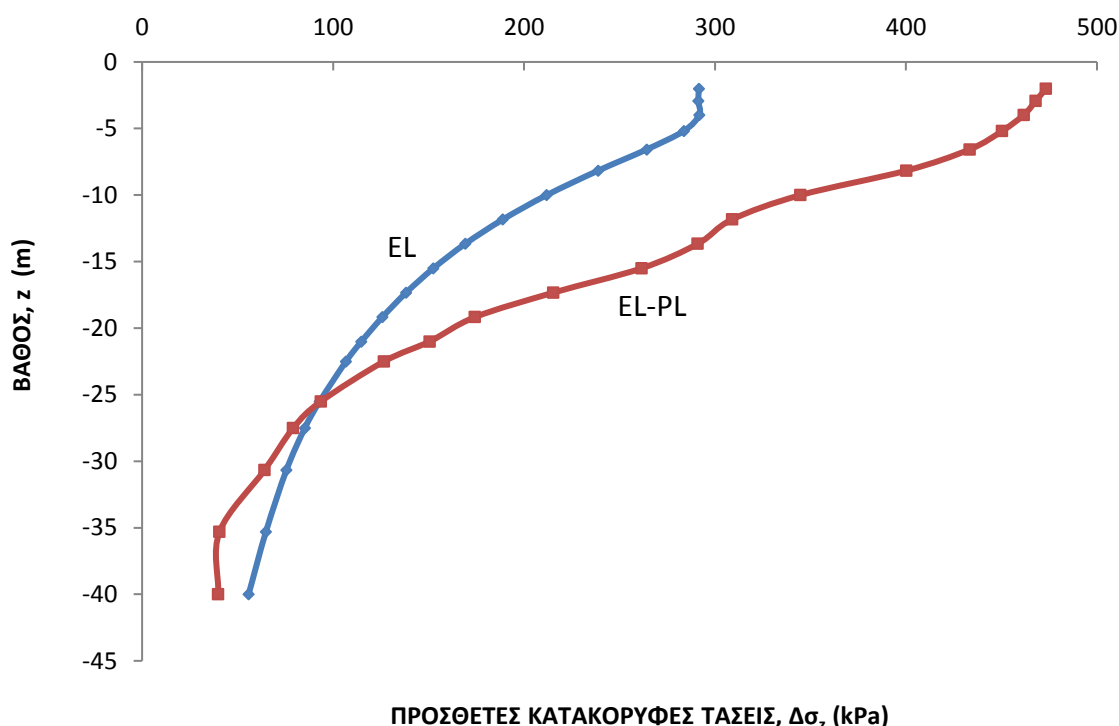
Σχήμα 5.47: Συντελεστής ασφαλείας ως συνάρτηση της εκκεντρότητας της φορτίσεως-Αναλύσεις υπό 3D συνθήκες (Δυσμενείς παράμετροι στρώσης A).

β) Διανομή των προσθέτων τάσεων με το βάθος

Η κατανομή των προσθέτων κατακορύφων τάσεων συναρτήσει του βάθους εξετάστηκε υπό αξισυμμετρικές συνθήκες για την μέγιστη μέση πίεση επαφής, δηλαδή 507 kPa και τα σχετικά διαγράμματα σχεδιάστηκαν σε αντιπροσωπευτική θέση άξονα κάτω από το μέσο του πλάτους της δακτυλιοειδούς θεμελίωσης, δηλαδή σε ακτινική απόσταση από το κέντρο, $r = 6,02$ m. Εξετάστηκε τόσο η θεωρητική περίπτωση γραμμικώς ελαστικού μέσου με την ανομοιογένεια κατά στρώση, λόγω της διαφοροποίησεως του μέτρου ελαστικότητας E , όσο και η περίπτωση γραμμικώς ελαστικού-ιδεατώς πλαστικού εδάφους, με αντοχή της στρώσεως B_1 , $s_u = 50$ kPa. Το βάθος z στο Σχ.5.48 αφορά στο απόλυτο βάθος μετρούμενο από την επιφάνεια του φυσικού εδάφους, με στάθμη εδράσεως του θεμελίου -2 m, ενώ η

διεπιφάνεια μεταξύ της ανώτερης ιλυοαμμώδους στρώσεως και της αργιλικής B₁ αντιστοιχεί σε βάθος $z = -10$ m.

Η πρόσθετη τάση $\Delta\sigma_z$ στο επίπεδο της θεμελιώσεως και στη συγκεκριμένη θέση, υπό την παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους (EL) είναι αρκετά χαμηλότερη από τη μέση πίεση επαφής (507 kPa), λόγω της ακαμψίας του πεδίου και της υπερσυγκεντρώσεως τάσεων στα άκρα. Αντιθέτως, για το ελαστοπλαστικό εδαφικό προσομοίωμα (EL-PL), η τάση $\Delta\sigma_z$ ($z = -2$ m) προσεγγίζει τη μέση πίεση λόγω της ανάπτυξης πλαστικών ζωνών κάτω από τη θεμελίωση, ως αποτέλεσμα της μειωμένης διατμητικής αντοχής του εδάφους. Από το υπ' όψιν Σχ.5.48 προκύπτει σαφώς ότι οι αργιλικές στρώσεις του κύριου σχηματισμού B ($z = -10$ m έως -30 m) επηρεάζονται σημαντικά από τις πρόσθετες τάσεις $\Delta\sigma_z$.



Σχήμα 5.48: Κατανομή των προσθέτων κατακορύφων τάσεων $\Delta\sigma_z$ κάτω από το μέσον του δακτυλίου θεμελιώσεως (Μέση τελική πίεση 507 kPa, $r = 6,02$ m).

γ) Η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων

Με χρήση των μέσων ισοδυνάμων ελαστικών παραμέτρων (E' , ν') κατά τον Πίνακα 2, οι υπολογιζόμενες καθιζήσεις της θεμελιώσεως (ομοιομόρφως κατανεμημένες υπό αξισυμμετρικές συνθήκες) είναι της τάξεως των 2,0 m, δηλαδή είναι περί τα 2/3 της μετρηθείσας μέσης καθίζησης της θεμελιώσεως ($s_m \approx 2,95$ m). Υπό τριαξονικές συνθήκες για μεταβλητή εκκεντρότητα, η μέση καθίζηση συναυξάνεται ελαφρώς με την εκκεντρότητα e , όμως η τάξη μεγέθους της δεν υπερβαίνει τα 2,2 m για την «σημερινή» εκκεντρότητα $e = 2,30$ m. Οι ανωτέρω διαπιστώσεις προέκυψαν από τις προκαταρκτικές αναλύσεις (αξισυμμετρικές ή 3D) με εδαφικό προσομοίωμα γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb.

Δεδομένων των πολύ υψηλών τιμών του δείκτη συμπίεστικότητας C_c και της προφανούς επιρροής του συντελεστή υπερστερεοποίησης OCR σε ορισμένες εδαφικές ζώνες,

προτιμήθηκε κατόπιν των ανωτέρω διαπιστώσεων η εφαρμογή των ακριβέστερων προσομοιωμάτων βάσει των παραμέτρων Cam-Clay, ως εξής:

i) Προσομοίωμα SSM (Soft Soil Model): Ως γνωστόν, το προσομοίωμα αυτό έχει εφαρμογή σε μαλακές αργίλους ή μαλακές-χαλαρές ιλύες, οι οποίες κατά τεκμήριο είναι κανονικά στερεοποιημένες ή ελαφρώς υπερστερεοποιημένες. Η παραμορφωσιμότητα του εδάφους κατά τη φόρτιση (κλάδος πρωτογενούς συμπίεσης) και την αποφόρτιση εκφράζεται αντιστοίχως μέσω των τροποποιημένων δεικτών συμπιεστότητας ή αποφόρτισης, λ^* και κ^* , οι οποίοι συνδέονται αμέσως με τις αντίστοιχες παραμέτρους λ , κ του προσομοιώματος Cam Clay, σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}, \quad \kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$$

Οι παράμετροι Cam Clay αναφέρονται σε μεταβολή δείκτη πόρων (Δe), ενώ οι τροποποιημένες παράμετροι του προσομοιώματος SSM, λ^* και κ^* σε μεταβολή ανηγμένης ογκομετρικής παραμόρφωσης και συγκεκριμένα ορίζονται κατά τις σχέσεις (για τη φόρτιση και την αποφόρτιση):

$$\Delta \varepsilon_v = -\lambda^* \cdot \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) \quad \text{και} \quad \Delta \varepsilon_v = -\kappa^* \cdot \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right),$$

Όπου $\Delta \varepsilon_v = e_v - e_{v0}$, η μεταβολή της ανηγμένης ογκομετρικής παραμόρφωσης για μεταβολή των ενεργών τάσεων από μία αρχική σ'_0 στην τελική σ' .

Κατά την αποφόρτιση υπό συνθήκες μονοδιάστατης συμπίεσης (1D), ισχύει:

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1+e} = -\frac{C_r}{1+e} \cdot \log\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) = -\frac{C_r}{(1+e)} \cdot \frac{1}{\ln 10} \cdot \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) \quad (37)$$

Εντούτοις, υπό τριαξονικές συνθήκες, η ανηγμένη, ογκομετρική παραμόρφωση εξαρτάται τόσο από τη μέση ενεργό τάση, $\frac{1}{3} \cdot (1 + 2 \cdot K_0) \cdot \sigma'_0$ (και όχι μόνο από την κατακόρυφη), όσο και από τον λόγο Poisson κατά την αποφόρτιση, ν_{ur} , σύμφωνα με την εξίσωση:

$$\Delta \varepsilon_v = -\left(\frac{1+\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}}\right) \cdot \frac{\kappa^*}{1+2 \cdot K_0} \cdot \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) \quad (38)$$

Η πρακτική συσχέτιση των τροποποιημένων δεικτών με τους δείκτες συμπιεστότητας που υπολογίζονται βάσει δοκιμών 1-D είναι οι εξής:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3 \cdot (1+e)} \quad \text{και} \quad \kappa^* \approx \frac{2}{2,3} \cdot \frac{C_r}{1+e}, \quad (39)$$

όπου ο μεν δείκτης κ^* προκύπτει από τον συνδυασμό των σχέσεων (37) και (38) για τις συνήθεις τιμές $K_0 = 1$ και $\nu_{ur} = 0,20$, ενώ λαμβάνεται $\ln 10 = 2,3$. Για σημαντικά διαφορετική τιμή K_0 , η ακριβέστερη συσχέτιση μεταξύ των κ^* και C_r υπολογίζεται μέσω του τύπου (38). Ειδικότερα, στη συγκεκριμένη περίπτωση του Πύργου, για τις αργιλικές στρώσεις θεωρήθηκε $K_0 = 0,7$, οπότε η συσχέτιση έγινε $\kappa^* = \frac{1,6}{2,3} \cdot \frac{C_r}{1+e}$

ii) Προσομοίωμα SSCM (Soft Soil Creep Model):

Το προσομοίωμα αυτό, λαμβάνει επιπλέον υπ' όψιν τις δευτερογενείς καθιζήσεις προερχόμενες από ερπυστικές παραμορφώσεις, μέσω του τροποποιημένου δείκτη δευτερογενούς συμπίεσης, μ^* , που επίσης υπολογίζεται σε όρους ανηγμένης ογκομετρικής παραμόρφωσης και συνδέεται με το γνωστό δείκτη C_a (που προκύπτει από δοκιμές μονοδιάστατης συμπίεσης) κατά τη σχέση:
$$\mu^* = \frac{C_a}{2,3 \cdot (1+e)}$$

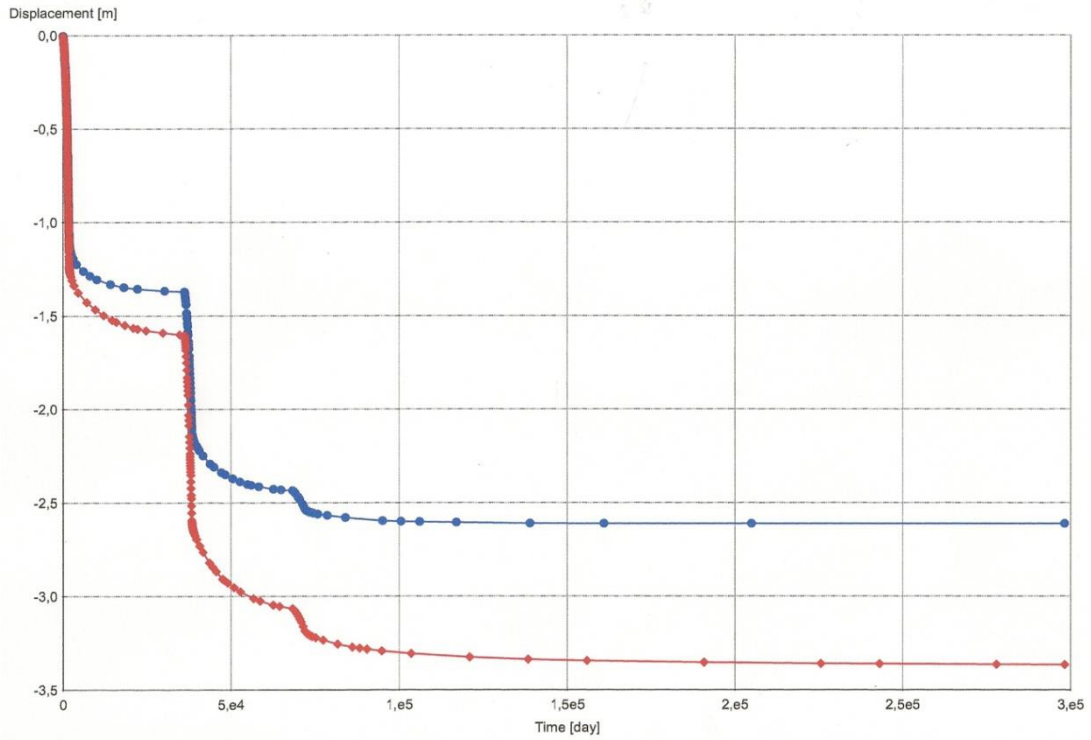
Κατά την εφαρμογή στις υπ' όψιν αναλύσεις θεωρήθηκε η μέση τιμή $C_a = 0,03 \cdot C_c$, βάσει του διαπιστωμένου εύρους μεταβολής του αντίστοιχου λόγου, $\frac{C_a}{C_c} = 0,02 - 0,038$.

Σημειώνεται ότι κατά την φάση των επιλύσεων εισάγεται ο συντελεστής OCR με δυνατότητα διαφοροποίησης των τιμών του ανά εδαφικό χωρίο (cluster). Οι σχετικές καθοδηγητικές αναλύσεις έγιναν υπό αξιsymμετρικές συνθήκες (με την υπόθεση βαθμιαίας μεν, αλλά ομοιόμορφης φορτίσεως της δακτυλιοειδούς θεμελιώσεως σε κάθε φάση). Οι φάσεις επιβολής των φορτίσεων προσαρμόσθηκαν στις ιστορικά γνωστές φάσεις κατασκευής και συγκεκριμένα στα χρονικά διαστήματα εξελίξεως των εργασιών και στα άλλα διαστήματα διακοπής τους. Στο Πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων έχουν εισαχθεί τα δεδομένα του Πίνακα 5.3.

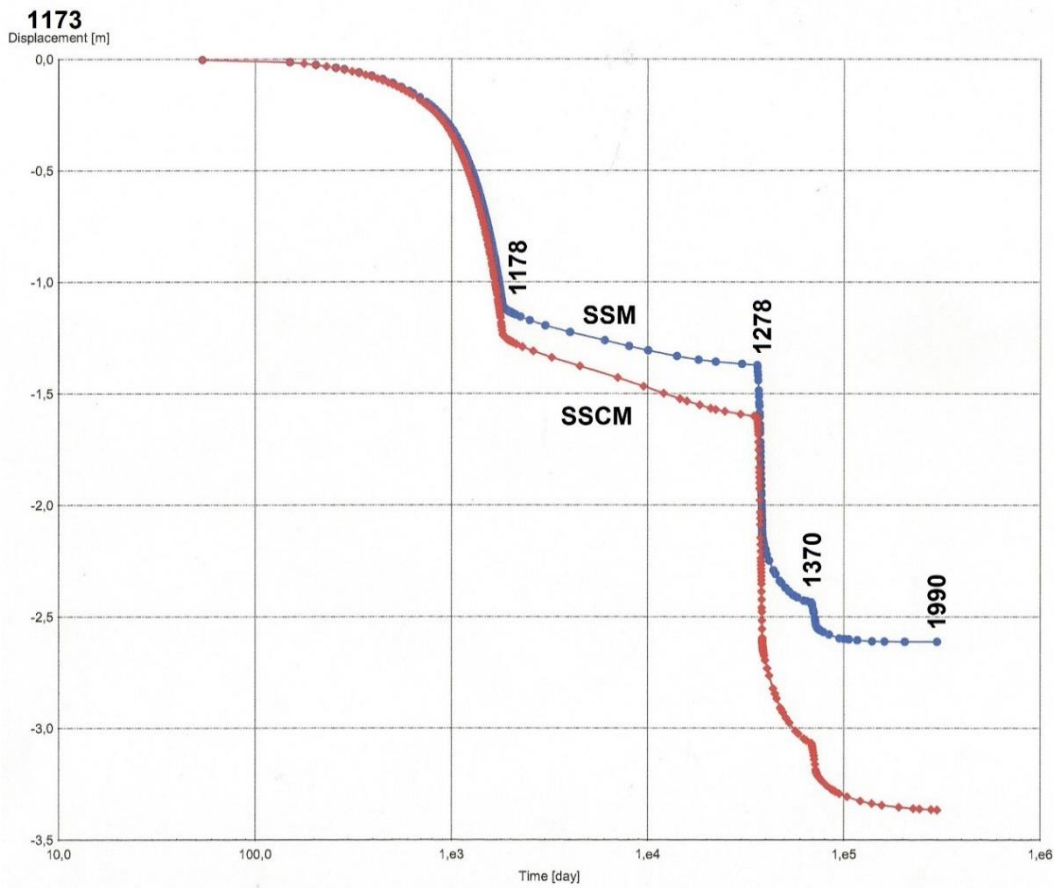
ΠΙΝΑΚΑΣ 5.3: Στοιχεία των αναλύσεων για τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων

ΦΑΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ	ΧΡΟΝΙΚΟ ΔΙΑΣΤΗΜΑ	ΗΜΕΡΕΣ	ΜΕΣΗ ΠΙΕΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ (kPa)	ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	ΤΥΠΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ
1	1173-1174	150	55	ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ	Άμεση καθίζηση+ στερεοποίηση
2	1174-1178	1675	333	Α΄ ΦΑΣΗ	Άμεση καθίζηση+ στερεοποίηση
3	1178-1272	34310	333	ΔΙΑΚΟΠΗ	Στερεοποίηση (+ερπυσμός)
4	1272-1278	2190	482	Β΄ ΦΑΣΗ	Άμεση καθίζηση+ στερεοποίηση
5	1278-1360	29930	482	ΔΙΑΚΟΠΗ	Στερεοποίηση (+ερπυσμός)
6	1360-1370	1650	507	ΚΩΔΩΝΟΣΤΑΣΙΟ	Άμεση καθίζηση+ στερεοποίηση
7	1370-1990	226300	507	-	Στερεοποίηση (+ερπυσμός)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΣΤΑΘΕΙΑ ΛΟΓΩ ΚΛΙΣΕΩΣ ΥΨΗΛΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



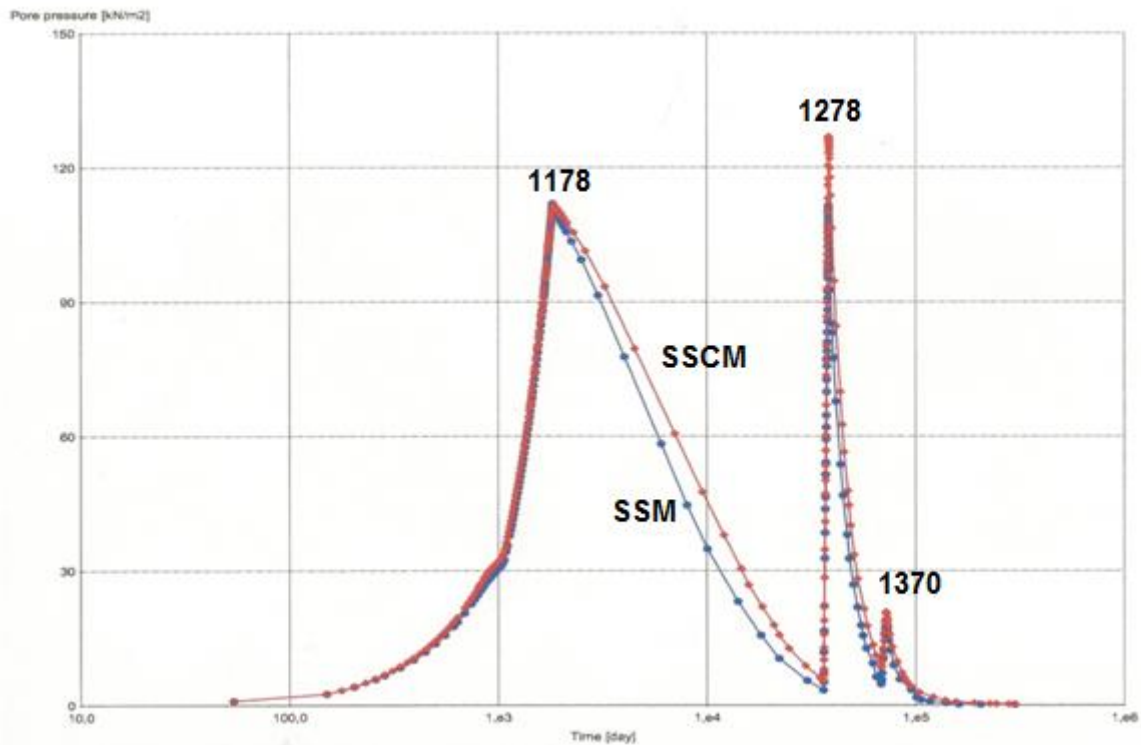
a)



b)

Σχήμα 5.49: Διαγράμματα καθιζήσεων-χρόνου βάσει των προσομοιωμάτων SSM και SSCM: i) άνω, $s - t$, ii) κάτω, $s - \log t$.

Στο Σχ. 5.49 παρουσιάζονται συγκριτικώς, τα αποτελέσματα των αναλύσεων (χρόνου-καθίζησης), για τα προσομοιώματα SSM και SSCM, αφ' ενός σε φυσική κλίμακα χρόνου και αφ' ετέρου σε λογαριθμική. Η τελική, μέση καθίζηση (έτος 1990) προσεγγίζεται με ικανοποιητική ακρίβεια από τις αναλύσεις SSCM (με την κόκκινη γραμμή), από τις οποίες συμπεραίνεται η αρκετά σημαντική επιρροή των δευτερογενών καθιζήσεων. Η ανάπτυξη (και αποτόνωση) της υπερπίεσεως του ύδατος των πόρων Δu , κατά τις διάφορες φάσεις φαίνεται στο Σχ.5.50, για το αντιπροσωπευτικό σημείο του μέσου του αργιλικού στρώματος B_1 επί του κατακορύφου άξονα που διέρχεται από το μέσο του δακτυλίου, δηλαδή σε αξονική απόσταση $r = 6,02$ m. Σημειώνεται ότι οι μέγιστες υπερπίεσεις αναπτύχθηκαν (σύμφωνα με τις αναλύσεις) στην ανώτερη αργιλική στρώση B_1 επί του άξονα που διέρχεται από το μέσον του δακτυλίου. Από την αντιπαραβολή του Σχ.5.49 και Σχ.5.50, προκύπτει σαφώς ότι τα μεσοδιαστήματα διακοπής των εργασιών κατά τις διάφορες φάσεις κατασκευής ήταν επαρκή για την αποτόνωση της απομένουσας υπερπίεσεως του ύδατος κατά το πέρας κάθε φάσης.



Σχήμα 5.50: Διάγραμμα υπερπίεσεως Δu -logt στο μέσον της αργιλικής στρώσεως B_1 βάσει των προσομοιωμάτων SSM και SSCM ($r = 6,02$ m, $z = -15,5$ m).

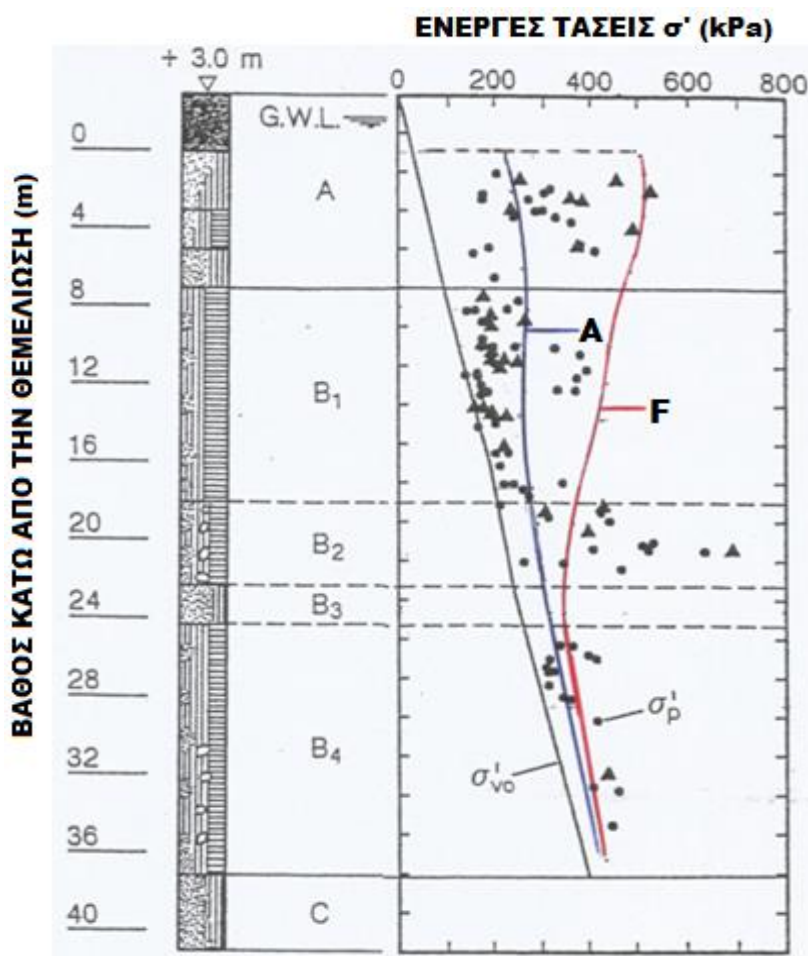
4.3.3 Σύνοψη συμπερασμάτων από τις προκαταρκτικές αναλύσεις

α) Κατά τις εκτιμήσεις της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, ιδιαίτερη σημασία έχουν οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του ανώτερου ιλοσαμμώδους σχηματισμού A και κυρίως της αμέσως υποκείμενης, ανώτερης αργιλικής στρώσης του σχηματισμού B, δηλαδή της B₁. Οι αργιλικές στρώσεις B₂ και B₄, ελάχιστα ή καθόλου επηρεάζουν τη φέρουσα ικανότητα. Οι συντελεστές ασφαλείας βάσει της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής των στρώσεων του σχηματισμού B προφανώς αποτελούν κάτω όριο, ενώ φαίνονται περισσότερο ρεαλιστικοί οι υπολογιζόμενοι βάσει των ενεργών παραμέτρων διατμητικής αντοχής ϕ' , c' (που έχουν μετρηθεί και εκτιμηθεί με σχετική βεβαιότητα). Όπως παρατηρείται από το Σχ.5.50, πριν την έναρξη της κάθε φάσης κατασκευής, πρακτικά είχε αποτονωθεί η υπερπίεση του ύδατος των πόρων Δυ, λόγω της προηγούμενης φάσης, επομένως οι αργιλικές στρώσεις είχαν αποκτήσει αυξημένη διατμητική αντοχή. Από τις αναλύσεις υπό τριαξονικές συνθήκες, λαμβάνοντας υπ' όψιν την εκάστοτε εκκεντρότητα φορτίσεως της θεμελιώσεως, προέκυψε ότι ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας (για $e = 2,30$ m το έτος 1990) ήταν τουλάχιστον SF = 1,50. Κατά την επιβολή του κυρίου μέρους των φορτίσεων (περίπου του 65% των συνολικών, όταν ο Πύργος ήταν ακόμη κατακόρυφος), ο αντίστοιχος συντελεστής ασφαλείας ήταν τουλάχιστον SF = 2,0, ενώ αμέσως μετά την επιβολή του 95% των συνολικών φορτίσεων (B' φάση κατασκευής) και μετά την ανάπτυξη της αρχικής κλίσης, δηλαδή περίπου 1,1°, ο συντελεστής εκτιμάται ότι ήταν τουλάχιστον SF = 1,7.

Κατόπιν των παραπάνω, μπορούν να εξαχθούν τα εξής συμπεράσματα:

- Ορισμένες από τις βιβλιογραφικές αναφορές που προϋποθέτουν απλουστευτική ανάπτυξη μηχανισμού αστοχίας μόνο στον ανώτερο σχηματισμό A (και μάλιστα με την υπόθεση ότι $\phi' = 34^\circ$), ή αντιθέτως υπολογίζουν τη φέρουσα ικανότητα βάσει ενιαίας αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους, δεν φαίνονται ρεαλιστικές.
- Δεν φαίνεται να τεκμηριώνεται η πιθανότητα αστοχίας γενικευμένου τύπου κατά την κατασκευή του πύργου (ούτε μετά την ολοκλήρωσή του), επομένως η χρονικώς εξελισσόμενη κλίση δεν φαίνεται να οφείλεται σε τέτοιο ενδεχόμενο. Σε αυτό το συμπέρασμα συγκλίνουν και οι περισσότερες από τις έως τώρα διατυπωθείσες απόψεις.

β) Εντούτοις, οι πιέσεις θεμελιώσεως, είναι πολύ υψηλές για τις υπ' όψιν εδαφικές συνθήκες. Οι πρόσθετες ολικές τάσεις $\Delta\sigma_z$ που κατά καιρούς επιβλήθηκαν, βάσει των αναλύσεων φαίνεται ότι επηρέασαν σημαντικά, όχι μόνο τον ανώτερο ιλοσαμμώδη σχηματισμό A, αλλά και το σύνολο των επιμέρους στρώσεων του αργιλικού (κυρίως) σχηματισμού B.



Σχήμα 5.51: Συνολικές ενεργές τάσεις κάτω από το μέσο της δακτυλιωτής θεμελίωσης:

(A) μετά την στερεοποίηση από τα φορτία A' φάσεως και (F) μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής.

Στο Σχ.5.51 παρουσιάζονται οι συνολικές ενεργές τάσεις μετά την πρακτική αποτόνωση της υπερπίεσης του ύδατος των πόρων ($\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$) σε ενιαίο διάγραμμα με αυτό των ενεργών πιέσεων προστερεοποίησεως ($\sigma'_p = \sigma'_c$), για δύο βασικές χρονικές περιόδους:

- i) Μετά τη στερεοποίηση λόγω της A' φάσης κατασκευής (A).
- ii) Μετά τη στερεοποίηση από το σύνολο των φορτίσεων (F).

Από το διάγραμμα προκύπτει ότι η ενδιάμεση αργιλική στρώση B₂ έχει συμπεριφερθεί ως υπερστερεοποιημένη (O.C.), ακόμη και μετά την επιβολή του συνόλου των φορτίσεων. Επίσης συμπεραίνουμε ότι η συμπεριφορά τόσο της κύριας στρώσης B₁, όσο και της B₄ για τον σύνολο των φορτίσεων (F) θα μπορούσε να προσομοιωθεί στον κλάδο πρωτογενούς συμπίεσεως, άρα οι καθιζήσεις θα είχαν αναπτυχθεί με βάση τον πολύ υψηλό δείκτη συμπίεσότητας C_c, κατά το μέρος των τελικών ενεργών τάσεων που υπερβαίνει τις πιέσεις προστερεοποίησης (σ'_c). Αντιθέτως, κατά την A' φάση (που επιβλήθηκε το 65% των πρόσθετων πιέσεων $\Delta\sigma_z$), οι παραμορφώσεις φαίνεται να αναπτύχθηκαν κυρίως στον προστερεοποιημένο κλάδο, δηλαδή βάσει του σημαντικά μικρότερου συντελεστή C_s = C_R.

Κατόπιν των ανωτέρω, θα μπορούσε να διατυπωθεί η υπόθεση ότι μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης λόγω των φορτίσεων της A' φάσης, οι καθιζήσεις ίσως δεν ήταν σημαντικές και κατά συνέπεια, οι διαφορικές καθιζήσεις, οι οποίες κυρίως μεταγενέστερα

προκάλεσαν την κλίση, ανεξαρτήτως των λόγων αναπτύξεώς τους, επίσης δεν ήταν σημαντικές εκείνη τη χρονική περίοδο. Από το διάγραμμα χρονικής εξέλιξης της κλίσης του Σχ. 5.35, συμπεραίνεται σαφώς ότι η ανάπτυξη σχετικά σημαντικών κλίσεων συμπίπτει χρονικά με τη Β΄ φάση κατασκευής (1272 – 1278) και κυρίως κατά τη στερεοποίηση από την Γ΄ και τελική φάση (μετά το έτος 1370). Οι πρόσθετες τάσεις $\Delta\sigma_z$, σε αυτές τις φάσεις (Β΄ και Γ΄) σαφώς εμπίπτουν στον κλάδο πρωτογενούς συμπίεσεως των στρώσεων Β₁ και Β₄ με αναμενόμενο αποτέλεσμα την ανάπτυξη σημαντικών καθιζήσεων.

γ) Οι αναλύσεις υπό τριαξονικές συνθήκες που παρουσιάσθηκαν στην παράγραφο αυτή (προκαταρκτικές αναλύσεις) αφορούν στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας για εκκέντρως φορτιζόμενη δακτυλιοειδή θεμελίωση. Συστηματικές αναλύσεις υπό τριδιάστατες συνθήκες παρουσιάζονται στην επόμενη παράγραφο, όπου εξετάζεται ο κύριος πιθανός παράγοντας της σημαντικής και χρονικώς εξελισσόμενης κλίσης του πύργου, δηλαδή η αστάθεια λόγω της κλίσης. Οι βασικότερες αναλύσεις έγιναν με το προσομοίωμα SSCM, όπου δηλαδή λαμβάνονται υπ' όψιν οι δευτερογενείς (ή ερπυστικές) παραμορφώσεις, οι οποίες φαίνεται να μην είναι αμελητέες, όπως τουλάχιστον υποδεικνύει το Σχ.5.49.

4.4 Αστάθεια του Πύργου λόγω κλίσεως

4.4.1 Γενικά

Προκαταρκτικά και για εποπτικούς μόνον λόγους το πρόβλημα εξετάζεται προσεγγιστικά με το εδαφικό προσομοίωμα Winkler. Στο Σχ.5.52a φαίνεται σε σκαρίφημα τομή του Πύργου, αφ' ενός στην αρχική του θέση (Α΄Β΄Γ΄) και αφ' ετέρου σε μία τυχαία ενδιάμεση, υπό γωνία κλίσεως ω ως προς την κατακόρυφη. Το κατακόρυφο επίπεδο με προσανατολισμό Β-Ν τέμνει την εξωτερική περιφέρεια της δακτυλιοειδούς θεμελίωσης στα σημεία Β΄Α΄, ενώ τα σημεία Β, Α είναι οι νέες θέσεις των προηγούμενων μετά την σύνθετη μετατόπιση (ενιαία καθίζηση και στροφή).

Λόγω της εκτροπής του κέντρου βάρους (από τη θέση C΄ στην θέση C) το σύνολο των βαρών $\Sigma G = W$ επιβάλλεται στην θεμελίωση υπό εκκεντρότητα $e = h_c \cdot \sin\omega$, όπου h_s η απόσταση του Κ.Β. από την στάθμη θεμελίωσης. Η έκκεντρη φόρτιση ισοδυναμεί με κεντρικό φορτίο W και ροπή (ανατροπής):

$$M = W \cdot e = W \cdot h_c \cdot \sin\omega \quad (40)$$

Ας υποθεθεί ότι τα μεγέθη W , M επιβάλλονται στη θεμελίωση ανεξαρτήτως της ανωδομής. Με την απλουστευτική παραδοχή γραμμικής κατανομής των τάσεων (συμβατή με την άκαμπτη θεμελίωση επί εδάφους Winkler), οι ακραίες τάσεις που αναπτύσσονται στα

$$\text{σημεία A και B είναι: } \sigma = \frac{W}{A} \pm \frac{M}{W_f} \quad (41),$$

όπου A το εμβαδόν της επιφάνειας εδράσεως και W_f η ροπή αντιστάσεως της δακτυλιοειδούς θεμελίωσης. Με την-επίσης απλουστευτική-παραδοχή ενιαίας τιμής δείκτη εδάφους, k_s , τόσο για τη φόρτιση όσο και για την αποφόρτιση, οι ακραίες καθιζήσεις στα A και B είναι: $\max s = \sigma_A/k_s$ και $\min s = \sigma_B/k_s$, άρα η στροφή της θεμελίωσης θα είναι:

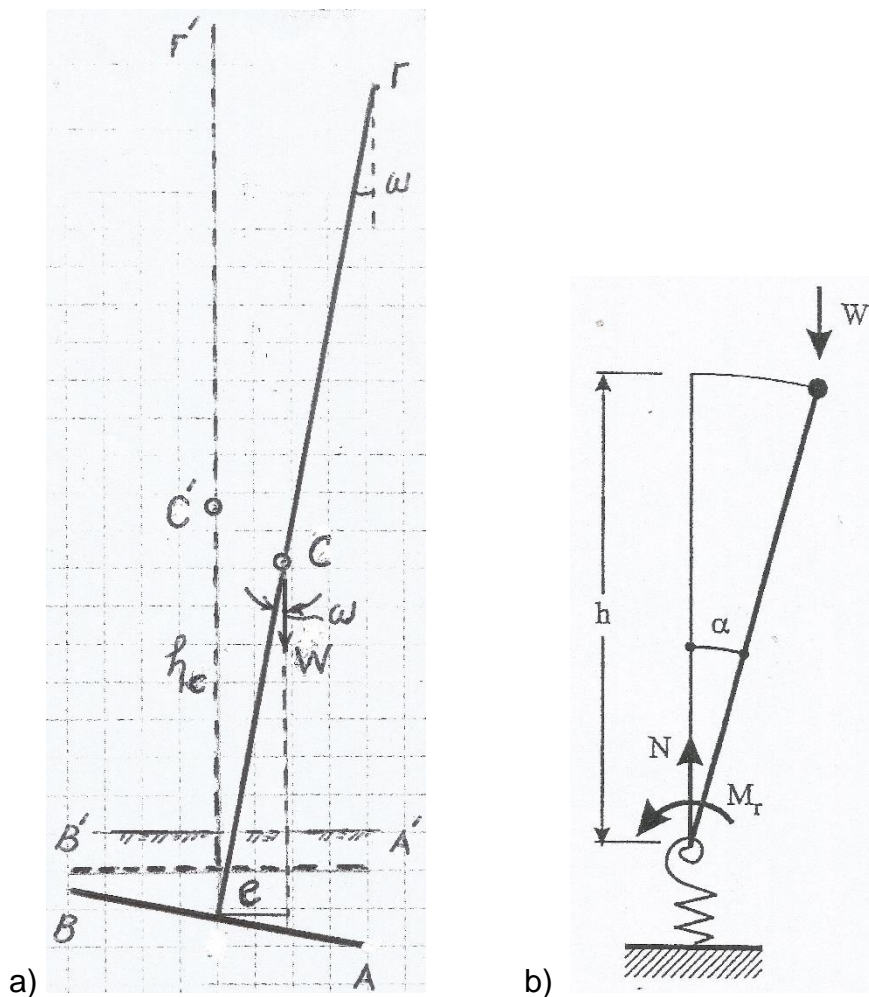
$$\sin\omega_s = \frac{\text{maxs} - \text{mins}}{(AB)} \quad (42a)$$

Με τους συμβολισμούς D και D_i για τις διαμέτρους της θεμελιώσεως (εξωτερική και εσωτερική), η (42a) γράφεται: $\sin\omega_s = \frac{(\sigma_A - \sigma_B)}{k_s \cdot D}$ (42b)

ενώ η ροπή αντιστάσεως είναι: $W_f = \frac{\pi \cdot (D^4 - D_i^4)}{32 \cdot D}$ (43)

οπότε από τις (41), (42), (43) προκύπτει: $\sin\omega_s = \frac{64 \cdot W \cdot e}{k_s \cdot \pi \cdot (D^4 - D_i^4)}$ (44a)

ενώ $\sin\omega = e/h_c$ (44b)



Σχήμα 5.52: Απλά γεωμετρικά προσομοιώματα κεκλιμένης κατασκευής: a) Σχηματική τομή του Πύργου, b) Μηχανικό ανάλογο (ανεστραμμένο εκκρεμές) κατά Burland et al (2003).

Αν λοιπόν, για οποιοδήποτε λόγο αναπτυχθεί γωνία κλίσεως ω , η δυνατότητα του εδάφους να εξισορροπήσει την ροπή ανατροπής, εκφράζεται μέσω της σχέσης (44a), η οποία δίνει την αντίστοιχη γωνία στροφής ω_s της θεμελιώσεως. Ο «συντελεστής ασφαλείας» έναντι του ενδεχόμενου αστάθειας λόγω της κλίσης θα μπορούσε να εκφραστεί για μικρές γωνίες, ως:

$$F.S. = \frac{\omega}{\omega_s} \approx \frac{\sin\omega}{\sin\omega_s} = \frac{k_s \cdot \pi \cdot (D^4 - D_i^4)}{64 \cdot W \cdot h_c} \quad (45)$$

Κατά την ευσταθή ισορροπία η τυχαία γωνία απόκλισης ω , από την κατακόρυφη (γεωμετρική απόκλιση) δεν αυξάνεται περαιτέρω, δεδομένου ότι λόγω του επαρκώς υψηλού δείκτη εδάφους k_s δεν υπάρχει τάση ανάπτυξης γωνίας απόκλισης της θεμελίωσης $\omega_s > \omega$. Αντιθέτως, για $F.S. \leq 1$, το σύστημα είναι ευαίσθητο στην παραμικρή τάση αυξήσεως της ω για οποιοδήποτε λόγο. Οι Burland et al (2003) θεωρώντας απλουστευτικώς, κυκλική (και όχι δακτυλιοειδή) θεμελίωση διαμέτρου D , βάσει του προσομοιώματος Winkler, όρισαν το συντελεστή ασφαλείας $F.S.$ ως τον λόγο της ροπής επαναφοράς M_r του μηχανικού ισοδύναμου ανεστραμμένου εκκρεμούς, προς την ροπή ανατροπής ($M_o = W \cdot h_c \cdot \sin\omega$, Σχ.5.52b) με τελική ποσοτική διατύπωση πρακτικά ταυτόσημη με τη σχέση (45). Με θεώρηση γραμμικώς ελαστικού μέσου με ελαστικές παραμέτρους E , ν και με το ίδιο μηχανικό ανάλογο, κατέληξαν στη σχέση:

$$F.S. = \frac{E}{6 \cdot (1-\nu^2)} \cdot \frac{D^3}{W \cdot h_c} \quad (46)$$

4.4.2 Αναλύσεις κεκλιμένου Πύργου υπό 3D συνθήκες

4.4.2.1 Στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης και συντελεστές ασφαλείας

Στην υποθετική περίπτωση γραμμικώς ελαστικού και ομοιογενούς μέσου (E , ν), η στατική στροφική δυσκαμψία του δακτυλιοειδούς θεμελίου γράφεται υπό την μορφή:

$$K_\omega = \frac{M_D}{\omega} = \frac{8G \cdot (R^4 - R_i^4)}{3 \cdot (1-\nu) \cdot R} = \frac{E \cdot (D^4 - D_i^4)}{6 \cdot (1-\nu^2) \cdot D} \quad (47)$$

όπου G το μέτρο διάτμησης του εδάφους, M η ροπή επί του θεμελίου (ροπή ανατροπής) και ω η γωνία στροφής. Βάσει της εξίσωσης (46) κατά Burland, ο «συντελεστής ασφαλείας» έναντι αστάθειας λόγω κλίσης, σε συνδυασμό με την εξίσωση (47) εκφράζεται ως εξής:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_D} = \frac{K_\omega \cdot \omega}{W \cdot e} = \frac{K_\omega \cdot \omega}{W \cdot h_c \cdot \sin\omega} \approx \frac{K_\omega}{W \cdot h_c} \quad (48)$$

($\omega \approx \sin\omega$) και $W \cdot h_c$ σταθερά ίση με 3488 MN·m περίπου για τα δεδομένα του έτους 1990 ($W = 144,53$ MN, $\omega = 5,469^\circ$, $e \approx 2,30$ m και $h_c = 24,1$ m περίπου). Στη συγκεκριμένη περίπτωση πολύστρωτου εδάφους που φορτίστηκε με σχετικά υψηλές πιέσεις, ώστε μεγάλες περιοχές κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης βρίσκονται σε οριακή-πλαστική ισορροπία κι επιπλέον υπάρχει χρονικώς εξελισσόμενη κλίση, η εξίσωση (48) έχει μόνο συμβολικό χαρακτήρα, δεδομένου ότι $K_\omega = K_\omega(\omega, t)$. Προφανώς, η «ισοδύναμη» στατική στροφική δυσκαμψία είναι φθίνουσα συνάρτηση, τόσο της κλίσης όσο και του χρόνου. Η αριθμητική προσέγγιση του προβλήματος υπό τριδιάστατες συνθήκες γίνεται κατά βήματα για την κατανόηση του βαθμού επιρροής κάθε υπεισερχόμενου παράγοντα επί του «συντελεστή ασφαλείας» κατά την εξίσωση (48).

4.4.2.2 Γεωτεχνικά και γεωμετρικά προσομοιώματα

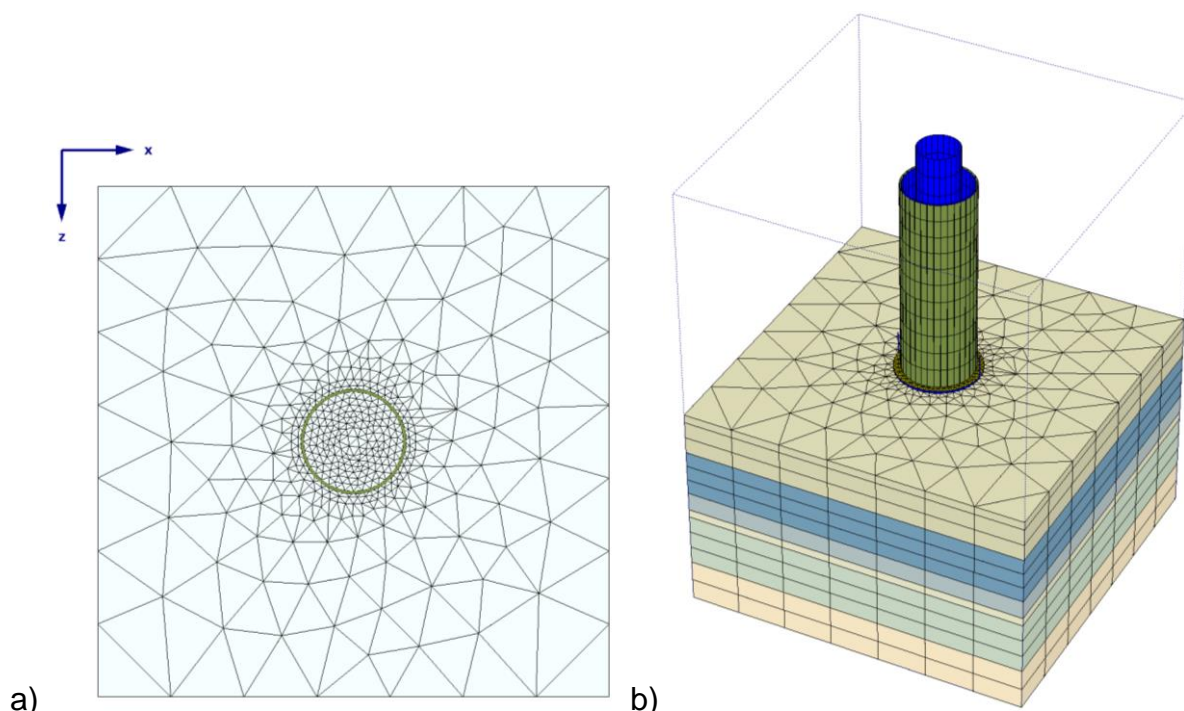
Η βασική γεωτεχνική τομή των 3D αναλύσεων περιλαμβάνει 6 εδαφικές στρώσεις, όπως περιγράφηκε σε προηγούμενες παραγράφους και όπως εφαρμόσθηκε στις αξισυμμετρικές αναλύσεις. Αναλόγως του σκοπού κάθε ανάλυσης εφαρμόσθηκαν τα αντίστοιχα εδαφικά προσομοιώματα, ως εξής:

i) Γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώσ πλαστικό κατά Mohr-Coulomb (EL-PL)

Εφαρμόσθηκε με διάφορους συνδυασμούς ισοδυνάμου μέτρου ελαστικότητας E' (υπό στραγγιζόμενες συνθήκες) και σταθερό λόγο Poisson ν' κατά στρώσεις, σύμφωνα με τον Πίνακα 2. Στα αποτελέσματα παρουσιάζονται συνδυασμοί ελαχίστων και μεγίστων τιμών (που θεωρούνται σταθερές καθ' ύψος σε κάθε μια από τις 6 στρώσεις), τα οποία δίνουν αντιστοίχως τις μέγιστες καθιζήσεις, μέσες τιμές ή ελάχιστες καθιζήσεις, σύμφωνα με το υπ' όψιν απλουστευμένο προσομοίωμα.

ii) Προσομοίωμα SSCM (Soft Soil Creep Model)

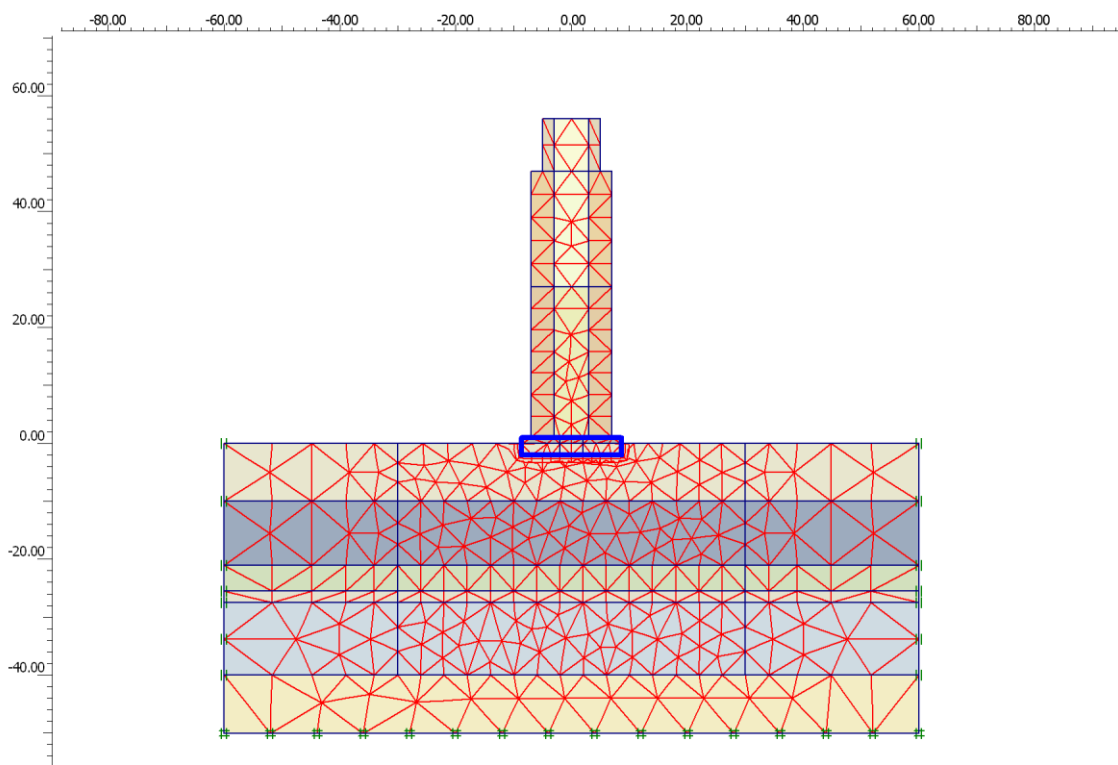
Περιλαμβάνει την επιρροή των ερπυστικών παραμορφώσεων, των οποίων η παράλειψη ούτως ή άλλως δεν είναι δυνατή στα 3D προγράμματα που χρησιμοποιήθηκαν (αντιθέτως, στο διδιάστατο πρόγραμμα υπάρχει η επιπλέον δυνατότητα επιλογής Soft Soil Model, δηλαδή χωρίς ερπυστικές παραμορφώσεις). Θεωρήθηκε «μέση» τιμή του δείκτη δευτερογενών καθιζήσεων $C_a = 0,03 \cdot C_c$, όπως και στις αξισυμμετρικές αναλύσεις. Με το υπ' όψιν προσομοίωμα εξετάσθηκε η επιρροή της ανομοιογένειας της ανώτερης στρώσης, με εισαγωγή κατ' εκτίμηση των ενστρώσεων χαλαρής αμμώδους ιλύος, με πάχος που διαφοροποιείται μεταξύ Βόρειας και Νότιας πλευράς του Πύργου και μειωμένες τιμές παραμέτρων μηχανικής συμπεριφοράς. Η βασική γεωμετρική προσομοίωση έγινε στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 3D-Foundation, στο οποίο η εισαγωγή των δεδομένων γίνεται επί οριζοντίων επιπέδων σε προεπιλεγμένες στάθμες. Η δακτυλιοειδής θεμελίωση προσομοιώθηκε επακριβώς με διαμέτρους $D = 19,58$ m (εξωτερική) και $D_i = 4,50$ m (εσωτερική), ύψος πεδίου $d = 2,50$ m και αρχική στάθμη εδράσεως $z_0 = -2$ m. Η έδρασή της κατά την επιφάνεια επαφής, όπως και η άνω επιφάνειά της, προσομοιώθηκε με «δάπεδο» (floor), του οποίου οι ελαστικές σταθερές αντιστοιχούν περίπου σε καλής ποιότητας λιθοδομή ($E = 10$ GPa, $\nu = 0,20$). Η γεωμετρική απεικόνιση της ανωδομής έγινε μέσω τριών δακτυλίων που αντιστοιχούν στις ιστορικά γνωστές φάσεις κατασκευής, δηλαδή της Α (1173–1178), Β (1272–1278) και της Γ (1360–1370). Οι τρεις δακτύλιοι αντιστοίχως προσομοιώθηκαν με τοιχώματα ιδιοτήτων λιθοδομής, ισοδυνάμου πάχους 4,0 m, 4,0 m και 2,0 m και τιμές του ισοδυνάμου μοναδιαίου βάρους που υπολογίσθηκαν έτσι ώστε σε κάθε φάση να επιβάλλεται στη θεμελίωση το ακριβές συνολικό βάρος W (σύμφωνα με τα δεδομένα του Σχ. 5.35).



Σχήμα 5.53: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων:
 α) Κάτοψη στη στάθμη θεμελίωσης, β) Προοπτικό του 3D προσομοιώματος.

Στο Σχ.5.53 φαίνεται το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων αφ' ενός σε κάτοψη (ο άξονας +x συμπίπτει με την κατεύθυνση Βορράς-Νότος) και αφ' ετέρου σε τριδιάστατη απεικόνιση. Το κατώτερο επίπεδο αντιστοιχεί σε στάθμη -50 m, δηλαδή 10 m κάτω από την επιφάνεια μεταξύ της κατώτερης αργιλικής στρώσης B₄ και του αμμώδους σχηματισμού C (που ουσιαστικά δεν επηρεάζει την ανάπτυξη των καθιζήσεων, αλλά μόνον την ταχύτερη αποτόνωση της υπερπίεσης του ύδατος).

Το πρόγραμμα 3D Foundation επιτρέπει μεν την ακριβή προσομοίωση του Πύργου, όμως για ορισμένες λεπτομέρειες παρουσιάζει περιορισμένες δυνατότητες συγκριτικά με το 3D Tunnel, το οποίο επίσης είναι κατάλληλο για εφαρμογές θεμελιώσεων υπό τριδιάστατες συνθήκες. Στο τελευταίο πρόγραμμα έγιναν παράλληλες επιβεβαιωτικές αναλύσεις, αλλά και πρόσθετες, με προσομοίωση της θεμελίωσης του Πύργου με τετραγωνικό δακτύλιο, πλευρών α εξωτερικής και α_i εσωτερικής. Οι διαστάσεις α και α_i επιλέχθηκαν με κριτήρια το ίδιο εμβαδόν επιφάνειας θεμελίωσης ($\approx 285 \text{ m}^2$), την κατά προσέγγιση ίδια στροφική δυσκαμψία με το πραγματικό δακτυλιοειδές και κυρίως την ίδια μέση καθίζηση για κεντρική φόρτιση. Βάσει των ανωτέρω περιορισμών, επιλέχθηκαν διαστάσεις α = 17,35 m και α_i = 4,0 m. Η προσομοίωση της ανωδομής έγινε σε επάλληλα, παράλληλα και κατακόρυφα επίπεδα (Σχ.5.54) βάσει των αρχών επιλογής των ισοδυνάμων μεγεθών που εφαρμόστηκαν κατά τη βασική επιλογή του Σχ.5.53.



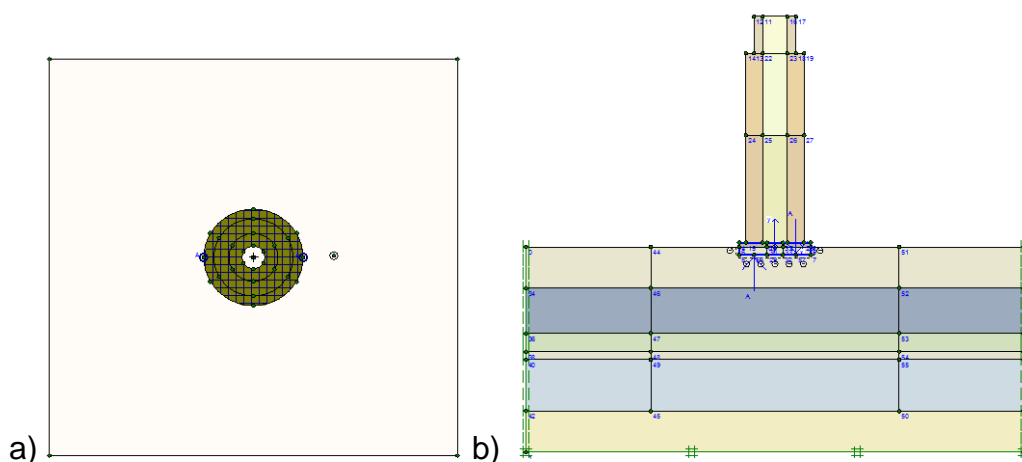
Σχήμα 5.54: Ισοδύναμη θεμελίωση με τετραγωνικό δακτύλιο: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων επί κατακορύφου επιπέδου κατά τον άξονα Β-Ν.

4.4.2.3 Αστάθεια λόγω κλίσεως

Οι βασικές επιλύσεις πραγματοποιήθηκαν βάσει του κατ' αρχήν ακριβέστερου τριδιάστατου προσομοιώματος του Σχ.5.53 για έδαφος εξομοιούμενο ως ελαστοπλαστικό (EL-PL) κατά Mohr-Coulomb. Αρχικά, εξετάσθηκε η επιρροή ροπής M (κατά τον άξονα Βορράς – Νότος) συγχρόνως με το συνολικό φορτίο $W = 144,53$ MN. Η ροπή M εξομοιώθηκε με ζεύγος δυνάμεων $\pm \Delta P$ που εφαρμόζεται στην βάση της θεμελίωσης με μοχλοβραχίονα ℓ , ώστε $\Delta P \cdot \ell = M$. Στο γεωμετρικό προσομοίωμα με την πραγματική δακτυλιοειδή επιφάνεια (Σχ. 5.55a), θεωρήθηκε ότι τα φορτία εφαρμόζονται στα άκρα της διαμέτρου κατά την κατεύθυνση Β-Ν (όπου και η μέγιστη κλίση), οπότε $\ell = D = 19,58$ m. Στο απλουστευμένο ισοδύναμο προσομοίωμα (Σχ.5.55b) λήφθηκε $\ell = 10$ m. Βάσει κυρίως του ισοδύναμου συστήματος της πραγματικής θεμελίωσης, υπολογίσθηκαν οι αντίστοιχες τιμές της αναπτυσσόμενης γωνίας κλίσης ω_s της θεμελίωσης. Τα αποτελέσματα αυτά θα ήταν χρήσιμα για μία απεικόνιση της μεταβολής της στροφικής δυσκαμψίας K_ω συναρτήσει της εκκεντρότητας $e = \frac{M}{W}$. Εντούτοις, παρουσιάζονται κυρίως τα αποτελέσματα από την επιβολή ροπών ανατροπής επί της θεμελίωσης σε γεωμετρικό προσομοίωμα που περιλαμβάνει και την ανωδομή για μεγαλύτερη ακρίβεια. Η εκάστοτε επιβαλλόμενη ροπή ανατροπής προκαλεί εκκεντρότητα της φορτίσεως ($e = \frac{M}{W}$) και στροφή ($\omega_s \approx \sin \omega_s$). Αυτή η στροφή ($\sin \omega_s$) υπολογιζόμενη ανεξαρτήτως της ανωδομής δεν συμπίπτει κατ' ανάγκη με

τη στροφή $\sin\omega$, η οποία θα αποτελούσε το αίτιο της εκκεντρής φορτίσεως λόγω της εκτροπής του κέντρου βάρους της πραγματικής συνολικής κατασκευής, όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη υποπαράγραφο. Η γεωμετρική συνάρτηση των μεγεθών ω και e είναι γραμμική κατά τη σχέση $\omega \approx \sin\omega = \frac{e}{h_c}$, όπως φαίνεται στο Σχ.5.56. Από το ίδιο Σχ.(5.56)

φαίνεται ότι για τον συνδυασμό των μεγίστων τιμών E_i δεν ανακύπτει περίπτωση αστάθειας λόγω κλίσης (διότι $\omega_s < \omega$, γενικά), ενώ αντιθέτως για τις ελάχιστες τιμές ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας (που φαίνονται ρεαλιστικότερες από τις προηγούμενες), αστάθεια θα προέκυπτε για εκκεντρότητες $e \geq 1,50$ m, δηλαδή για πραγματική γωνία απόκλισης του Πύργου, $\omega \geq 3,5^\circ$ περίπου.



Σχήμα 5.55: Στατικώς ισοδύναμο σύστημα για επιβολή ροπής ανατροπής M .

Για τις μέσες παραμέτρους E_i κατά τον Πίνακα 2, οι αναλύσεις για το ακριβές γεωμετρικό προσομοίωμα του Πύργου έδωσαν αντίστοιχα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο Σχ.5.57b. Είναι προφανές ότι για εκκεντρότητες μεγαλύτερες της σημερινής (πρακτικά ίσης με αυτήν του 1990, δηλαδή $e = 2,30$ m), ο Πύργος (αν πράγματι ίσχυε το διάγραμμα του Σχ.5.57b, βασισμένο στην παραδοχή εδάφους EL-PL κατά Mohr - Coulomb) βρισκόταν σε οριακή κατάσταση ευσταθείας, δεδομένου ότι $\omega \approx \omega_s$. Παρ' όλ' αυτά, θα πρέπει να συνεκτιμηθούν τρεις ακόμη παράγοντες, προκειμένου να αξιολογηθεί η ακρίβεια των ανωτέρω εκτιμήσεων:

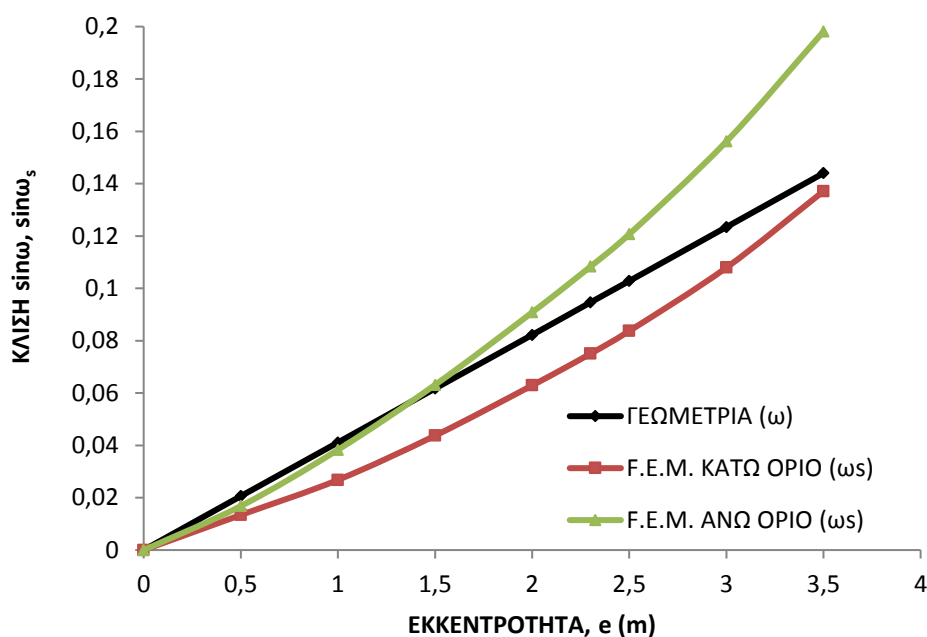
i) Η μέση καθίζηση του Πύργου: Βάσει των μετρήσεων, η μεν διαφορά των καθιζήσεων στα άκρα της θεμελίωσης (κατά την κατεύθυνση Βορράς-Νότος) είναι $\Delta s = 1,90$ m, δηλαδή περίπου ίση με αυτήν που υπολογίσθηκε με τον ανωτέρω απλουστευτικό εδαφικό προσομοίωμα του Σχ.5.57, αλλά η πραγματική μέση καθίζηση, $s_m = 2,95$ m, είναι σημαντικά υψηλότερη από τις υπολογιστικές τιμές. Συγκεκριμένα, κατά τις αναλύσεις του Σχ.5.56 (φόρτιση μόνο της θεμελίωσης) κυμαίνεται μεταξύ των ορίων 1,66 m έως 2,27 m, ενώ βάσει των μέσων τιμών μέτρου ελαστικότητας του Σχ.5.57 (συνολική συμπεριφορά του Πύργου), $s_m = 2,19$ m.

ii) Η διαφορετική απόκριση κάθε εδαφικού στοιχείου κατά τη φόρτιση και την αποφόρτιση: Λόγω αυτού του παράγοντα συνολικά θα αναμενόταν κλίση διαφορετική (και μάλλον μικρότερη) για συγκεκριμένο μέγεθος εκκεντρότητας. Από αυτή την πλευρά, επιβάλλεται η

περαιτέρω διερεύνηση, λαμβανομένης υπ' όψιν της διαφοροποίησης της συμπεριφοράς στον κλάδο φόρτισης και αποφόρτισης.

iii) Η επιρροή των δευτερογενών καθιζήσεων λόγω της παρόδου μεγάλου χρονικού διαστήματος από την ολοκλήρωση της κατασκευής του Πύργου (περίπου 650 χρόνια). Η συνεκτίμηση αυτού του παράγοντα θα ήταν δυνατή στο προσομοίωμα EL-PL κατά Mohr-Coulomb με ισοδύναμη-τεχνητή απομείωση των ελαστικών παραμέτρων, ιδίως δε, των αργιλικών στρώσεων του σχηματισμού B με διαπιστωμένη και μετρηθείσα τιμή ανάπτυξης ερπυστικών παραμορφώσεων.

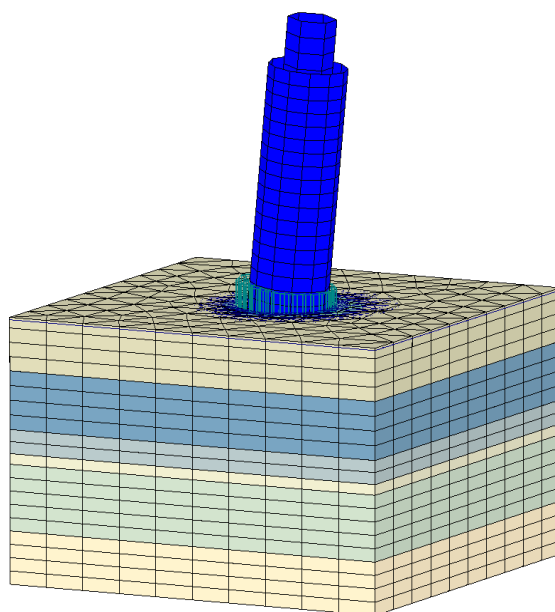
Η περαιτέρω διερεύνηση της αστάθειας λόγω κλίσης γίνεται με βάση το προσομοίωμα SSCM που παρέχει τη δυνατότητα να ληφθούν υπ' όψιν οι ανωτέρω παράγοντες που προφανώς επηρεάζουν τα αποτελέσματα των αναλύσεων.



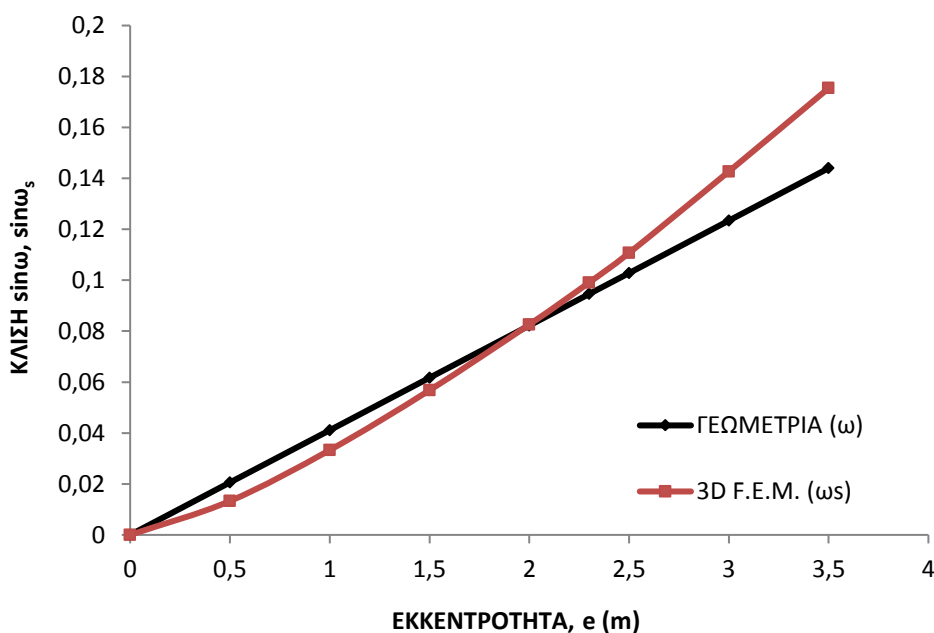
Σχήμα 5.56: Ανάπτυξη της κλίσης $\sin \omega_s$ ως συνάρτηση της εκκεντρότητας φόρτισης μόνο επί της θεμελίωσης: Προσομοίωμα EL-PL, ακραίες τιμές E.

Η εξέλιξη των ακραίων καθιζήσεων (\max_s και \min_s) συναρτήσει του χρόνου μετά την επιβολή συγκεκριμένης ροπής ανατροπής επί της θεμελίωσης, προφανώς είναι πολύ σύνθετο πρόβλημα και δύσκολα προσεγγίσιμο. Η άμεση επιβολή προσθέτων ολικών τάσεων στα άκρα της θεμελίωσης συνεπάγεται μία μικρή πρόσθετη στροφή και ανάπτυξη υπερπιέσεως του ύδατος των πόρων. Η αποτόνωση των υπερπιέσεων έχει ως αποτέλεσμα τη μεταβολή των ενεργών τάσεων (θετική ή αρνητική), με αποτέλεσμα αύξηση της μέγιστης καθιζήσεως (Νότια πλευρά) και μείωση της ελάχιστης καθιζήσεως (Βόρεια πλευρά). Για το ίδιο μέγεθος μεταβολής ενεργών τάσεων κατ' απόλυτη τιμή, αναμένεται η αύξηση της μέγιστης καθιζήσεως να είναι μεγαλύτερη από τη μείωση της ελάχιστης, λόγω της σημαντικά διαφορετικής τιμής των μεγεθών C_c και C_R και αντιστοίχως των λ , κ (Cam Clay) ή των τροποποιημένων δεικτών συμπιεστότητας λ^* , κ^* που εισάγονται στο Πρόγραμμα 3D Foundation, ως απαραίτητα μεγέθη κατά την επιλογή του εδαφικού προσομοιώματος SSCM. Ως αποτέλεσμα των ανωτέρω, αναμένεται η μεταβολή κλίσης του Πύργου, υπολογιζόμενη βάσει του SSCM, να είναι μικρότερη της αντίστοιχης μεταβολής βάσει της

υπόθεσης γραμμικώς ελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους (EL- PL), παράλληλα όμως, αναμένεται επίσης αύξηση της μέσης καθίζησης s_m .



a)

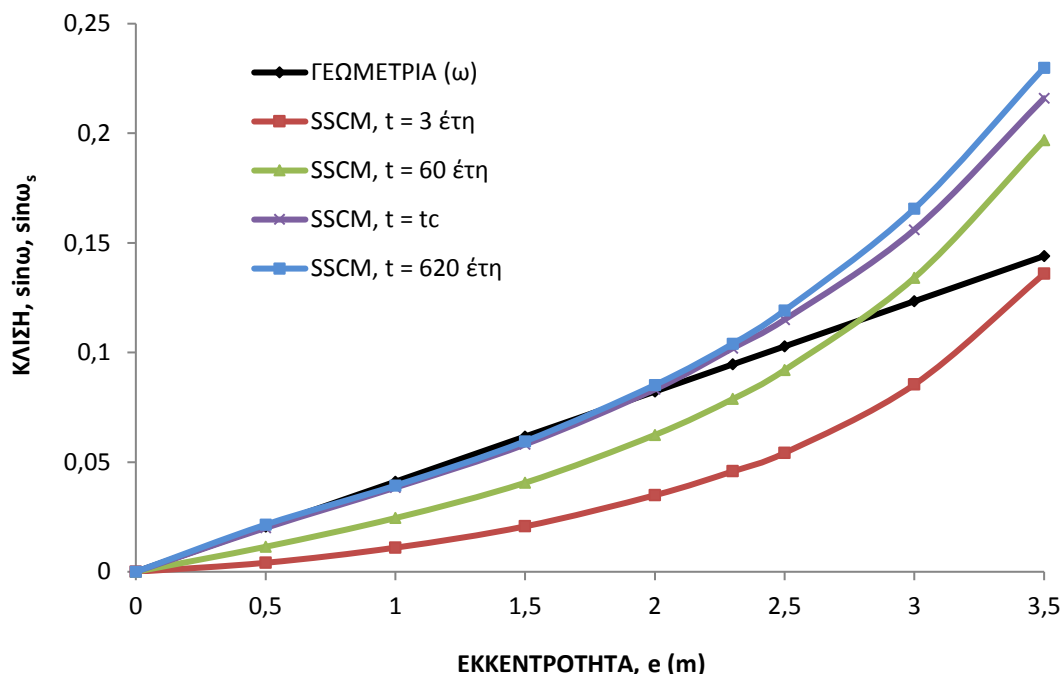


b)

Σχήμα 5.57: Επιρροή 3D για έκκεντρες φορτίσεις του Πύργου: a) Εικόνα στροφής του Πύργου για $e = 2,30$ m (έτος 1990), b) Διάγραμμα κλίσεων-εκκεντρότητας: Προσομοίωμα EL-PL, μέσες τιμές E.

Η μεταβολή της κλίσης έχει ως συνέπεια την περαιτέρω εκτροπή του κέντρου βάρους του Πύργου, αύξηση της εκκεντρότητας e , μεταβολή των ακραίων τάσεων, κ.ο.κ. Παράλληλα με κάθε στοιχειώδη έστω μεταβολή των ανωτέρω μεγεθών, πραγματοποιείται η αποτόνωση της υπερπίεσης του ύδατος των πόρων και η ανάπτυξη των δευτερογενών ερπυστικών παραμορφώσεων, οι οποίες εκτιμάται ότι δεν είναι καθόλου αμελητέες.

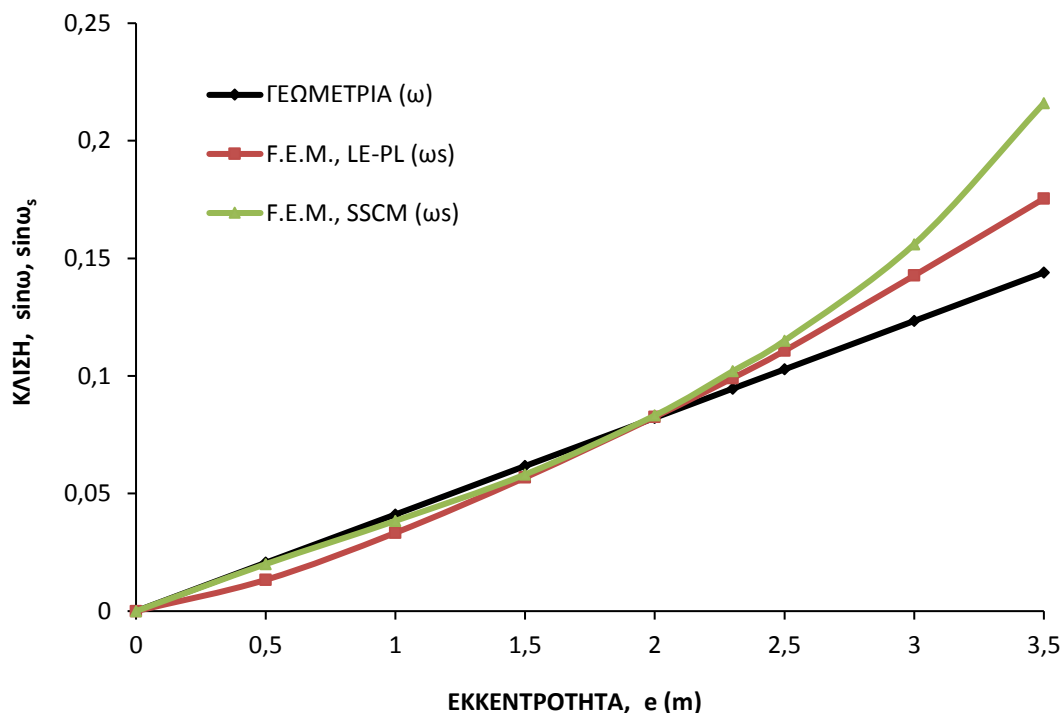
Αρχικά, διερευνήθηκε βάσει του προσομοιώματος SSCM, η επιρροή του χρόνου επί της αναπτυσσόμενης κλίσης ($\sin\omega_s$) για δεδομένη ροπή ανατροπής $M = W \cdot e$, με την προσεγγιστική υπόθεση ότι κατά τον θεωρούμενο χρόνο οι πρόσθετες καθιζήσεις και η χρονικά μεταβαλλόμενη κλίση οφείλονται αποκλειστικά στην ροπή M .



Σχήμα 5.58: Επιρροή του χρόνου t επί των διαγραμμάτων εκκεντρότητας-κλίσης: Προσομοίωμα SSCM.

Ο μικρότερος χρόνος των διαγραμμάτων του Σχ. 5.58 ($t = 3$ έτη), ουσιαστικά επιτρέπει την εκδήλωση των αμέσων καθιζήσεων και μόνο μικρού μέρους των καθιζήσεων που προέρχονται από στερεοποίηση. Ο ενδιάμεσος χρόνος ($t = 60$ έτη) είναι επαρκής για την ανάπτυξη του μεγαλύτερου μέρους των καθιζήσεων στερεοποίησης, ενώ στο μέγιστο χρόνο ($t = 625$ έτη) θα έχουν αναπτυχθεί σημαντικές δευτερογενείς-ερπυστικές παραμορφώσεις. Το Σχ. 5.58 ποιοτικά μάλλον και όχι ποσοτικά προσεγγίζει το πρόβλημα της επιρροής του θεωρούμενου εκάστοτε χρόνου, πολύ δε περισσότερο λόγω της εμπλοκής συνθετότερων παραμέτρων (συνεχής εξέλιξη της κλίσης και συνεχής εκτροπή του κέντρου βάρους), αλλά και λόγω της σχετικής αβεβαιότητας για ορισμένα θέματα γεωτεχνικού χαρακτήρα, όπως:

- Οι επί τόπου συντελεστές διαπερατότητας (ή συντελεστές στερεοποίησης) των 6 εδαφικών στρώσεων που έχουν συμπεριληφθεί στο 3D προσομοίωμα, καθώς και οι μεταβολές τους λόγω των σημαντικών εδαφικών παραμορφώσεων.
- Η ανάπτυξη τόσο των θετικών υπερπίεσεων του ύδατος των πόρων (Δu) λόγω της αύξησης των ολικών τάσεων, όσο κυρίως των αρνητικών λόγω της αντίστοιχης μείωσης.



Σχήμα 5.59: Συγκριτικά διαγράμματα εκκεντρότητας-κλίσης βάσει εδαφικών προσομοιωμάτων EL-PL και SSCM.

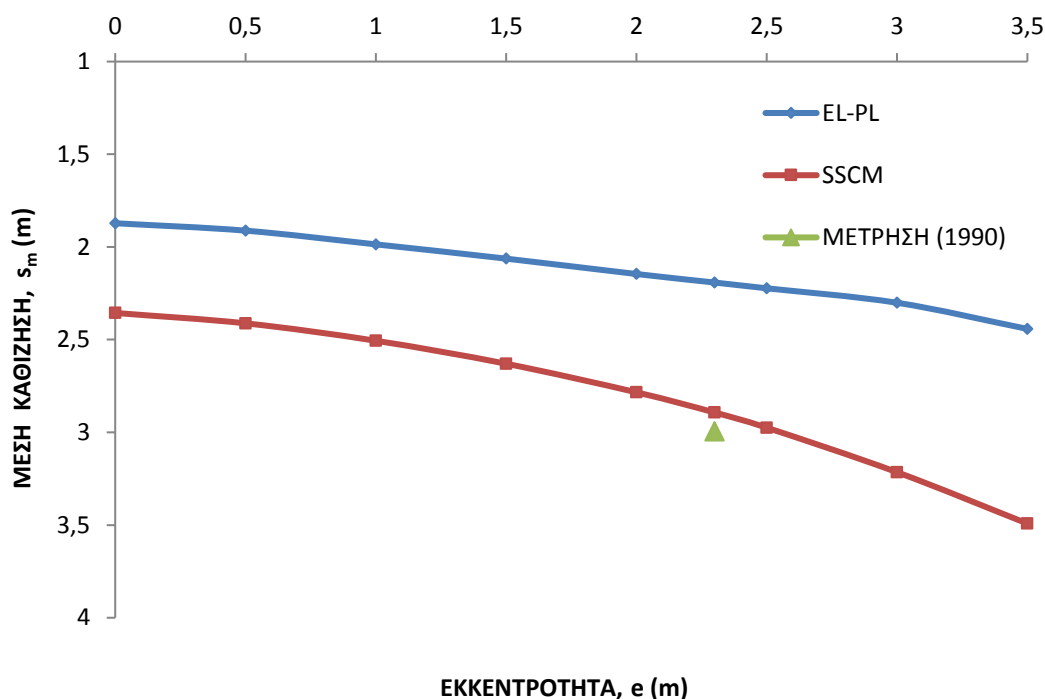
Στο Σχ. 5.59 δίδονται τα συγκριτικά διαγράμματα μεταβολής της κλίσης $\sin \omega_s$ συναρτήσει της εκκεντρότητας e για τα δύο βασικά προσομοιώματα μαζί με τη βασική ευθεία γραμμή $e-\sin \omega$ που προκύπτει από τη γεωμετρική σύνδεση των υπ' όψιν μεγεθών. Όπως φαίνεται από το σχήμα, για εκκεντρότητες $e \leq 2,30$ m (δηλαδή όταν δεν υπερβαίνουν την εκκεντρότητα αναφοράς πριν τις επεμβάσεις), δεν υπάρχουν σημαντικές διαφορές μεταξύ των αποτελεσμάτων των δύο προσομοιωμάτων EL-PL και SSCM. Αντιθέτως, φαίνεται ότι η αύξηση του μεγέθους $\sin \omega_s$ είναι σημαντικά μεγαλύτερη για το προσομοίωμα SSCM σε περιοχή εκκεντροτήτων $e > 2,30$ m.

Παρά την πρακτική σύμπτωση των προβλέψεων των δύο βασικών προσομοιωμάτων για την κλίση $\sin \omega_s$ που θα αντιστοιχούσε στην ροπή $M = W \cdot e$, υπολογιζόμενη για $e \leq 2,30$ m, απαραίτητη κρίνεται η σύγκριση των υπολογιζόμενων τιμών και της μέσης καθίζησης s_m συναρτήσει της εκκεντρότητας. Από το σχετικό Σχ.5.60 φαίνονται τα εξής:

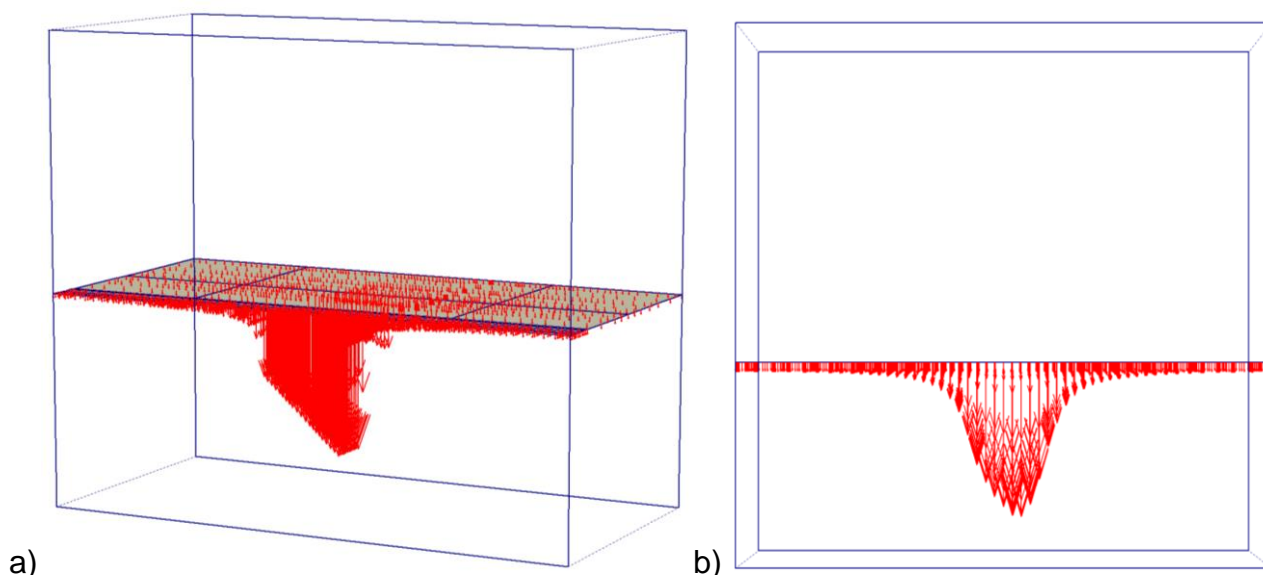
i) Τα αποτελέσματα των αναλύσεων και στα δύο προσομοιώματα προβλέπουν αύξηση της μέσης καθίζησης συναρτήσει της εκκεντρότητας. Εντούτοις, στο ελαστοπλαστικό προσομοίωμα, η αύξηση αυτή φαίνεται να οφείλεται αποκλειστικά στην επέκταση των πλαστικών ζωνών για αυξανόμενη εκκεντρότητα e (δεδομένου ότι οι συντελεστές ασφαλείας έναντι θραύσεως είναι αρκετά χαμηλοί), ενώ στο προσομοίωμα SSCM, η αύξηση οφείλεται και στη μη γραμμικώς ελαστική συμπεριφορά των αργιλικών στρώσεων, όπως εξηγήθηκε προηγουμένως.

ii) Ο ρυθμός αύξησης της μέσης καθίζησης συναρτήσει της εκκεντρότητας είναι μεγαλύτερος βάσει του προσομοιώματος SSCM.

iii) Η προσέγγιση της ανάστροφης αναλύσεως για τη μέση καθίζηση βάσει του SSCM για την εκκεντρότητα αναφοράς $e = 2,30$ m είναι πολύ καλή ($s_m = 2,89$ m αντί της μετρηθείσας τιμής $s_m = 2,95$ m).



Σχήμα 5.60: Μέση καθίζηση ως συνάρτηση της εκκεντρότητας.



Σχήμα 5.61: Κατανομή καθιζήσεων (προσομοίωμα SSCM, $e = 2,30$ m): a) Στην στάθμη θεμελίωσης, $maxs = 3,89$ m, b) Στην άνω επιφάνεια της στρώσης B_1 , $maxs = 2,47$ m.

Σημειώνεται ότι με το υπ' όψιν προσομοίωμα SSCM, για την ροπή ανατροπής που αντιστοιχεί σε εκκεντρότητα $e = 2,30$ m, προσεγγίζεται όχι μόνον η κλίση της θεμελίωσης (η προσέγγιση αυτή οφείλεται στην αστάθεια λόγω κλίσης), αλλά και οι καθιζήσεις των άκρων. Οι μετρήσεις έδειξαν ότι $maxs = 3,90$ m και $mins = 2,01$ m (στην στάθμη θεμελίωσης). Από την ανάλυση προέκυψε $maxs = 3,89$ m και $mins = 1,87$ m, κατά το Σχ.5.61a. Οι καθιζήσεις

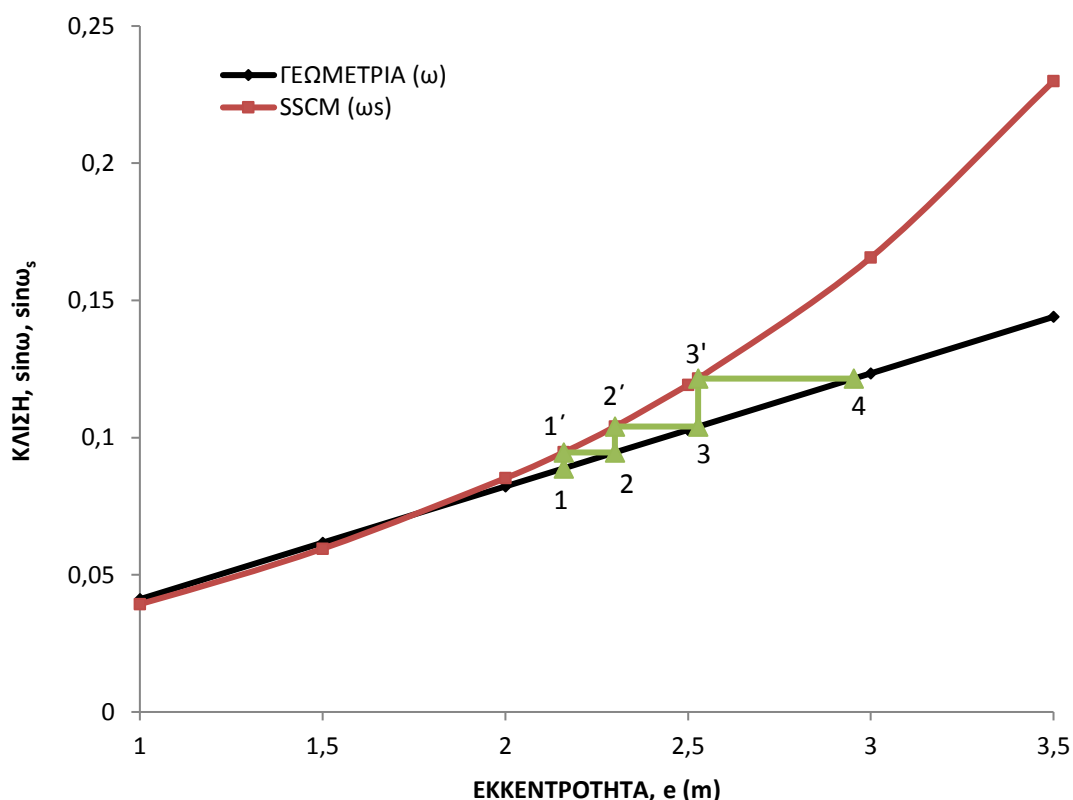
στην άνω επιφάνεια της βασικής αργιλικής στρώσης B₁ (βάθος z= -10 m) είναι σχεδόν ομοιόμορφα κατανεμημένες (επί οριζοντίου επιπέδου), σύμφωνα και με το Σχ.5.61b. Η υπολογιστική μέγιστη καθίζηση σε αυτήν την στάθμη προέκυψε $max_s = 2,47$ m, ενώ οι μετρήσεις δίνουν 2,62 m.

4.4.2.4 Μερικά συμπεράσματα για την αστάθεια λόγω κλίσης του Πύργου

Γενικά, από τις αναλύσεις της υποπαραγράφου 4.4.2.3 (Αστάθεια λόγω κλίσης) συμπεραίνονται τα εξής:

α) Τα αποτελέσματα των αναλύσεων (συσχέτιση $e - \sin\omega_s$) βάσει των δύο βασικών προσομοιωμάτων, για $e \leq 2,30$ m, πρακτικά συμπίπτουν, εντούτοις το προσομοίωμα SSCM προσεγγίζει με πολύ ικανοποιητική ακρίβεια την μέση καθίζηση, όπως μετρήθηκε (για $e = 2,30$ m), σε αντίθεση με το ελαστοπλαστικό, όπου η απόκλιση ήταν αρκετά σημαντική. Επομένως, το SSCM φαίνεται και από αυτήν την πλευρά ως καταλληλότερο για τις αναλύσεις που ακολουθούν στην επόμενη παράγραφο.

β) Τόσο το σχετικά απλούστερο ελαστοπλαστικό προσομοίωμα EL-PL, όσο και το SSCM συγκλίνουν στο συμπέρασμα ότι ο «συντελεστής ασφαλείας» έναντι αστάθειας λόγω κλίσης εξαρτάται από την εκάστοτε αναπτυσσόμενη εκκεντρότητα e , οπωσδήποτε όμως είναι απολύτως οριακός (περίπου $SF \approx 1$ ή $\sin\omega_s \approx \sin\omega$) για περιοχή εκκεντροτήτων $e \geq 2,0$ m.



Σχήμα 5.62: Αστάθεια λόγω κλίσης: Εξέλιξη της απόκλισης του Πύργου.

Με πολύ απλουστευμένο προσομοίωμα (γραμμικώς ελαστική ενιαία εδαφική στρώση), οι Burland et al (2003) είχαν συμπεράνει ότι υπολογιστικά μεν το 1990 ήταν $SF = 1,12$, πρακτικά δε, ο Πύργος από αυτή την άποψη ήταν οριακά ασταθής, διατυπώνοντας επίσης

την ποιοτική διαπίστωση ότι η μη γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων θα μπορούσε να είναι ένας επιπλέον δυσμενής παράγοντας.

Από την σχέση (48), σύμφωνα με το προσομοίωμα συνεχούς, γραμμικώς ελαστικού μέσου ή ακόμα και από την καθοδηγητικού χαρακτήρα σχέση (45) για το ελατηριωτό, μονοπαραμετρικό προσομοίωμα Winkler, ο συντελεστής ασφαλείας δεν εξαρτάται από την εκκεντρότητα e , επισημάνθηκε όμως η έμμεση επιρροή της e επί της τιμής της ισοδύναμης στροφικής δυσκαμψίας της θεμελίωσης. Η φυσική σημασία τιμών $SF \leq 1$ μπορεί να γίνει κατανοητή με το Σχ.5.62.

Για τυχαία φάση, όπου η εκκεντρότητα της συνισταμένης e_1 είναι ελαφρώς έστω, μεγαλύτερη από μια κρίσιμη τιμή ($e_1 > e_{cr}$), η αντίστοιχη κλίση, σύμφωνα με τη γεωμετρική συσχέτιση των μεγεθών θα ήταν $\sin\omega_1$ (σημείο 1). Για την υπ' όψιν ροπή ανατροπής όμως, η στροφή της θεμελίωσης (και η αντίστοιχη κλίση του Πύργου) θα ήταν μεγαλύτερη και συγκεκριμένα $\sin\omega_{s,1} > \sin\omega_1$ (σημείο 1'), επομένως η φυσική-γεωμετρική κλίση ω_1 θα αυξηθεί, ακολουθώντας υποθετικά τη διαδρομή 1'-2, ενώ πραγματικά την 1-2. Στη νέα θέση 2 η φυσική-γεωμετρική κλίση θα έχει γίνει $\omega_2 = \omega_{s1}$ (σημείο 2), η εκκεντρότητα θα έχει αυξηθεί ($e_2 > e_1$), στην αντίστοιχη δε ροπή ανατροπής, αντιστοιχεί η αυξημένη γωνία κλίσης της θεμελίωσης $\omega_{s,2}$ (σημείο 2'), κ.ο.κ. Οι διαδρομές 1-1', 2-2' κ.λ.π. έχουν υποθετικό χαρακτήρα, ενώ στην πραγματικότητα η διαδρομή κατά τη διαδικασία επαύξησης της εκκεντρότητας και της κλίσης είναι η 1-2-3-4 κ.ο.κ., δηλαδή αυτή που ακολουθεί τη γεωμετρική συσχέτιση των μεγεθών κατά μήκος της αντίστοιχης ευθείας.

Στην προηγούμενη §4.4.2.3 επισημάνθηκε το πόσο δύσκολα προσεγγίσιμο είναι το όλο πρόβλημα, είναι όμως σαφές ότι λόγω της βραδείας στερεοποίησης για την αποτόνωση των προσθέτων υπερπίεσεων που αναπτύσσονται λόγω της συγκέντρωσης τάσεων, η χρονική εξέλιξη της ανωτέρω διαδρομής $e - \sin\omega$ είναι επίσης βραδεία.

γ) Από την μορφή των διαγραμμάτων εκκεντρότητας e -κλίσης ω_s , επιβεβαιώνεται ότι η στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης είναι φθίνουσα συνάρτηση κυρίως της εκάστοτε γωνίας απόκλισης ω (δηλαδή ουσιαστικώς της ροπής ανατροπής), αλλά και του θεωρητικού χρόνου παραμονής της αντίστοιχης δευτερογενούς φόρτισης W , e . Το θέμα αυτό εξετάζεται στην ανεξάρτητη παράγραφο 4.6.

4.5. Ανάλυση των πιθανών αιτιών της αρχικής κλίσης

4.5.1 Γενικά

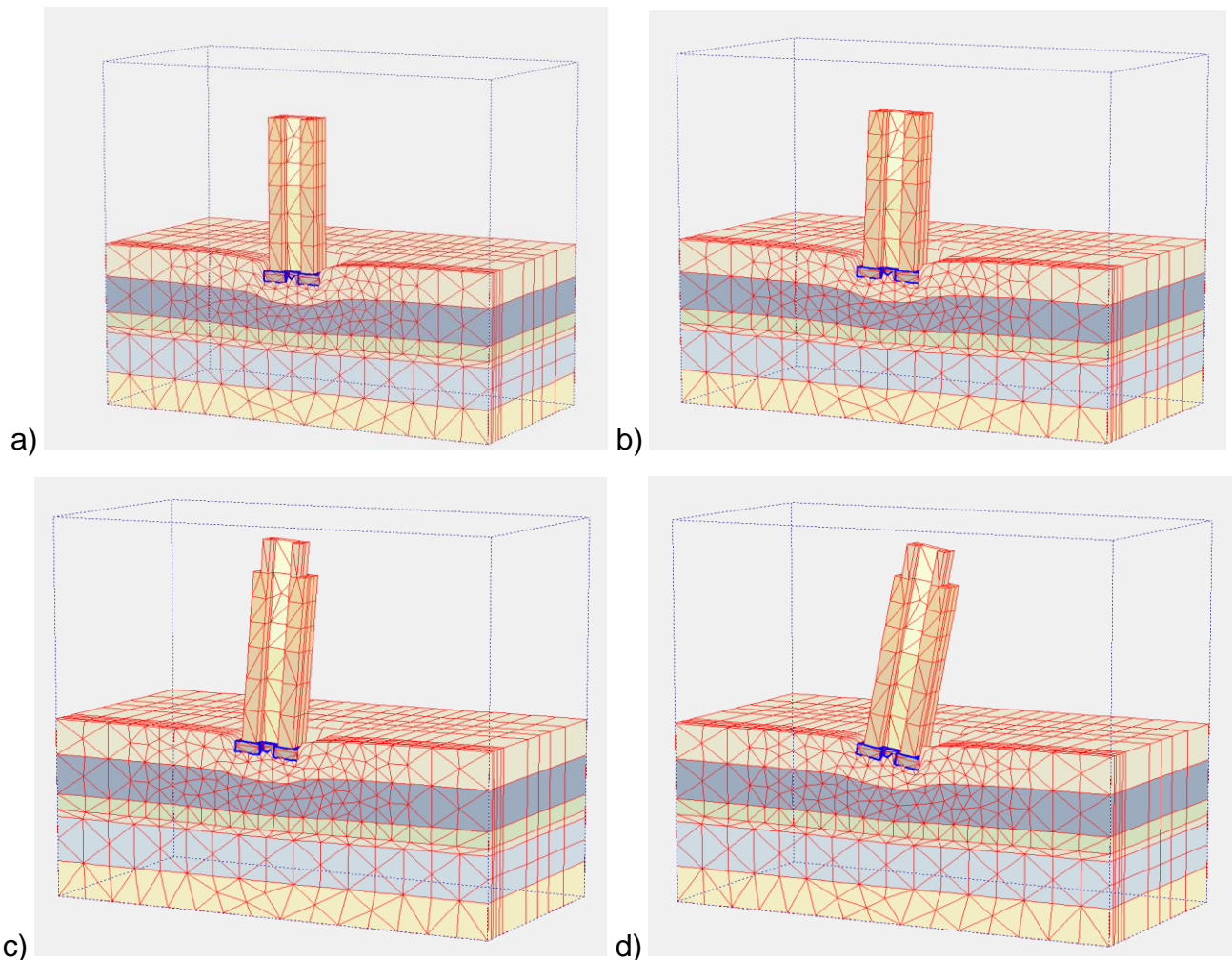
Στην προηγούμενη παράγραφο παρουσιάσθηκαν αναλύσεις με τα προσομοιώματα EL- PL και SSCM, με χρήση γεωτεχνικών παραμέτρων που φαίνεται ότι είναι εύλογες, δεδομένης της πολύ καλής προσέγγισης των μετρημένων μεγεθών, δηλαδή της στροφής και της μέσης καθίζησης. Το θεμελιώδες αίτιο της μεγάλης στροφής του Πύργου, σύμφωνα με τις αναλύσεις φαίνεται ότι είναι η αστάθεια λόγω κλίσης που εξετάσθηκε με την λογική της σύγκρισης του αναμενόμενου αποτελέσματος λόγω τυχαίας ροπής ανατροπής (δηλαδή της στροφής της θεμελίωσης ω_s) με τη γωνία ω που αντιστοιχεί στην ίδια ροπή ανατροπής, λόγω της εκτροπής του κέντρου βάρους και την αντίστοιχη εκκεντρότητα της φορτίσεως. Οι αναλύσεις δεν περιέλαβαν τις δευτερογενείς κλίσεις, λόγω περαιτέρω εκτροπής του κέντρου

βάρους για κλίσεις $\omega_s > \omega$, δεδομένου ότι η βασική επιλογή των προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων (F.E.) που χρησιμοποιήθηκαν, επιτρέπει τη συνεκτίμηση βαρών, ροπών ανατροπής, κλπ από την αρχική θέση. Τούτο ισοδυναμεί με την παραδοχή ότι η παραμόρφωση των πεπερασμένων στοιχείων και οι μετατοπίσεις είναι σχετικά μικρές. Η συνεκτίμηση των δευτερογενών κλίσεων και εκκεντροτήτων (όπως π.χ. αυτή που περιγράφεται στο Σχ.5.62) μπορεί να ληφθεί υπ' όψιν με την επιλογή συνεχούς προσαρμογής του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων από την αρχική φάση των επιλύσεων (advanced-updated mesh). Λόγω των συνθηκών αστάθειας κλίσης του Πύργου, ακόμη και σχετικά μικρές αρχικές γωνίες κλίσης, ω (της τάξης της κλίσης $\omega_0 > 1,5^\circ$) οδηγούν σε αστάθεια μετά από σημαντική επαύξηση της γωνίας ω_s . Ενδεικτικά, στο Σχ.5.63 παρουσιάζεται εικόνα της εξελισσόμενης απόκλισης για $\omega_0 = 1,5^\circ$, μέχρι τη φάση διακοπής της επίλυσης. Η περαιτέρω διερεύνηση του συγκεκριμένου θέματος, πρακτικά δεν έχει ιδιαίτερη σημασία, δεδομένου ότι διαπιστώθηκε υπολογιστικά (τουλάχιστον με τις γεωτεχνικές παραμέτρους που εφαρμόστηκαν) ότι ανέκυψε πρόβλημα αστάθειας λόγω κλίσης, ενδεχομένως από την ιστορική φάση κατασκευής του Πύργου, κατά την οποία οι εκκεντρότητες e ήταν σχετικά μικρές. Ωστόσο, εξετάζονται ορισμένα πιθανά αίτια που οδήγησαν στις αρχικές-μικρές κλίσεις είτε ενδεχομένως επιδείνωσαν την στροφή, όπως η ανομοιογένεια του υπεδάφους, σε συνδυασμό με την επιρροή του ερπυσμού, καθώς και οι διακυμάνσεις της στάθμης των υπογείων υδάτων.

4.5.2 Η ανομοιογένεια του υπεδάφους

α) Εκτίμηση της χρονικής εξέλιξης της στροφής

Οι αναλύσεις που περιλαμβάνουν την ανομοιογένεια ως παράγοντα ανάπτυξης μιας αρχικής στροφής και εκκεντρότητας που εξελίχθηκε λόγω της αστάθειας κλίσης έγιναν αποκλειστικά με το προσεγγιστικό προσομοίωμα ισοδυνάμου δακτυλιοειδούς θεμελίου, δεδομένου ότι το βασικό πρόγραμμα 3D Foundation δεν έχει την αντίστοιχη δυνατότητα προσομοίωσης θυλάκων (ζωνών ανομοιογένειας) αυξημένης συμπίεστότητας. Η επιλογή της γεωμετρικής προσομοίωσης έγινε με τυχαίο, αλλά εύλογο τρόπο, λαμβανομένων υπ' όψιν των διαφοροποιήσεων στον ανώτερο σχηματισμό A, όπου για παράδειγμα επισημάνθηκαν ζώνες αμμώδους ιλύος (ML) στη νότια πλευρά, πάχους 2 – 4 m, σε αντίθεση με ζώνες άμμου-ιλυώδους άμμου (SP-SM) που φαίνεται να είναι οι επικρατέστερες στη βόρεια.



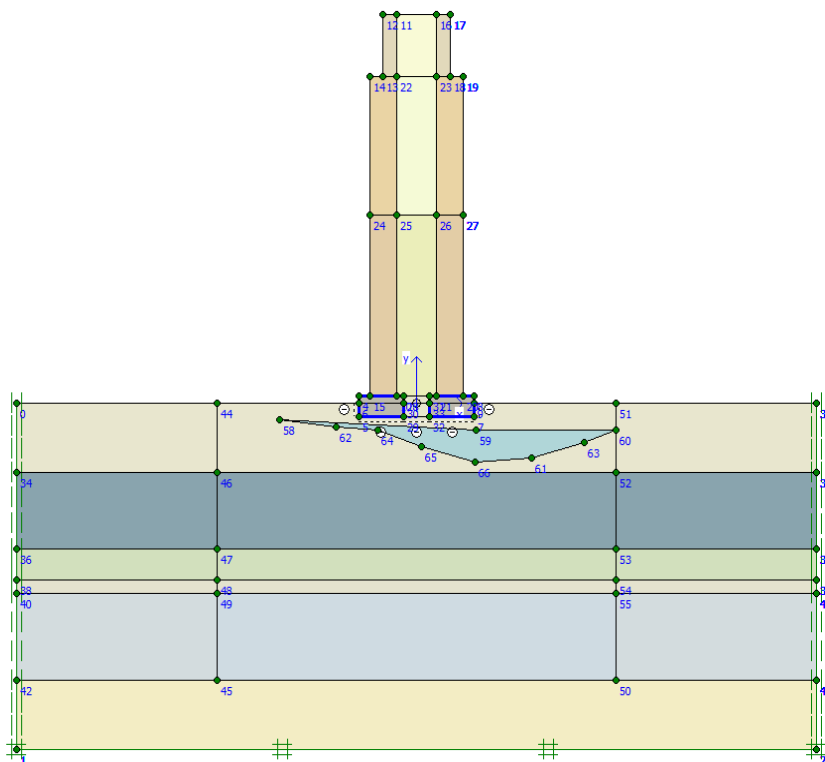
Σχήμα 5.63: Αστάθεια λόγω κλίσης, συνεκτίμηση των δευτερογενών κλίσεων: a) Κατακόρυφος πύργος, Β΄ φάση κατασκευής, b) Αρχική απόκλιση $\omega_0 = 1,5^\circ$ μετά το πέρας της Β΄ φάσης, c) Εξέλιξη της κλίσης, d) Αστάθεια πύργου.

Στο Σχ.5.64 φαίνεται ένα από τα γεωμετρικά προσομοιώματα απεικόνισης της ανομοιογένειας που εφαρμόσθηκε στις σχετικές αναλύσεις. Η συμπιεστότητα της ιλυώδους ενστρώσεως (εκφραζόμενη βάσει του δείκτη C_c ή της τροποποιημένης παραμέτρου Cam Clay, λ^*) λήφθηκε 2,5 φορές υψηλότερη από αυτήν του κύριου ιλοσαμψώδους σχηματισμού Α, μετά από συνεκτίμηση των αποτελεσμάτων στατικής πενετρομέτρησης CPT.

Εξετάσθηκαν δύο περιπτώσεις αρχικών συνθηκών, με την βασική υπόθεση ανομοιογένειας της ανώτερης στρώσης Α:

i) Υπόθεση αρχικής κλίσης $\omega = 1,1^\circ$, όπως αναφέρεται ότι εκτιμήθηκε κατά το έτος 1285, δηλαδή 112 έτη μετά την έναρξη της κατασκευής (Bai et al, 2008). Η υπ' όψιν χρονική περίοδος αφορά στο διάστημα λίγο μετά την ολοκλήρωση της Β΄ φάσης κατασκευής (επιβολή περίπου του 95% των συνολικών φορτίων). Οι προγενέστερες αναφορές δίνουν ασήμαντες τιμές απόκλισης του Πύργου, π.χ. $\omega = 0,1^\circ$ κατά την περίοδο κατασκευής της Β΄ φάσης, δηλαδή στο χρονικό διάστημα 1272–1278. Η αρχική κλίση του έτους 1285 ($\omega = 1,1^\circ$) προσομοιώθηκε με την επιβολή ροπής ανατροπής $M = 66,47 \text{ MN}\cdot\text{m}$, η οποία

αντιστοιχεί στην τότε εκκεντρότητα ($e = 0,44 \text{ m}$) και εκτροπή του κέντρου βάρους του Πύργου.

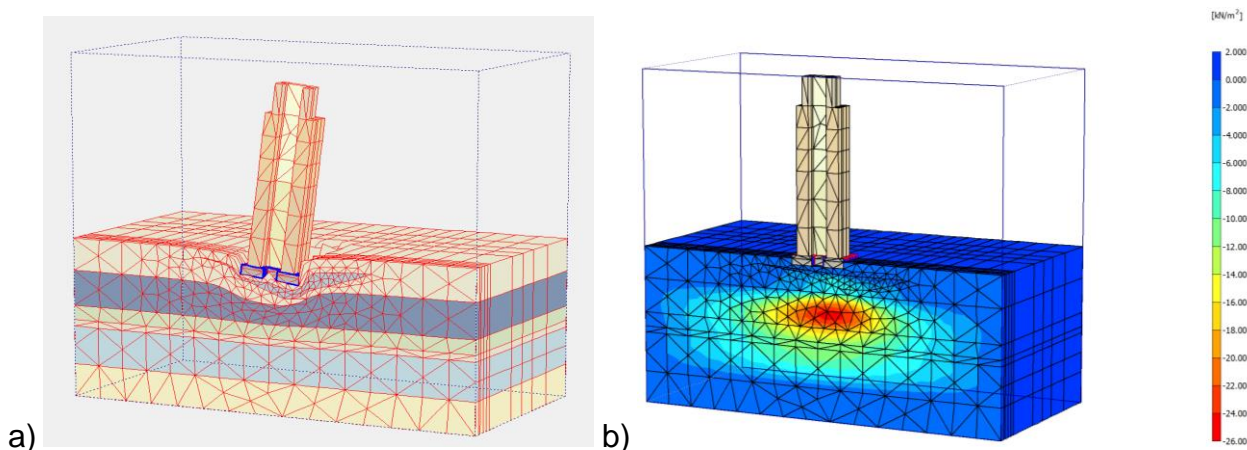


Σχήμα 5.64: Προσομοίωση της ανομοιογένειας της άνω ιλουαμμώδους στρώσης Α.

ii) Υπόθεση ότι η αρχική κλίση ($\omega_0 = 1,1^\circ$) οφείλεται αποκλειστικά και μόνο στην ανομοιογένεια ου ανώτερου σχηματισμού και όχι σε εξωγενή – και ούτως ή άλλως άγνωστα – αίτια.

Προφανώς, οι αναλύσεις περιορίστηκαν στην περίπτωση εφαρμογής του προσομοιώματος SSCM, με παραμέτρους εισαγωγής λ^* , κ^* , μ^* , ταυτόσημες με αυτές που εφαρμόστηκαν στις αναλύσεις της προηγούμενης παραγράφου.

Οι φάσεις των αναλύσεων προσομοίωσαν και στις δύο ανωτέρω περιπτώσεις την ιστορία των φορτίσεων (με αντίστοιχη ενεργοποίηση της θεμελίωσης, του πρώτου δακτυλίου, του δεύτερου, καθώς και του κωδωνοστασίου) υπό αστράγγιστες συνθήκες, καθώς και των ενδιάμεσων χρονικών διαστημάτων στερεοποίησης και ανάπτυξης των ερπυστικών-δευτερογενών καθιζήσεων, μέχρι και του έτους 1990 που αντιστοιχεί σε 817 έτη από την έναρξη της κατασκευής του Πύργου.



Σχήμα 5.65: Ανομοιογένεια του υπεδάφους: a) Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, b) Κατανομή της υπερπίεσης του ύδατος.

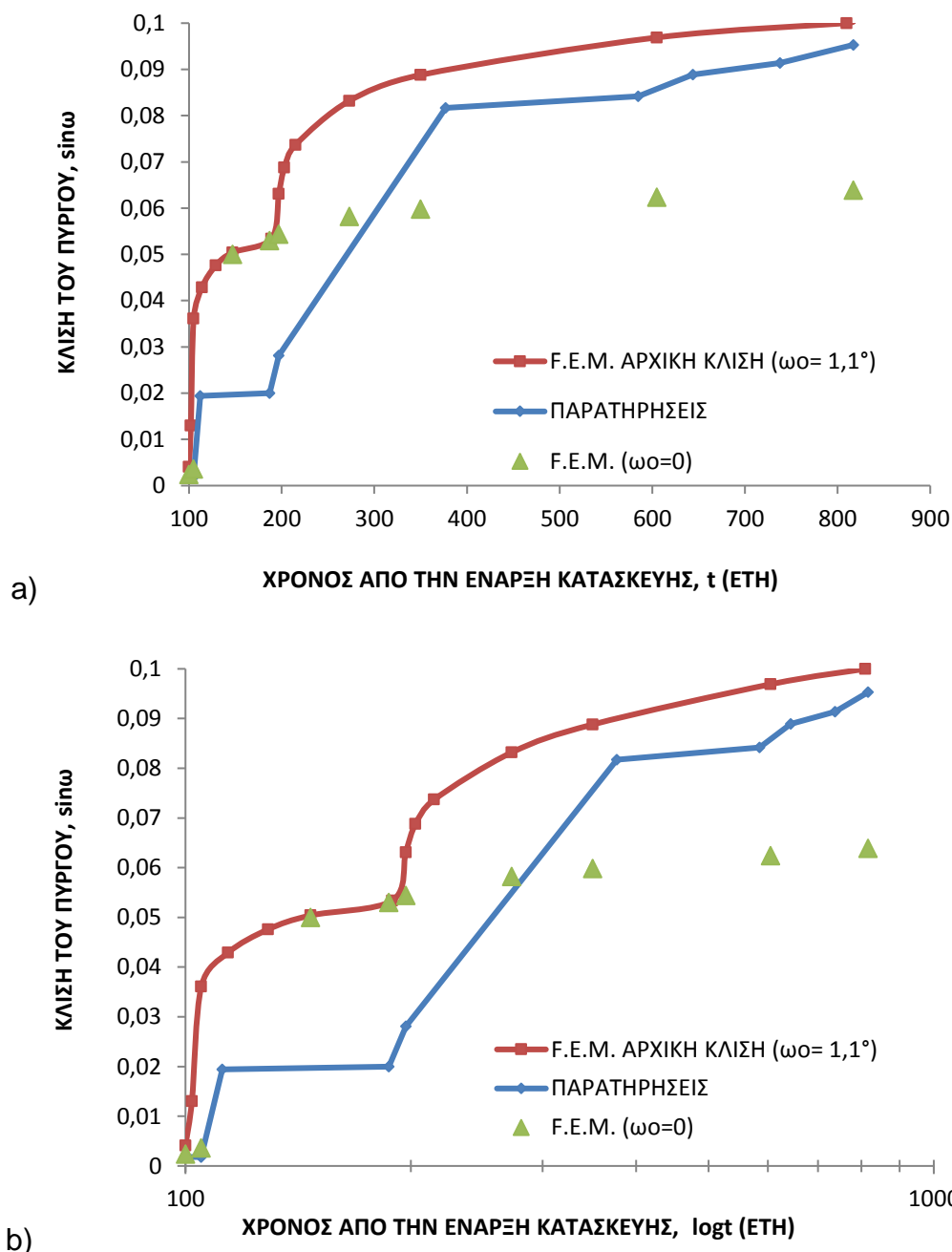
Σημειώνεται ότι ο υπολογισμός της χρονικής εξέλιξης της κλίσης ($\sin\omega t$ ή $\sin\omega - \log t$), που αποτελεί και τη βάση σχεδίασης του Σχ.5.66 διευκολύνθηκε από τα διαγράμματα καθίζησης-χρόνου ($u_y - t$) στα ακραία σημεία της θεμελίωσης, δηλαδή αυτά που αντιστοιχούν στη βόρεια και νότια πλευρά του Πύργου, πάνω στην αντίστοιχη διάμετρο. Για παράδειγμα, στο Σχ.5.67 απεικονίζεται η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων, για την περίπτωση της πρώτης υπόθεσης (i), δηλαδή αρχικής κλίσης $\omega_0 = 1,1^\circ$ στα σημεία D (βόρεια πλευρά) και E (νότια πλευρά), όπου και αντιστοιχεί η ελάχιστη και μέγιστη τιμή της καθίζησης. Προφανώς, σε κάθε χρονική στιγμή, η κλίση υπολογίζεται ως $\sin\omega = \frac{u_{y,E} - u_{y,D}}{D}$, όπου D η εξωτερική διάμετρος της θεμελίωσης.

Από το Σχ. 5.66 που απεικονίζει τα υπολογιστικά διαγράμματα κλίσης ($\sin\omega$) και χρόνου (t ή $\log t$) συγκριτικά με τα διαθέσιμα στοιχεία μετρήσεων (ή αναφορών) προκύπτουν τα εξής:

i) Με την υπόθεση αρχικής κλίσης ($\omega_0 = 1,1^\circ$) προσεγγίζεται με πολύ καλή ακρίβεια η τελική κλίση (έτος 1990) και με σχετική ακρίβεια ο ρυθμός ανάπτυξης της κλίσης $\sin\omega$ συναρτήσει του χρόνου για τα τελευταία 400 περίπου χρόνια. Αντιθέτως, λόγω της ανομοιογένειας υπερεκτιμάται η κλίση κατά την περίοδο αμέσως μετά την ολοκλήρωση της Β΄ φάσης και μέχρι το πέρας της Γ΄ φάσης (κωδωνοστάσιο).

ii) Με την υπόθεση ότι αποκλειστικό αίτιο της κλίσης ήταν η ανομοιογένεια, οι υπολογιστικές τιμές της στροφής ($\sin\omega$) είναι γενικά σημαντικά χαμηλότερες από αυτές που μετρήθηκαν κατά τα τελευταία 400 περίπου χρόνια, δηλαδή μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής, ενώ κατά τη Β΄ και Γ΄ φάση κατασκευής προέκυψαν υψηλότερες από αυτές που μετρήθηκαν.

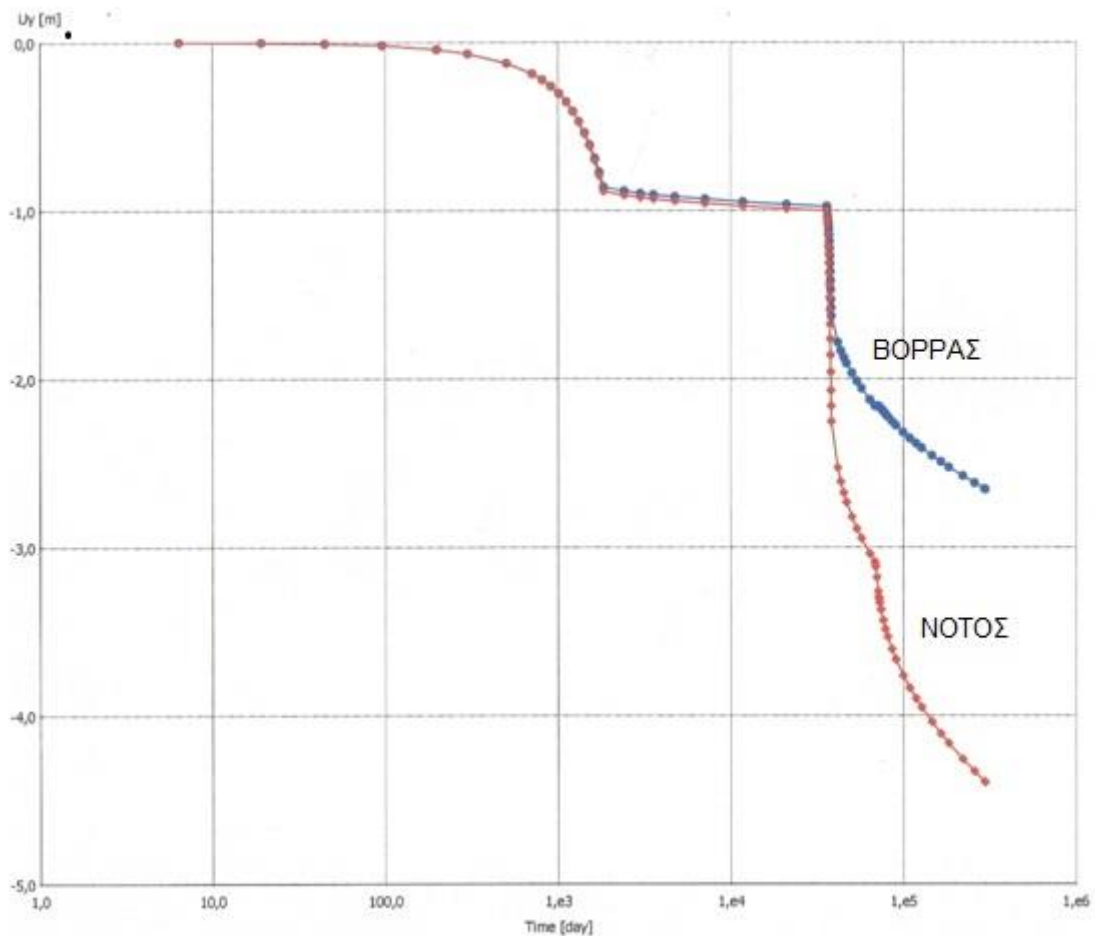
iii) Η επιρροή των ερπυστικών παραμορφώσεων επί των αναπτυσσόμενων κλίσεων είναι σαφής, ιδίως στην περίπτωση της επιπρόσθετης υπόθεσης της αρχικής κλίσης ($\omega = 1,1^\circ$). Σε κάθε περίπτωση όμως, η επιρροή αυτή δεν θα μπορούσε να αιτιολογήσει τις υψηλές τιμές της κλίσης, οι οποίες αναπτύχθηκαν.



Σχήμα 5.66: Συγκριτικά διαγράμματα κλίσης-χρόνου για ανομοιογενές έδαφος (SSCM): Φυσική κλίμακα (a) και λογαριθμική κλίμακα χρόνου t (b).

iv) Οι αυξημένες τιμές $\sin\omega$ αναλύσεων κατά τα πρώτα έτη που απεικονίζονται στο Σχ.5.67 (δηλαδή $t = 100 - 200$ χρόνια περίπου), έναντι αυτών που ιστορικά έχουν καταγραφεί, δεδομένης της ανομοιογένειας, θα μπορούσαν να αιτιολογηθούν με την επιρροή της προϊστορίας των φορτίσεων, λόγω της πολύ σημαντικής διαφοροποίησης των τιμών OCR στο σχηματισμό A. Κατά τους υπολογισμούς λήφθηκαν υπ' όψιν μέσες τιμές του συντελεστή υπερστερεοποίησης, σύμφωνα με τα δεδομένα της προηγούμενης υποπαραγράφου 4.2.2 και ειδικότερα στο σχηματισμό A λήφθηκε για τον επικρατούντα σχηματισμό ιλυώδους άμμου SM, $OCR = 2,5$, ενώ για τον μαλακό θύλακα σύμφωνα με την ενδεικτική προσομοίωση της ανομοιογένειας, $OCR = 1,0$. Προφανώς, για υπερστερεοποιημένη αμμώδη ιλύ, οι πιθανές διαφορικές καθιζήσεις θα αναπτύσσονταν σε

μεταγενέστερα χρονικά διαστήματα συγκριτικά με τις αναλύσεις του Σχ.5.66, επειδή οι συνολικές πιέσεις δεν υπερβαίνουν τις πιέσεις προστερεοποίησης (γι' αυτό το λόγο οι διαφορικές καθιζήσεις θα είχαν μικρές τιμές).



Σχήμα 5.67: Χρονική καμπύλη καθιζήσεων ($u_y - \log t$ σε ημέρες) για τα ακραία σημεία της θεμελίωσης: Υπόθεση αρχικής απόκλισης, $\omega_0 = 1,1^\circ$.

4.5.3 Επιρροή των αντλήσεων

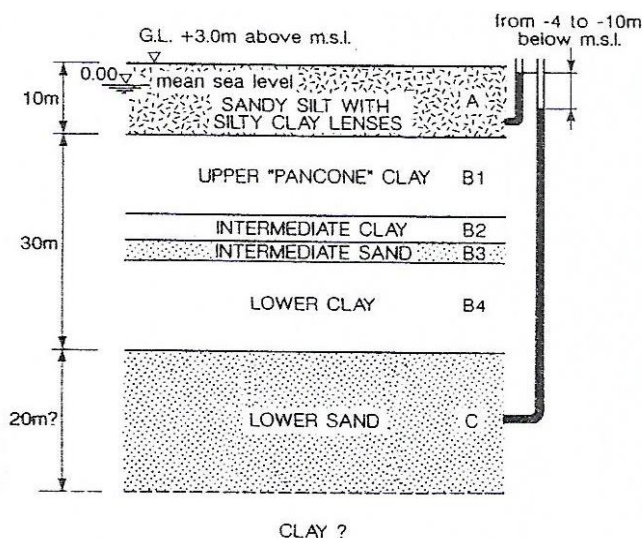
4.5.3.1 Γενικά

Ο παράγοντας αυτός, θα πρέπει να θεωρείται ότι επηρεάζει την εξέλιξη της κλίσης, αλλά δεν περιλαμβάνεται στα αίτια της αρχικής κλίσης. Ουσιαστικώς, θεωρείται ότι περιλαμβάνεται στους περιβαλλοντικούς και ανθρωπογενείς παράγοντες που εμπλέκονται στο όλο θέμα, όπως π.χ. τοπικές εκσκαφές, διαμορφώσεις όπως του πεζοδρομίου "Catino" το 1834, κλπ.

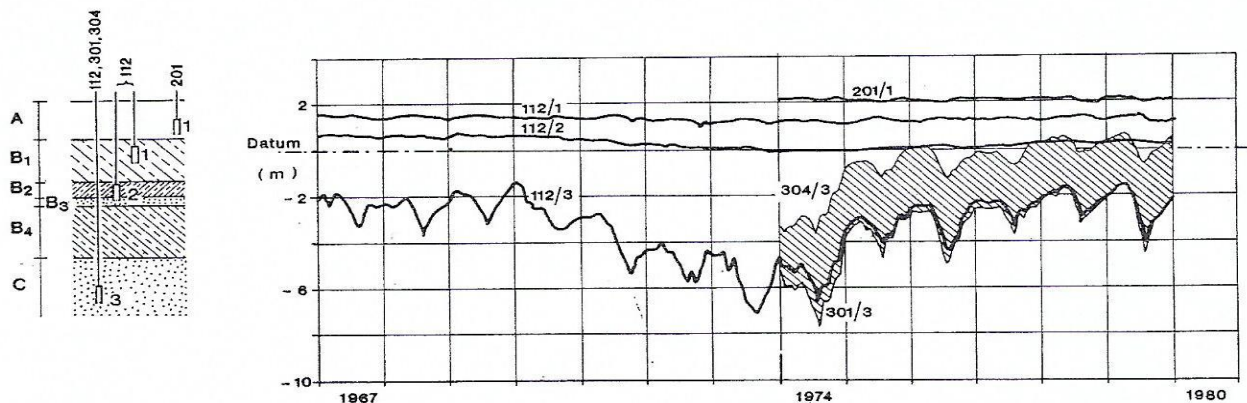
Στο πλαίσιο της παρακολούθησης της επιρροής των αλλαγών στο περιβάλλον (περιλαμβανομένου και του υποβιβασμού της πιεζομετρικής στάθμης υδάτων), εγκαταστάθηκε το έτος 1965 κάρναβος γεωδαιτικών σημείων μετρήσεως των καθιζήσεων. Διαπιστώθηκε ότι όλη η περιοχή του Πύργου και των άλλων γειτονικών σημαντικών μνημείων υπόκειται σε συνίζηση του εδάφους. Για λόγους τοπογραφικούς, όπως

εξαρτήσεως από απολύτως ακλόνητα σημεία αναφοράς, κλπ., φαίνεται ότι δεν έχουν πλήρως διευκρινισθεί τα μεγέθη των απολύτων καθιζήσεων, ωστόσο υπάρχουν στοιχεία για την εξέλιξη των διαφορικών μετατοπίσεων. Σημαντική σχετική πληροφορία αναφέρθηκε από τους Croce et al (1981), σύμφωνα με την οποία τα σημεία των ελαχίστων καθιζήσεων εντοπίζονται στο βορειοανατολικό άκρο της πλατείας, κοντά στον Πύργο, ενώ οι μέγιστες καθιζήσεις παρατηρήθηκαν στη νοτιότερη περιοχή μεταξύ του καθεδρικού ναού και του Βαπτιστηρίου.

Σχετικά με τις υδραυλικές συνθήκες του χώρου, η παρατήρηση της διακύμανσης της πιεζομετρικής στάθμης επιτεύχθηκε με την εγκατάσταση πιεζομετρικών σωλήνων (1966–1971). Στο Σχ. 5.68 παρουσιάζεται διαγραμματικά η γεωτεχνική τομή της περιοχής, καθώς και η συνολική διαφορά πιεζομετρικού ύψους (όπως καταγράφηκε διαχρονικά) μεταξύ της ανώτερης ιλυοαμμώδους στρώσης A και της κατώτερης αμμώδους στρώσης C λόγω των συστηματικών αντλήσεων από βαθιά φρέατα (υδροφορέας C). Το πιεζομετρικό ύψος στην υπ' όψιν στρώση φαίνεται ότι κυμάνθηκε κατά 4 m έως 10 m κάτω του αντίστοιχου επιφανειακού (στρώση A).



Σχήμα 5.68: Εδαφική τομή και πιεζομετρικές στάθμες κάτω από την Piazza dei Miracoli (Associazione Geotecnica Italiana, 1991).

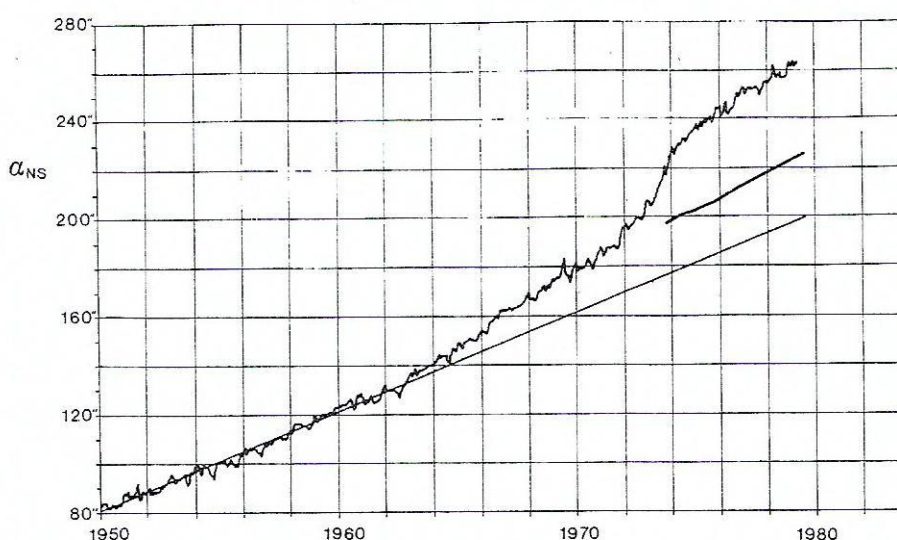


Σχήμα 5.69: Πιεζομετρικές στάθμες σε στρώσεις του υπεδάφους, περιοχής του Πύργου της Πίζας (κατά Croce et al, 1981).

Λεπτομερέστερη εικόνα της διακυμάνσεως της διαφοράς πιεζομετρικής στάθμης δίνεται στο Σχ.5.69. Στην ανώτερη στρώση Α φαίνεται σταθερό πιεζομετρικό ύψος σε απόλυτη στάθμη +2,0 m, ενώ στη βασική αργιλική στρώση Β₁ (άργιλος "Pancone") έφθασε κατά περιόδους μέχρι και 2 m χαμηλότερα. Οι μεγάλες αποκλίσεις παρουσιάζονται στον υδροφορέα C, όπου οι συγκεκριμένες καταγραφές δίνουν μέχρι και -10 m διαφορά στάθμης από την στρώση Α (περί το 1974). Επισημαίνεται ότι οι παρουσιαζόμενες μετρήσεις αφορούν στο διάστημα 1966 έως 1980, ενώ αξιοσημείωτες είναι ορισμένες διαφορές μεταξύ πιεζομέτρων εγκατεστημένων στην ίδια στάθμη, τόσο στην άργιλο Β₁, όσο (κυρίως) στην αμμώδη στρώση C. Είναι ευνόητο ότι αντίστοιχες διαφορές πιεζομετρικής στάθμης συνεπάγονται μεταβολές των ενεργών τάσεων. Αδιαμφισβήτητα, τα κατά τα ανωτέρω διαπιστωμένα φαινόμενα συνεπάγονται αύξηση των καθιζήσεων στην ευρύτερη περιοχή. Αύξηση της μέσης καθιζήσεως προφανώς υπήρξε και στη στενή περιοχή της θεμελίωσης του Πύργου. Επιπροσθέτως, μέρος των συνεχιζόμενων πρόσθετων κλίσεων αποδόθηκε στις αντλήσεις από βαθιά φρέατα, όπως ήδη αναφέρθηκε. Συστηματική παρακολούθηση της εξέλιξης της κλίσης πραγματοποιήθηκε από το έτος 1934. Η κλίση το έτος 1911 ήταν $\theta = 5^{\circ}14'46''$ (ή $\omega = \theta = 5,246^{\circ}$) και σύμφωνα με την αμέσως επόμενη μέτρηση του έτους 1934, $\theta = 5^{\circ}16'50''$ (ή $\omega = \theta = 5,281^{\circ}$). Έκτοτε η γωνία απόκλισης κατά την κύρια διεύθυνση Βορράς-Νότος (NS), υπολογίζεται από την σχέση:

$\theta = \theta_{1934} + a_{NS}$, όπου προφανώς a_{NS} είναι η πρόσθετη γωνία κλίσης.

Η πέραν του 1934 γωνία κλίσης a_{NS} μέχρι και το έτος 1980 παρουσιάζεται στο Σχ.5.70, σε δεύτερα λεπτά της μοίρας. Παρατηρείται μία αρκετά σημαντική αύξηση του ρυθμού μεταβολής της κλίσης μεταξύ των ετών 1970 και 1980. Σε συσχέτισμό και με το Σχ.5.69 φαίνεται ότι τεκμηριώνεται η άποψη ότι οι αυξημένες διαφορές πιεζομετρικού ύψους της περιόδου 1970–1980 συνέτειναν στην επιδείνωση της κλίσης του Πύργου.



Σχήμα 5.70: Επιρροή των διακυμάνσεων της πιεζομετρικής στάθμης επί της πρόσθετης στροφής του Πύργου, a_{NS} κατά την δεκαετία 1950–1960 (κατά Croce et al, 1981).

Μετά το 1980 με την κατάργηση ορισμένων βαθιών φρεάτων ο ρυθμός αύξησης της κλίσης επανήλθε στα συνήθη μεγέθη που καταγράφηκαν κατά την προγενέστερη περίοδο (πριν το 1970).

Στις επόμενες υποπαραγράφους επιχειρείται αναλυτική προσέγγιση στο υπ' όψιν σύνθετο πρόβλημα.

4.5.3.2 Υπόθεση ομοιογενούς εδάφους

Για την προσέγγιση της επιρροής του υποβιβασμού της πιεζομετρικής στάθμης επί της κλίσης του Πύργου κρίθηκαν απαραίτητες οι ακόλουθες εύλογες παραδοχές, για την απλουστεύση κατά το δυνατόν των σχετικών εκτιμήσεων:

- Ο υποβιβασμός της πιεζομετρικής στάθμης είναι ομοιόμορφος σε αρκετή έκταση γύρω από τον Πύργο.
- Τον υποβιβασμό της στάθμης ακολουθεί η ακριβώς αντίστροφη πορεία επανόδου στην αρχική κατάσταση, επομένως εξετάζεται ένας πλήρης κύκλος μεταβολής των υδροστατικών πιέσεων, άρα και των ενεργών τάσεων.
- Εφαρμόζεται το εδαφικό προσομοίωμα SSCM. Είναι αυτονόητο ότι η τυχόν εφαρμογή του ελαστο-πλαστικού προσομοιώματος κατά Mohr-Coulomb θα κατέληγε μετά από ένα πλήρη κύκλο μεταβολής των υδροστατικών πιέσεων σε μηδενικές πρόσθετες καθιζήσεις.

Βάσει του προτύπου συμπεριφοράς SSSCM των διαφόρων εδαφικών στρώσεων για ομοιόμορφο πεδίο ενεργών τάσεων του υπεδάφους, ένας πλήρης κύκλος μεταβολής της πιεζομετρικής στάθμης θα κατέληγε σε ομοιόμορφες πρόσθετες καθιζήσεις, αλλά όχι και σε διαφορικές καθιζήσεις. Εντούτοις, το υπ' όψιν πεδίο ενεργών κατακορύφων τάσεων σ_v είναι μη ομοιογενές, λόγω της συγκέντρωσης τάσεων κάτω από τη νότια πλευρά του δακτυλίου θεμελιώσεως και απομειώσεως τάσεων κάτω από τη βόρεια, ως αποτέλεσμα της κλίσεως του Πύργου και της αντίστοιχης ροπής ανατροπής, $M_D = W \cdot e$.

Κατ' αρχάς, εξετάζεται με απλουστευτικό τρόπο η επιρροή του υποβιβασμού της στάθμης, υπό συνθήκες μονοδιάστατης συμπίεσεως, ώστε να προσεγγισθεί κυρίως ποιοτικά το όλο πρόβλημα. Ακόμα και στην περίπτωση απλής προσέγγισης, υπάρχουν παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν, όπως η πορεία στερεοποίησης υπό τις εξεταζόμενες συνθήκες τελικών ενεργών τάσεων πριν τον καταβιβασμό, όμως αυτή δεν είναι ούτε κατά προσέγγιση γνωστή. Κατά συνέπεια, διακρίνονται δύο ακραίες περιπτώσεις, ως εξής:

α) Στερεοποίηση υπό τις εξεταζόμενες ολικές τάσεις

Ουσιαστικώς, υποθέτουμε ότι δεν προηγήθηκε στερεοποίηση λόγω προγενέστερων υψηλότερων τάσεων, άρα οι εξεταζόμενες ενεργές τάσεις κατά τη βόρεια (κυρίως), αλλά και κατά τη νότια πλευρά είναι οι μέγιστες πιέσεις προστεροποίησησεως. Σε τυχαία στάθμη z , αντιπροσωπευτικής ζώνης i , αρχικού πάχους $h_{0,i}$, οι κατά καιρούς τάσεις συμβολίζονται ως εξής:

- σ'_{v0} : αρχική ενεργός τάση λόγω υπερκειμένων γαιών, πριν την κατασκευή του Πύργου.

- $\Delta\sigma'_{z(N)}$, $\Delta\sigma'_{z(S)}$: οι πρόσθετες ενεργές τάσεις προστεροποιήσεως, λόγω των αντιστοιχών ολικών τάσεων προερχομένων από τη θεμελίωση του Πύργου.
- $\sigma'_{z(N)}$, $\sigma'_{z(S)}$: οι συνολικές ενεργές τάσεις, πριν τον καταβιβασμό της πιεζομετρικής στάθμης, σε αντιπροσωπευτικά σημεία προς Βορρά και Νότο αντίστοιχα.
- Δp_w : η μεταβολή των υδατικών πιέσεων (άρα και των ενεργών τάσεων) λόγω της ομοιόμορφης αντίστοιχης μεταβολής στην ευρύτερη περιοχή.

$$\text{Προφανώς, ισχύουν οι σχέσεις: } \sigma'_{z(N)} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{z(N)}, \sigma'_{z(S)} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{z(S)} \quad (49)$$

Λόγω του καταβιβασμού της πιεζομετρικής στάθμης κατά Δh_w , μεταβολής άρα της υδροστατικής πίεσεως κατά $\Delta p_w = \Delta h_w \cdot \gamma_w$, η πρόσθετη καθίζηση υπό τα αντιπροσωπευτικά σημεία της βόρειας (N) και νότιας (S) πλευράς είναι:

$$\Delta^1 h_{i(N)} = h_{o,i} \cdot \frac{C_c}{(1+e_o)} \cdot \log \frac{\sigma'_{z(N)} + \Delta p_w}{\sigma'_{z(N)}} \quad (50a)$$

$$\Delta^1 h_{i(S)} = h_{o,i} \cdot \frac{C_c}{(1+e_o)} \cdot \log \frac{\sigma'_{z(S)} + \Delta p_w}{\sigma'_{z(S)}} \quad (50b)$$

Λόγω της επαναφοράς της πιεζομετρικής στάθμης στην αρχική θέση και υπό την προϋπόθεση ότι έχει ολοκληρωθεί η στερεοποίηση κατά την προηγούμενη φάση:

$$\Delta^1 h_{i(N)} = -h_{o,i} \cdot \frac{C_R}{(1+e_o)} \cdot \log \frac{\sigma'_{z(N)} + \Delta p_w}{\sigma'_{z(N)}} \quad (51a)$$

$$\Delta^1 h_{i(S)} = -h_{o,i} \cdot \frac{C_R}{(1+e_o)} \cdot \log \frac{\sigma'_{z(S)} + \Delta p_w}{\sigma'_{z(S)}} \quad (51b)$$

Λαμβάνοντας υπ' όψιν ότι οι τελικές καθιζήσεις της ζώνης (i) είναι $\Delta h_{i(N)} = \Delta^1 h_{i(N)} - \Delta^2 h_{i(N)}$ και $\Delta h_{i(S)} = \Delta^1 h_{i(S)} + \Delta^2 h_{i(S)}$, η διαφορά των καθιζήσεων κατά τη διεύθυνση N-S είναι:

$$\Delta s_i = \frac{h_{o,i}}{(1+e_o)} \cdot (C_c - C_R) \cdot \left[\log \frac{\sigma'_{z(S)} + \Delta p_w}{\sigma'_{z(S)}} - \log \frac{\sigma'_{z(N)} + \Delta p_w}{\sigma'_{z(N)}} \right] \quad (52a)$$

$$\text{ή } \Delta s_i = \frac{h_{o,i}}{(1+e_o)} \cdot (C_c - C_R) \cdot \left[\log \frac{1 + \frac{\Delta p_w}{\sigma'_{z(S)}}}{1 + \frac{\Delta p_w}{\sigma'_{z(N)}}} \right] \quad (52b)$$

Στις ανώτερες τουλάχιστον (ζώνες) ισχύει $\sigma'_{z(N)} < \sigma'_{z(S)}$, άρα $\frac{\Delta p_w}{\sigma'_{z(S)}} < \frac{\Delta p_w}{\sigma'_{z(N)}}$, $\Delta s_i < 0$, που

ερμηνεύεται ως μείωση της διαφορικής καθίζησης μεταξύ βορρά-νότου η μείωση (έστω και πολύ μικρή) της κλίσης.

β) Στερεοποίηση υπό την προϋπάρχουσα ενιαία τάση

Αυτή η περίπτωση αναφέρεται στην υπόθεση ότι προηγήθηκε στερεοποίηση των εδαφικών στρώσεων υπό την ενιαία μέση πίεση, πριν την εκδήλωση κλίσης του Πύργου, την ανάπτυξη ροπής ανατροπής και την ανακατανομή των τάσεων. Έστω λοιπόν, ενιαία προστεροποίηση υπό ενιαία τάση στη στάθμη της ζώνης (i), $\Delta\sigma'_{zm}$. Μετά την ανακατανομή των τάσεων, οι ενεργές τάσεις στην στάθμη z, πριν τον υποβιβασμό της πιεζομετρικής στάθμης είναι:

$$\text{Βοράς: } \sigma'_{z(N)} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{z(N)} < \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_{z,m} \quad (53a)$$

$$\text{Νότος: } \sigma'_{z(S)} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{z(S)} > \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_{z,m} \quad (53b)$$

Είναι προφανές ότι η θετική μεταβολή των ενεργών τάσεων, Δp_w , κατά τη νότια πλευρά γίνεται κατά τον κλάδο πρωτογενούς συμπίεσεως (δηλαδή βάσει του δείκτη C_C), ενώ κατά τη βόρεια, εν μέρει τουλάχιστον κατά τον προστεροποιημένο κλάδο (βάσει του C_R), διότι πρόκειται προφανώς για επαναφόρτιση. Διακρίνονται δύο περαιτέρω περιπτώσεις:

$$\text{i) } \Delta p_w < \Delta\sigma_{z,m} - \Delta\sigma'_{z(N)}$$

Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι μετά την επιβολή της πρόσθετης τάσης Δp_w η συνολική τάση δεν υπερβαίνει την πίεση προστεροποίησης. Η πρόσθετη καθίζηση κατά τη νότια πλευρά μετά τον πλήρη κύκλο υποβιβασμού και επαναφοράς της πιεζομετρικής στάθμης είναι κατ' αναλογία με τις σχέσεις (50a) και (51a):

$$\Delta h_{i(S)} = \frac{h_{0,i}}{(1+e_0)} \cdot (C_C - C_R) \cdot \log \left[1 + \frac{\Delta p_w}{\sigma'_{z(S)}} \right] \quad (54a)$$

όπου η τάση $\sigma'_{z(S)}$ δίδεται από την σχέση (53b).

Κατά τη βόρεια πλευρά, η πρόσθετη καθίζηση είναι προφανώς μηδενική:

$$\Delta^1 h_{i(S)} = \frac{h_0}{(1+e_0)} \cdot C_R \cdot \left[\log \frac{\sigma'_{z(S)} + \Delta p_w}{\sigma'_{z(S)}} + \log \frac{\sigma'_{z(S)}}{\sigma'_{z(S)} + \Delta p_w} \right] = 0 \quad (54b)$$

Η (54b) έχει θεωρητικό μόνο χαρακτήρα, διότι στην πραγματικότητα, παρά την ανάπτυξη παραμορφώσεων κατά κλάδο προστεροποίησης χωρίς τελική μεταβολή τάσεων, μικρές τελικές μετατοπίσεις θα υπάρξουν, κυρίως κατά την φάση αύξησης των ενεργών τάσεων κατά Δp_w .

Από την (54a) είναι προφανές ότι $\Delta s_i = \Delta h_{i(S)} > 0$, άρα η κλίση του Πύργου θα αυξηθεί σε αυτή την περίπτωση.

$$\text{ii) } \Delta p_w > \Delta\sigma_{z,m} - \Delta\sigma'_{z(N)}$$

Κατά τη νότια πλευρά, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, οι παραμορφώσεις πραγματοποιούνται ακολουθώντας τον κλάδο πρωτογενούς συμπίεσης, άρα η σχέση (54a) εξακολουθεί να ισχύει. Κατά τη βόρεια πλευρά οι πρόσθετες καθιζήσεις (ή ανυψώσεις) του εδάφους υπολογίζονται κατά φάσεις:

✓ Κατά τον υποβιβασμό της πιεζομετρικής στάθμης:

$$\Delta^1 h_{i(N)} = \frac{h_0}{(1+e_0)} \cdot \left[C_R \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{z,m}}{\sigma'_{z(N)}} + C_C \cdot \log \frac{\sigma'_{z(N)} + \Delta p_w}{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{z,m}} \right] \quad (55a)$$

✓ Κατά την επαναφορά της πιεζομετρικής στάθμης:

$$\Delta^2 h_{i(N)} = - \frac{h_0}{(1+e_0)} \cdot C_R \cdot \log \left[\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{z(N)} + \Delta p_w}{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{z(N)}} \right]$$

$$\text{ή } \Delta^2 h_{i(N)} = - \frac{h_0}{(1+e_0)} \cdot C_R \cdot \log \left[\frac{\sigma'_{z(N)} + \Delta p_w}{\sigma'_{z(N)}} \right] \quad (55b)$$

Η τελική πρόσθετη καθίζηση προκύπτει από τις σχέσεις (55a), (55b):

$$\Delta h_{i(N)} = \Delta^1 h_{i(N)} + \Delta^2 h_{i(N)}$$

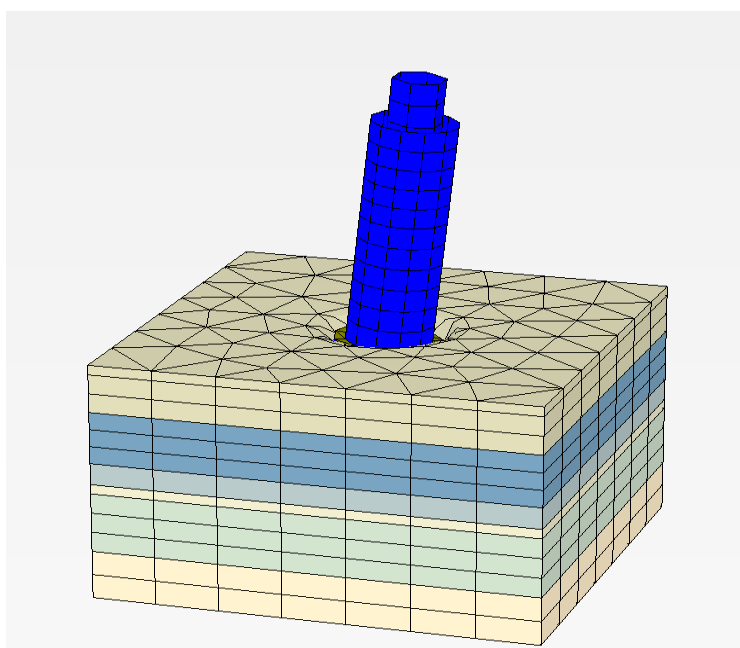
Είναι προφανές ότι η διαφορά καθιζήσεων $\Delta s_i = \Delta h_{i(S)} - \Delta h_{i(N)}$ εξαρτάται από τον συσχετισμό των μεγεθών $\Delta \sigma'_{z(N)}$, $\Delta \sigma'_{z(S)}$, $\Delta \sigma'_{zm}$ και Δp_w .

Για σχετικά μικρές διαφορές μεταξύ των μεγεθών Δp_w και $\Delta \sigma'_{zm} - \Delta \sigma'_{z(N)}$ (όπου $\Delta p_w > \Delta \sigma'_{zm} - \Delta \sigma'_{z(N)}$), αναμένεται ότι $\Delta s_i > 0$, επομένως η κλίση αυξάνει.

✓ Αντιθέτως, για μεγάλες διαφορές αυτών των μεγεθών, η πρόσθετη κλίση μπορεί να είναι σχεδόν μηδενική ή ακόμη και να μειώνεται ελαφρά.

γ) Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία

Η ανάλυση έγινε βάσει του γενικού προσομοιώματος του Σχ.5.71, με εφαρμογή του εδαφικού προτύπου SSCM και με βασική παραδοχή ότι η στερεοποίηση έγινε υπό τις ολικές τάσεις που προέκυψαν μετά την κλίση του Πύργου. Η υπ' όψιν παραδοχή, σύμφωνα με τα προηγούμενα φαίνεται να οδηγεί στην εκτίμηση ελαφράς μείωσης και όχι αύξησης της κλίσης. Οι αναλύσεις έγιναν για διάφορες τιμές μεταβολής του υδραυλικού πιεζομετρικού ύψους, $\Delta h = 3$ m έως 12 m, ενώ τα αποτελέσματά τους παρουσιάζονται σε επόμενο σχήμα μαζί με αντίστοιχα του ανομοιογενούς εδάφους.

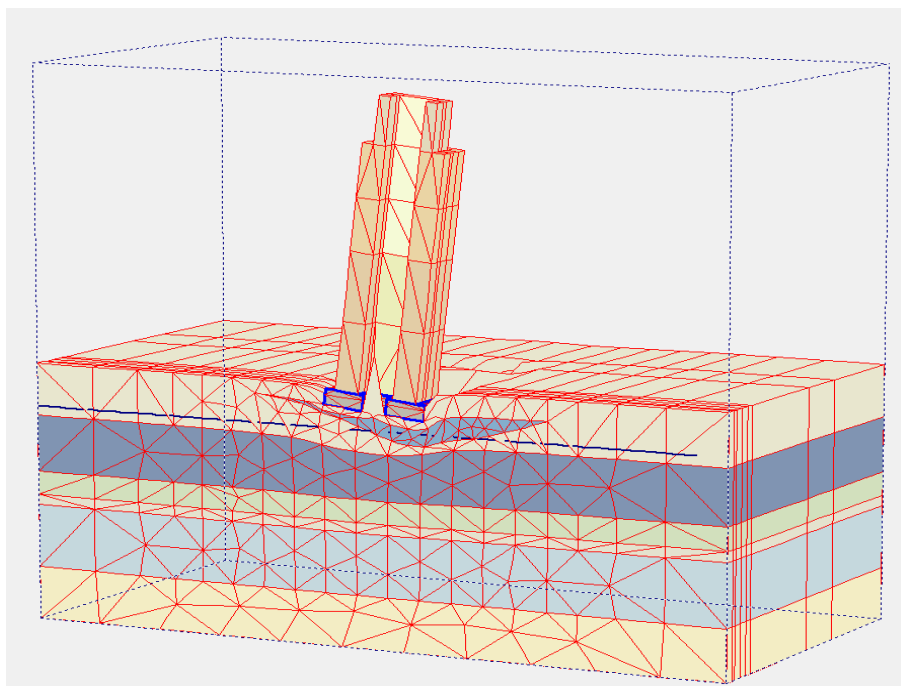


Σχήμα 5.71: 3D προσομοίωμα καταβιβασμού της στάθμης σε ομοιογενές έδαφος.

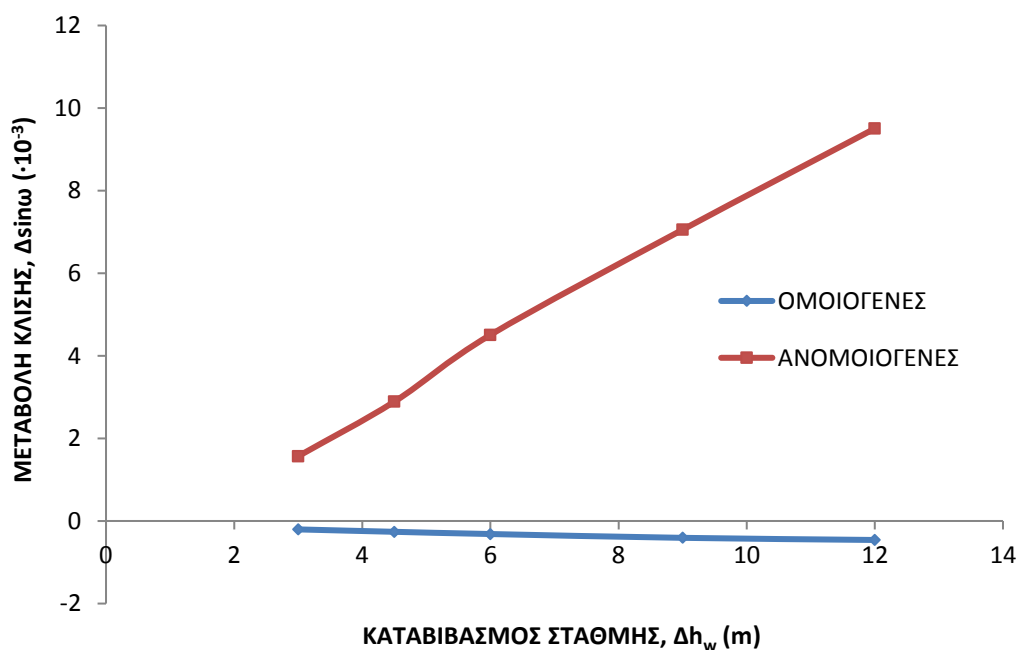
4.5.3.3 Υπόθεση ανομοιογενούς εδάφους

Η παραδοχή ανομοιογένειας υπεδάφους μεταξύ της βόρειας και νότιας πλευράς του Πύργου προφανώς δικαιολογεί την αύξηση της κλίσης λόγω διαφοράς πιεζομετρικής στάθμης μεταξύ των στρώσεων και της συνεπαγόμενης αύξησης των ενεργών τάσεων. Οι σχέσεις (50a) έως και (56) δεν έχουν πλέον εφαρμογή, ούτε για μία απλουστευτική προσέγγιση, διότι οι παράμετροι παραμορφωσιμότητας διαφοροποιούνται μεταξύ των

ακραίων σημείων της δακτυλιοειδούς θεμελίωσης. Εφαρμόστηκε το κατ' εκτίμηση γεωτεχνικό προσομοίωμα του Σχ. 5.72, προκειμένου να ληφθεί μία περισσότερο ποιοτική εικόνα παρά ποσοτική, δεδομένων των πολλών αβεβαιοτήτων που υπεισέρχονται στο πρόβλημα. Θεωρήθηκε απλουστευτικά, καταβίβασμός στάθμης κατά $\Delta h_w = 3 \text{ m}$ έως 12 m , με χρόνο παραμονής $t = t_c$ (ώστε υποθετικά να ολοκληρωθούν οι πρόσθετες καθιζήσεις) και στη συνέχεια επαναφορά της στάθμης στην αρχική της θέση. Οι πρόσθετες διαφορικές καθιζήσεις σημειώθηκαν μετά το πέρας της επαναστερεοποίησης που ακολουθεί ένα πλήρη κύκλο, κατά τα ανωτέρω.



Σχήμα 5.72: 3D προσομοίωμα καταβίβασμού της στάθμης σε ανομοιογενές έδαφος.



Σχήμα 5.73: Ενδεικτική επιρροή του καταβίβασμού στάθμης (και επαναφοράς) επί της κλίσεως $\sin \omega$.

Στο Σχ. 5.73 παρουσιάζεται το διάγραμμα $\Delta\sigma_{\text{in}\omega}-\Delta h_{\omega}$ που συνδέει την πρόσθετη κλίση με την αντίστοιχη μεταβολή πιεζομετρικού ύψους. Εντούτοις, σημειώνεται ότι η σχετική παραδοχή, βάσει της οποίας προέκυψε το υπ' όψιν διάγραμμα είναι σαφώς δυσμενής, δεδομένου ότι στην πραγματικότητα οι εισαγόμενες πρόσθετες ενεργές τάσεις λόγω υποβιβασμού πιεζομετρικής στάθμης οφειλόμενης στις αντλήσεις μέσω του υδροφορέα C είναι μικρότερες. Επομένως, οι υπολογιζόμενες διαφορές κλίσης είναι σαφώς δυσμενείς, θεωρούμενες ως άνω όριο. Σημειώνεται ότι σε αντίθεση με την περίπτωση ομοιογενούς εδάφους, η διαφορά κλίσης $\Delta\sigma_{\text{in}\omega}$ είναι πάντα θετική, όπως διαισθητικά ήταν αναμενόμενο.

Συμπερασματικά, σημειώνονται τα εξής:

i) Γενικώς, ο υποβιβασμός της πιεζομετρικής στάθμης (όπως και ο υποβιβασμός της στάθμης υπογείων υδάτων) συνεπάγεται αύξηση της μέσης καθίζησης. Ωστόσο, ο τρόπος μεταβολής της κλίσης του Πύργου εξαρτάται από αρκετούς παράγοντες που δεν είναι δυνατόν να συνεκτιμηθούν επακριβώς.

ii) Στην περίπτωση ομοιογενούς εδάφους, σημαντικός παράγοντας είναι αυτός της χρονικής εξέλιξης της στερεοποίησης. Αν είχε προηγηθεί η στερεοποίηση με την μέση πίεση (πριν την εκδήλωση σημαντικής κλίσης), τότε η επαναστερεοποίηση με τις πρόσθετες τάσεις λόγω της εξελισσόμενης κλίσης θα είχε διαμορφώσει συνθήκες τέτοιες, ώστε η μεταβολή των υδατικών πιέσεων να έχει ως βέβαιο αποτέλεσμα την αύξηση της κλίσης (θετική τιμή της $\Delta\sigma_{\text{in}\omega}$). Αντιθέτως, αν η στερεοποίηση έγινε για τις ακραίες τάσεις λόγω της κλίσης που ήδη είχε αναπτυχθεί, τότε η διαφοροποίηση της πιεζομετρικής στάθμης καθ' ύψος του υπεδάφους θα είχε ως συνέπεια αρνητικές μεταβολές κλίσης (αρνητική τιμή της $\Delta\sigma_{\text{in}\omega}$). Προφανώς, το φαινόμενο ακολούθησε ενδιάμεση χρονική εξέλιξη, ώστε οι ανωτέρω προσεγγίσεις να πρέπει να θεωρηθούν ως ακραίες.

iii) Στην περίπτωση ανομοιογενούς εδάφους, γενικώς ο υποβιβασμός της πιεζομετρικής στάθμης καθ' ύψος συνεπάγεται αναμφίβολα αύξηση της κλίσης. Σημειώνεται ότι και οι Croce et al (1981), κατά την ερμηνεία των μετρήσεων της μεταβολής κλίσης σ_{ans} συμπεραίνουν ποιοτικά ότι πρέπει να οφείλεται στην ανομοιογένεια του εδάφους.

4.6 Η στροφική δυσκαμψία της θεμελιώσεως

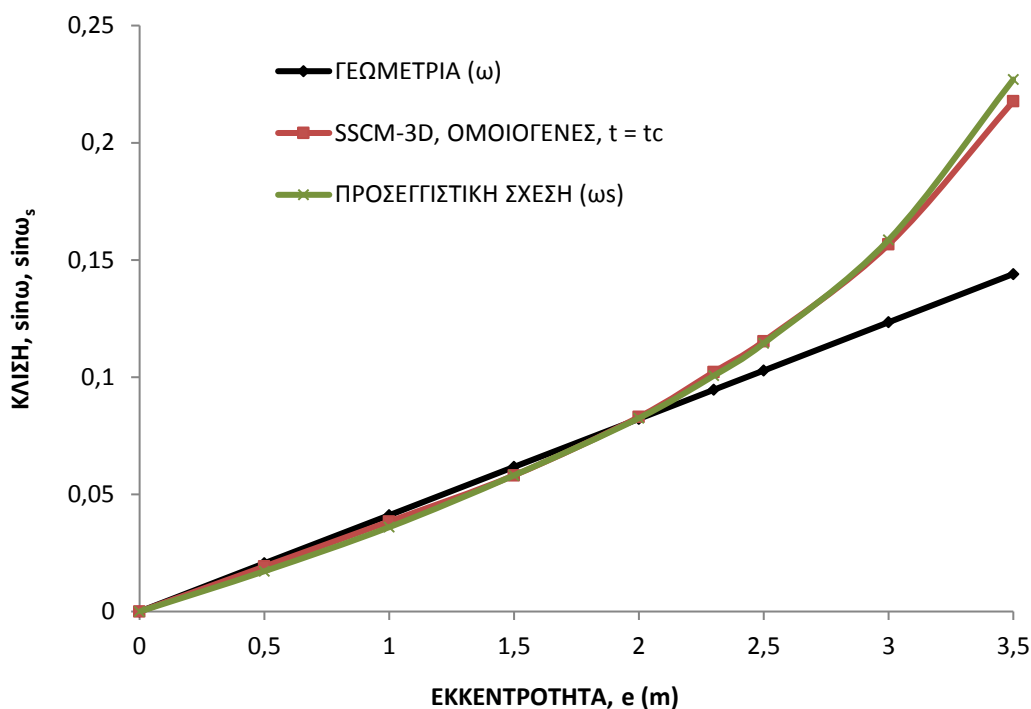
4.6.1 Γενικά

Όπως προκύπτει από την μορφή των διαγραμμάτων εκκεντρότητας e -κλίσης ω_s , η στροφική δυσκαμψία K_{ω} εμμέσως συναρτάται με την εκκεντρότητα e και προφανώς είναι φθίνουσα συνάρτηση των μεγεθών e και ω_s . Ωστόσο, τα διαγράμματα $e-\omega_s$ δεν εξαρτώνται μόνο από το εδαφικό προσομοίωμα, αλλά και από το χρόνο t , κατά τον οποίο αναπτύσσονται τόσο οι καθιζήσεις, λόγω στερεοποίησεως όσο και οι δευτερογενείς, όπως φαίνεται στο Σχ. 5.58. Για λόγους συγκρίσεως, σχεδιάσθηκαν και αξιοποιήθηκαν τα διαγράμματα αναφοράς $e-\omega_s$ για $t = t_c$, όπου t_c : ο χρόνος πρακτικής περάτωσης των καθιζήσεων. Λόγω της πολυστρωματικής δομής του υπεδάφους ο χρόνος t_c έχει επιλεγεί, ώστε η απομένουσα υπερπίεση του ύδατος σε κάθε περίπτωση επιβολής της εξωτερικής ροπής $M = W \cdot e$, να είναι $\Delta u = 5 \text{ kPa}$. Το υπ' όψιν-σχετικά μικρό-μέγεθος υπερπίεσης σημειακά μόνο απομένει στην περιοχή του μέσου της βασικής αργιλικής στρώσης B1.

Εξετάσθηκαν δύο περιπτώσεις, ομοιογενούς και ανομοιογενούς εδάφους, με χρήση μέσω παραμέτρων κάθε εδαφικής στρώσης.

4.6.2 Έδαφος ομοιογενές

Παρά την διαπιστωμένη ανομοιογένεια του εδάφους (ιδίως της στρώσης Α), εξετάζεται αρχικά η περίπτωση ενιαίων κατ' έκταση εδαφικών γεωτεχνικών παραμέτρων και με εφαρμογή του προσομοιώματος SSCM. Το σχετικό αντιπροσωπευτικό διάγραμμα εκκεντρότητας e και γωνίας κλίσεως του θεμελίου ω_s , φαίνεται στο Σχ. 5.74.



Σχήμα 5.74: Συγκριτικά διαγράμματα εκκεντρότητας-κλίσεως για ομοιογενές έδαφος.

Η υπ' όψιν καμπύλη αναφοράς προσεγγίσθηκε με αλγεβρική συνάρτηση της μορφής

$$\sin \omega_s = a \cdot e + \frac{b \cdot e}{(1 - c \cdot e)^2} \quad (49a)$$

Η σταθερά c εξαρτάται από τις οριακές τιμές που μπορεί να φθάσει η εκκεντρότητα e , βάσει δύο κριτηρίων:

- i) Προφανώς, για λόγους αποφυγής ανατροπής, ανεξαρτήτως της φύσης του εδάφους, $e \leq R$, όπου η ακτίνα του δακτυλίου θεμελίωσης είναι περί τα 9,80 m.
- ii) Δεδομένου ότι η αύξηση της εκκεντρότητας e έχει ως συνέπεια την μείωση του συντελεστή ασφαλείας έναντι διατμητικής αστοχίας του εδάφους, υπολογίσθηκε ότι $e < 5,90$ m.

Οι σταθερές της σχέσης (49a) εκτιμήθηκαν, ώστε τα αποτελέσματα των αναλύσεων να προσεγγίζονται κατά το μέγιστο δυνατόν από την υπ' όψιν αλγεβρική σχέση, ώστε η τελική συνάρτηση να γράφεται υπό τη μορφή:

$$\sin\omega_s = 0,027 \cdot e + \frac{0,0062 \cdot e}{(1-0,17 \cdot e)^2} \quad (49b)$$

Είναι αυτονόητο ότι η ανωτέρω σχέση προέκυψε από τις αναλύσεις με εύρος μεταβολής των γεωτεχνικών παραμέτρων σύμφωνα με τον Πίνακα 2, με την αντίστοιχη παραδοχή ομοιογενούς εδάφους. Η περίπτωση της ανομοιογένειας εξετάζεται στην επόμενη υποπαράγραφο. Η στροφική δυσκαμψία υπολογίζεται από την σχέση ορισμού της, ως εξής:

$$K_\omega = \frac{M_D}{\omega_s} = \frac{W \cdot e}{\arcsin\left[0,027 \cdot e + \left\{\frac{0,0062 \cdot e}{(1-0,17 \cdot e)^2}\right\}\right]} \quad (50a)$$

Για σχετικά χαμηλές τιμές των μεγεθών e και ω_s (π.χ. $\sin\omega_s < 0,07$ ή $\omega_s < 0,07$ rad), η σχέση (50a) απλουστεύεται:

$$K_\omega = \frac{W}{0,027 + \frac{0,0062}{(1-0,17 \cdot e)^2}} \quad (50b)$$

όπου e η εκκεντρότητα που αντιστοιχεί στην γωνία ω_s κατά τη σχέση (49b).

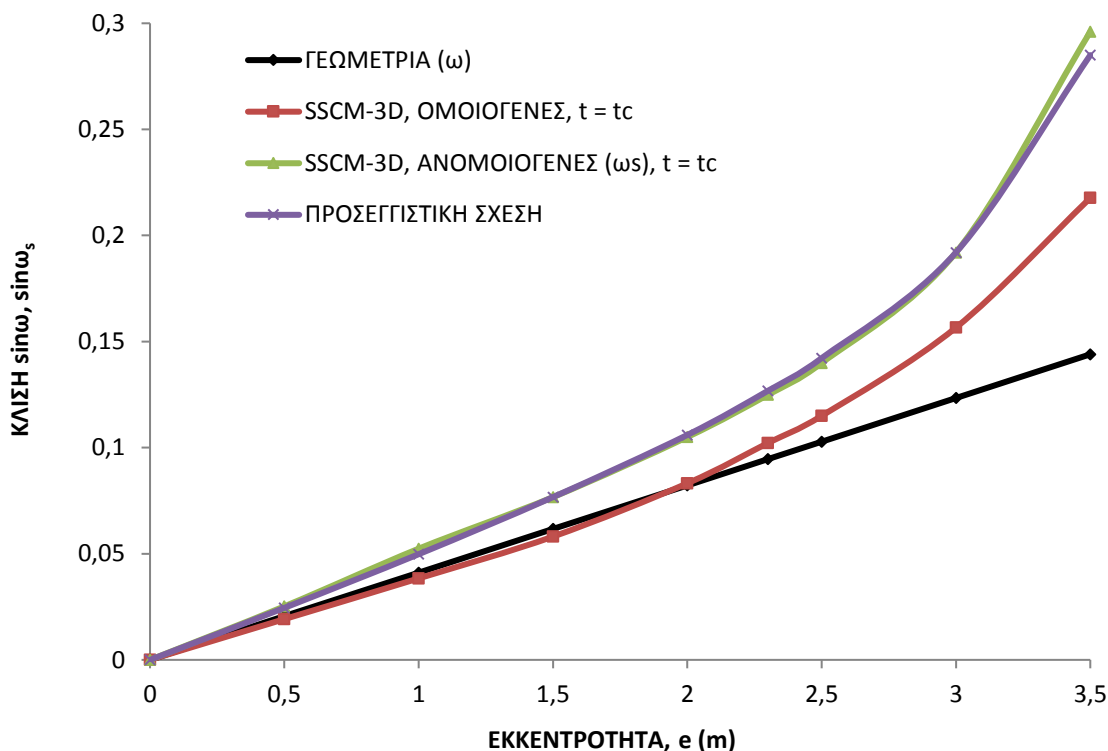
4.6.3 Έδαφος ανομοιογενές

Η διαπίστωση ανομοιογένειας του εδάφους κατά τον άξονα Βορράς–Νότος, κατά τον οποίο αναπτύχθηκε η κλίση του Πύργου, έχει προφανώς επιπτώσεις επί της στροφικής δυσκαμψίας της θεμελιώσεως. Υπενθυμίζεται ότι σύμφωνα με την σχέση (48) ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστάθειας κλίσεως είναι ευθέως ανάλογος της στροφικής δυσκαμψίας K_ω . Αρχικά εξετάσθηκε η επιρροή της ανομοιογένειας επί της συσχέτισεως εκκεντρότητας e –στροφής ω_s . Με βάση το προσομοίωμα ανομοιογένειας της ανώτερης στρώσης A και με εφαρμογή του εδαφικού προσομοιώματος SSCM (με χρόνο $t = t_c$), προέκυψαν τα αποτελέσματα των τριδιάστατων αναλύσεων που παρουσιάζονται στο Σχ. 5.74 από το οποίο παρατηρούνται τα εξής:

- Η καμπύλη e – $\sin\omega_s$ για ανομοιογενές έδαφος είναι σαφώς δυσμενέστερη από την αντίστοιχη για ομοιογενές. Παρ' όλο που το προσομοίωμα ανομοιογένειας είναι ενδεικτικό, είναι αδιαμφισβήτητο ότι η αστάθεια λόγω κλίσης αναπτύχθηκε για αρκετά μικρότερη γωνία κλίσης ω (και αντίστοιχη πραγματική εκκεντρότητα, e).
- Η συσχέτιση e – $\sin\omega_s$ προσεγγίσθηκε κατ' αναλογία με την περίπτωση ομοιογενούς εδάφους με αλγεβρική συνάρτηση της μορφής της σχέσης (49a) και με παραμέτρους τέτοιες, ώστε να προσεγγίζονται κατά το δυνατόν τα αποτελέσματα των τριδιάστατων αναλύσεων, κατά την τελική εξίσωση (50):

$$\sin\omega_s = 0,0458 \cdot e + \frac{0,0025 \cdot e}{(1-0,21 \cdot e)^2} \quad (50)$$

Στο Σχ. 5.75 διακρίνεται η πολύ καλή προσέγγιση της (50) με το διάγραμμα e – $\sin\omega_s$ βάσει των αποτελεσμάτων των αναλύσεων.



Σχήμα 5.75: Συγκριτικά διαγράμματα εκκεντρότητας-κλίσης για ομοιογενές και ανομοιογενές έδαφος.

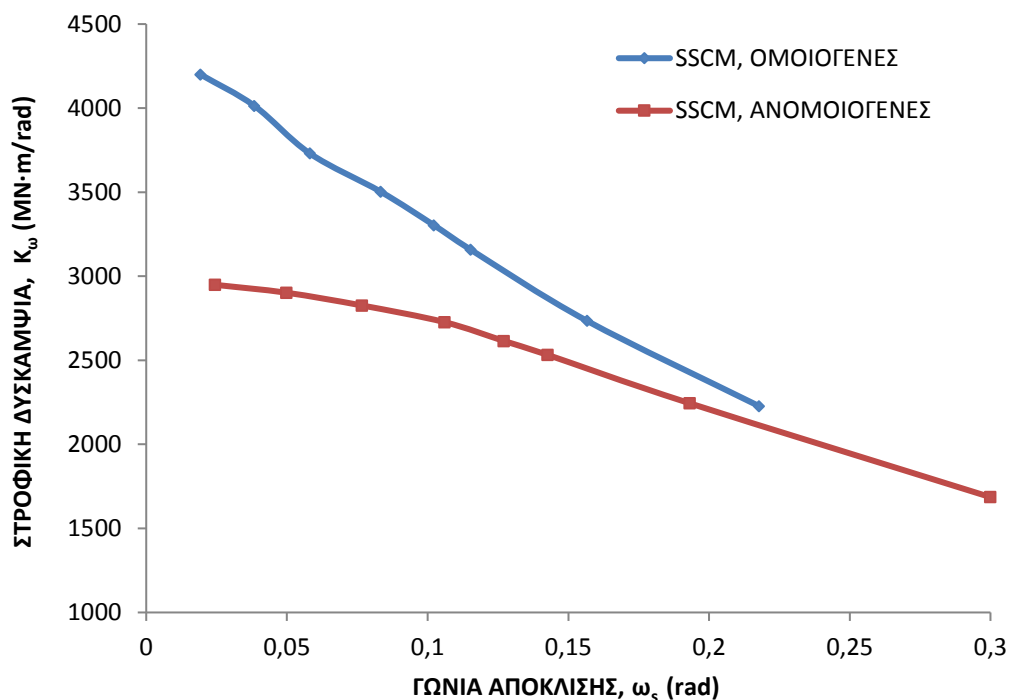
Η διαφορά των συντελεστών c της βασικής υπόθεσης κατά την σχέση (49a) μεταξύ ομοιογενούς και ανομοιογενούς εδάφους (0,17 και 0,21 αντιστοίχως) οφείλεται στην μειωμένη τιμή της οριακής εκκεντρότητας στην δεύτερη περίπτωση ($e \approx 4,80$ m). Επίσης, αξιοσημείωτη είναι η σχετικά απότομη αύξηση της κλίσης του διαγράμματος $e - \sin \omega_s$ για ανομοιογενές έδαφος, για εκκεντρότητα $e \geq 2,50$ m, οφειλόμενη προφανώς στην μείωση του συντελεστή ασφαλείας έναντι διατμητικής αστοχίας του εδάφους. Βάσει των αποτελεσμάτων που παρουσιάζονται στο Σχ. 5.75 σχεδιάστηκαν τα διαγράμματα γωνίας κλίσεως ω_s – στροφικής δυσκαμψίας K_ω , του Σχ. 5.76.

Στο υπ' όψιν συγκριτικό διάγραμμα αποτυπώνονται οι εξής τάσεις:

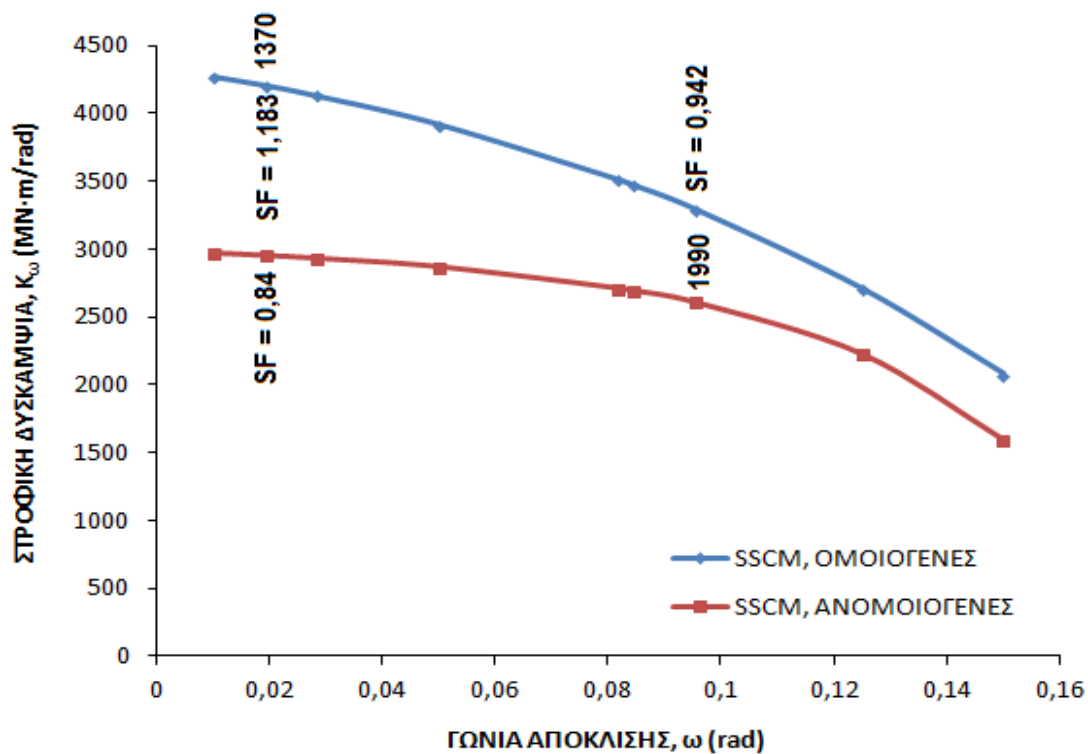
- Οι τιμές K_ω για συγκεκριμένη εκάστοτε τιμή γωνίας ω_s είναι σαφώς μικρότερες για το ανομοιογενές έδαφος.
- Οι διαφορές μεταξύ των διαγραμμάτων $\omega_s - K_\omega$ είναι μεγαλύτερες για τις μικρότερες τιμές ω . Προφανώς, η ανομοιογένεια του εδάφους ευνοεί περισσότερο την ανάπτυξη αρχικών κλίσεων για χαμηλές τιμές, π.χ. $\omega_s \leq 0,03$ rad.

Παρ' όλο που η στροφική δυσκαμψία συνδέεται άμεσα με την υποθετική γωνία στροφής του θεμελίου, ω_s , για δεδομένη ροπή ανατροπής M_D , εποπτικό επίσης είναι το διάγραμμα $K_\omega - \omega$, κατά το Σχ.5.77 με γωνία αναφοράς την εκάστοτε πραγματική-γεωμετρική απόκλιση ω . Βάσει των δεδομένων του Σχ.5.77, υπολογίσθηκε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστάθειας κλίσης, με εφαρμογή της σχέσης (48). Κατά το έτος 1370 (πέρας της Γ' φάσης κατασκευής), όπου $\omega \approx 0,0194$ rad, για ομοιογενές έδαφος προέκυψε $FS = 1,183$,

ενώ για ανομοιογενές (με την προσεγγιστική προσομοίωση) $FS = 0,84$. Ενδεχομένως λοιπόν, λόγω της ανομοιογένειας να είχε ανακύψει αστάθεια κλίσης από τότε.



Σχήμα 5.76: Στροφική δυσκαμψία θεμελίωσης ως συνάρτηση της γωνίας απόκλισης, ω_s .



Σχήμα 5.77: Στροφική δυσκαμψία θεμελίωσης ως συνάρτηση της γεωμετρικής γωνίας απόκλισης, ω .

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Associazione Geotecnica Italiana (1991). "The leaning Tower of Pisa-Present situation". *Proc 10th European Conference C.S.M.F.E.*, Florence, Vol. 4, pp 1437-1445.
- Bai, J., Morgenstern, N. and Chan, D. (2008). "Three-dimensional creep analyses of the Leaning Tower of Pisa". *Soils and Foundations*, Vol. 48:2, pp 195-205.
- Bai, J., Chan, D. and Morgenstern, N (2008). "Numerical analysis of time-dependent behaviour for the Leaning Tower of Pisa". *Soils and Foundations*, Vol.48:2, pp 207-220.
- Berardi, G., Caroti, L., Giunta, G., Jamiolkowski, M. and Lancellotta, R. (1991). "Mechanical properties of Upper Pisa Clay". *Proc. 10th European C.S.M.F.E.*, Florence, Vol.1, pp7-10.
- Bishop, A.E. and Lovenbury, H.T. (1969). "Creep characteristics of two undisturbed clays". *Proc. International CSMFE*, Vol.1, pp 29-37.
- Borowicka, H. (1943). "Uber ausmitting belastestarre platen auf elastic histropm underground (Eccentrically loaded rigid plates on elastic isotropic subsoil)". *Ingenieur-Archive*, 14 (1), pp 1-8 (in German).
- Bozozuk, M. (1973). "Bearing capacity of clays for tower silos". *Canadian Agricultural Engineering*, Vol. 16:1, pp13-17.
- Bozozuk, M. (1976). "CBD-177 Tower silo foundations". Canadian Building Digest, National Research Council, Canada.
- Burland, J.B., Jamiolkowski, M. and Viggiani, C. (2003). "The stabilization of the Leaning Tower of Pisa", *Soils and Foundations*, Vol. 43:5, pp 63-80.
- Cheney, J., Abghri, A. and Kutter, B.L. (1991). "Stability of Leaning Towers". *ASCE*, J.G.E. Vol.117:2, pp 297-318.
- Croce, A., Burghignoli, A. , Calabresi, G., Evangelista A .and Viggiani, C. (1981). "The Tower of Pisa and the Surrounding Square: Recent Observations". *Proc. X. ISMFE, Stockholm*, Vol. 3, pp 61-70.
- Dogangun, A., Karaca, Z., Durmus, A. and Sezen, H. (2009). "Cause of damage and failures in silo structures", *ASCE. Journal of Perf. and Constructed Facilities*, Vol. 23:2, pp 65-71.
- Gorbunov-Posadov, M.I., and Serebrajanyi, R.V. (1961). "Design of structures upon elastic foundations". *Proc. Fifth Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp 643-648.
- Habib, P. and Puyo, A. (1970). "Stabilité des fondations des constructions de Grande Hauteur". *Annales ITBTP*, pp 117-124 (in French).
- Hambly, E.C. (1985). "Soil buckling and leaning instability of tall structures". *Struct. Engrg*, 63(3), pp 77-85.

- Hambly, E.C. (1990). "Overturning stability". *ASCE, Journal of Geot. Engrn*, Vol.116:4, pp 704-709.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C. Germaine, J.T., Lancellotta, R. (1985). "New developments in field and laboratory testing of soils". *Proc. 11th ICSMFE*, San Francisco, Theme Lecture, V.1.
- Jamiolkowski, M., Levi, F. and Lancellotta, R. (1993): "Leaning Tower of Pisa-updated information". *Third international Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, Missouri, Vol. 2, pp.1319-1330.
- Lancellotta, R. and Pepe, C. (1990). "Pisa Tower-Geotechnical Properties of the Horizon A.". Technical University of Torino, Internal Report.
- Lancellotta, R. and Pepe, C. (1990a). "Mechanical Behaviour of Pisa Clay". Research Report, V. 2.2., Technical University of Torino.
- Leonards, G.A. (1979): "Discussion of Foundation performance of Tower of Pisa". *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105 (GT1), pp 95-105.
- Ministero dei Lavori Pubblici (1971). "Ricerche e studi su la Torre pendent di Pisa ed I fenomeni connessi alle condizioni di ambiente", Vol.3, I.G.M., Firenze.
- Ministero dei Lavori Pubblici (1973). "La stabilità della Torre di Pisa", Institut Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma.
- Mitchell, J.K., Vivatrat, V. and Lambe, W. (1977). "Foundation performance of Tower of Pisa". *ASCE, Journal Geot. Eng. Division*, Vol. 103, N° GT3, pp 227-249.
- Mitchell, J.K. and Soga, K. (1995). "Numerical and experimental studies related to the performance and stabilization of the Tower of Pisa". Report to the Consorzio Progetto Torre di Pisa.
- Pierotti, P. (2007). "A Brief History of the Leaning Tower of Pisa (Translated in English)", Pacini Editore, Pisa.
- Potts, D.M. and Burland, J.B. (2000): "Development and application of a numerical model for simulating the stabilization of the Leaning Tower of Pisa", *Proc. John Booker Memorial Symp. on Developments in Theoretical Geomechanics* (eds. By Smith and Carter), Sidney, pp 737-758.
- Puzrin, A, Alonso, E. and Pinyol, N. (2010). "Geomechanics of Failures", Springer.
- Rampello, S. and Callisto, L. (1998). "A study on the subsoil of Tower of Pisa based on results from standard and high-quality samples". *Canadian Geotechnical Journal*, 95 (6), pp.1074-1092.
- Salgado, R., Lyamin, A., Lim, J. (2013). "Foundation failure case histories reexamined using modern Geomechanics", *Seventh International Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Paper No SOAP-9.
- Weismann, G.F. (1972). "Tilting foundations". *ASCE, Journal S.M., F. Division* 98(1), pp 59.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ

1. Εισαγωγή

Η εξεταζόμενη περίπτωση αποτελεί συνηθισμένη μορφή ανομοιογένειας του εδάφους και αποκτά πρακτική σημασία για θεμελιώσεις που δεν έχουν αρκετά μικρές διαστάσεις, ώστε να είναι εύλογη και αποδεκτή η παραδοχή “μέσης” αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους. Στη φύση είναι αρκετά συχνή η περίπτωση, όπου η υποκείμενη στρώση είναι κανονικά στερεοποιημένη και ασθενέστερη της υπερκείμενης, η οποία εμφανίζει υψηλότερη αστράγγιστη διατμητική αντοχή που οφείλεται σε υπερστερεοποίηση είτε και σε άλλους λόγους. Επίσης, συχνή είναι η περίπτωση ασθενέστερης άνω στρώσης (π.χ. μέση άργιλος) που ακολουθείται από πολύ σιφρή ή και σκληρή συνεκτική επίσης στρώση. Η φέρουσα ικανότητα επιφανειακής θεμελίωσης επηρεάζεται από τις ιδιότητες και των δύο αργιλικών στρώσεων και όχι μόνο από την αντοχή της ανώτερης, εάν το πλάτος της είναι αρκετά υψηλό συγκριτικώς με το πάχος της άνω στρώσης. Αντιπροσωπευτική περίπτωση τέτοιων γεωμετρικών συνθηκών είναι η αστοχία των σιλό στην Transcona, που ήδη εξετάσθηκε σε προηγούμενο Κεφάλαιο και που οφείλεται αποκλειστικά στο γεγονός ότι αγνοήθηκε (ή δεν διερευνήθηκε) υποκείμενη ασθενέστερη αργιλική στρώση.

Για την ανάλυση της φέρουσας ικανότητας διστρωματικού αργιλικού εδάφους, εφαρμόσθηκαν κατά καιρούς διάφορες μέθοδοι, προσεγγιστικές ή ακριβείς. Κατ' αρχάς, η κεντρική φόρτιση της θεμελίωσης εξετάσθηκε από πολλούς ερευνητές. Η κατάλληλη τροποποίηση του θεωρητικού τύπου για ομοιογενές αργιλικό έδαφος κατά Prandtl επιχειρήθηκε αρχικώς με προσεγγιστικές κυκλικές επιφάνειες ολισθήσεως (π.χ. Button, 1953, Chen, 1975) που δίδουν εντούτοις, αρκετά ικανοποιητικά αποτελέσματα (Puzrin et al, 2010). Με αξιολόγηση πειραμάτων μικρής κλίμακας οι Brown and Meyerhof (1969) και Meyerhof and Hanna (1978) διατύπωσαν ημιεμπειρική μέθοδοι εκτίμησης της φέρουσας ικανότητας. Ακριβείς οριακές αναλύσεις υπό 2D ή 3D συνθήκες εφαρμόσθηκαν κατά το παρελθόν για την εκτίμηση του άνω ή κάτω ορίου της φέρουσας ικανότητας (π.χ. Michalowski and Shi, 1995, Shiau et al, 2003, Salgado et al, 2004, 2013). Αριθμητικές μέθοδοι υπολογισμού του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας, κυρίως με πεπερασμένα στοιχεία, για λωριδωτή θεμελίωση σε δίστρωτο σχηματισμό (2D συνθήκες) εφαρμόσθηκαν από αρκετούς ερευνητές για την απλή περίπτωση κεντρικής φόρτισης, όπως Burd and Frydman, (1996), Merifield et al, (1999), Zhu, (2004), Benmebarek et al, (2012). Η περίπτωση τετραγωνικής θεμελίωσης που φορτίζεται κεντρικά εξετάσθηκε από τους Zhu and Michalowski (2005) και τους Merifield and Nguyen (2006), οι οποίοι έδωσαν πίνακες του ισοδύναμου συντελεστή με βάση κανονικοποιημένες παραμέτρους, ενώ οι Salgado et al (2013) επανεξέτασαν περιπτώσεις αστοχίας σε διστρωματικό έδαφος με τριδιάστατες αναλύσεις F.E. Αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων για λωρίδα και τετραγωνικό θεμέλιο παρουσιάσθηκαν επίσης με τη μορφή διαγραμμάτων από τους Παπαδοπούλου και Γκαζέτα (2014). Η θεμελίωση με δακτυλιωτή άκαμπτη πλάκα αναλύθηκε με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων από τους Moayed et al (2012) με αποτελέσματα συγκεκριμένων περιπτώσεων και όχι με αδιαστατοποιημένη μορφή.

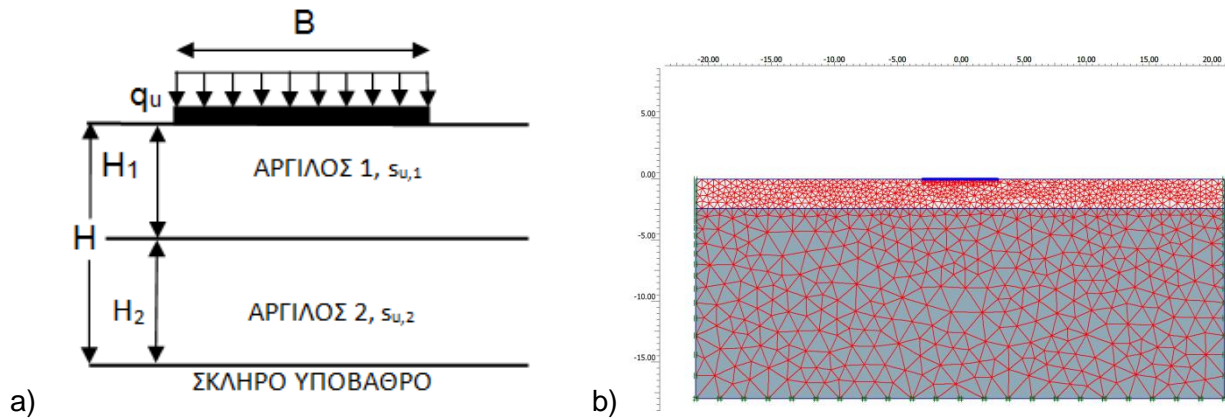
Οι βιβλιογραφικές αναφορές σε ερευνητικές εργασίες για έκκεντρη φόρτιση της θεμελιώσεως επί διστρωματικό εδάφους είναι σχετικά περιορισμένες, όπως π.χ. η έκκεντρη, η έκκεντρη και υπό κλίση φόρτιση θεμελιολωρίδας, κατά Zhan and Luan (2011) και Rao et al (2005). Τέλος, περιορισμένα επίσης βιβλιογραφικά στοιχεία διατίθενται για εξειδικευμένα ή λεπτομερέστερα θέματα φέρουσας ικανότητας θεμελίων επί αργιλικού εδάφους, όπως η ακρίβεια της παραδοχής της «ισοδύναμης» επιφάνειας για κυκλική και λωριδωτή επιφάνεια σε ομοιογενές έδαφος, που φορτίζεται υπό εκκεντρότητα (Taiebat and Carter, 2002) και η περίπτωση λωρίδας θεμελιωμένης σε βάθος σε δίστρωτο αργιλικό σχηματισμό (Bandini and Pham, 2011).

Το παρόν 6^ο κεφάλαιο επικεντρώνεται όχι μόνο στη συστηματική παρουσίαση των αποτελεσμάτων επιλύσεων με F.E. υπό 2D ή 3D συνθήκες, αλλά και στην παράλληλη εξέταση των μηχανισμών αστοχίας που αναπτύσσονται σε δίστρωτο αργιλικό σχηματισμό (και ειδικότερα στον μηχανισμό διατμητικής διεσόδου στην ανώτερη στρώση κατά Meyerhof and Hanna, 1978), καθώς και στην οριοθέτησή τους αναλόγως των δεδομένων. Κρίθηκε ότι δεν έχει έννοια η παράθεση ενιαίων διαγραμμάτων για όλο το φάσμα διακυμάνσεως του λόγου των τιμών της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $s_{u,2}/s_{u,1}$, δεδομένου του διαφορετικού μηχανισμού αστοχίας και του αντιστοίχως προσαρμοσμένου τρόπου υπολογιστικής διερευνήσεως, αναλόγως του αν η ανώτερη στρώση είναι υψηλότερης ή όχι διατμητικής αντοχής. Ειδικότερα, εξετάστηκαν οι ακόλουθες περιπτώσεις:

- i) Κεντρική φόρτιση θεμελιολωρίδας, ορθογωνικής, τετραγωνικής και δακτυλιοειδούς θεμελίωσης.
- ii) Έκκεντρη κατακόρυφη φόρτιση θεμελιολωρίδας και τετραγωνικής θεμελίωσης (συνδυασμένη φόρτιση M, V).
- iii) Επιρροή του βάθους θεμελίωσης για κεντρική φόρτιση.
- iv) Επιρροή του αρχικού εντατικού πεδίου.

2. Προσομοίωση και παράμετροι υπολογισμών

Ως εδαφικό προσομοίωμα θεωρήθηκε το γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb, για αναλύσεις δε υπό αστράγγιστες συνθήκες, βασική παράμετρος είναι ο λόγος των τιμών της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $SR = s_{u,2}/s_{u,1}$. Οι βασικοί συμβολισμοί των αναλύσεων δίδονται στο Σχ.6.1a. Γενικώς, θεωρήθηκε ότι το συνολικό πάχος των αργιλικών στρώσεων (που βιβλιογραφικώς συνήθως θεωρείται $H_2 = \infty$) είναι αρκετά μεγάλο, ώστε να μην επηρεάζει τα αποτελέσματα. Ουσιαστικώς, το μέγεθος H_2 λήφθηκε ίσο με την κατακόρυφη διάσταση του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων. Είναι γνωστόν ότι σε ομοιογενή αργιλική στρώση ($SR = 1$) ο μηχανισμός αστοχίας φθάνει μέχρι βάθους $0,7 \cdot B$ κάτω από τη θεμελίωση (ακριβέστερα $\sqrt{2} \cdot \frac{B}{2}$ κατά Prandtl), εντούτοις στις περιπτώσεις ασθενέστερης υποκείμενης στρώσης ($s_{u,2} < s_{u,1}$), ακόμα και για λόγους $H_1/B > 0,7$, η επιφάνεια ολισθήσεως φθάνει σε αρκετά μεγάλο βάθος.



Σχήμα 6.1: Γεωμετρικό προσομοίωμα και ενδεικτικό δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων.

Στις περισσότερες περιπτώσεις, οι διαστάσεις του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων, σύμφωνα και με το Σχ.6.1b, λήφθηκαν $7B \cdot 3B$ (πλάτος: ύψος), ενώ κατ' εξαίρεση για χαμηλές τιμές του λόγου SR και για σχετικά υψηλές τιμές της άλλης βασικής παραμέτρου, του ανηγμένου πάχους H_1/B , αυξήθηκαν σε $14B \cdot 5B$. Χρησιμοποιήθηκαν τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis V.8 (2D αναλύσεις) και Plaxis 3D, με επιλογή για την πρώτη περίπτωση των "ακριβέστερων" 15-κομβων πεπερασμένων στοιχείων, ενώ για τη δεύτερη τα υπ' όψιν στοιχεία εφαρμόζονται ούτως ή άλλως, χωρίς εξαίρεση. Οι θεμελιώσεις θεωρήθηκαν ως απολύτως άκαμπτες, ενώ η διεπιφάνεια εδράσεώς τους ως απολύτως τραχεία. Οι παράμετροι των αναλύσεων κυμάνθηκαν, ως εξής: Το ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,1$ έως $1,5$ και ο λόγος των αντοχών $SR = s_{u,2}/s_{u,1} = 0,133$ έως 5 .

3. Κεντρική φόρτιση ακάμπτων θεμελιολωρίδων

3.1 Γενικά στοιχεία των αναλύσεων

Ειδικώς για λωρίδες (2D συνθήκες), η οριακή πίεση αστοχίας τέθηκε υπό την μορφή:

$$q_u = N_{c1} \cdot s_{u,1} \quad (1a)$$

όπου N_{c1} ο ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας.

Δεδομένου ότι τα αποτελέσματα είναι ανεξάρτητα των συγκεκριμένων τιμών $s_{u,2}$, $s_{u,1}$ επιλέχθηκε σταθερή τιμή $s_{u,1} = 100$ kPa σε όλες τις επιλύσεις, ενώ στην α' φάση επιβαλλόταν αρχική φόρτιση $q_0 = 100$ kPa. Μετά την επίλυση, σε επόμενη φάση εφαρμόσθηκε διαδικασία σταδιακής αύξησης της φόρτισης, από την οποία υπολογιζόταν ο απαιτούμενος συντελεστής επαυξήσεως, ΣM_{load} μέχρι την αστοχία, οπότε η οριακή φόρτιση ήταν:

$$q_u = 100(\text{kPa}) \cdot \Sigma M_{load} \quad (1b)$$

Προφανώς, σε κάθε περίπτωση προέκυπτε αριθμητικώς ότι $N_{c1} = \Sigma M_{load}$.

Η υπ' όψιν διαδικασία στη συγκεκριμένη περίπτωση αναλύσεως υπό αστράγγιστες συνθήκες είναι ταυτόσημη με την εναλλακτική δυνατότητα σταδιακής απομειώσεως των αντοχών $s_{u,1}$ και $s_{u,2}$ (phi-c reduction).

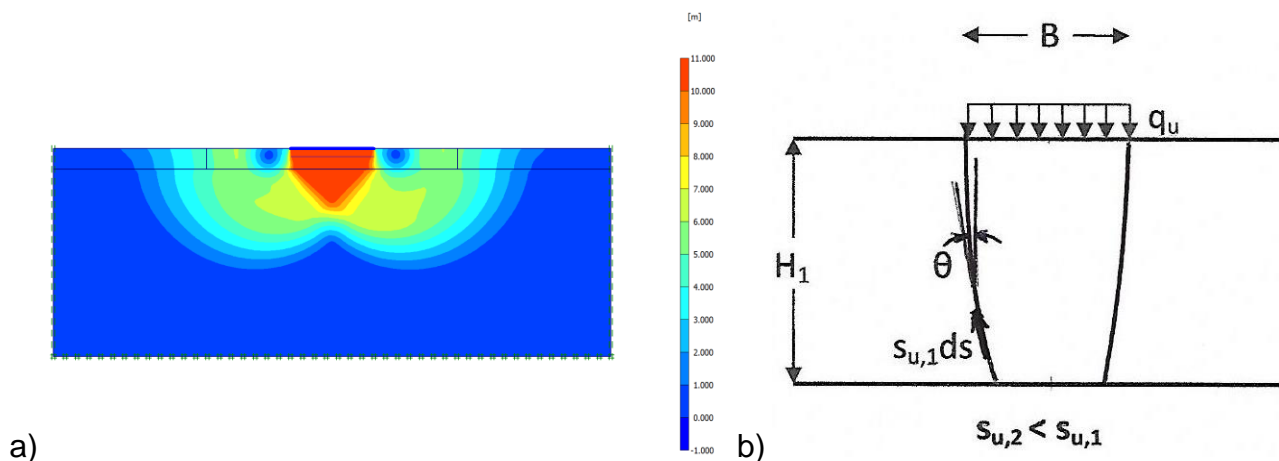
Σημειώνεται ότι στους υπολογισμούς θεωρήθηκε γενικώς $E/s_u = 300$, οπότε σε κάθε περίπτωση $E_1/E_2 = s_{u,1}/s_{u,2}$. Το φαινόμενο ειδικό βάρος εδάφους γ λήφθηκε σε κάθε ανάλυση με εύλογες τιμές. Η θεώρηση αβαρών αργιλικών στρώσεων (που βιβλιογραφικώς δεν είναι σπάνια), θα έδινε ελάχιστες μόνο αποκλίσεις των αποτελεσμάτων, όπως φάνηκε από δοκιμαστικές επιλύσεις. Οι γεωτεχνικές παράμετροι των αναλύσεων δίνονται στον Πίνακα 6.1 που ακολουθεί.

ΠΙΝΑΚΑΣ 6.1. Γεωτεχνικές παράμετροι των δύο αργιλικών στρώσεων

Περιγραφή	Μοναδικό βάρος	Παράμετροι αντοχής		Ελαστικές παράμετροι	
		s_u (kPa)	R^*_{int}	E (MPa)	ν
Άνω άργιλος	20	100	1	30	0,495 (0,3)
Κάτω άργιλος					
a) $SR \leq 1$	18	13,3–100	1	4–30	0,495 (0,3)
b) $SR \geq 1$	22	100–500	1	30–150	0,495 (0,3)

R^*_{int} : Συντελεστής απομείωσης αντοχής στη διεπιφάνεια

Δεδομένης της αναμενόμενης διαφοροποίησης του μηχανισμού αστοχίας, οι αναλύσεις έγιναν σε δύο σειρές, για $SR < 1$ που αποτελεί την συνηθέστερη περίπτωση ασθενέστερης υποκείμενης στρώσης 2 και $SR > 1$, με αντίστοιχη προσαρμογή των ορίων μεταβολής των παραμέτρων και κυρίως των διαστάσεων του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 6.2: Μηχανισμός διατμητικής διείδυσης στην άνω στρώση.

3.2 Ανώτερη στρώση υψηλότερης αντοχής ($SR < 1$)

α) Συγκριτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων αναλύσεων με F.E. (2D)

Η ημιεμπειρική μέθοδος κατά Meyerhof and Hanna (1978) βασίσθηκε σε παρατηρήσεις από πειραματικές διατάξεις, η αναλυτική δε διατύπωσή της προσεγγίζει μηχανισμό διατμητικής διείδυσης εντός της άνω ισχυρότερης στρώσεως με παράλληλη ανάπτυξη μηχανισμού αστοχίας ανάλογου του Prandtl εντός της υποκείμενης ασθενέστερης στρώσης.

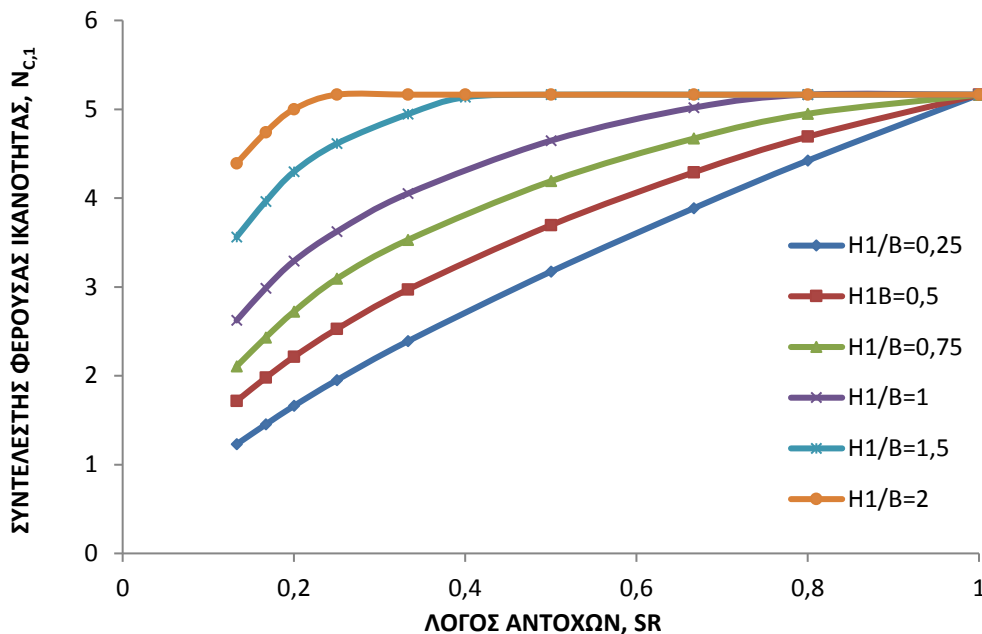
$$q_u = 2c_a \cdot (H/B) + (2+\pi) \cdot c_{u,2} \quad (2a)$$

Είναι προφανής η αντιστοιχία συμβολισμών της σχέσης (2a) με αυτούς του Σχ.6.1 με την σημείωση ότι ο όρος c_a με φυσική έννοια συνοχής, κυμαίνεται κατά τους υπ' όψιν ερευνητές μεταξύ $(0,7 \text{ έως } 1) \cdot c_{u,1}$. Από την (2a) θα προέκυπτε ο ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας:

$$N_{c,1} = 2 \cdot (c_a/c_{u,1}) \cdot (H/B) + (2+\pi) \cdot (c_{u,2}/c_{u,1}) \quad (2b)$$

Η μορφή του ανωτέρω μηχανισμού επιβεβαιώθηκε για αρκετά ευρύ φάσμα παραμέτρων από τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, όπως προκύπτει και από το ενδεικτικό Σχ.6.2a. Σε τέτοια περίπτωση το μέρος της συνολικής δύναμης αστοχίας που αναλαμβάνεται από τις οριακές διατμητικές τάσεις της πρώτης στρώσης είναι κατά το Σχ.6.2b:

$$2 \cdot \int_0^{H_1} s_{u,1} \cdot \cos\theta \cdot ds = 2 \cdot s_{u,1} \cdot \int_0^{H_1} \cos\theta \cdot ds = 2 \cdot s_{u,1} \cdot H_1 \quad (3)$$



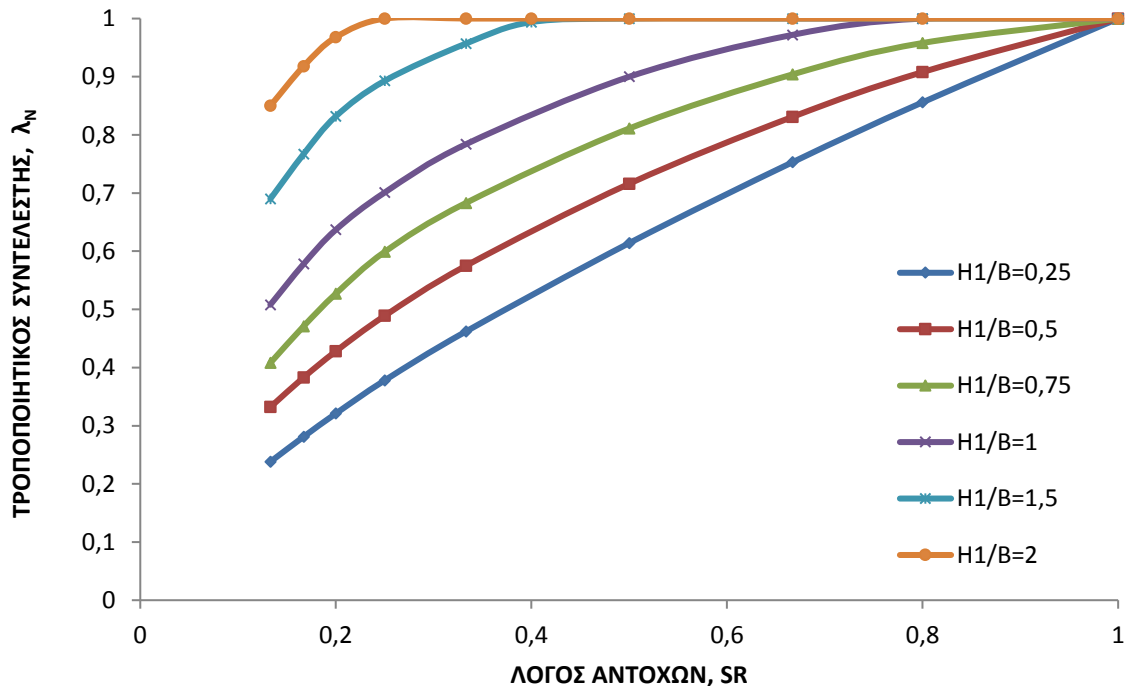
Σχήμα 6.3: Συντελεστής φέρουσας ικανότητας $N_{c,1}$ ως συνάρτηση των λόγων $s_{u,2}/s_{u,1}$ και H_1/B για άκαμπτη λωρίδα.

Από την αντιπαραβολή της (3) που προκύπτει ανεξαρτήτως της μορφής της επιφανείας διατμητικής διεισδύσεως με την (2a) θα έπρεπε $c_a = s_{u,1}$. Τα αριθμητικά αποτελέσματα ορισμένων από τις αναλύσεις ($0,133 \leq SR \leq 1$) παρουσιάζονται στο Σχ.6.3 για ανηγμένο πάχος ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,25-2$. Παρατηρούμε ότι κατά μεγάλη προσέγγιση ο ισοδύναμος συντελεστής N_{c1} συνδέεται γραμμικώς με τον λόγο SR, για τιμές $s_{u,2}/s_{u,1} \leq 0,60$.

Ένας εποπτικός τρόπος παρουσίασης των αποτελεσμάτων είναι βάσει του λόγου απομείωσης του συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_{c1} έναντι της θεωρητικής τιμής N_{c0} που ισχύει για ομοιογενές έδαφος ($SR = 1$), κατά την σχέση: $\lambda_n = \frac{N_{c1}}{N_{c0}}$. Σημειώνεται ότι βάσει των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων, προκύπτει ελαφρώς υψηλότερη τιμή του βασικού συντελεστή αναφοράς, δηλαδή $N_{c0} = 5,176$ αντί $(2+\pi) = 5,142$. Η μεταβολή του λ_n

(που ορίζεται ως «τροποποιητικός συντελεστής») συναρτήσει των υπεισερχομένων παραμέτρων που δίδεται στο Σχ.6.4.

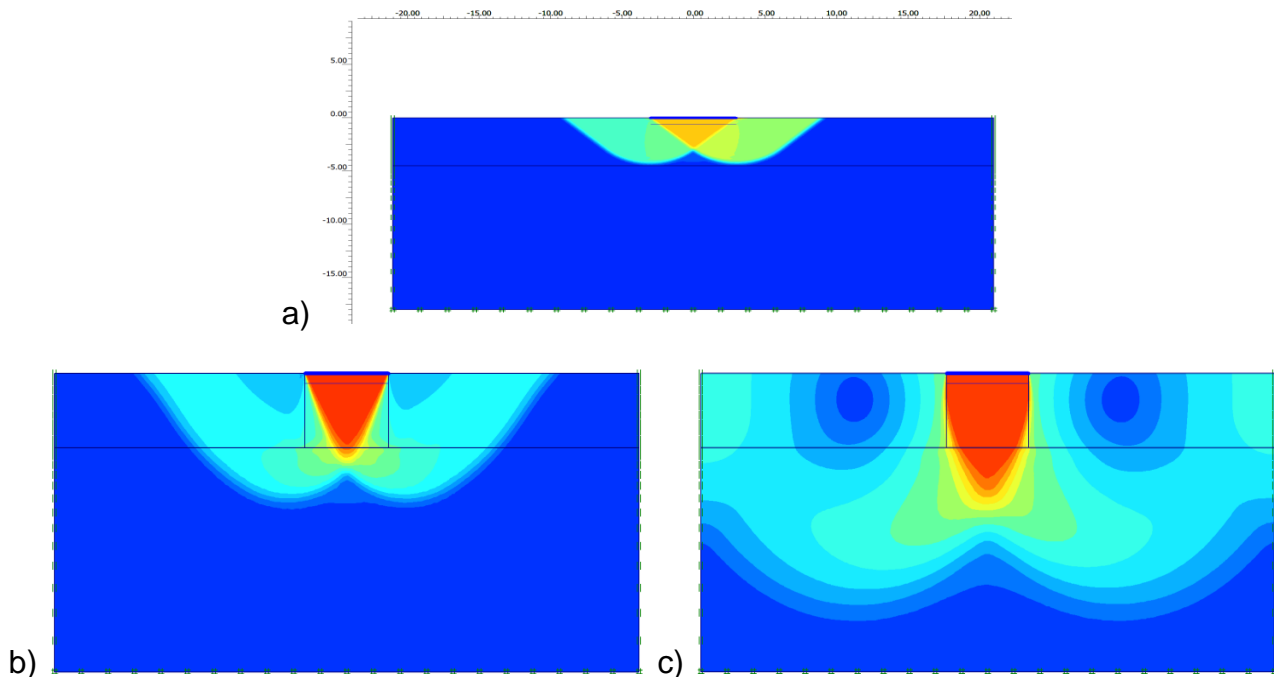
Η επιλογή του ανηγμένου βάθους $H_1/B = 0,75$ για μίαν αρχική διάκριση της μορφής του μηχανισμού αστοχίας, έγινε δεκτή διότι έτσι προσεγγίζεται το ανηγμένο βάθος μέχρι το οποίο εκτείνεται ο θεωρητικός μηχανισμός κατά Prandtl στο ομοιογενές αργιλικό έδαφος ($H_1/B \approx 0,707$).



Σχήμα 6.4: Τροποποιητικός συντελεστής συσχέτισης λ_N για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας βάσει της αντοχής της ανώτερης στρώσης.

Η γνωστή εικόνα αστοχίας κατά το Σχ.6.5a ονομάζεται (I), ο σαφής μηχανισμός διατμητικής διείσδυσης κατά το Σχ.6.5c αντιστοιχεί στον (III), ενώ η περίπτωση του Σχ. 6.5β υποδεικνύει ανάπτυξη ενδιάμεσου μηχανισμού (II) που χαρακτηρίζεται από δημιουργία σφήνας με γωνία ως προς την κατακόρυφη που ούτε είναι μηδενική ή πολύ μικρή, όπως στον (III), αλλά αποκλίνει σαφώς και από την τιμή $\pi/4$ (45°), όπως προβλέπει ο μηχανισμός κατά Prandtl (I). Στο Σχ.6.5 εικονίζεται ο μηχανισμός αστοχίας για την περίπτωση $H_1/B = 0,75$, ειδικότερα δε στο (a), για ομοιογενές έδαφος ($SR = 1$) είναι σαφής η ανάπτυξη μηχανισμού κατά Prandtl που περιορίζεται στην "άνωτερη" στρώση. Στο Σχ.6.5c αντιθέτως, για $SR = 0,2$ είναι σαφής η ανάπτυξη μηχανισμού διατμητικής διείσδυσης, με σαφέστατη περαιτέρω επιρροή μέχρι μεγάλου βάθους, ενώ στο Σχ.6.5b ($SR = 0,6$) εικονίζεται ενδιάμεσης μορφής μηχανισμός.

Τα αποτελέσματα των προηγούμενων αναλύσεων (Σχ.6.3 και Σχ.6.4) παρουσιάζονται με διαφορετική μορφή στο Σχ.6.6, όπου στον άξονα των τετμημένων αντιστοιχεί ο λόγος H_1/B , οπότε $\lambda_N = f(H_1/B, SR)$. Ειδικώς, για την περίπτωση μηχανισμού διατμητικής διείσδυσης (τύπος III), βάσει της σχέσης (2b) θα αναμενόταν, όπως προαναφέρθηκε περίπου γραμμική συσχέτιση του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_{c1} με το ανηγμένο πάχος H_1/B , άρα και του συντελεστή συσχέτισης, λ_N , σύμφωνα με τις σχέσεις (4a) και (4b).



Σχήμα 6.5: Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/B = 0,75$ για διάφορους λόγους $s_{u,2}/s_{u,1}$ (1, 0,6 και 0,2).

$$N_{C1} = 2 \cdot \frac{H_1}{B} + N_{C0} \cdot \lambda_B \cdot \frac{s_{u,2}}{s_{u,1}} \quad (4a)$$

$$\text{ή } \lambda_N = \frac{2}{N_{C0}} \cdot \frac{H_1}{B} + \lambda_B \cdot SR \quad (4b)$$

όπου λ_B διορθωτικός συντελεστής του όρου της φέρουσας ικανότητας που αναπτύσσεται ενός της υποκείμενης, ασθενέστερης στρώσης. Από την στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων για το εύρος τιμών SR που αναπτύσσεται μηχανισμός διατμητικής διείδυσης ή κατά προσέγγιση τιμή $\lambda_B = 1$, θα οδηγούσε σε αποκλίσεις όχι μεγαλύτερες του $\pm 7\%$. Γενικά, επεκτείνοντας τις ανωτέρω σχέσεις στις περιπτώσεις ανάπτυξης του ενδιάμεσου μηχανισμού (II) έως και του οριακού (I) θα μπορούσαν να γραφούν, ως εξής:

$$N_{C1} = 2 \cdot \lambda_H \cdot \frac{H_1}{B} + \lambda_B \cdot N_{C0} \cdot \frac{s_{u,2}}{s_{u,1}} \quad (5a)$$

$$\text{ή } \lambda_N = \lambda_H \cdot \frac{2}{N_{C0}} \cdot \frac{H_1}{B} + \lambda_B \cdot SR \quad (5b)$$

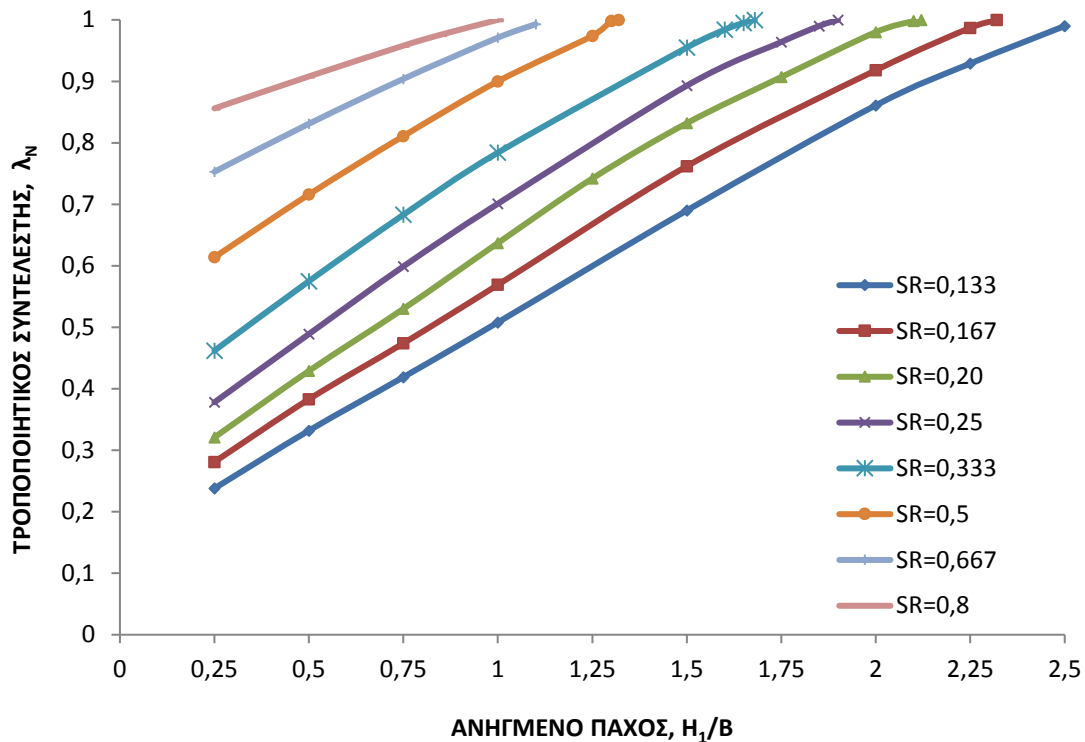
Προφανώς, στις οριακές περιπτώσεις προσεγγίσεως του βασικού μηχανισμού κατά Prandtl (για υψηλές τιμές H_1/B είτε υψηλές τιμές SR που προσεγγίζουν τη μονάδα), οι διορθωτικοί συντελεστές θα έτειναν στις οριακές τιμές, $\lambda_H \Rightarrow 0$ και $\lambda_B \Rightarrow 1$.

Οι σχέσεις που ακολουθούν προκύπτουν από τη βασική εξίσωση ισορροπίας δυνάμεων κατά την αστοχία, ως εξής:

$$P_u = 2 \cdot \lambda_H \cdot H_1 \cdot s_{u,1} + \lambda_B \cdot N_{c0} \cdot B \cdot s_{u,2} \quad (5c)$$

$$\text{και } P_u = N_{c1} \cdot s_{u,1} \cdot B \quad (5d)$$

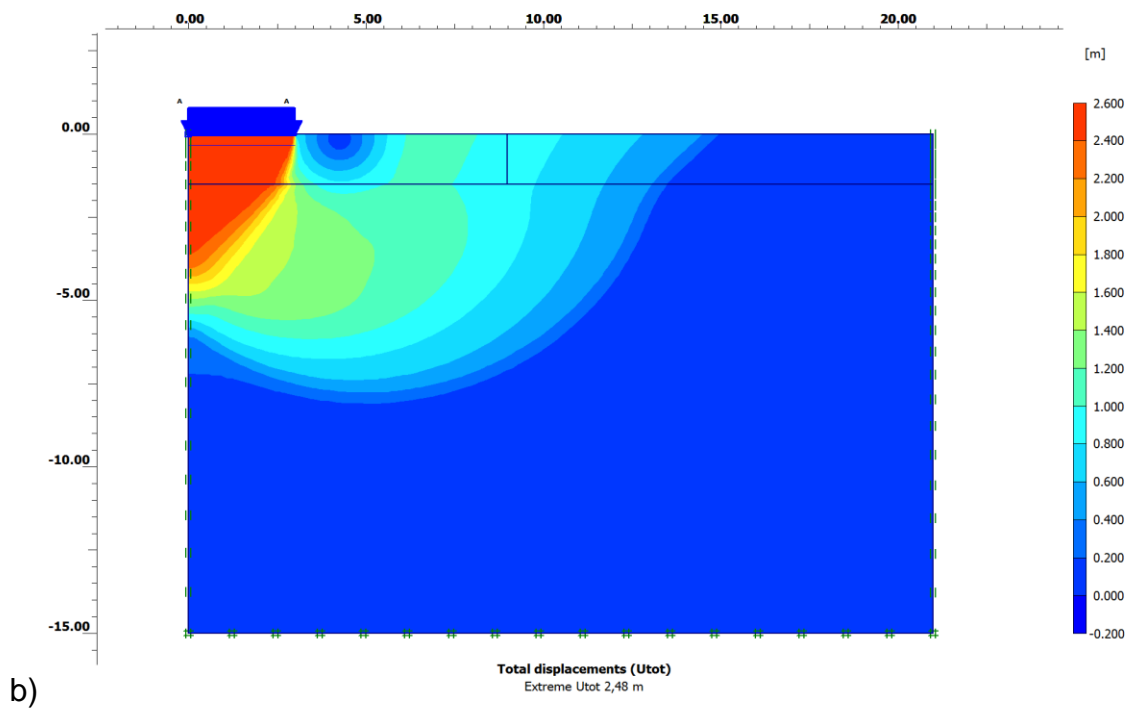
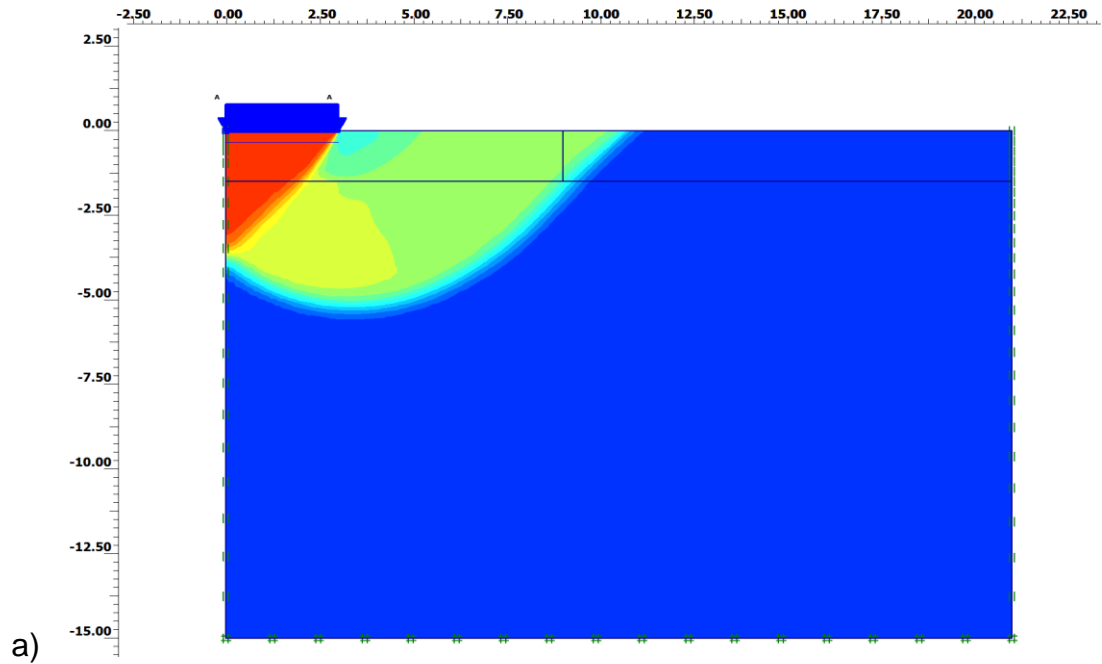
Όπως φαίνεται από το Σχ.6.6, επιβεβαιώνεται η γραμμική συσχέτιση των μεγεθών $\lambda_N - H_1/B$ (άρα και $N_{c1} - H_1/B$) για ευρύ φάσμα τιμών των παραμέτρων. Βάσει της σχέσης (5c), στην οποία υπεισέρχονται οι διορθωτικοί συντελεστές και λ_H και λ_B συμπεραίνεται ότι ειδικώς ο συντελεστής λ_H προφανώς εξαρτάται από τον λόγο αντοχών SR (λόγω της διαφορετικής κλίσης των ευθυγράμμων διαγραμμάτων του Σχ.6.6), όχι όμως και από τον λόγο H_1/B .



Σχήμα 6.6: Τροποποιητικός συντελεστής λ_N , ως συνάρτηση του ανηγμένου πάχους H_1/B .

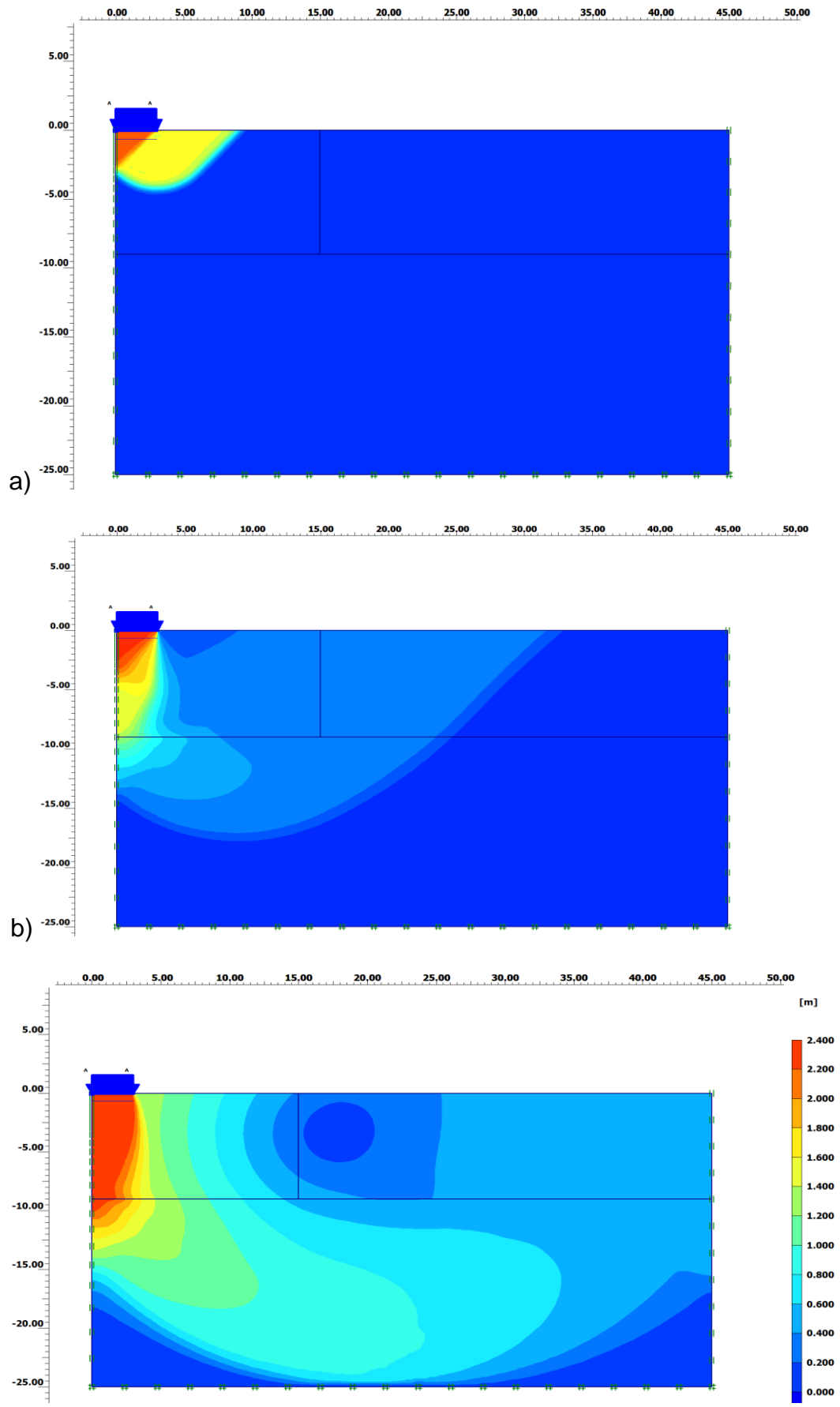
Στο Σχ.6.7 που αφορά σε περιπτώσεις σχετικά μικρού πάχους ανώτερης στρώσης ($H_1/B = 0,25$) φαίνονται σαφώς οι μηχανισμοί αστοχίας τύπου (II) και (III) για τιμές ανηγμένης αντοχής SR , 0,667 και 0,25 αντίστοιχα. Για τη σχετικά υψηλή τιμή $H_1/B = 1,50$, διακρίνονται οι μηχανισμοί (I), (II) και (III) για τις αντίστοιχες τιμές $SR = 0,5$, 0,333 και 0,133. Γενικά, διαπιστώθηκε ότι ακόμη και για υψηλές τιμές του πάχους της ανώτερης στρώσης (π.χ. 1,50 - 2,0), ο μηχανισμός αστοχίας επεκτείνεται στην υποκείμενη, ασθενέστερη στρώση για σχετικά μικρές τιμές της ανηγμένης αντοχής SR .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



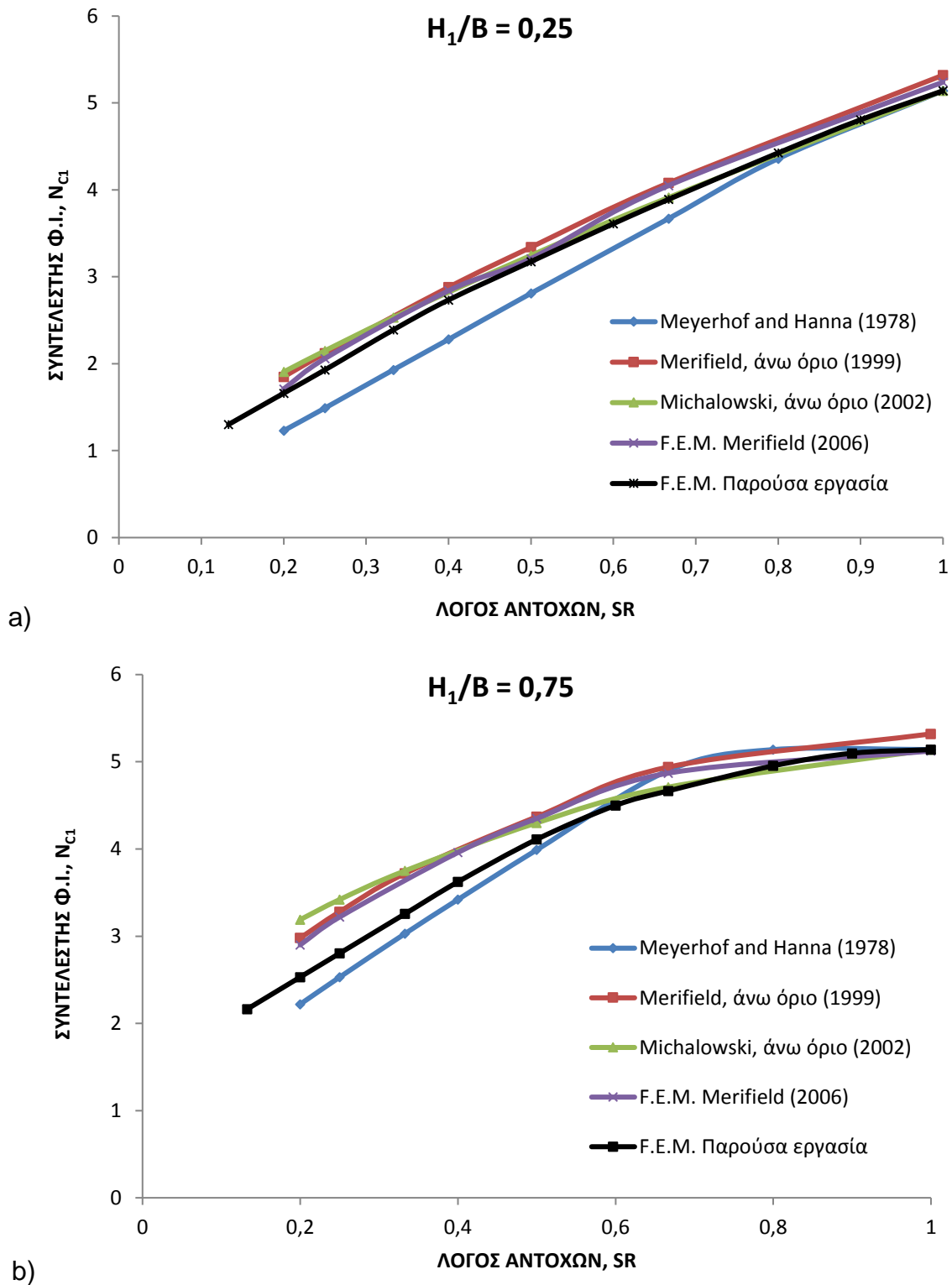
Σχήμα 6.7: Μηχανισμοί αστοχίας για $H_1/B = 0,25$: a) $SR = 0,667$, b) $SR = 0,25$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.8: Μηχανισμοί αστοχίας για $H_f/B = 1,50$: a) $SR = 0,5$, b) $SR = 0,333$, c) $SR = 0,133$.

Από τις συγκρίσεις των αποτελεσμάτων των αναλύσεων του παρόντος με βιβλιογραφικά στοιχεία (Σχ. 6.9) διακρίνεται μια πολύ καλή προσέγγιση με εξαίρεση ίσως, τη μέθοδο Meyerhof & Hanna (1978), που δίδει συστηματικώς χαμηλότερες τιμές του N_{C1} .



Σχήμα 6.9: Συγκριτικά διαγράμματα συντελεστών φέρουσας ικανότητας N_{C1} για άκαμπτη λωρίδα.

β) Αναλυτική εκτίμηση του ισοδυνάμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας

Αναφερόμαστε στη βασική περίπτωση της θεμελιολωρίδας και ειδικότερα στην περιοχή συνδυασμού παραμέτρων, για την οποία διαπιστώθηκε από τις αριθμητικές αναλύσεις γραμμική συσχέτιση των συντελεστών N_{c1} με το ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης H_1/B (για $SR < 1$). Με βάση τον απλουστευτικό μηχανισμό διατμητικής διείσδυσης προέκυψε η σχέση (4a) και βάσει του Σχ.6.6 που συνδέει το συντελεστή συσχέτισης λ_N ($\lambda_N = N_{c1}/N_{c0}$) με το ανηγμένο πάχος H_1/B , διατυπώθηκαν οι εξής σχέσεις, όπου υπενθυμίζονται σε αυτό το σημείο:

$$N_{c1} = 2 \cdot \lambda_H \cdot \frac{H_1}{B} + \lambda_B \cdot N_{c0} \cdot \frac{s_{u,2}}{s_{u,1}} \quad (5a)$$

$$\text{ή } \lambda_N = \lambda_H \cdot \frac{2}{N_{c0}} \cdot \frac{H_1}{B} + \lambda_B \cdot SR \quad (5b)$$

Οι σχέσεις που ακολουθούν ήδη έχουν αναφερθεί και προκύπτουν από τη βασική εξίσωση ισορροπίας δυνάμεων κατά την αστοχία, ως εξής:

$$V_u = 2 \cdot \lambda_H \cdot H_1 \cdot s_{u,1} + \lambda_B \cdot N_{c0} \cdot B \cdot s_{u,2} \quad (5c)$$

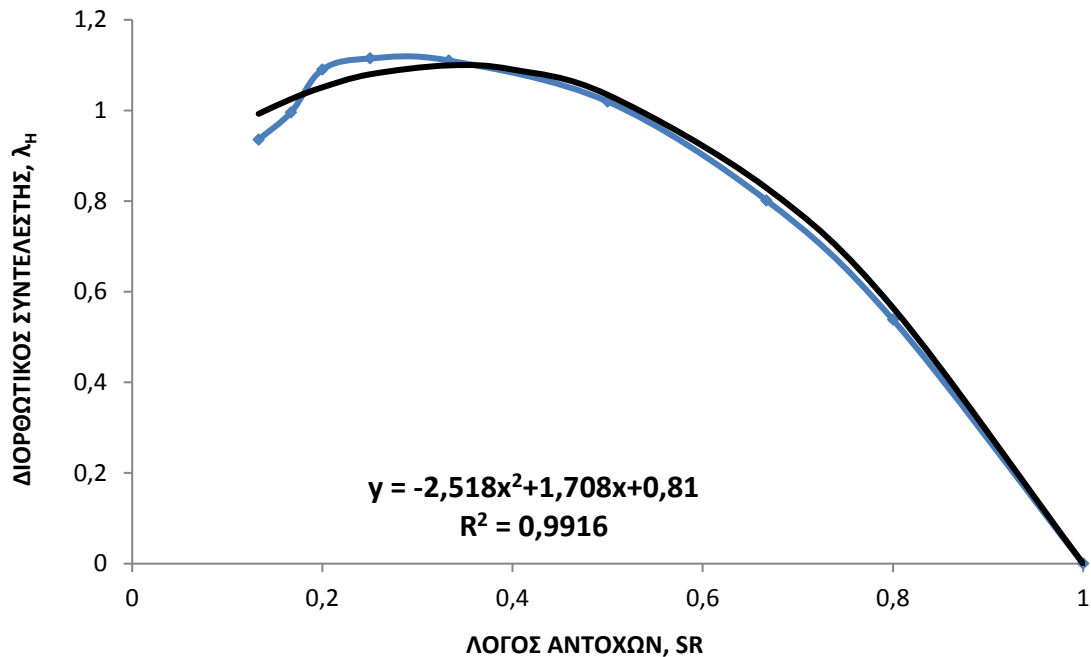
$$\text{και } V_u = N_{c1} \cdot s_{u,1} \cdot B \quad (5d)$$

Για σχετικά μεγάλο εύρος τιμών του ανηγμένου πάχους H_1/B διαπιστώθηκε η γραμμική συσχέτιση των μεγεθών N_{c1} ή λ_N και H_1/B , που θα αναμενόταν για εκείνες τις περιπτώσεις ανάπτυξης μηχανισμού διατμητικής διείσδυσης, δηλαδή τύπου (III). Εντούτοις, ακόμη και για περιπτώσεις του ενδιάμεσου μηχανισμού τύπου II, φαίνεται να ισχύει η γραμμική συσχέτιση που αποδίδεται γενικώς με εξίσωση της μορφής της (5a) ή της ισοδύναμης (5b). Οι συντελεστές λ_H και λ_B είναι ουσιαστικά διορθωτικοί συντελεστές, που γενικά πλησιάζουν την μονάδα (1), βάσει των οποίων τα αριθμητικά αποτελέσματα παρουσιάζονται με εξίσωση της βασικής μορφής της (4a). Η κλίση των διαγραμμάτων $\lambda_N - H_1/B$ του Σχ.6.6 αντιστοιχεί στην παράσταση: $\lambda_H \cdot \frac{2}{N_{c0}} \approx 0,386 \cdot \lambda_H$

($N_{c0} = 5,176$ σύμφωνα με τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων) και παρατηρείται από τα ίδια διαγράμματα ότι ο διορθωτικός συντελεστής λ_H εξαρτάται από τον λόγο αντοχών SR . Από τις τιμές της μεταβαλλόμενης κλίσης των διαγραμμάτων του Σχ.6.6, στην περιοχή γραμμικής συσχέτισης, για κάθε περίπτωση λόγου αντοχών SR , σχεδιάσθηκε το διάγραμμα $\lambda_H - SR$ και προσεγγίσθηκε από παραβολική σχέση (Σχ.6.10) με πολύ υψηλό συντελεστή συσχέτισης, ως εξής:

$$\lambda_H = 0,81 + 1,708 \cdot (SR) - 2,518 \cdot (SR)^2 \quad (6)$$

Δεδομένης της γραμμικής συσχέτισης $N_{c1} - (H_1/B)$ ή $\lambda_N - (H_1/B)$ είναι προφανές ότι η παραδοχή διορθωτικού συντελεστή λ_H , ανεξαρτήτου του ανηγμένου πάχους (H_1/B) συνεπάγεται ότι και ο συντελεστής λ_B κατά τη σχέση (5a) ή (5b) είναι επίσης ανεξάρτητος του ανωτέρω λόγου. Η μη γραμμική συσχέτιση των μεγεθών N_{c1} (ή λ_N) - SR για διάφορες τιμές του ανηγμένου πάχους (H_1/B) ενισχύει την υπόθεση ότι ο συντελεστής λ_B εξαρτάται και αυτός από τον λόγο αντοχών.



Σχήμα 6.10: Στατιστική συσχέτιση του διορθωτικού συντελεστή λ_H με τον λόγο αντοχών SR .

Οι ανωτέρω υποθέσεις διευκολύνουν τη διατύπωση στατιστικών συσχετίσεων με αρκετή ακρίβεια, παρ' όλο που απλώς προσεγγίζουν το θέμα. Για παράδειγμα, θα ήταν δυνατόν να αναζητηθούν με πληρέστερη στατιστική επεξεργασία, συναρτήσεις της μορφής $\lambda_H = f(SR, H_1/B)$ και $\lambda_B = f(SR, H_1/B)$, οι οποίες να μην οδηγούν σε αντίφαση με τη διαπιστωμένη γραμμική συσχέτιση $\lambda_N - (H_1/B)$ τουλάχιστον για ορισμένο εύρος παραμέτρων. Από τα αποτελέσματα της έμμεσης πλέον εκτίμησης της τιμής λ_B συναρτήσει του λόγου αντοχών (SR), βάσει των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων, προέκυψε το διάγραμμα του Σχ.6.11 και η σημειούμενη συσχέτιση, ως εξής:

$$\lambda_B = 1 + 0,17 \cdot (1 - SR)^2 \quad (7)$$

Από τις εξισώσεις (6) και (7) προκύπτει ότι για $SR \Rightarrow 1$, $\lambda_H \Rightarrow 0$ και $\lambda_B \Rightarrow 1$, οπότε θα ίσχυε ο μηχανισμός Prandtl και η αντίστοιχη θεωρητική σχέση για το συντελεστή φέρουσας ικανότητας, κατά τρόπον απολύτως ανεξάρτητο του λόγου H_1/B , δεδομένου ότι το πάχος της ανώτερης στρώσης δεν θα είχε πλέον οποιοδήποτε φυσικό νόημα. Ο συνδυασμός των σχέσεων (5α), (6) και (7) δίνει τον κλειστό αναλυτικό τύπο για τον ισοδύναμο συντελεστή συσχέτισης, ως εξής:

$$N_{c,1} = 2 \cdot [0,81 + 1,708 \cdot (SR) - 2,518 \cdot (SR)^2] \cdot \frac{H_1}{B} + [1 + 0,17 \cdot (1 - SR)^2] \cdot N_{c0} \cdot (SR) \quad (8a)$$

$$\text{και } \lambda_N = \frac{N_{c1}}{N_{c0}} \quad (8b)$$

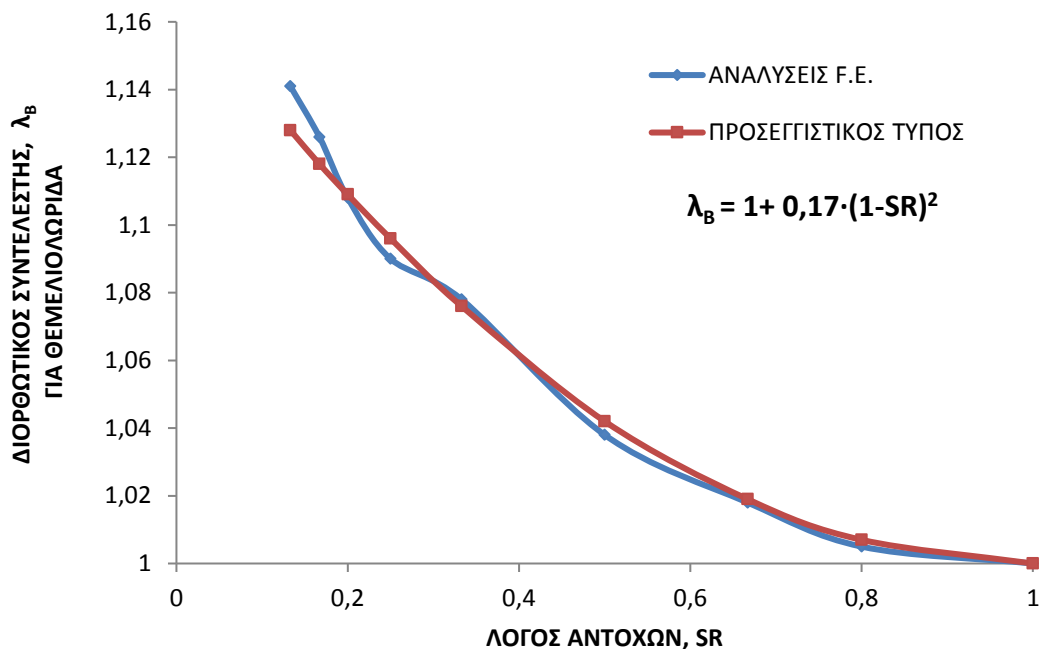
όπου $N_{c0} = 5,176$ σύμφωνα με τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων ή (2+π) θεωρητικώς.

Οι αποκλίσεις των διαγραμμάτων $\lambda_N - H_1/B$ αφ' ενός βάσει των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων, αφ' ετέρου βάσει των σχέσεων (8a) και (8b) είναι πολύ μικρές, σχεδόν αμελητέες, όπως παρατηρείται στο Σχ.6.12. Συμπεραίνεται λοιπόν, ότι η στατιστική

προσέγγιση (παρ' όλο που δεν ήταν από συμβατική διαδικασία απόλυτα ακριβής) είναι πολύ ικανοποιητική.

Η τελική προσεγγιστική εξίσωση (8a) ισχύει για το γραμμικό τμήμα των διαγραμμάτων $N_{c1} - H_1/B$ και αντιστοίχως $\lambda_N - H_1/B$. Από τα ίδια διαγράμματα του Σχ.6.12, συνεκτιμώντας και την μορφή των επιφανειών αστοχίας από το σύνολο των επιλύσεων οριοθετήθηκε ο συσχετισμός των μεγεθών ανηγμένου πάχους H_1/B και λόγου αντοχών (SR), για τα οποία ισχύει η γραμμική συσχέτιση $N_{c1} - H_1/B$. Η ανωτέρω οριοθέτηση προφανώς έχει μάλλον προσεγγιστικό χαρακτήρα, παρ' όλο που οι αναλύσεις επεκτάθηκαν για ευρύ φάσμα τιμών (H_1/B) και SR. Βάσει της ανωτέρω διαδικασίας, αναζητήθηκε η οριακή συσχέτιση, κατά προσέγγιση υπερβολικής μορφής, εγγύτερη των οποίων είναι η στατιστική σχέση (με πολύ υψηλό βαθμό συσχέτισης):

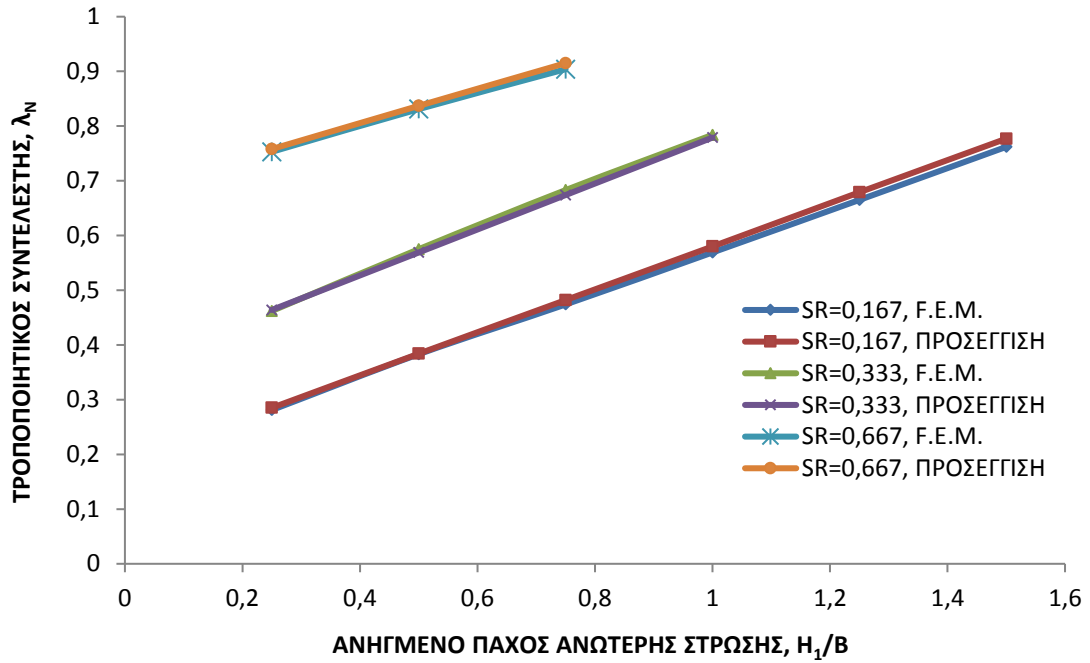
$$(H_1/B) = 0,537 \cdot (SR)^{-0,578} \quad (9)$$



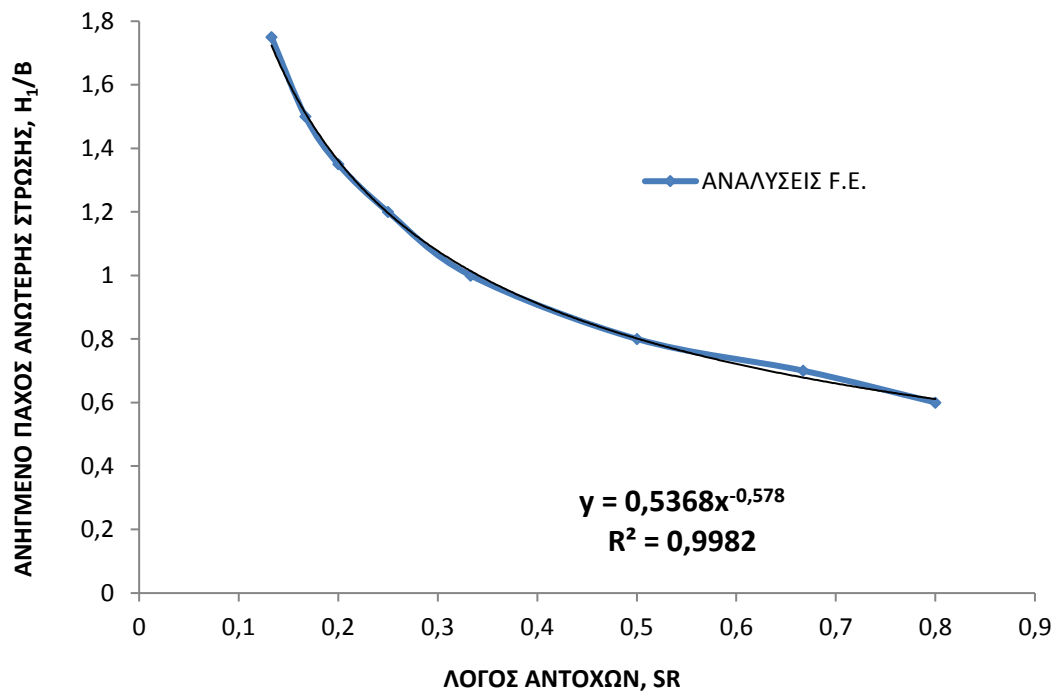
Σχήμα 6.11: Διορθωτικός συντελεστής λ_B για θεμελιολωρίδα.

Από το Σχ.6.13 εξάγεται το συμπέρασμα ότι για χαμηλές τιμές του λόγου αντοχών SR, η γραμμική συσχέτιση των μεγεθών N_{c1} (ή λ_N) και H_1/B ισχύει κατά προσέγγιση σε αρκετά μεγάλο εύρος μεγεθών του ανηγμένου πάχους. Συγκεκριμένα, για $SR \leq 0,3$, η αντίστοιχη (μέγιστη) οριακή τιμή του ανηγμένου πάχους είναι $H_1/B > 1$. Αντιθέτως, για τιμές $SR > 0,6$ φαίνεται ότι $H_1/B < 0,7$. Η σύγχρονη αξιοποίηση των σχέσεων (15) και (16) έδωσε την οριακή συσχέτιση των μεγεθών λ_N και H_1/B (για το γραμμικό τμήμα της εξάρτησής τους). Τέλος, η οριακή καμπύλη στο Σχ. 6.14 αποδίδει τον αντίστοιχο συσχετισμό των μεγεθών SR και H_1/B και συγχρόνως τις αντίστοιχες μέγιστες τιμές του συντελεστή συσχέτισης λ_N .

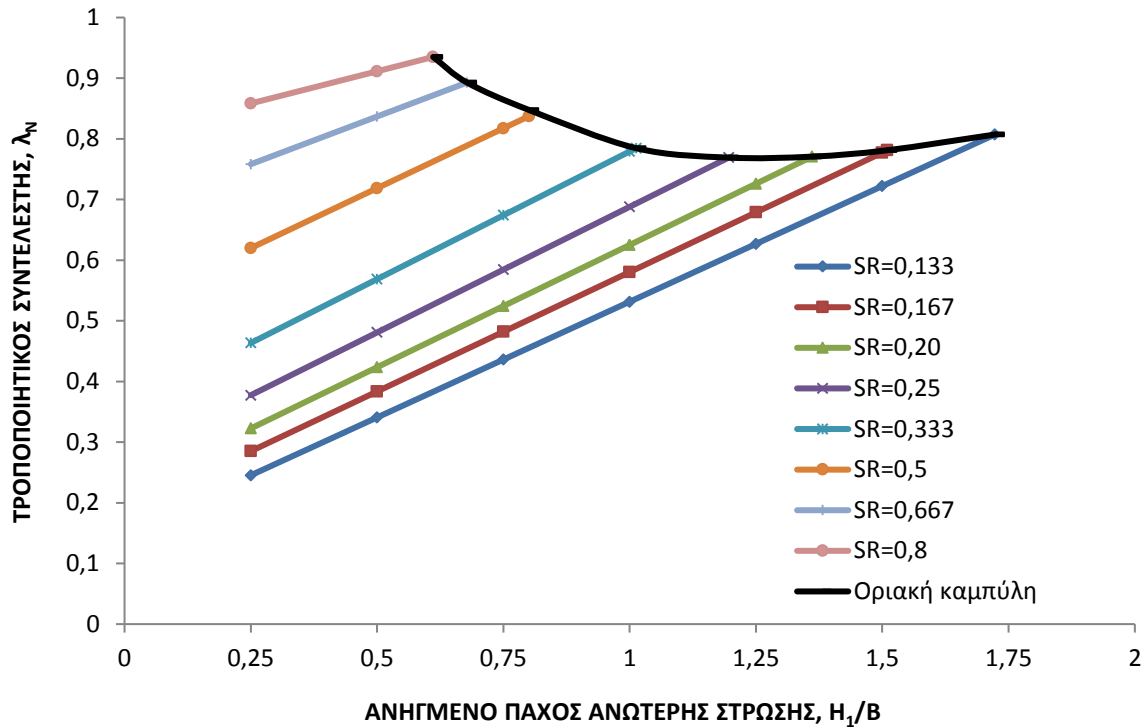
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.12: Στατιστική προσέγγιση αριθμητικών αναλύσεων.



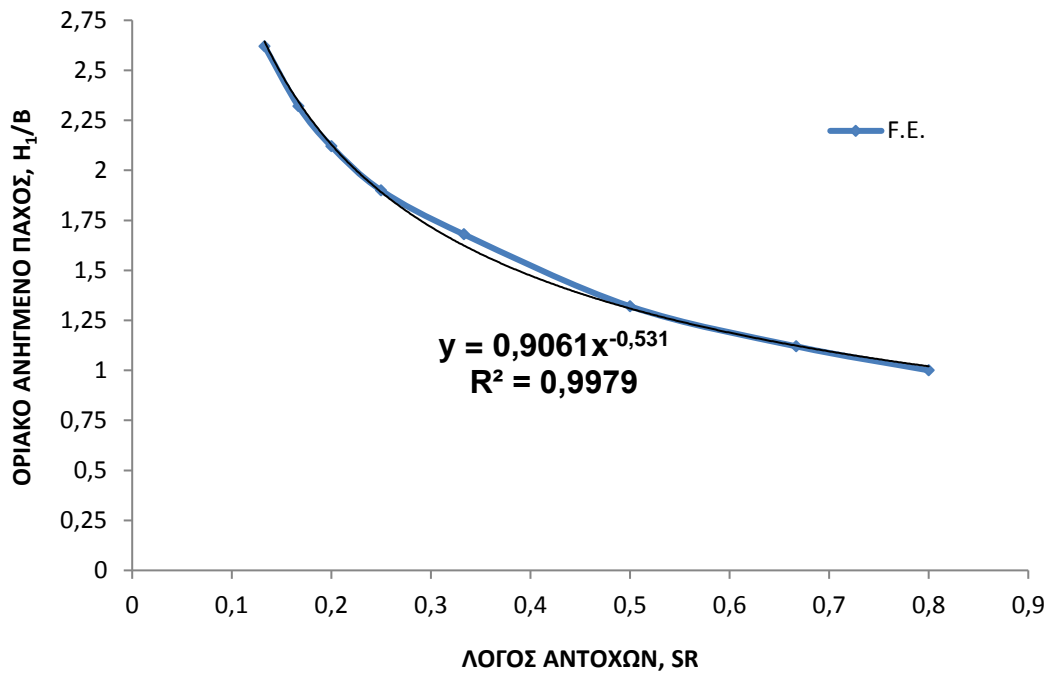
Σχήμα 6.13: Οριακή συσχέτιση των μεγεθών H₁/B – SR για τη γραμμική εξάρτηση N_{C1} – (H₁/B).



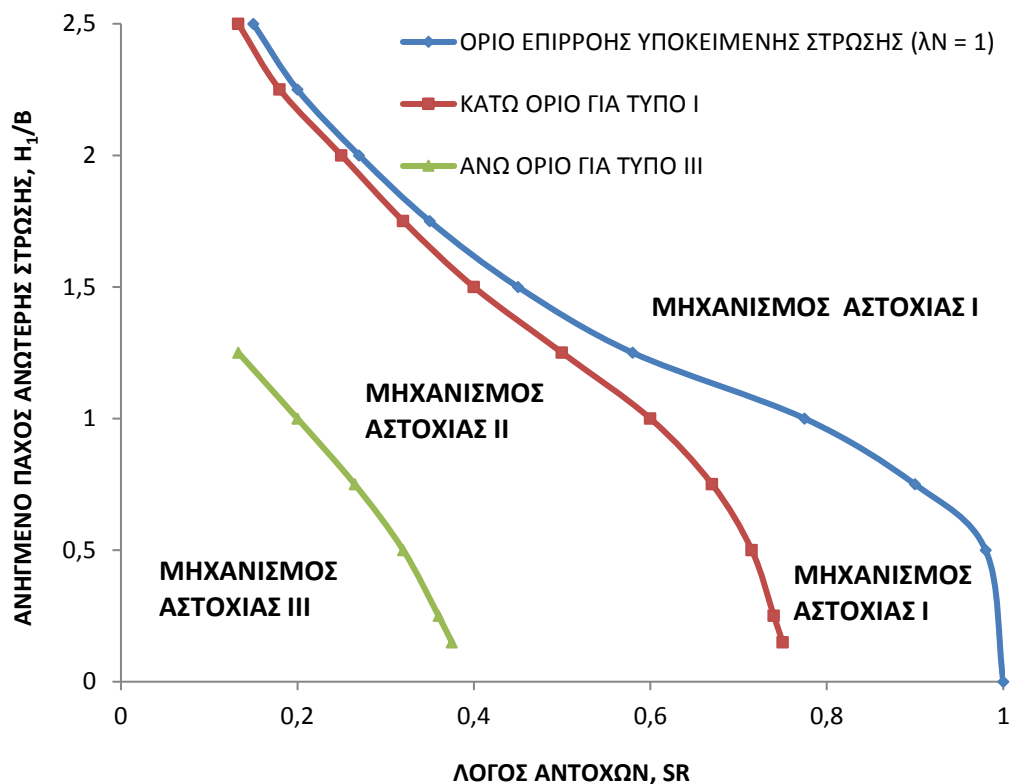
Σχήμα 6.14: Οριακή γραμμική συσχέτιση των μεγεθών λ_N και H_1/B .

Από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων της παραγράφου 3.2α προέκυψε ότι για χαμηλούς λόγους αντοχών, η υποκείμενη, ασθενέστερη στρώση επηρεάζει τον ισοδύναμο συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_{c1} , ακόμη και για σχετικώς μεγάλα ανηγμένα πάχη H_1/B , τούτο άλλωστε προκύπτει σαφώς και από το Σχ.6.6. Στο πλαίσιο της αναζήτησης της οριακής τιμής H_1/B για συγκεκριμένο λόγο SR, για την οποία θα προέκυπτε $N_{c1} = N_c (\approx 2+\pi)$, οπότε ο συντελεστής συσχέτισης θα ήταν $\lambda_N = 1$, έγιναν λεπτομερέστερες αναλύσεις στην περιοχή των υψηλών τιμών λ_N , ώστε να συμπληρωθούν οι τιμές του Σχ.6.6 στην περιοχή των μεγαλύτερων ανηγμένων παχών. Από τις αναλύσεις αυτές, προέκυψαν οι οριακές τιμές H_1/B , πέραν των οποίων δεν αυξάνονται περαιτέρω οι τιμές του ισοδύναμου συντελεστή N_{c1} , επομένως η υποκείμενη στρώση δεν επηρεάζει την φέρουσα ικανότητα. Από την στατιστική επεξεργασία των τιμών $H_1/B - SR$, προέκυψε συνάρτηση υπερβολικής μορφής, σύμφωνα και με το Σχ.6.15, με πολύ καλή προσέγγιση των σημείων των αριθμητικών αναλύσεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.15: Οριακό ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης για την επιρροή της υποκείμενης ασθενέστερης.



Σχήμα 6.16: Οριακές τιμές του ανηγμένου πάχους ως συνάρτηση του λόγου αντοχών.

Στο Σχ.6.16 παρουσιάζεται κατ' αρχήν η οριακή καμπύλη συσχετισμού H_1/B -SR, για την οποία $\lambda_N = 1$, δηλαδή οι συνδυασμοί των υπ' όψιν λόγων, για τους οποίους η υποκείμενη-ασθενέστερη στρώση II δεν έχει την οποιαδήποτε επιρροή επί της φέρουσας ικανότητας. Άνω της καμπύλης αυτής, προφανώς $\lambda_N = 1$, ενώ αμέσως κάτω $\lambda_N < 1$. Στο ίδιο

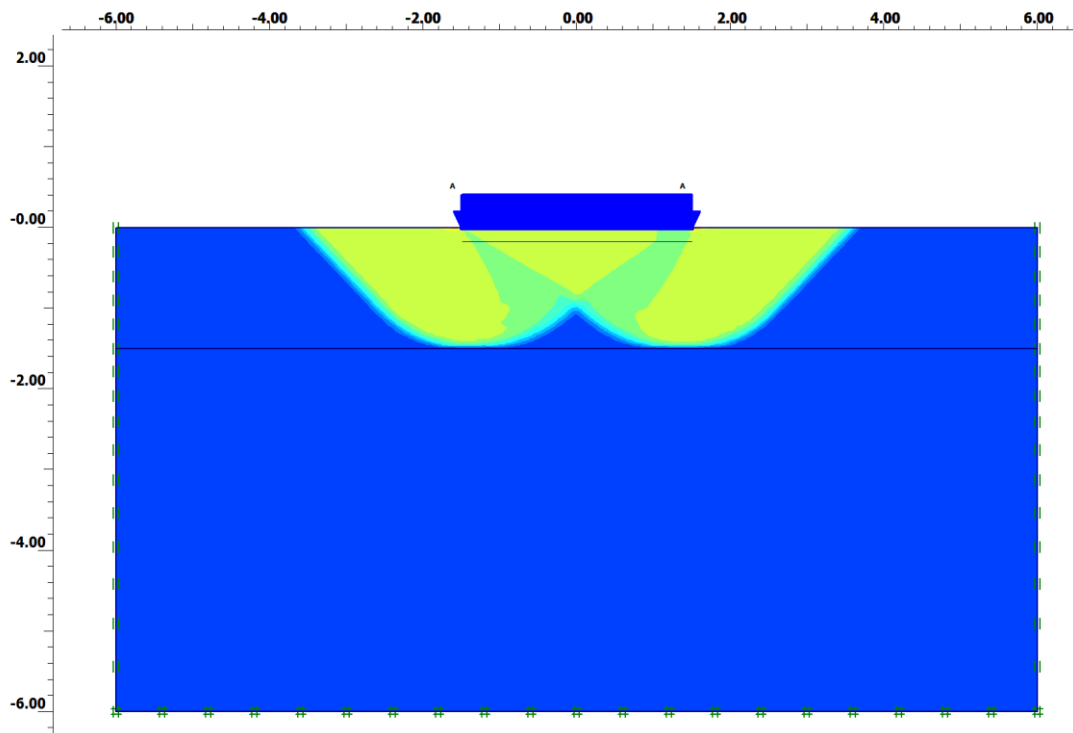
σχήμα δίδονται οι οριακές καμπύλες συνδυασμών H_1/B - SR για τους μηχανισμούς αστοχίας τύπου I και III. Προφανώς, η ενδιάμεση περιοχή αφορά συνδυασμούς των λόγων H_1/B και SR που αντιστοιχούν σε μηχανισμό τύπου II. Για την σχεδίαση των υπ' όψιν καμπύλων έγιναν πρόσθετες λεπτομερείς αναλύσεις για δεδομένη εκάστοτε τιμή H_1/B και με βαθμιαία μεταβολή του λόγου αντοχών SR . Από το Σχ. 6.16 προκύπτουν τα εξής:

- Η ασθενέστερη στρώση επηρεάζει την φέρουσα ικανότητα ακόμη και για τις πολύ υψηλές τιμές ανηγμένου πάχους ανώτερης στρώσης ($H_1/B = 2-2,5$) για $SR < 0,3$ περίπου.
- Αντιθέτως, δεν παρατηρείται επιρροή, εάν $H_1/B \geq 1$ και $SR \geq 0,8$.
- Αστοχία τύπου I είναι πιθανή μόνο για $SR < 0,75$.
- Αστοχία τύπου III είναι πιθανή για $SR < 0,4$ και $H_1/B < 1,25$.

3.3 Ασθενέστερη ανώτερη στρώση ($SR > 1$)

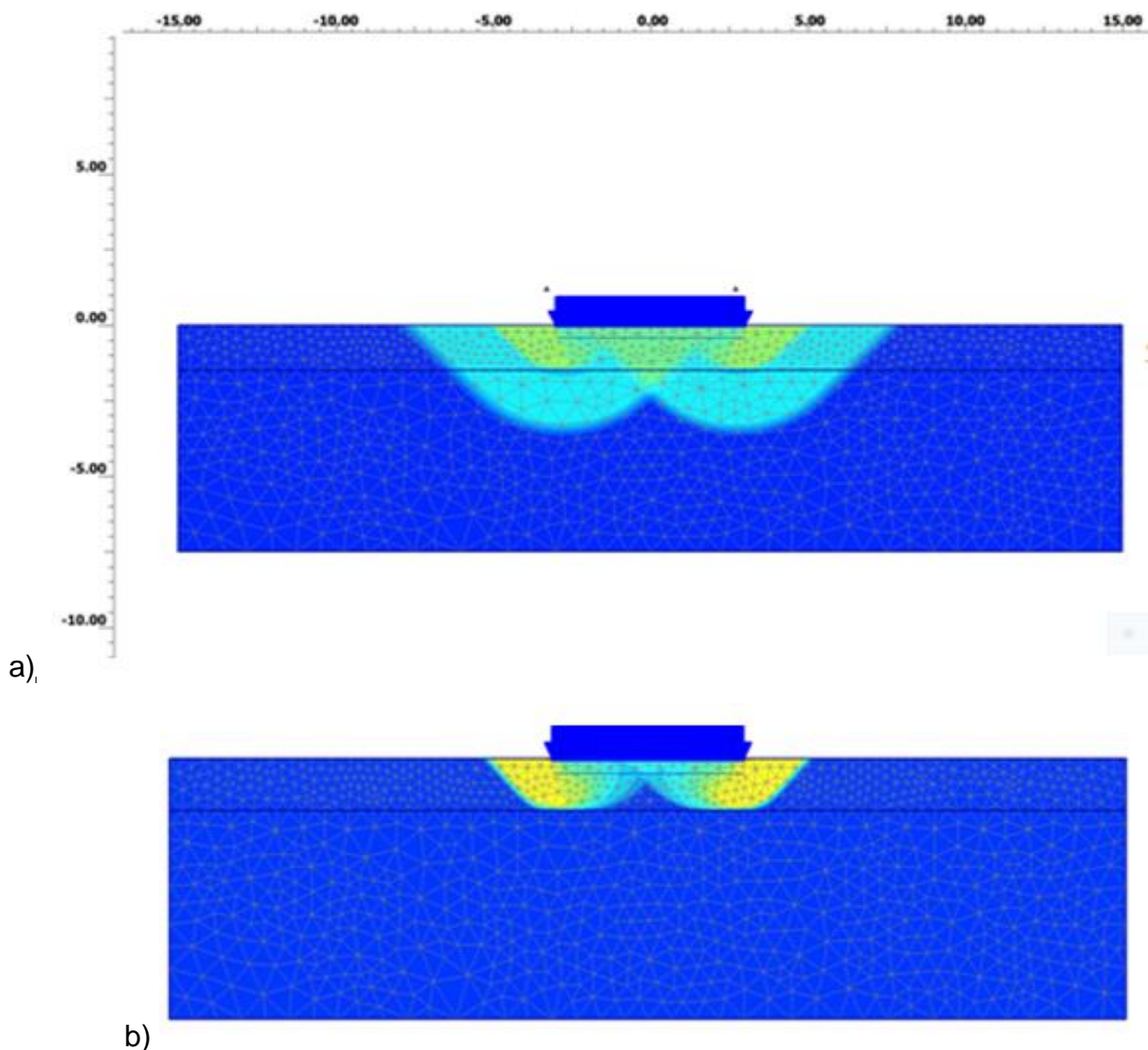
α) Αποτελέσματα των αναλύσεων F.E.

Οι αναλύσεις έγιναν για τιμές του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,1$ έως $H_1/B = 0,75$ και τιμές ανηγμένης αντοχής $SR = 1$ έως 5. Στις περισσότερες περιπτώσεις ο μηχανισμός αστοχίας περιορίζεται εντός της ανώτερης στρώσης, επομένως για συγκεκριμένη τιμή H_1/B η υποθετική αύξηση αντοχής της υποκείμενης στρώσης (άρα και του λόγου SR), δεν θα επηρέαζε τη φέρουσα ικανότητα ούτε και τον ισοδύναμο συντελεστή $N_{c,1}$.



Σχήμα 6.17: Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/B = 0,50$, $SR = 1,20$.

Στο Σχ.6.17 για παράδειγμα, το οποίο αναφέρεται στην τιμή $H_1/B = 0,5$ και λόγο αντοχών λίγο μόνο υψηλότερο της μονάδας ($SR = 1,20$), ο μηχανισμός αστοχίας προσεγγίζει πολύ τον θεωρητικό τύπο (I) κατά Prandtl, περιοριζόμενος εντός της ανώτερης στρώσης. Στο Σχ.6.18 φαίνονται δύο περιπτώσεις για $H_1/B = 0,25$ και α) $SR = 1,25$, β) $SR = 2,0$, στην πρώτη από τις οποίες ο μηχανισμός αστοχίας διεισδύει στην υποκείμενη στρώση, ενώ στη δεύτερη περιορίζεται στην ανώτερη, ασθενέστερη. Αντιστοίχως, οι μηχανισμοί χαρακτηρίζονται ως (IV) και (V) με την παρατήρηση ότι η αρχική-θεωρητική σφήνα εκτείνεται σε μέρος μόνον της θεμελιώσεως (και όχι σε όλο το πλάτος B) και ότι κατά τα άκρα αναπτύσσονται δευτερογενείς επιφάνειες ολίσθησης (σαφέστερη η περίπτωση (b) για $SR = 2,0$, δηλαδή μηχανισμού τύπου (V)).



Σχήμα 6.18: Θεμελιολωρίδα σε δίστρωτο σχηματισμό με σκληρότερη την υποκείμενη στρώση, $H_1/B = 0,25$, Μηχανισμοί αστοχίας: α) $SR = 1,25$, Τύπος IV, β) $SR = 2,0$, Τύπος V.

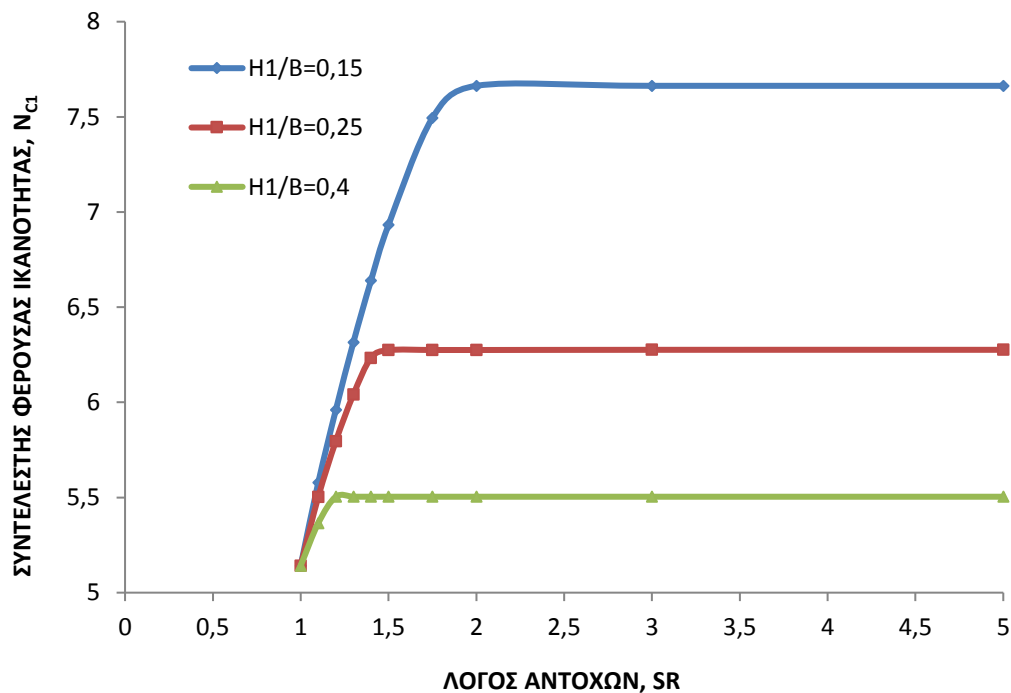
Στο Σχ.6.19 δίδονται οι τιμές N_{c1} ως συνάρτηση του λόγου αντοχών ($SR > 1$) για τρεις αντιπροσωπευτικές τιμές H_1/B , απ' όπου προκύπτει σαφώς ότι ο ισοδύναμος συντελεστής

φέρουσας ικανότητας αυξάνει από την αρχική τιμή $N_{c0} = (2+\pi)$ (ή 5,176 βάσει των αριθμητικών αναλύσεων), αλλά γρήγορα σταθεροποιείται σε μία κατά περίπτωση μέγιστη τιμή, $\max N_{c1}$, η οποία δεν αυξάνεται περαιτέρω με την αύξηση του SR. Ακόμη και την πρακτικά πολύ χαμηλή τιμή του ανηγμένου πάχους H_1/B η τιμή $\max N_{c1}$ παρατηρείται για τιμές SR λίγο μόνο μεγαλύτερες του 1.

Είναι σαφές ότι για $SR > 1$ και ο συντελεστής συσχέτισης $N_{c1}/N_{c0} > 1$. Οι μέγιστες τιμές αντιστοιχούν στις περιπτώσεις μεγιστοποίησης του ισοδύναμου συντελεστή ($\max N_{c1}$) και δίδονται στο Σχ.6.13, από το οποίο προκύπτουν τα εξής:

i) Για $H_1/B \geq 0,5$, ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας (πάντα για $SR > 1$) θα μπορούσε να γίνει με την υπόθεση ομοιογενούς-μονοστρωματικού αργιλικού εδάφους, δεδομένου ότι οι αποκλίσεις (επί το συντηρητικότερον) θα ήταν μικρότερες του 10%.

ii) Τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων προσεγγίζονται πολύ καλά από την υπερβολική σχέση $\max \lambda_N - H_1/B$ (ή γραμμική, $\max \lambda_N - B/H_1$), που δίδεται επίσης στο ανώτερο Σχ.6.20 της επόμενης υποπαραγράφου.



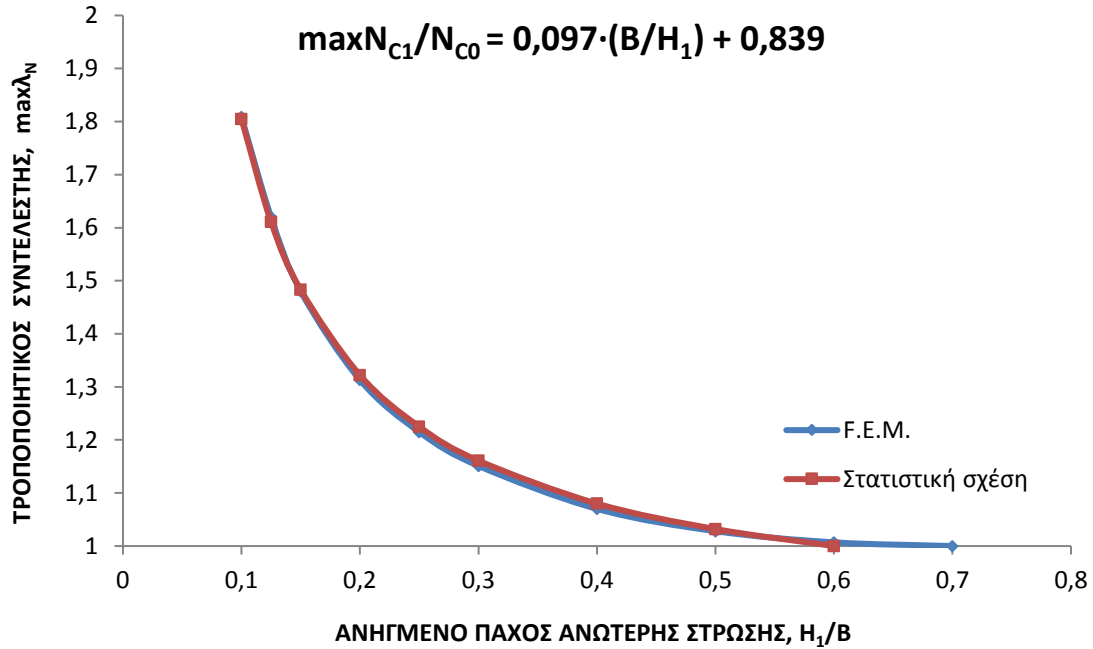
Σχήμα 6.19: Συντελεστής φέρουσας ικανότητας, N_{c1} , ως συνάρτηση του λόγου $SR > 1$.

β) Αναλυτική διατύπωση συντελεστών

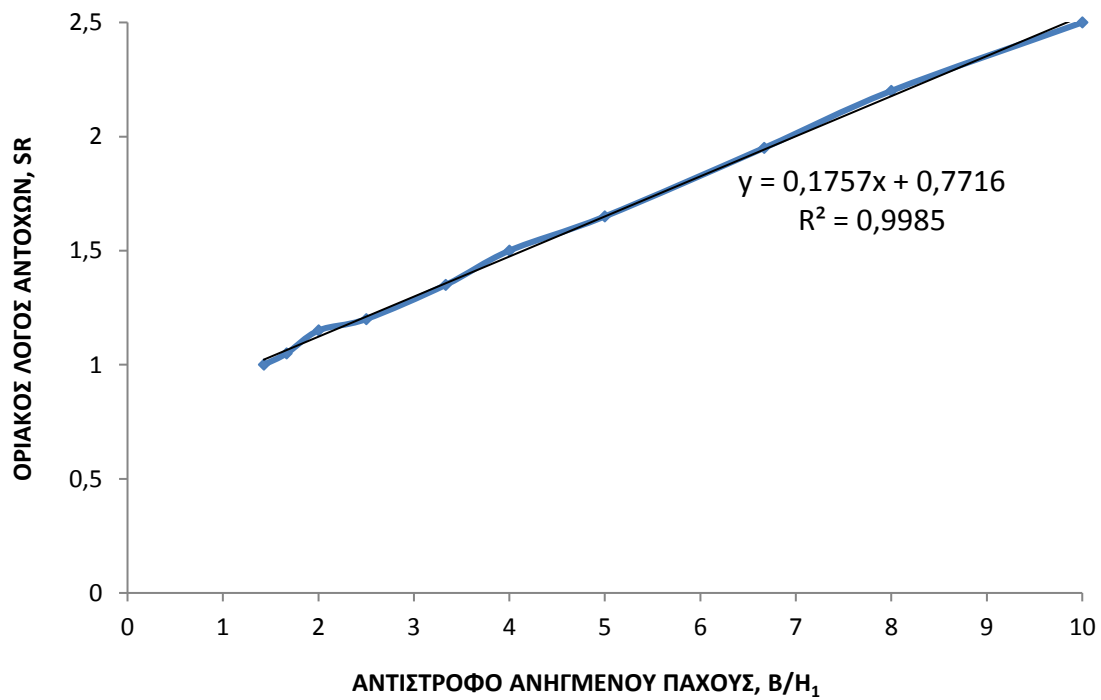
Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 3.3α με τη βαθμιαία αύξηση του λόγου αντοχών στην υπ' όψιν περίπτωση ασθενέστερης στρώσης και για συγκεκριμένο ανηγμένο πάχος, αυξάνεται και ο ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας, N_{c1} , ο οποίος φθάνει τη μέγιστη τιμή του $\max N_{c1}$ για μία οριακή τιμή SR, πέραν της οποίας δεν αυξάνει περαιτέρω. Στο Σχ.6.20 δίδεται ο λόγος $\max N_{c1}/N_{c0}$ (όπου $N_{c0} = 5,176$) συναρτησί του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης. Διαπιστώθηκε από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων ότι η υπ' όψιν ανηγμένη τιμή του μεγίστου ισοδύναμου

συντελεστή συνδέεται γραμμικά με τον αντίστροφο του ανηγμένου πάχους ανώτερης στρώσης H_1/B , κατά τη σχέση:

$$\frac{\max N_{c1}}{N_{c0}} = 0,097 \cdot \left(\frac{B}{H_1}\right) + 0,839 \quad (10)$$



Σχήμα 6.20: Θεμελιολωρίδα σε δίστρωτο έδαφος με $SR > 1$:
Μέγιστος λόγος συντελεστών φέρουσας ικανότητας.

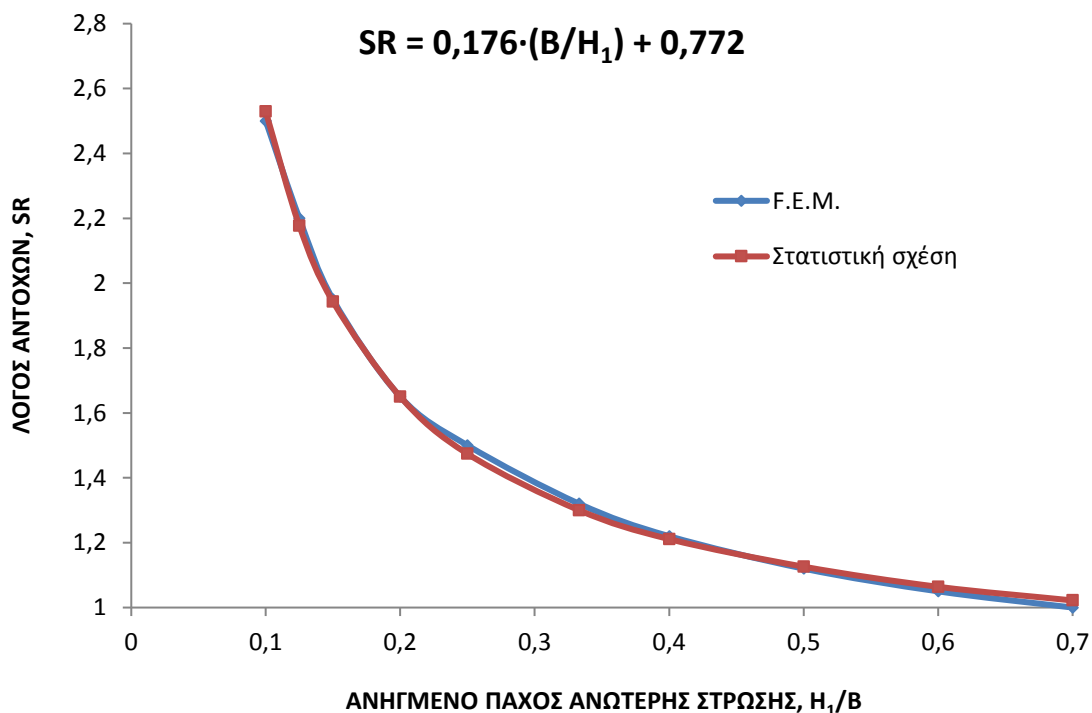


Σχήμα 6.21: Γραμμική συσχέτιση μεταξύ της οριακής τιμής του λόγου αντοχών και του αντιστρόφου του ανηγμένου πάχους ($SR > 1$).

Προφανώς, $\frac{\max N_{C1}}{N_{C0}} = \max \lambda_N$ που έχει φυσική έννοια την μέγιστη δυνατή επαύξηση της φέρουσας ικανότητας λόγω της παρουσίας σκληρότερης υποκείμενης στρώσης.

Η ανωτέρω σχέση που προέκυψε από γραμμική παλινδρόμηση έχει πολύ υψηλό βαθμό συσχέτισης ($R^2 = 0,998$). Είναι προφανές ότι σε διάγραμμα $\frac{\max N_{C1}}{N_{C0}} - \frac{H_1}{B}$, η γραμμική σχέση (10) αποδίδεται τώρα με υπερβολική συνάρτηση, σύμφωνα και με τη Σχ.6.20.

Επίσης, συμπεραίνεται ότι μόνο για σχετικά μικρές τιμές του ανηγμένου πάχους (ενδεικτικά για $H_1/B \leq 0,25$) προκύπτει αξιολογητή αύξηση του ισοδύναμου συντελεστή N_{C1} έναντι της βασικής τιμής του N_{C0} (για $SR = 1$). Σε κάθε περίπτωση ενδιαφέρει η οριακή τιμή του λόγου αντοχών SR , πέραν της οποίας σταθεροποιείται ο ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας στη μέγιστη τιμή του $\max N_{C1}$. Από την αξιολόγηση των διαγραμμάτων $N_{C1}-SR$ για κάθε τιμή H_1/B και τα σχετικά αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, διαπιστώθηκε γραμμική συσχέτιση μεταξύ του οριακού λόγου αντοχών και του αντίστροφου του ανηγμένου πάχους B/H_1 , δηλαδή της αντίστροφης τιμής του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης. Η υπ' όψιν γραμμική σχέση προέκυψε με επίσης υψηλό βαθμό συσχέτισης, όπως φαίνεται στο Σχ.6.21. Συμπεραίνουμε λοιπόν, ότι για δεδομένη τιμή H_1/B ο οριακός λόγος αντοχών προκύπτει από υπερβολική συνάρτηση, στατιστικής προέλευσης που βρίσκεται σε πολύ καλή προσέγγιση με τ' αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων κατά το Σχ.6.22. Ο οριακός λόγος αντοχών, ακόμη και για την μικρή τιμή ανηγμένου πάχους $H_1/B = 0,10$, φθάνει την τιμή $SR = 2,5$ κι έχει τιμή $SR \leq 1,50$ για $H_1/B > 0,25$. Για τις σχετικά υψηλότερες τιμές $H_1/B > 0,50$, η παρουσία της υποκείμενης σκληρότερης στρώσης δεν επηρεάζει πρακτικά τη φέρουσα ικανότητα του συστήματος του δίστρωτου εδάφους, βάσει δε των αποτελεσμάτων θα προέκυπτε οριακή τιμή $SR = 1$.



Σχήμα 6.22: Οριακός συσχετισμός ανηγμένου πάχους – λόγου αντοχών.

4. Κεντρική φόρτιση ακάμπτων τετραγωνικών και ορθογωνικών θεμελίων

4.1 Ανώτερη στρώση υψηλότερης αντοχής

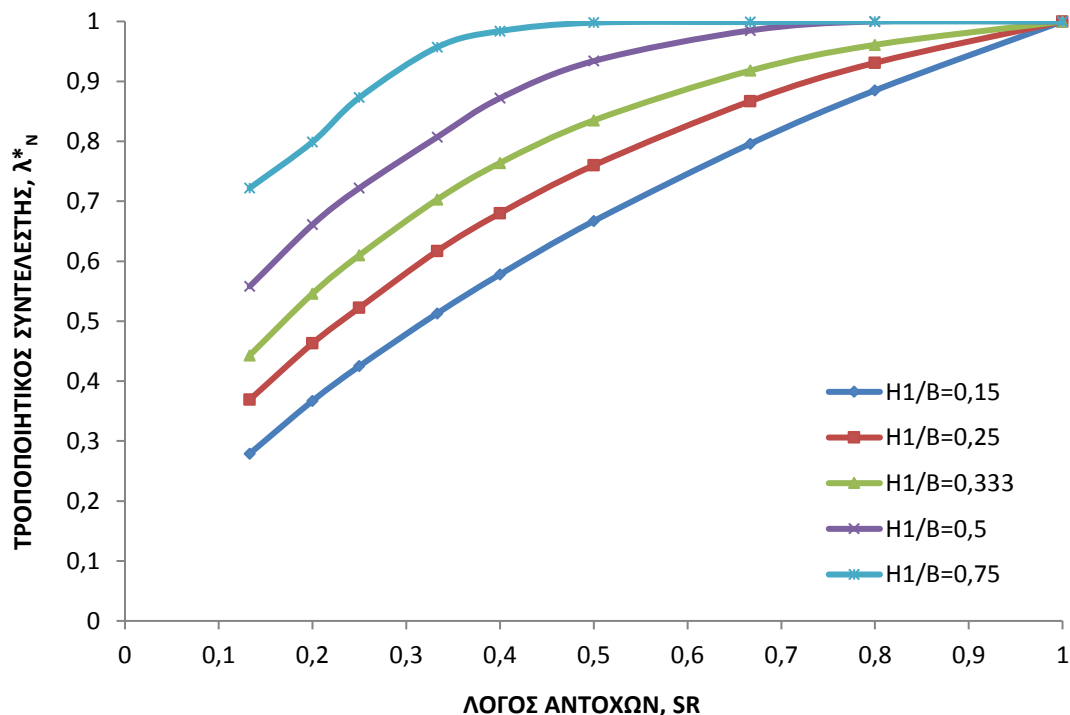
α) Αποτελέσματα αναλύσεων F.E.

Οι αριθμητικές αναλύσεις έγιναν γενικώς με τη χρήση του τριδιάστατου προγράμματος Plaxis. Η φέρουσα ικανότητα-οριακή πίεση αστοχίας γράφεται υπό την μορφή:

$$q_u = N_{c1} \cdot s_c \cdot s_{u,1} = N^*_{c1} \cdot s_{u,1} \quad (11)$$

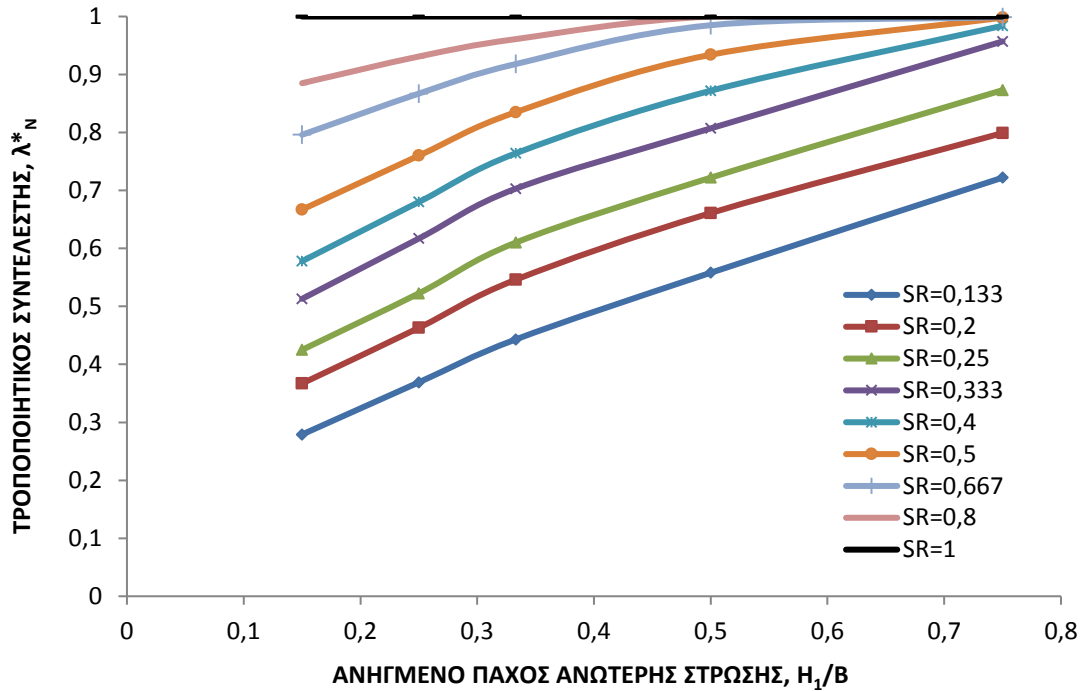
Στον ισοδύναμο συντελεστή N^*_{c1} , ενσωματώνεται η σύγχρονη επιρροή, τόσο της διαφοροποίησης της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στις δύο στρώσεις, όσον και του σχήματος (τετραγωνικού στην υπ' όψιν περίπτωση).

Για ομοιογενές έδαφος με ενιαία αστράγγιστη διατμητική αντοχή $s_{u,1}$, ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας είναι N^*_{c0} . Κατ' αναλογία λοιπόν με τον τρόπο παρουσίασης των αποτελεσμάτων της λωριδωτής θεμελίωσης, υπολογίζεται ο τροποποιημένος απομειωμένος για $SR < 1$) ισοδύναμος συντελεστής $N^*_{c1} = \lambda^*_N \cdot N^*_{c0}$, μέσω του συντελεστή συσχέτισης (ο αστερίσκος * υπενθυμίζει τη διαφορά μεταξύ λωρίδας και τετραγώνου). Ο συντελεστής αυτός, λ^*_N παρουσιάζεται στα Σχ. 6.23 και 6.24, ως συνάρτηση του λόγου αντοχών, SR ή του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης (H_1/B), αντιστοίχως. Από το Σχ.6.24 διακρίνεται η γραμμική συσχέτιση μεταξύ των μεγεθών λ^*_N και H_1/B (κατ' αναλογία με τη διαπίστωση για τη λωριδωτή φόρτιση), αλλά σε σχετικά μικρό εύρος τιμών, επομένως φαίνεται κατ' αρχήν ότι θα πρέπει ν' αναμένεται σαφής μηχανισμός διατμητικής διείδυσης (που θα μπορούσε να δικαιολογήσει τη γραμμική συσχέτιση) για μικρές τιμές H_1/B είτε αντίστοιχα μικρούς λόγους αντοχών SR.

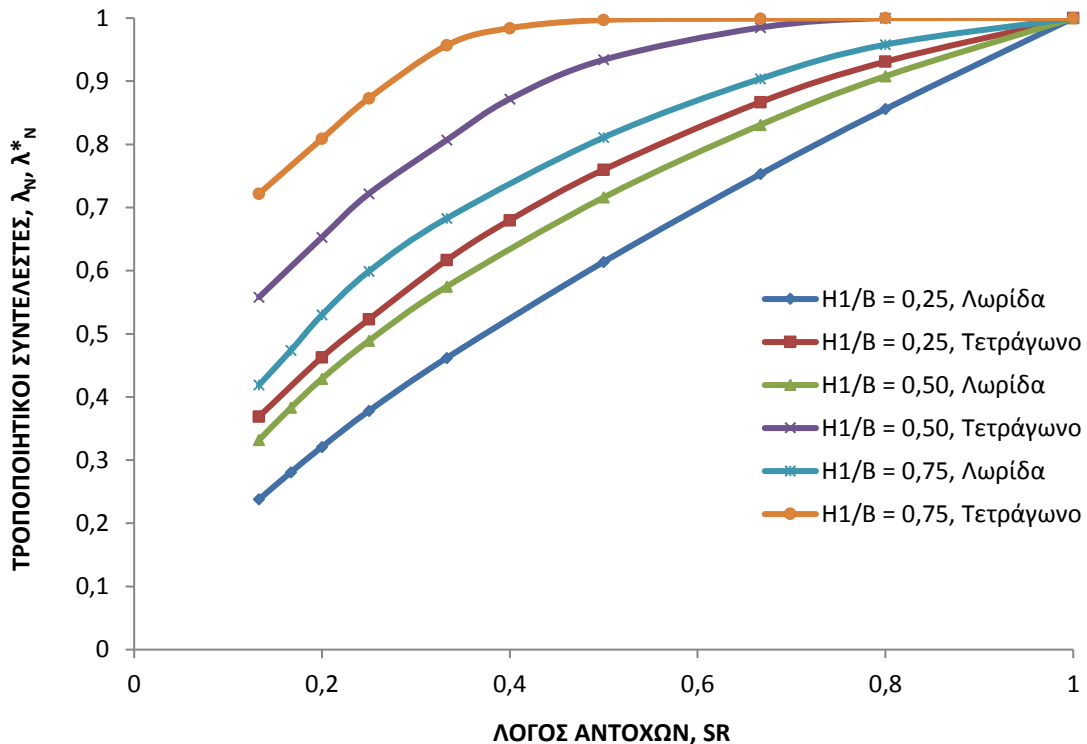


Σχήμα 6.23: Τροποποιητικός συντελεστής για τετραγωνικό θεμέλιο: $SR < 1$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.24: Τροποποιητικός συντελεστής συναρτήσει του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης σε τετραγωνικό θεμέλιο, για $SR < 1$.



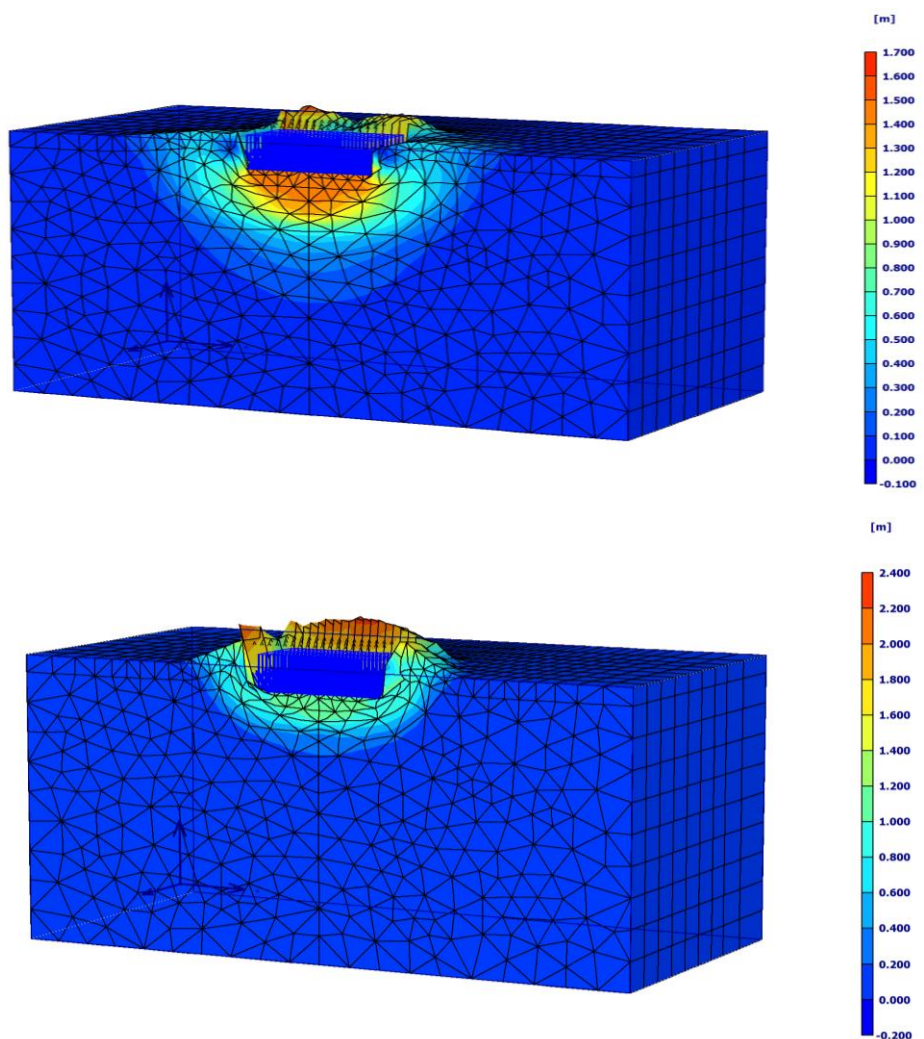
Σχήμα 6.25: Σύγκριση τροποποιητικών συντελεστών για άκαμπτα λωριδωτά και τετραγωνικά θεμέλια ($SR < 1$).

Οι τροποποιητικοί συντελεστές λ^*_N για τετραγωνικό θεμέλιο συγκρίνονται με αυτούς του λωριδωτού, ως συνάρτηση του λόγου αντοχών, στο Σχ.6.25, από το οποίο προκύπτουν τα εξής: i) Γενικώς, ισχύει $\lambda^*_N > \lambda_N$ δηλαδή στην υπ' όψιν περίπτωση, όπου $SR < 1$, η

δυσμενής επιρροή του υποκείμενου στρώματος στην φέρουσα ικανότητα είναι μεγαλύτερη για τη λωρίδα.

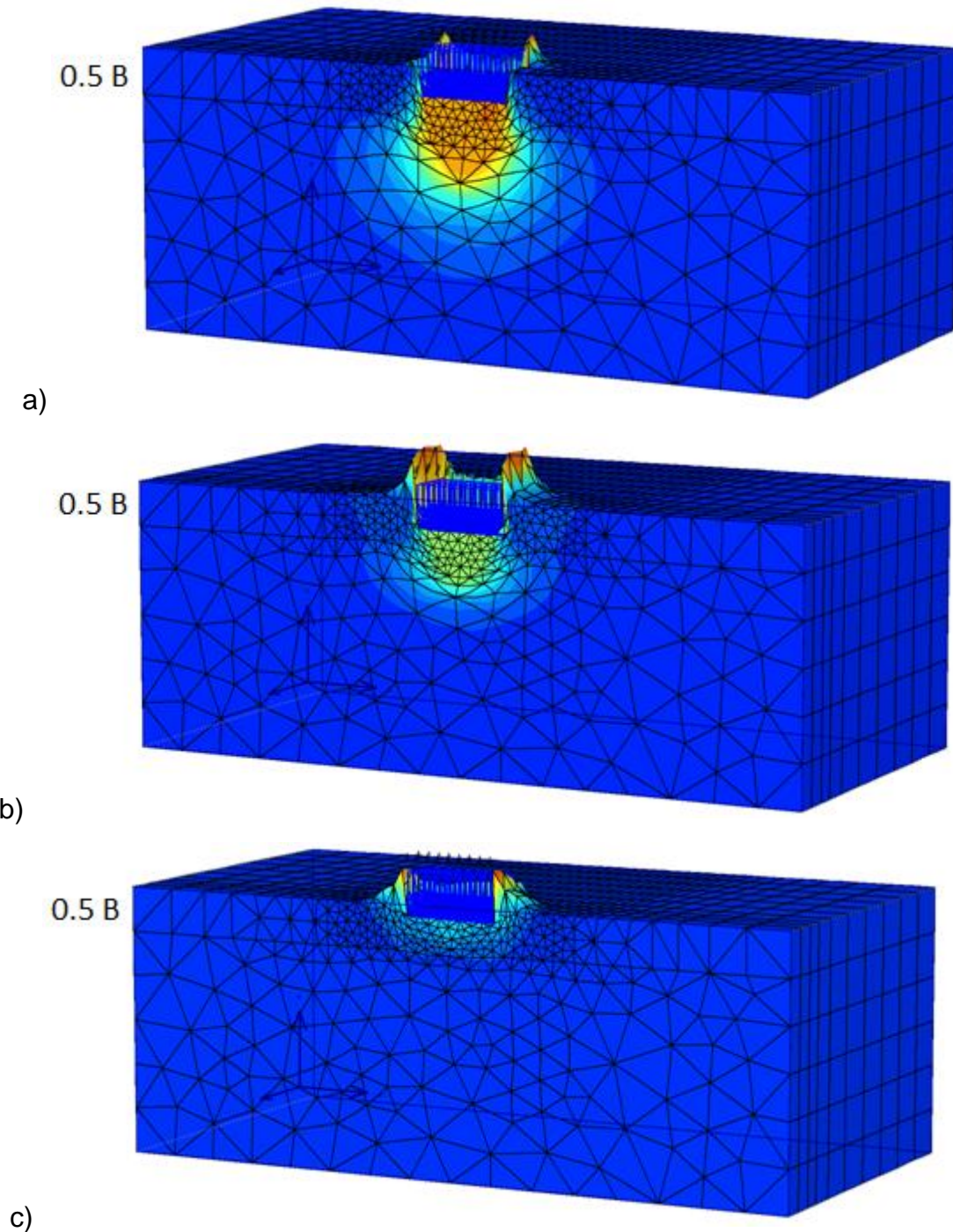
ii) Για αυξανόμενο λόγο αντοχών SR στο τετράγωνο, ο συντελεστής λ^*_N πλησιάζει πολύ ταχύτερα την οριακή τιμή 1.

Στο Σχ. 6.26 φαίνεται η ανάπτυξη του μηχανισμού αστοχίας για δύο σχετικά ακραίες τιμές του λόγου αντοχών, $SR = 0,20$ και $SR = 0,80$ για την μικρή τιμή ανηγμένου πάχους $H_1/B = 0,15$. Στην πρώτη από αυτές τις περιπτώσεις διακρίνεται σαφώς μηχανισμός διατμητικής διείσδυσης, ανάλογος του (III), σύμφωνα με την §3.2, ενώ στη δεύτερη φαίνεται να αναπτύσσεται μηχανισμός περιστροφικού τύπου (IV), που ενδεχομένως αποτελεί προσαρμογή του βασικού τύπου Prandtl (I) στις υπ' όψιν τριδιάστατες συνθήκες.



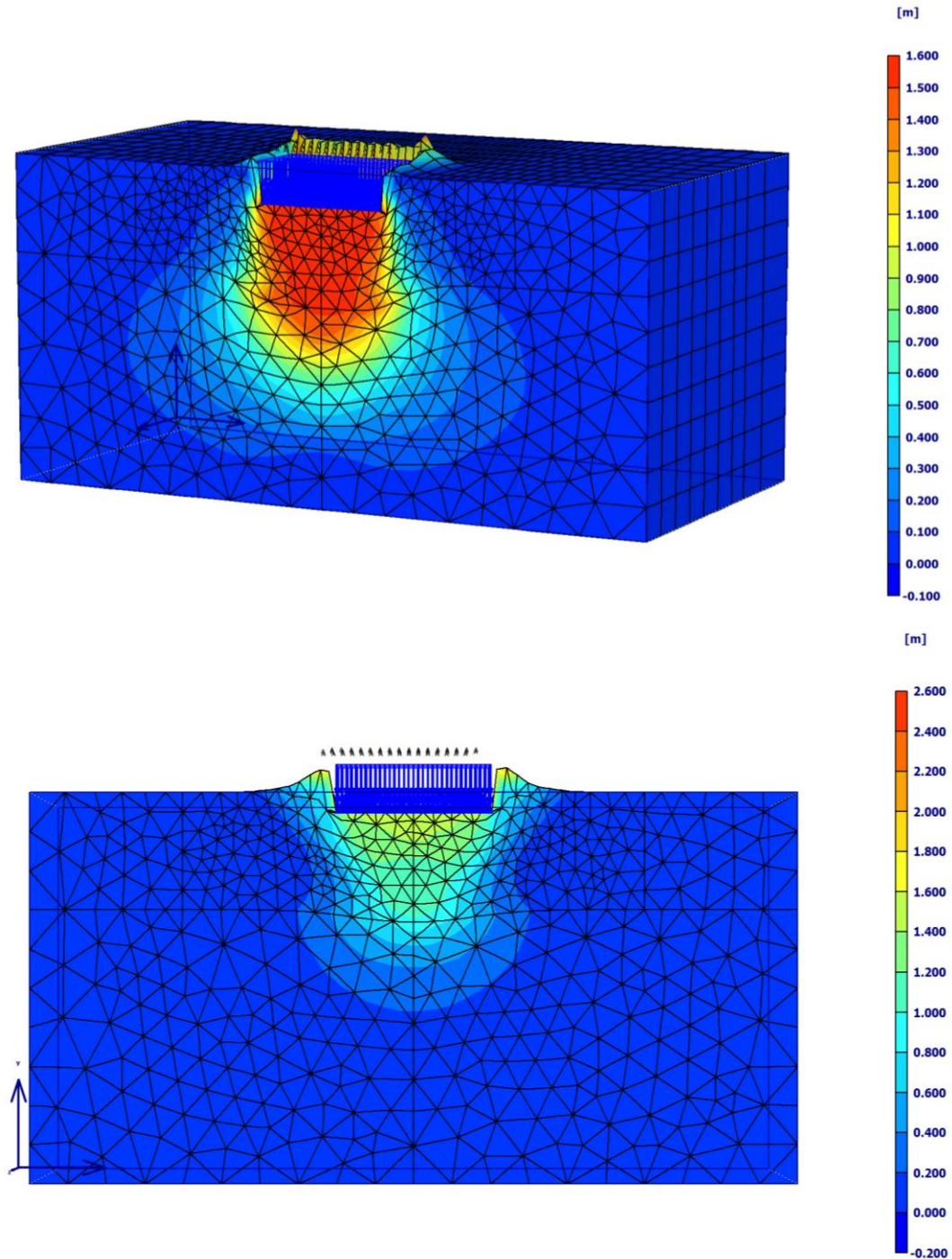
Σχήμα 6.26: Μηχανισμοί αστοχίας τετραγωνικής θεμελίωσης, με $H_1/B = 0,15$:
a) $SR = 0,20$, b) $SR = 0,80$.

Στο Σχ.6.27 απεικονίζει τους μηχανισμούς αστοχίας για την ενδιάμεση τιμή $H_1/B = 0.50$ και τρεις περιπτώσεις λόγου αντοχών. Για την χαμηλή τιμή $SR = 0,133$ αναπτύσσεται σαφώς μηχανισμός διατμητικής διείσδυσης (ανάλογος του τύπου III), ενώ για την υψηλότερη τιμή $SR = 0,80$ ο μηχανισμός είναι παραπλήσιος του I, όπως και στο προηγούμενο Σχ.6.26b. Τέλος, ενδιάμεσος μηχανισμός αντίστοιχος του II φαίνεται να αναπτύσσεται για $SR = 0,40$.



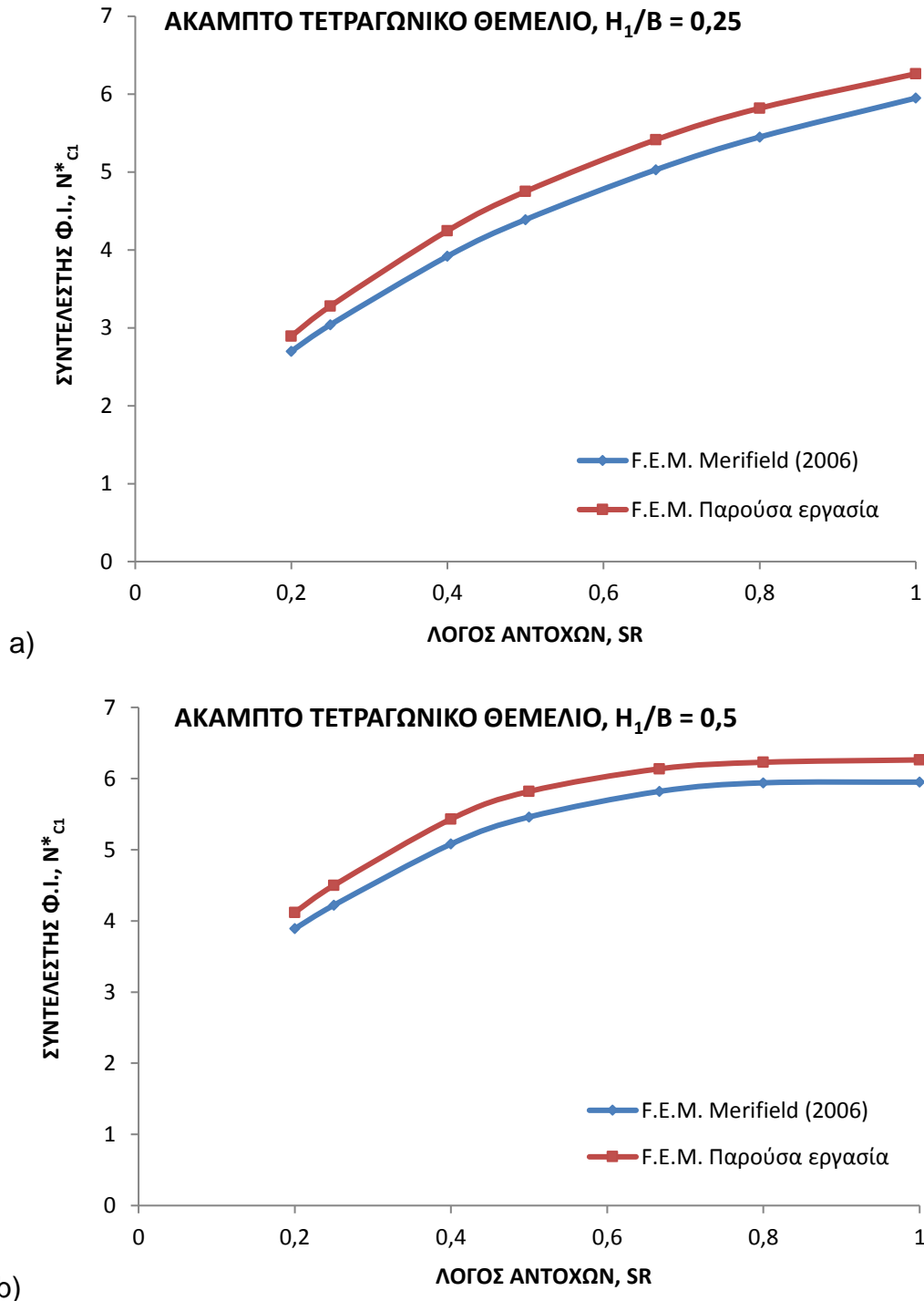
Σχήμα 6.27: Τετραγωνικό θεμέλιο σε δίστρωτο αργιλικό έδαφος για $H_1/B = 0,50$:
a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,40$, c) $SR = 0,80$.

Το Σχ.6.28 αφορά στην περίπτωση $H_1/B = 0,75$ και βάσει των παρατηρούμενων μηχανισμών αστοχίας, διαπιστώνονται οι σημαντικές διαφορές με την αντίστοιχη περίπτωση λωρίδας, οι οποίες οφείλονται στο μικρότερο βάθος επιρροής των φορτίσεων στην περίπτωση τετραγωνικής θεμελίωσης.



Σχήμα 6.28: Μηχανισμοί αστοχίας τετραγωνικής θεμελίωσης με $H_1/B = 0,75$:
a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,50$.

Στο Σχ.6.29 δίδονται οι τιμές του ισοδυνάμου συντελεστή N_{c1}^* , αφενός μεν, όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις του παρόντος, αφετέρου δε, κατά Merifield and Nguyen (2006). Από τα συγκριτικά διαγράμματα φαίνεται ότι οι τιμές N_{c1}^* είναι ελαφρώς χαμηλότερες, συμφώνως με τα αποτελέσματα των ανωτέρω ερευνητών, ενώ για λωρίδα, οι τιμές N_{c1} των ίδιων συγγραφέων είναι ελαφρώς υψηλότερες από τις τιμές της παρούσας εργασίας (Σχ.6.9).



Σχήμα 6.29: Συγκριτικά διαγράμματα συντελεστή φ. ικανότητας N_{c1}^* για άκαμπτο τετραγωνικό θεμέλιο.

β) Συντελεστής σχήματος

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, στον ισοδύναμο συντελεστή N_{c1}^* είναι ενσωματωμένος ο συντελεστής σχήματος s_c , κατά την προφανή σχέση $N_{c1}^* = s_c \cdot N_{c1}$, όπου N_{c1} ο ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας για λωρίδα. Ο συντελεστής s_c υπολογίζεται λοιπόν έμμεσα, μέσω του λόγου N_{c1}^*/N_{c1} , δηλαδή από τα αντίστοιχα αποτελέσματα (για συγκεκριμένες δηλαδή τιμές H_1/B και SR) των τριδιάστατων και διδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων.

Ειδικότερα, στην περίπτωση **του ομοιογενούς εδάφους ($SR = 1$)** και ανεξαρτήτως φυσικά, του λόγου H_1/B που δεν έχει νόημα στην περίπτωση, όπου η αντοχή $s_{u,2}$ τείνει στο $s_{u,1}$, οι περισσότερες μεθοδολογίες για τετραγωνικό θεμέλιο συγκλίνουν στην τιμή $s_c = 1,2$. Για παράδειγμα, αναφέρονται οι εξής βιβλιογραφικές διαπιστώσεις που αφορούν στην γενικότερη περίπτωση ορθογωνικού θεμελίου διαστάσεων $B \cdot L$ ($B \leq L$):

$$\text{Brinch-Hansen (1970): } s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \quad (6.12a)$$

$$\text{Vesic (1975): } s_c = 1 + 0,194 \cdot \frac{B}{L} \quad (6.12b)$$

$$\text{Salgado et al (2004): } s_c = 1 + C_1 \cdot \frac{B}{L} \quad (6.12c)$$

Οι δύο πρώτες σχέσεις (6.12a,b) αποδίδουν γραμμική συσχέτιση μεταξύ των μεγεθών s_c και B/L . Αντιθέτως, κατά Salgado et al (2004), για επιλύσεις με F.E., αλλά διαφορετικές βασικές παραδοχές (επιλύσεις άνω ή κάτω ορίου είτε για θεμέλια σε βάθος εντός του ομοιογενούς εδάφους), προέκυψε σαφώς μη γραμμική συσχέτιση. Από το σύνολο των επιλύσεων αυτών, η σταθερά της σχέσης (6.12c) υπολογίσθηκε στατιστικά ως:

$$0,125 \leq C_1 \leq 0,19 \text{ για } 1 \geq B/L \geq 0,2$$

Ακόμη και στην περίπτωση ομοιογενούς εδάφους και απλής μορφής θεμελίωσης (λωρίδα και τετράγωνο) οι βιβλιογραφικές αναφορές δίνουν αρκετά υψηλές αποκλίσεις, όπως φαίνεται στον Πίνακα 6.2

Από αναλύσεις F.E. για την γενικότερη περίπτωση ορθογωνικού θεμελίου σε ομοιογενές έδαφος, προέκυψε η ακόλουθη σχέση, κατόπιν στατιστικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)^{0,60} \quad (6.13a)$$

Σημειώνεται ότι αξιολογήθηκαν αποτελέσματα για $1 \leq L/B \leq 6$.

Όστόσο, **για τιμές $SR < 1$** , ο «συντελεστής σχήματος» αυξάνεται βαθμιαία με τη μείωση του λόγου αντοχών μέχρι και την τιμή $s_c = 2,0$ περίπου, που υπολογίσθηκε στα όρια των παραμέτρων που εξετάστηκαν, ειδικώς για τετραγωνικά θεμέλια. Ανάλογη τάση αύξησης θα παρατηρούσαμε από την σύγκριση των τιμών N_{c1}^* , N_{c1} που έδωσαν οι Merifield και Nguyen (2006), βάσει των διαγραμμάτων τους στα Σχ.6.29a και 6.29b, με αύξηση του συντελεστή s_c από 1,18 σε ομοιογενές έδαφος έως και $s_c = 1,60$ περίπου για χαμηλές τιμές του συντελεστή SR .

ΠΙΝΑΚΑΣ 6.2: Σύγκριση των συντελεστών Φ.Ι. και σχήματος για τετραγωνική θεμελίωση

Συγγραφείς	Λωρίδα (N _c)	Τετράγωνο (N [*] _c)	Συντελεστής σχήματος, s _c
Skempton (1951)	5,14	6,168	1,20
Brinch-Hansen (1970)	5,14	6,168	1,20
Chen (1975)-Άνω όριο	5,520	-	-
Vesic (1975)	5,14	6,137	1,194
Merifield et al (1999)-Άνω όριο	5,32	-	-
Merifield et al (1999)-Κάτω όριο	4,94	-	-
Michalowski (2002)	5,141	-	-
Salgado et al (2004)-Άνω όριο	5,203	6,227	1,197
Salgado et al (2004)-Κάτω όριο	5,132	5,523	1,076
Salgado et al (2004)-Όλες οι περιπτώσεις	-	-	1,125
Zhu (2004)	5,146	-	-
Zhu and Michalowski (2005)	5,20	5,624	1,080
Benmebarek et al (2012)	5,16	-	-
Nguyen and Merifield (2012)	5,240	5,950	1,135
F.E. παρούσας εργασίας (2018)	5,164	6,171	1,195
Βέλτιστη προσέγγιση για ορθογώνιο (εξίσωση 6.13)	5,164	6,197	1,20

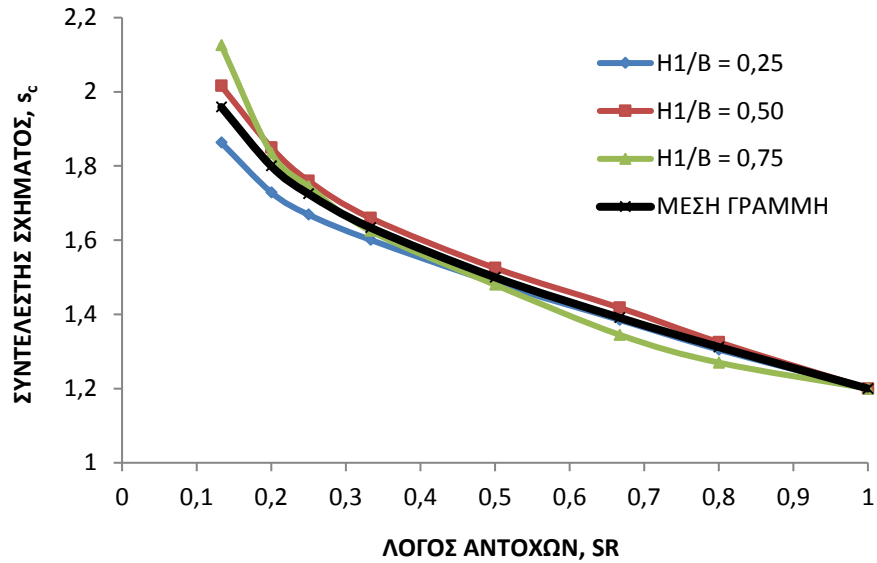
Στο Σχ.6.30a δίδονται συγκεντρωτικά διαγράμματα του συντελεστή σχήματος s_c για τετραγωνικό θεμέλιο που εμπίπτουν σε λεπτή δέσμη, ώστε να διατυπωθεί προσεγγιστικά η αλγεβρική σχέση για την μέση γραμμή:

$$s_c = 1,20 + (1-SR) \cdot \left(\frac{0,05}{SR} + 0,5 \right) \quad (6.13b)$$

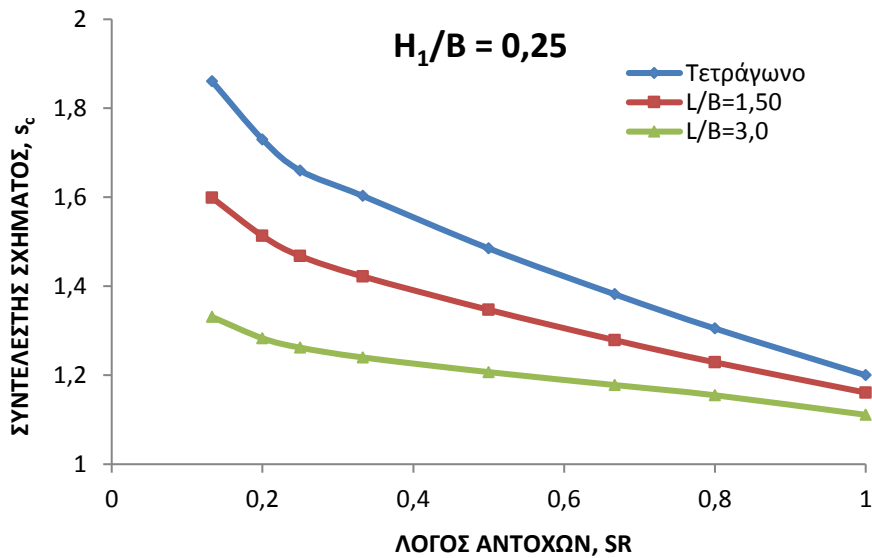
Στο Σχ.6.30 b) και c) απεικονίζεται η μεταβολή του s_c για τρεις τιμές του λόγου L/B ορθογωνικών θεμελίων ως συνάρτηση του λόγου αντοχών SR, από το οποίο παρατηρούνται τα εξής:

- i) Είναι προφανής η μείωση του s_c με την αύξηση των λόγων SR και L/B.
- ii) Για χαμηλές τιμές του SR φαίνεται ότι οι τιμές s_c είναι ελαφρώς υψηλότερες για την τιμή H₁/B = 0,50, συγκριτικώς με αυτές για H₁/B = 0,25.
- iii) Για την χαμηλότερη τιμή SR = 0,133, για τετραγωνικό θεμέλιο προέκυψε s_c = 1,9 – 2,0 περίπου, ενώ για ορθογωνικό με L/B = 3, s_c = 1,30 – 1,40 περίπου.

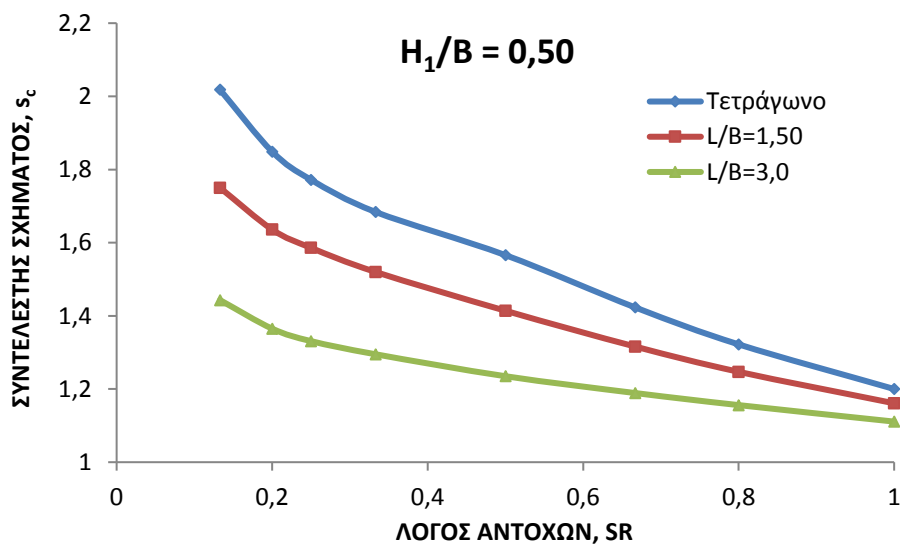
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



a)



b)

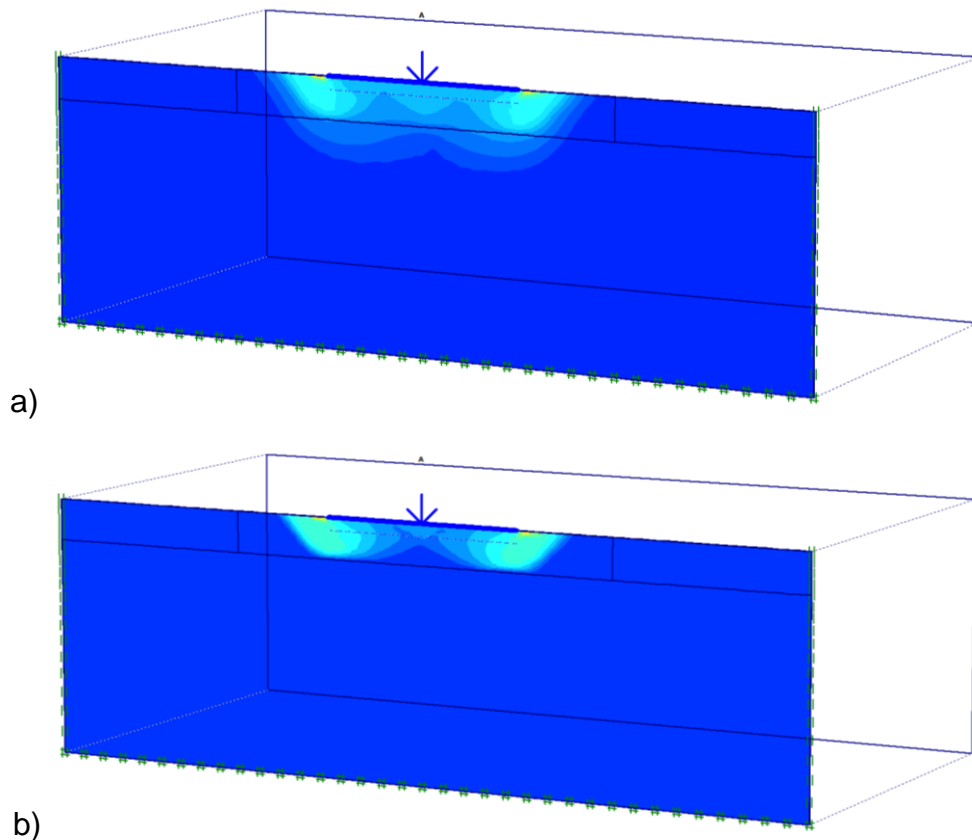


c)

Σχήμα 6.30: Συντελεστής σχήματος s_c ως συνάρτηση του λόγου αντοχών ($SR < 1$):
a) τετραγωνικό θεμέλιο, b) και c) ορθογωνικό θεμέλιο.

4.2 Ανώτερη στρώση χαμηλότερης αντοχής ($SR > 1$)

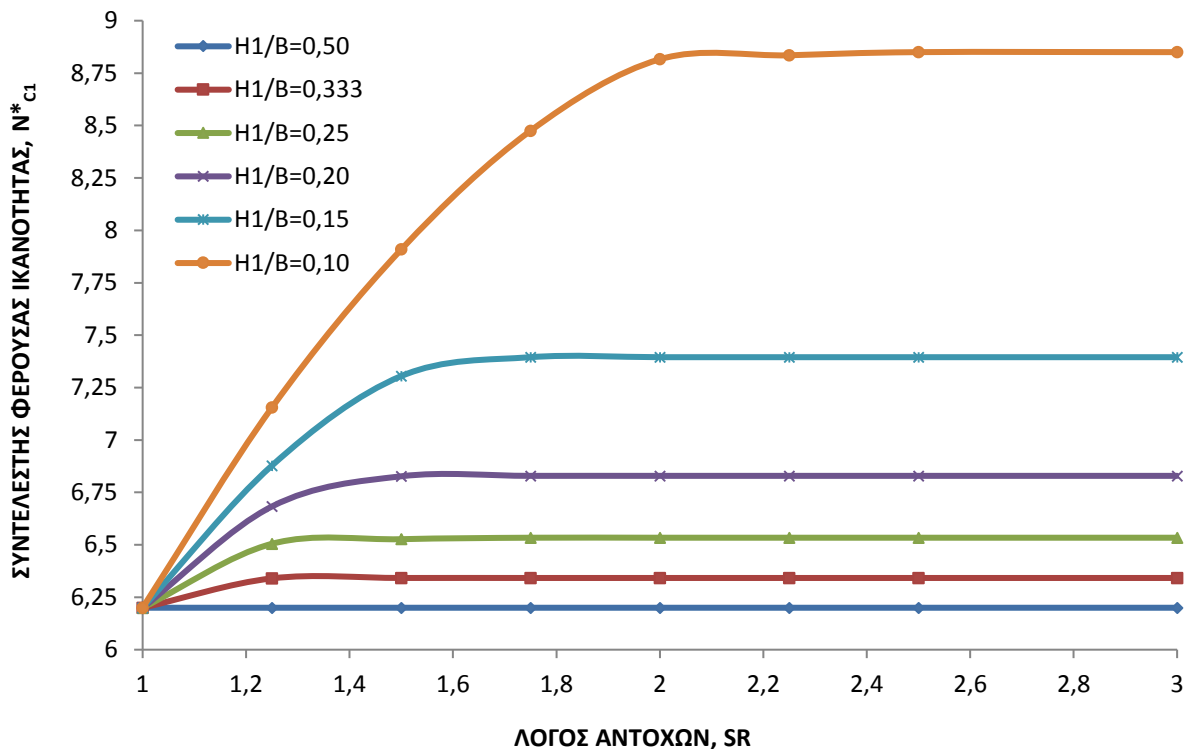
Ο μηχανισμός είναι παραπλήσιος με αυτούς της λωριδωτής θεμελίωσης, αλλά προφανώς είναι προσαρμοσμένοι στις 3-διάστατες συνθήκες της τετραγωνικής. Η εικόνα αστοχίας μέσω των διδιάστατων ολικών μετατοπίσεων πλησιάζει περισσότερο την περίπτωση της λωρίδας κατά την τομή με το κατακόρυφο επίπεδο συμμετρίας, όπως φαίνεται στο Σχ. 6.31. Για το σχετικώς μικρό ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,20$ και για λόγο ανοχών $SR = 1,25$ (υποκείμενη στρώση ελαφρώς υψηλότερης αντοχής), ο μηχανισμός αστοχίας επεκτείνεται εντός της δεύτερης στρώσης, κατ' αναλογία με τον τύπο IV αστοχίας στην λωρίδα. Αντιθέτως, για $SR = 3$, ο τύπος αστοχίας προσεγγίζει τον V, δεδομένου ότι ο μηχανισμός αστοχίας περιορίζεται στην ανώτερη-ασθενέστερη στρώση.



Σχήμα 6.31: Μηχανισμός αστοχίας για τετραγωνικό θεμέλιο και $H_1/B = 0,20$:
a) $SR = 1,25$, b) $SR = 3$.

Οι αριθμητικές αναλύσεις περιέλαβαν για λόγους σύγκρισης και την περίπτωση της πολύ χαμηλής τιμής ανηγμένου πάχους $H_1/B = 0,10$ και τα συμπεράσματα είναι αντίστοιχα αυτών της λωριδωτής φόρτισης με $SR > 1$. Στο Σχ.6.32 δίδονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για $1 \leq SR \leq 3$ και ευρύ φάσμα τιμών του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης H_1/B . Ειδικότερα, παρατηρείται σχετικά ταχεία σταθεροποίηση του ισοδύναμου συντελεστή N^*_{c1} , στη μέγιστη τιμή του N^*_{c1} , ακόμη και για $SR = 1,50$, ενώ για ανηγμένο πάχος $H_1/B > 0,50$, η αυξημένη αντοχή της υποκείμενης στρώσης δεν έχει την οιαδήποτε επιρροή στη φέρουσα ικανότητα, ακόμη και για πολύ υψηλές τιμές της αστράγγιστης διαμητρικής αντοχής του υποκείμενου στρώματος $s_{u,2}$. Πρακτικά, για πάχος της ανώτερης στρώσης $H_1 \geq B/3$ θα μπορούσε να αγνοηθεί η παρουσία της υποκείμενης, με απόκλιση προς το

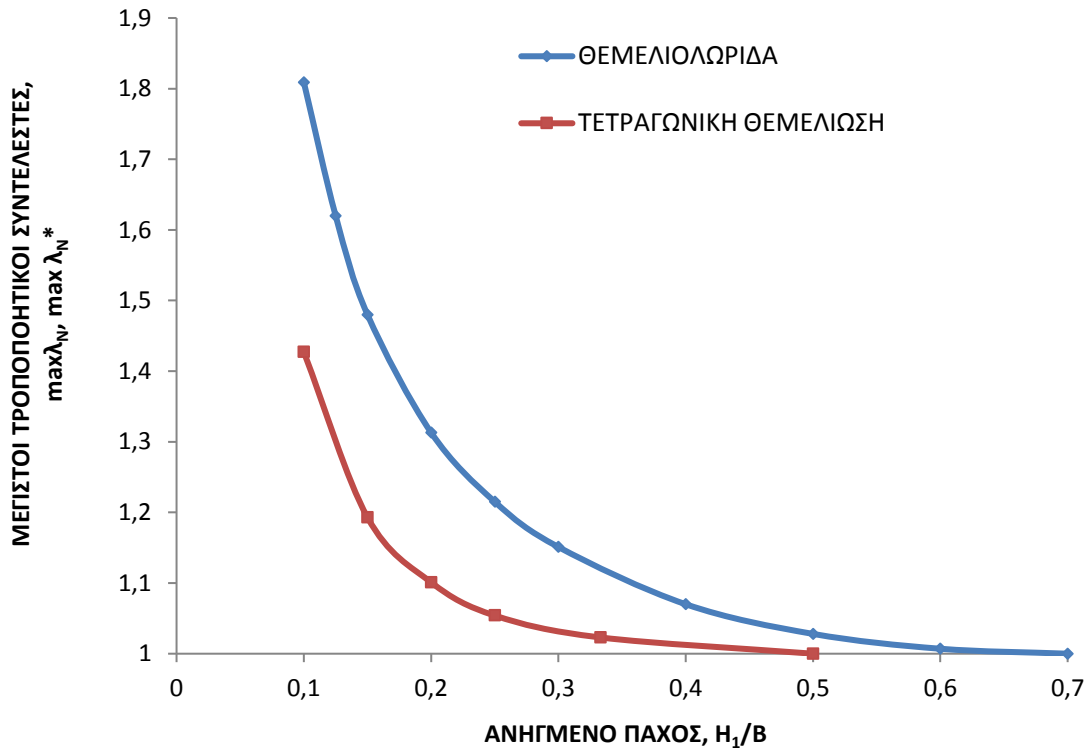
συντηρητικότερο το πολύ 3%, κατά την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας. Ο μηχανισμός αστοχίας για τις δύο περιπτώσεις του Σχ.6.31 είναι συμβατός με τις ανωτέρω παρατηρήσεις.



Σχήμα 6.32: Τετραγωνική θεμελίωση: Ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας για $SR > 1$.

Ο μέγιστος συντελεστής φέρουσας ικανότητας για τετραγωνική θεμελίωση ορίζεται (όπως στον αντίστοιχο της θεμελιολωρίδας), ως $\max \lambda^*_{c1} = \frac{\max N^*_{c1}}{N^*_{c0}}$, όπου $\max N^*_{c1}$ η μέγιστη τιμή του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας (σύμφωνα με το Σχ.32) και $N^*_{c0} = 6,2$, σύμφωνα με τις αριθμητικές αναλύσεις του παρόντος. Η συγκριτική παρουσίαση των συντελεστών $\max \lambda^*_{c1}$ και $\max \lambda^*_{c1}$ συναρτήσει του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης, γίνεται στο Σχ.6.33.

Για πολύ μικρές τιμές H_1/B (που ενδεχομένως να ξεφεύγουν από τα συνήθη πρακτικά όρια), οι υπ' όψιν συντελεστές λαμβάνουν υψηλές τιμές. Ωστόσο, σημειώνεται ότι για τετραγωνική θεμελίωση η επαύξηση του ισοδύναμου συντελεστή N_{c1} (που απεικονίζεται μέσω του $\max \lambda^*_{c1}$) είναι σημαντικά χαμηλότερη από αυτήν της λωριδωτής θεμελίωσης. Επίσης, διαπιστώνεται ότι το πάχος H_1/B , πέραν του οποίου οι συντελεστές N_{c1} και N^*_{c1} πρακτικά δεν επαυξάνονται, είναι σημαντικά μικρότερο στην τετραγωνική θεμελίωση, όπως και διαισθητικά θα αναμενόταν.

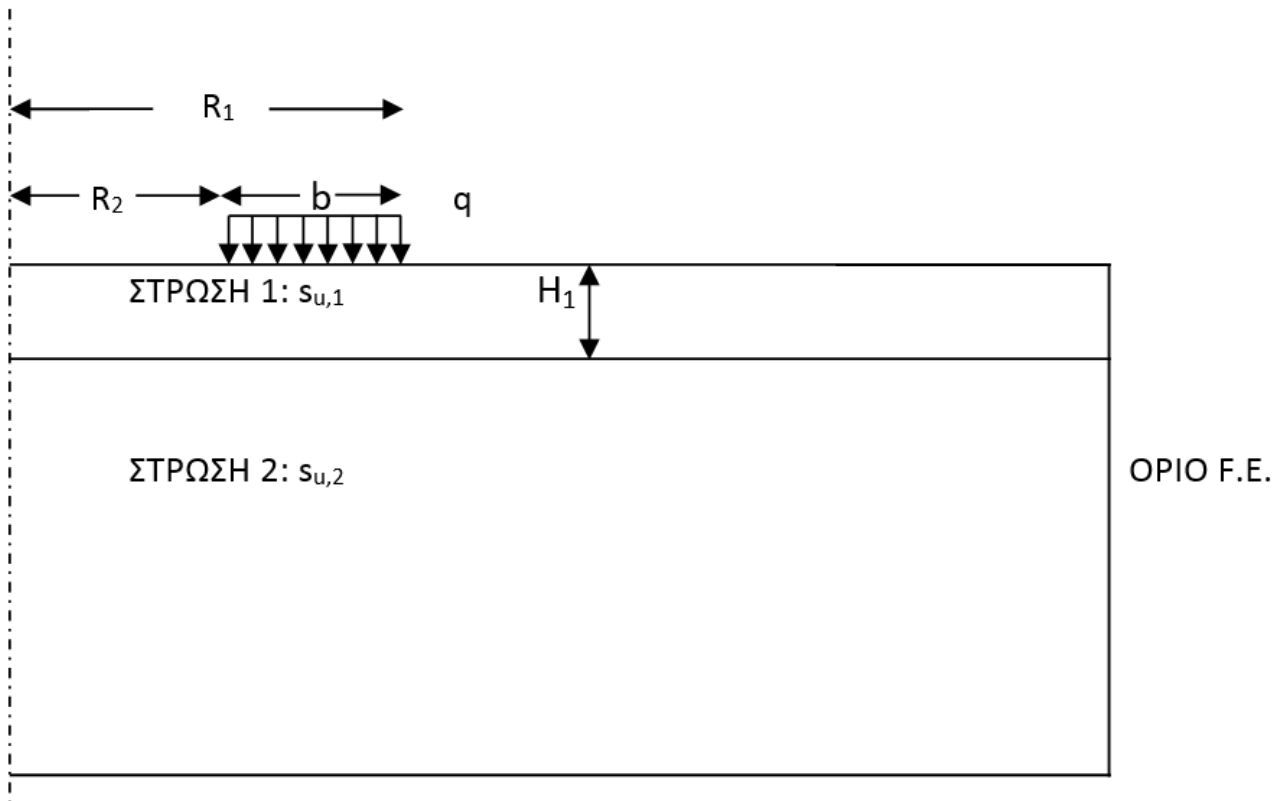


Σχήμα 6.33: Σύγκριση μεγίστων τροποποιητικών συντελεστών συσχέτισης για λωριδωτή και τετραγωνική θεμελίωση.

5. Αναλύσεις άκαμπτης δακτυλιωτής θεμελίωσης

5.1 Γενικά

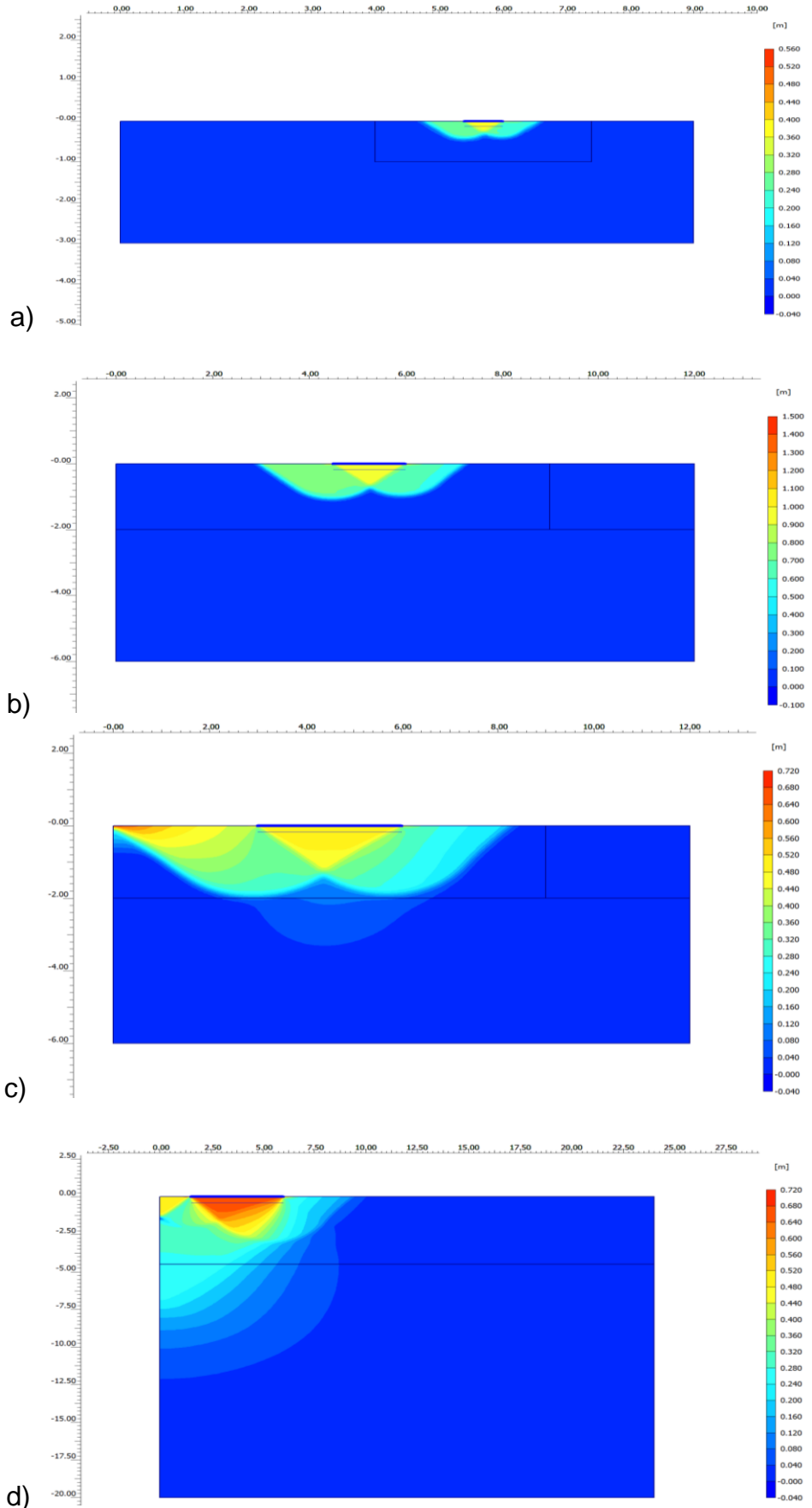
Οι βασικοί συμβολισμοί των προηγούμενων παραγράφων για το ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης και τον λόγο αντοχών, παραμένουν, με τη σημείωση ότι ως «πλάτος» της θεμελίωσης λαμβάνεται το μέγεθος $b = R_1 - R_2$, όπου R_1 , R_2 , η εξωτερική και εσωτερική ακτίνα του δακτυλίου, αντιστοίχως (Σχ.6.34). Πέραν λοιπόν, των βασικών παραμέτρων H_1/b και $SR = s_{u,2}/s_{u,1}$, προφανώς επηρεάζει και η γεωμετρία του δακτυλίου (R_1 , R_2), η οποία στις αναλύσεις που ακολουθούν περιγράφεται μέσω του λόγου (ή ανηγμένου πλάτους του δακτυλίου), b/R_1 . Είναι προφανές ότι για $b/R_1 \Rightarrow 1$, ο δακτύλιος τείνει στην κυκλική θεμελίωση διαμέτρου $2 \cdot R_1$, ενώ για πολύ μικρές τιμές του λόγου θα αναμέναμε τα αποτελέσματα των αναλύσεων να πλησιάζουν αυτά της θεμελιολωρίδας. Η φέρουσα ικανότητα (οριακή πίεση αστοχίας) υπολογίζεται και πάλι από τον τύπο $q_u = N^* c_1 \cdot s_{u,1}$, συναρτήσει της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της ανώτερης στρώσης, ενώ ο «ισοδύναμος» συντελεστής φέρουσας ικανότητας, $N^* c_1$ ενσωματώνει αφ' ενός την επιρροή της μορφής (ή σχήματος) της θεμελίωσης, (που εξαρτάται προφανώς από τους γεωμετρικούς λόγους b/R_1 , H_1/b), και αφ' ετέρου τον λόγο αντοχών SR .



Σχήμα 6.34: Ακαμπτη δακτυλιωτή θεμελίωση επί δίστρωτου αργιλικού εδάφους: Συμβολισμοί.

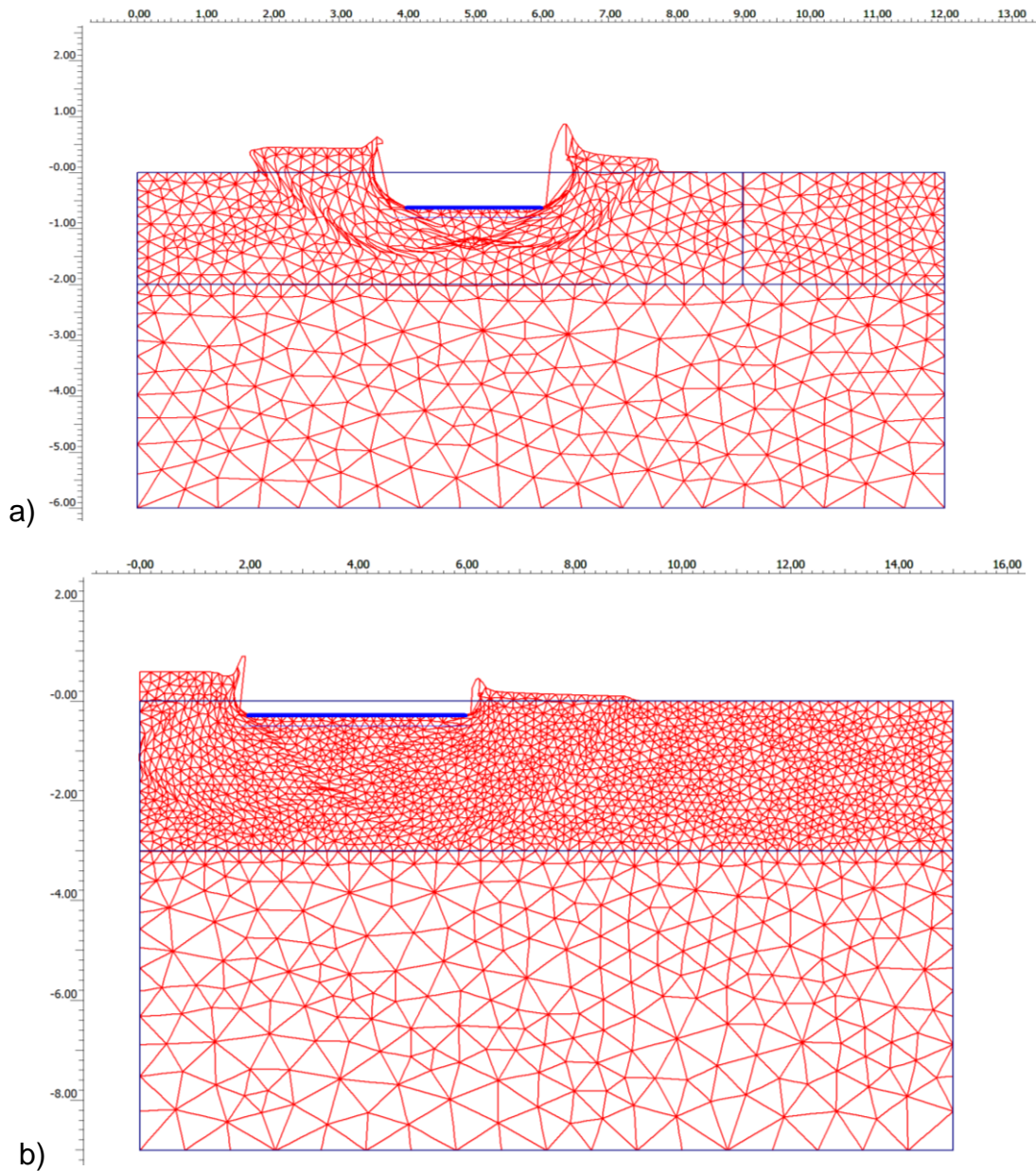
Αρχικά, εξετάστηκε η επιρροή των γεωμετρικών δεδομένων του δακτυλίου φόρτισης επί του συντελεστή φέρουσας ικανότητας N^*_{c1} , για ομοιογενές έδαφος ($SR = 1$). Οι επιλύσεις έγιναν με το πρόγραμμα Plaxis V.8 που επιλύει προβλήματα υπό διδιάστατες συνθήκες, αλλά και αξισυμμετρικά, όπως αυτό της συγκεκριμένης περίπτωσης. Εξετάστηκε η επιρροή του λόγου b/R_1 , τόσο επί του μηχανισμού αστοχίας, όσο και επί του συντελεστή N^*_{c1} , για ευρύ φάσμα τιμών ($b/R_1 = 0,10$ έως $1,00$). Στο Σχ. 6.35 παρατηρείται η διαφοροποίηση του μηχανισμού αστοχίας για τέσσερις αντιπροσωπευτικές τιμές του ανηγμένου πλάτους του δακτυλίου, $b/R_1 = 0,10, 0,25, 0,50$ και $0,75$. Οι εικόνες κατά την αστοχία αναφέρονται σε χρωματική απεικόνιση των διανυσμάτων συνολικών μετατοπίσεων, που διαγράφουν με σαφήνεια και τον μηχανισμό αστοχίας. Στην περίπτωση των χαμηλών λόγων $b/R_1 = 0,10$ και $0,25$, αναπτύσσεται μηχανισμός τύπου Prandtl κάτω από τον δακτύλιο φορτίσεως, περίπου όπως στην λωριδωτή επιφάνεια, χωρίς σαφή επιρροή των γειτονικών περιοχών, δεδομένου ότι η επιφάνεια αστοχίας δεν πλησιάζει το κέντρο του δακτυλίου. Για τον ενδιάμεσο λόγο $b/R_1 = 0,50$, ο μηχανισμός τύπου Prandtl επίσης, οριακά επηρεάζει την κεντρική-αφόρτιστη περιοχή, ενώ τέλος για $b/R_1 = 0,75$ αναπτύσσεται διπλός μηχανισμός αστοχίας αφ' ενός, υπό την φορτιζόμενη δακτυλιωτή επιφάνεια και στη γειτονική αφόρτιστη περιοχή αφ' ετέρου, δηλαδή γύρω από το κέντρο της θεμελίωσης. Σε όλες τις περιπτώσεις στην άμεση περιοχή φόρτισης παρατηρούνται σημαντικές καθιζήσεις, ενώ στις αμέσως γειτονικές περιοχές ανυψώσεις του εδάφους, όπως ακριβώς συμβαίνει στην λωριδωτή φόρτιση, κατά την αστοχία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.35: Επιρροή του λόγου b/R_1 επί του μηχανισμού αστοχίας σε ομοιογενές έδαφος:
a) $b/R_1 = 0,10$, b) $b/R_1 = 0,25$, c) $b/R_1 = 0,50$, d) $b/R_1 = 0,75$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.36: Ομοιογενές έδαφος: υποθετική εικόνα αστοχίας και πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων για: a) $b/R_1 = 0,333$, b) $b/R_1 = 0,667$.

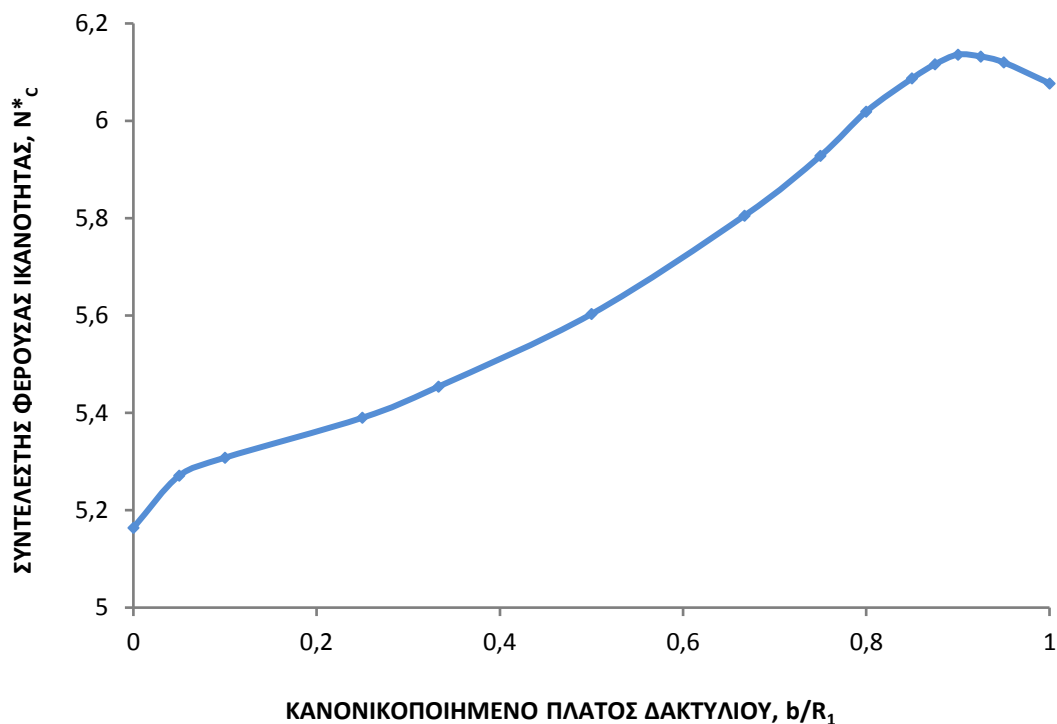
Για σχετικά μικρές τιμές του λόγου b/R_1 , η ανύψωση στην κεντρική περιοχή δε φτάνει το κέντρο του δακτυλίου, ενώ για μεγάλες τιμές οι μηχανισμοί αλληλεπικαλύπτονται. Στο Σχ. 6.36 διακρίνεται αυτή η διαφοροποίηση βάσει της εικόνας του παραμορφωμένου πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων για τις αντίστοιχες τιμές $b/R_1 = 0,333$ (a) και $0,667$ (b).

Η διακύμανση του συντελεστή φέρουσας ικανότητας ($N^*_{c1} = N^*_c$ για $SR = 1,0$) συναρτήσει του λόγου b/R_1 , δεν είναι σημαντική, όπως φαίνεται στο διάγραμμα του Σχ.6.37. Για πλήρη κυκλική επιφάνεια φόρτισης ($b/R_1 = 1,0$), οι αριθμητικές αναλύσεις εδωσαν περίπου $N^*_c = 6,10$. Για την σχετικά χαμηλή τιμή $b/R_1 = 0,10$, προέκυψε $N^*_c = 5,3$, δηλαδή αυξημένη περίπου κατά 2,5% έναντι της αντίστοιχης για λωρίδα, σύμφωνα πάντα με τις αριθμητικές αναλύσεις. Από το Σχ.6.37 παρατηρείται ότι για τιμές ανηγμένου πλάτους μεταξύ 0,9 και 1,

οι τιμές N^*_c είναι υψηλότερες από αυτήν για την πλήρη κυκλική πλάκα. Τούτο οφείλεται στην ανύψωση του εδάφους μέσα στο πολύ μικρό κυκλικό κενό, η οποία παρεμποδίζει την ανάπτυξη του μηχανισμού αστοχίας λόγω πλευρικών τάσεων, επομένως βελτιώνει το συντελεστή ασφαλείας, έστω και λίγο. Ουσιαστικώς, φαίνεται ότι για πολύ μεγάλο ανηγμένο

πλάτος δακτυλίου, το συνολικό κατακόρυφο φορτίο αστοχίας $V_u = q_u \cdot \pi \cdot R_1^2 \cdot [1 - (1 - (\frac{b}{R_1})^2)]$

παραμένει αμετάβλητο για $0,9 \leq b/R_1 \leq 1$, επομένως για αυξανόμενο λόγο b/R_1 απομειώνονται ελαφρώς τόσο η οριακή τάση αστοχίας q_u , όσο και ο συντελεστής N^*_c . Ωστόσο, η μείωση του N^*_c στο υπ' όψιν διάστημα είναι κατά μέγιστο 1% μόνο. Σημειώνεται ότι για χαμηλές τιμές b/R_1 απαιτήθηκε μεγάλη προσοχή στην επιλογή του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων, ώστε αφ' ενός να εξασφαλίζεται η απαραίτητη ευκρίνεια στα μεγέθη των αποτελεσμάτων, αφ' ετέρου τα όρια του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων να επιτρέπουν την ανάπτυξη των τάσεων και παραμορφώσεων που συνεπάγεται η δακτυλιωτή επιφάνεια.



Σχήμα 6.37: Δακτύλιος θεμελίωσης σε ομοιογενή άργιλο: Συντελεστής $\Phi.I. N^*_c$ ως συνάρτηση του κανονικοποιημένου πλάτους.

Από στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων για ευρύ φάσμα τιμών $0,05 \leq b/R_1 \leq 1,0$, προέκυψε η εξής αναλυτική σχέση για τον συντελεστή σχήματος:

$$s_c = 1 + 0,211 \cdot \left(\frac{b}{R_1}\right)^{1,25} \quad \text{για } 0 \leq b/R_1 \leq 0,90 \quad (14a)$$

$$s_c \approx 1,184 \quad \text{για } 0,9 \leq b/R_1 \leq 1 \quad (14b)$$

5.2 Ανώτερη στρώση υψηλότερης αντοχής ($SR < 1$)

5.2.1 Γενικά στοιχεία και αποτελέσματα των αναλύσεων

Οι αναλύσεις έγιναν για τρεις βασικές τιμές του ανηγμένου πλάτους δακτυλίου (βάσει και των καθοδηγητικών αποτελεσμάτων για το ομοιογενές έδαφος), δηλαδή $b/R_1 = 0,167$, $0,50$ και $0,75$. Εξετάσθηκε επίσης και η ειδική περίπτωση κυκλικής πλάκας ($b/R_1 = 1$). Για κάθε μία από τις παραπάνω ομάδες επιλύσεων εξετάσθηκε η επιρροή του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης $H_1/b = 0,25$ έως $1,50$. Λόγω της αναμενόμενης διαφοροποίησης του μηχανισμού αστοχίας, αναλόγως του βασικού μεγέθους b/R_1 , προτιμήθηκε η ξεχωριστή παρουσίαση των παραμετρικών αναλύσεων κατά περίπτωση.

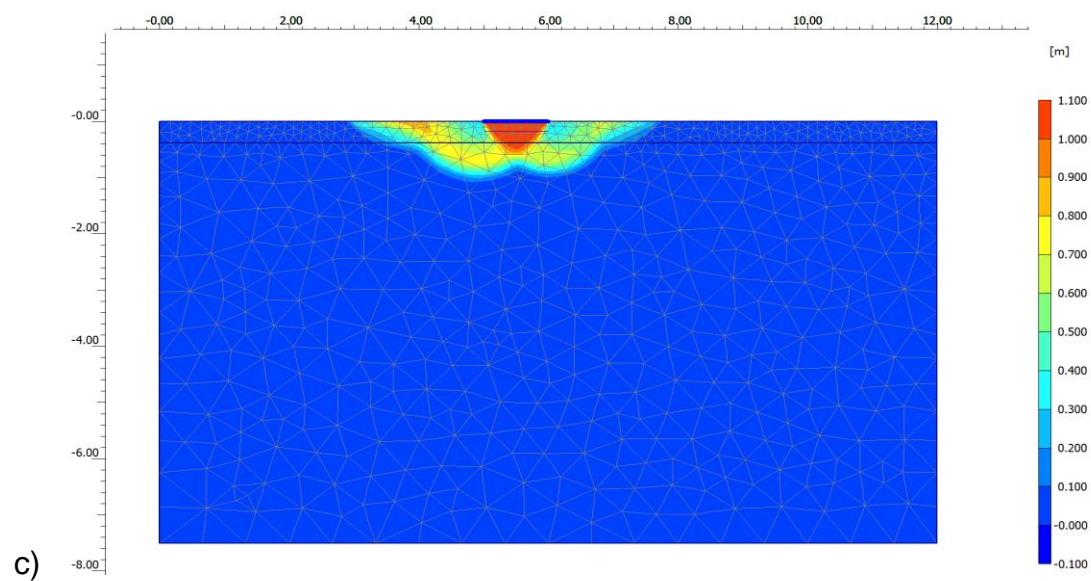
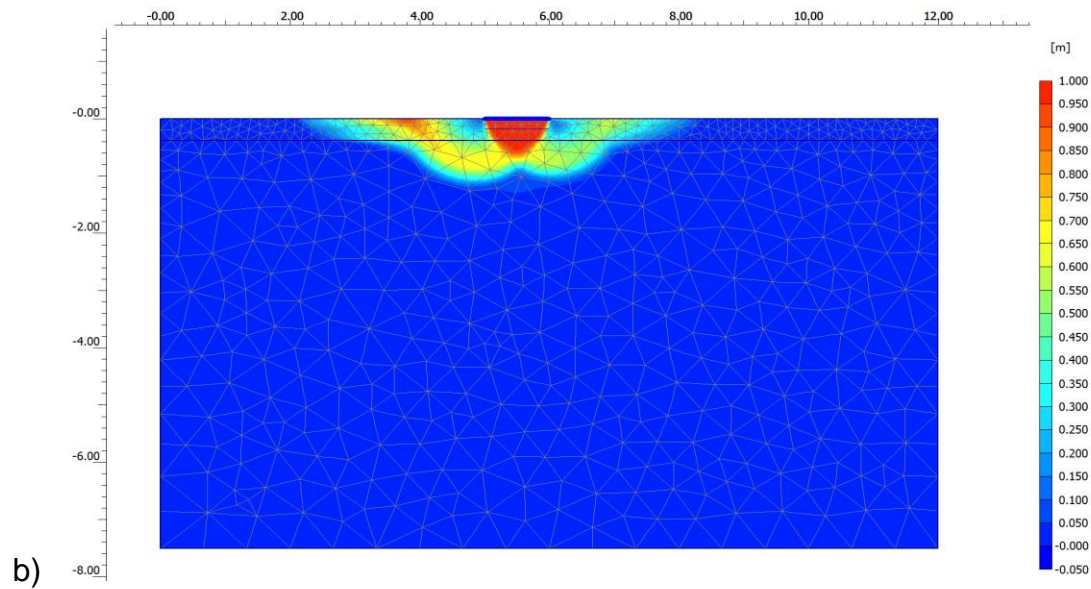
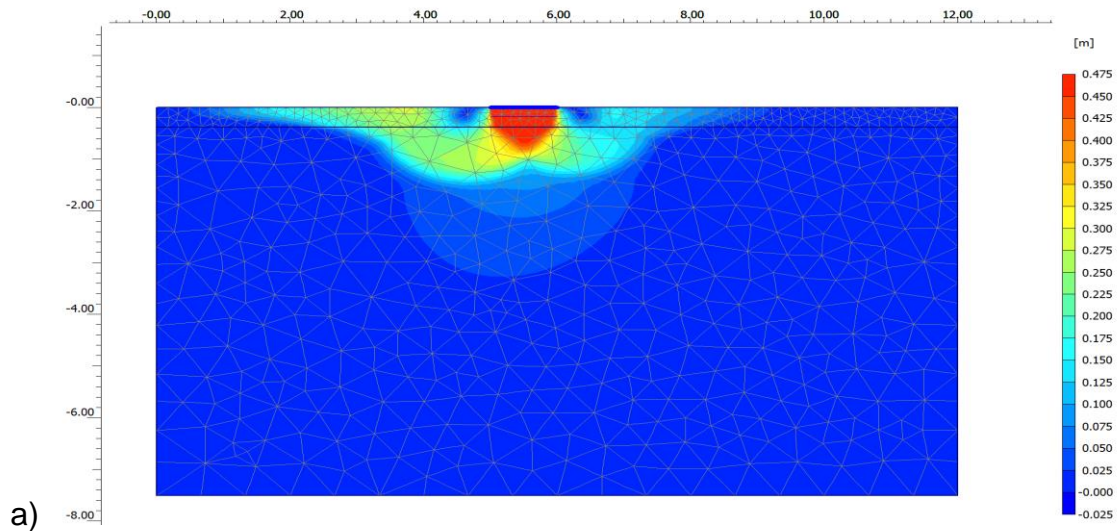
α) Σχετικά μικρό πλάτος δακτυλίου ($b/R_1 = 0,167$)

Εξετάσθηκαν 3 περιπτώσεις ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσεως, ($H_1/b = 0,375$, $0,75$ και $1,50$) και από την υποθετική εικόνα αστοχίας σε κάθε ανάλυση διαπιστώθηκε ο διαμορφούμενος μηχανισμός, το σχετικό βάθος στο οποίο επεκτείνεται, καθώς και η τυχόν επέκτασή του προς το κέντρο της δακτυλιωτής επιφάνειας. Στο Σχ. 6.38 φαίνονται τρεις περιπτώσεις λόγου αντοχών για τη χαμηλή τιμή $H_1/b = 0,375$ (μικρό πάχος της ανθεκτικότερης στρώσης).

Στην περίπτωση του χαμηλότερου λόγου $SR = 0,20$ (α) διακρίνεται σαφής μηχανισμός διατμητικής διεισδύσεως με διαμόρφωση κατακορύφων επιφανειών (προφανώς ομόκεντρων κυλίνδρων στο χώρο), επομένως συμφώνως με τους συμβολισμούς προηγούμενων παραγράφων, μηχανισμός τύπου III. Για τις σχετικά υψηλότερες τιμές SR (περιπτώσεις b και c του Σχ.6.38), βαθμιαία η σφήνα αστοχίας (σε τομή με επίπεδο) διαμορφώνεται με επιφάνειες υπό αυξανόμενη κλίση ως προς την κατακόρυφη, με επίσης βαθμιαία μετάβαση τύπου III στον II. Κοινό χαρακτηριστικό και των τριών περιπτώσεων του Σχ.6.38 είναι ότι ο μηχανισμός δεν επεκτείνεται μέχρι την κεντρική περιοχή του δακτυλιωτού θεμελίου, επομένως δε διαφαίνεται «αλληλεπίδραση» στη διαμόρφωση του μηχανισμού μεταξύ των συμμετρικώς διατεταγμένων τμημάτων του δακτυλίου.

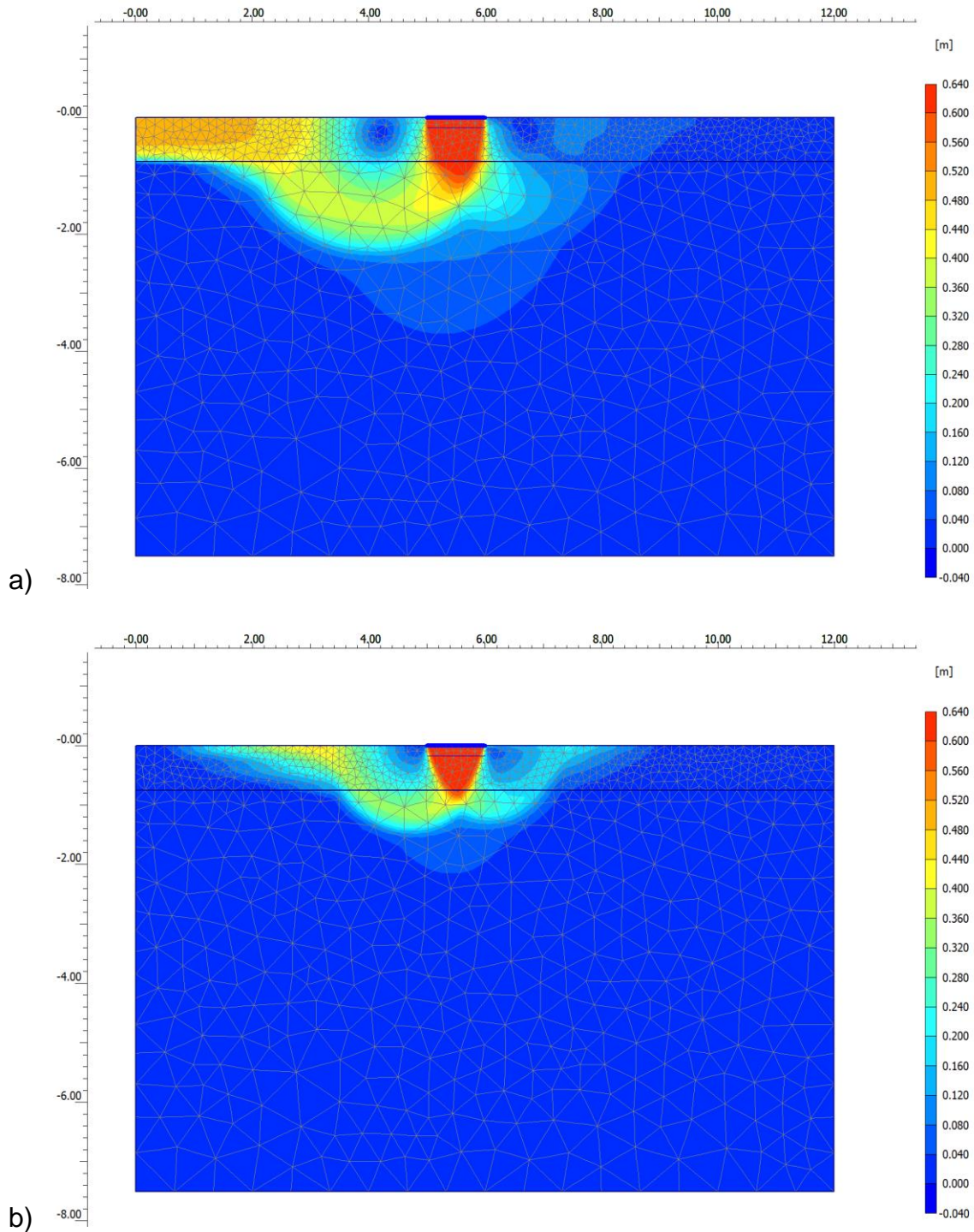
Για αυξανόμενη τιμή του σχετικού πάχους H_1/b , ο μηχανισμός αστοχίας φθάνει σε ορισμένες περιπτώσεις σαφώς μέχρι το κέντρο, επομένως φαίνεται ότι στην αστοχία «αλληλεπιδρούν» τα εκατέρωθεν τμήματα του δακτυλίου, ακόμη και για την υπ' όψιν πολύ μικρή τιμή του σχετικού πλάτους b/R_1 . Το Σχ.6.39 απεικονίζει για την ενδιάμεση τιμή $H_1/b=0,75$ δύο ακραίες περιπτώσεις για $SR = 0,20$ και $0,50$. Στην πρώτη από αυτές (α) με το χαμηλό λόγο αντοχών διαμορφώνεται σαφής μηχανισμός διατμητικής διεισδύσεως (τύπου III), με επέκτασή του τόσο σε βάθος, όσο και μέχρι την κεντρική περιοχή. Αντιθέτως, για $SR = 0,50$ (b) διαμορφώνεται σφήνα (τύπου II) Κάτω από τη βάση θεμελιώσεως (πλάτους b), που βεβαίως απέχει αρκετά από τη θεωρητική ανάπτυξη μηχανισμού Prandtl (I), χωρίς επέκταση του μηχανισμού μέχρι την κεντρική περιοχή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.38: Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/b = 0,375$: a) $SR = 0,20$, b) $SR = 0,50$, c) $SR = 0,667$.

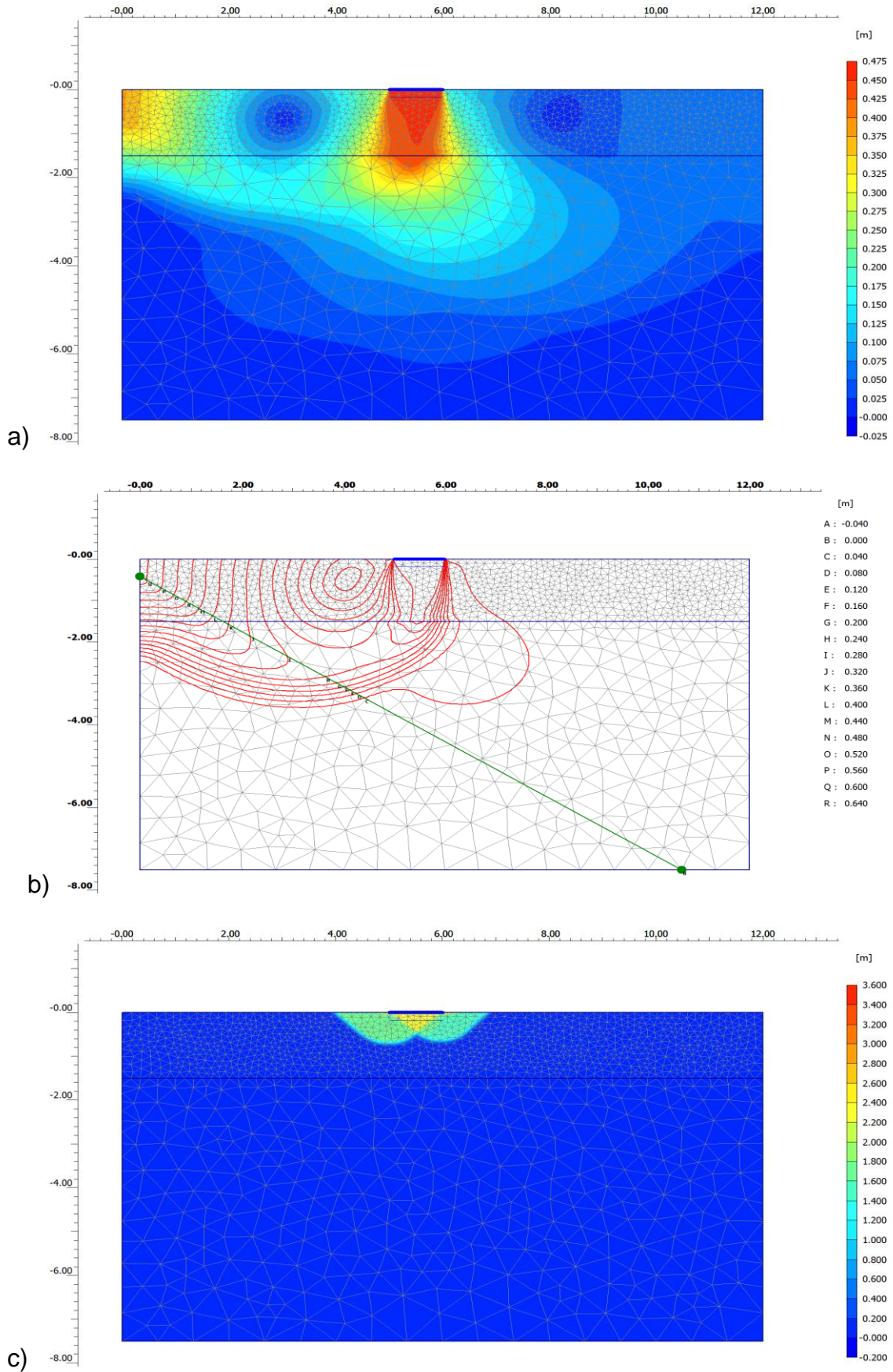
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.39: Ανάπτυξη μηχανισμού αστοχίας για $H_1/b = 0,75$ και $SR = 0,20$ (a) ή $0,50$ (b).

Τέλος, για το υψηλότερο σχετικό πάχος ανώτερης στρώσης ($H_1/b = 1,50$) και χαμηλές τιμές λόγου αντοχών μέχρι την (εξετασθείσα) τιμή $SR = 0,333$ αναπτύσσεται σαφής μηχανισμός διατμητικής διεισδύσεως (τύπου III), με σαφή επίσης «αλληλεπίδραση» μεταξύ των εκατέρωθεν τμημάτων του δακτυλίου (λόγω της επέκτασης της επιφάνειας αστοχίας μέχρι το κέντρο). Εντούτοις, για $SR \geq 0,50$, ο μηχανισμός περιορίζεται σε βάθος εντός της ανώτερης στρώσης, ενώ δεν φθάνει στην κεντρική περιοχή, όπως απεικονίζεται στο Σχ.6.40a ($SR = 0,133$) και 6.40c ($SR = 0,50$).

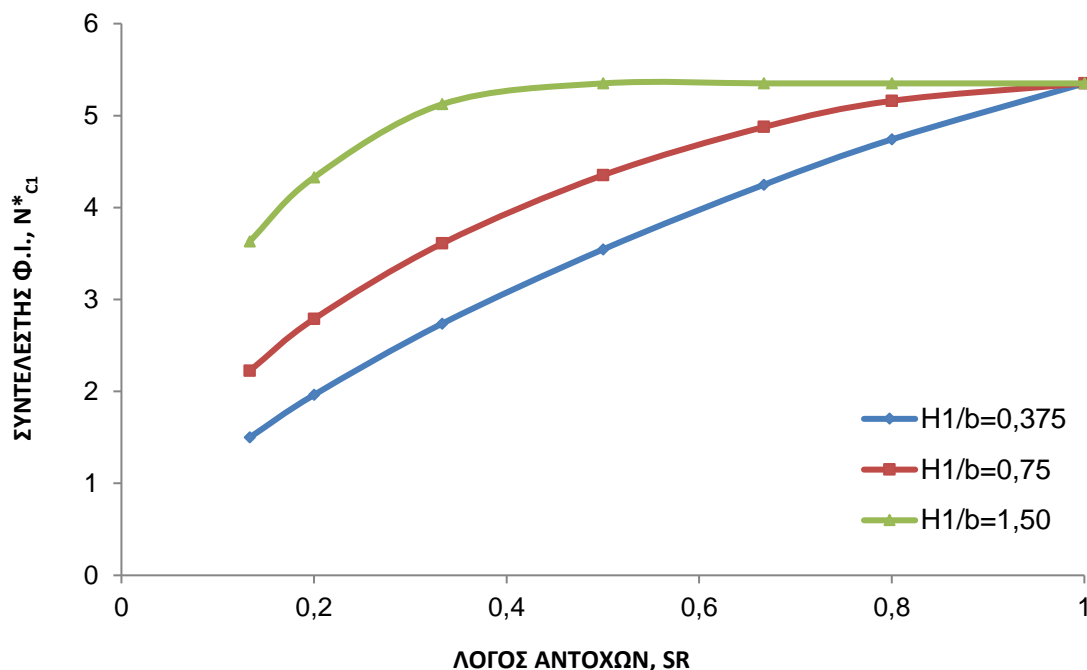
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.40: Ανηγμένο πάχος $H_1/b = 1,50$: Μηχανισμός αστοχίας για $SR = 0,133$ (a) και $SR = 0,50$ (c). Καμπύλες ίσων μετατοπίσεων κατά την αστοχία, για $SR = 0,20$ (b).

Διευκρινίζεται ότι στις περιπτώσεις επεκτάσεως του μηχανισμού αστοχίας μέχρι και το κέντρο της δακτυλιωτής πλάκας, στις υπ' όψιν κεντρικές περιοχές (κενό δακτυλίου) παρατηρείται ανύψωση του εδάφους, όπως ακριβώς και για λωριδωτή φόρτιση, στις αμέσως εκτός της φορτιζόμενης επιφάνειας περιοχές. Τούτο φαίνεται στο Σχ.6.40b μέσω των καμπύλων ίσων μετατοπίσεων, για την περίπτωση $SR = 0,20$. Είναι σαφές ο μηχανισμός διατμητικής διεισδύσεως αμέσως κάτω από τη φορτιζόμενη επιφάνεια, με σχεδόν κατακόρυφες επιφάνειες αστοχίας, καθώς και η σημαντική ανύψωση του εδάφους στην κεντρική περιοχή του δακτυλίου.

Συγκεντρωτικά, τα αποτελέσματα των αναλύσεων για το μικρό σχετικό πλάτος $b/R_1 = 0,167$ φαίνονται στο Σχ.6.41, όπου είναι σαφές ότι για σχετικά μεγάλες τιμές του λόγου H_1/b , η παράλειψη του να ληφθεί υπ' όψιν η ανομοιογένεια, για τιμές του $SR \geq 0,50$, πρακτικά δεν συνεπάγεται ανακρίβεια κατά την εκτίμηση του ισοδύναμου συντελεστή N_{c1}^* .



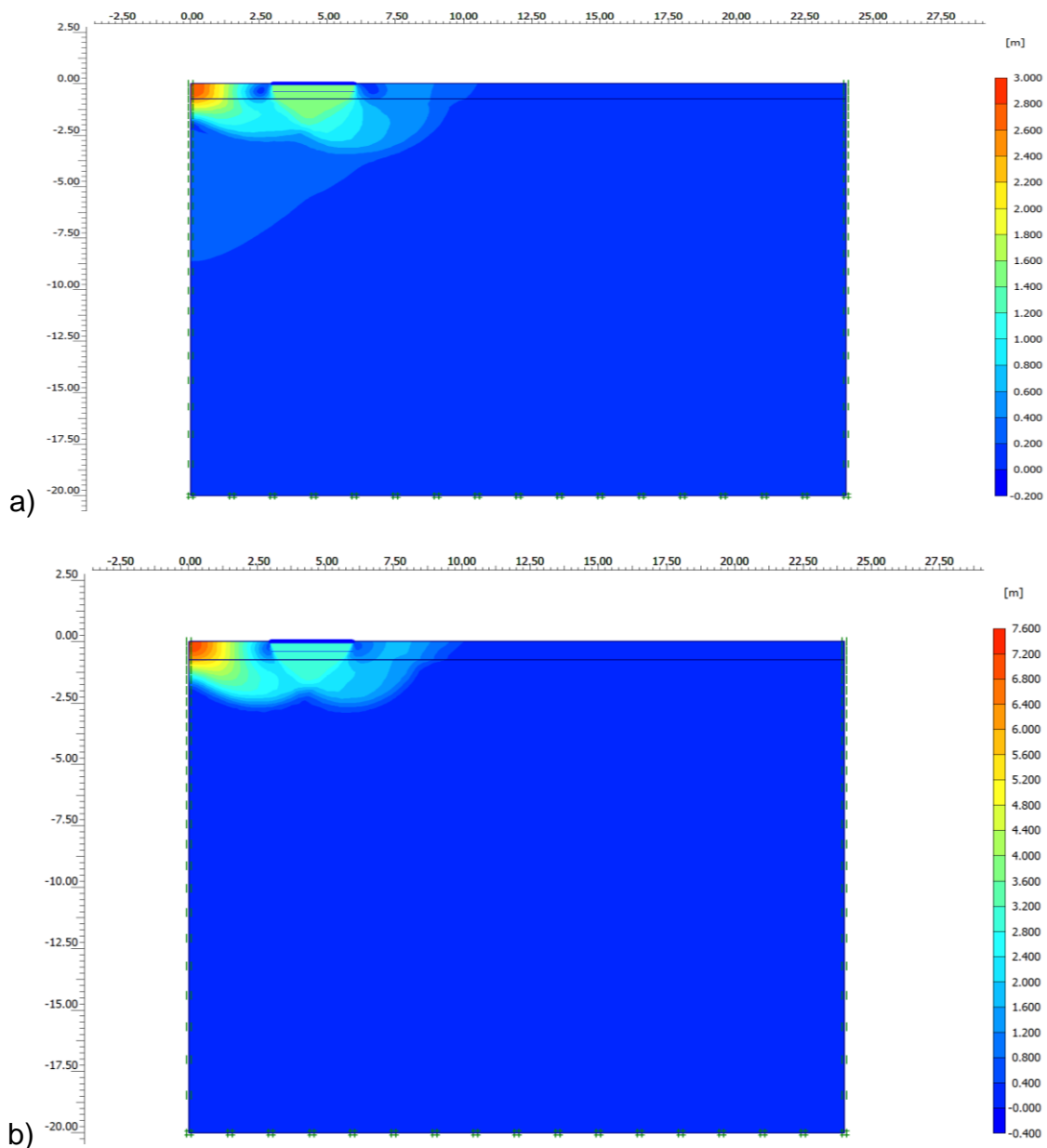
Σχήμα 6.41: Συντελεστής φέρουσας ικανότητας N_{c1}^* δακτυλιωτής επιφάνειας με $b/R_1 = 0,167$.

β) Ενδιάμεσο πλάτος εδράσεως ($b/R_1 = 0,50$)

Εξετάσθηκαν τέσσερις περιπτώσεις πάχους της ανώτερης στρώσης, H_1/b (0,25, 0,50, 1,00 και 1,50). Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα για τη μικρότερη τιμή $H_1/b = 0,25$ παρουσιάζονται στο Σχ.6.42, για δύο περιπτώσεις λόγου αντοχών, $SR = 0,20$ (α) και $SR = 0,50$ (β). Είναι σαφές η διαμόρφωση σφήνας κάτω από την επιφάνεια εδράσεως και στις δύο περιπτώσεις, όπως και η επέκταση του -υποθετικού- μηχανισμού αστοχίας μέχρι την κεντρική περιοχή, με σημαντική ανύψωση του εδάφους, ιδίως στο κέντρο. Για τη χαμηλότερη τιμή SR (α) ο μηχανισμός αστοχίας αντιστοιχεί στον τύπο (III) με κατακόρυφες επιφάνειες της σφήνας εντός της ανώτερης στρώσης, ενώ στην περίπτωση (β) η σφήνα έχει μορφή που θα αντιστοιχούσε στο μηχανισμό τύπου (II).

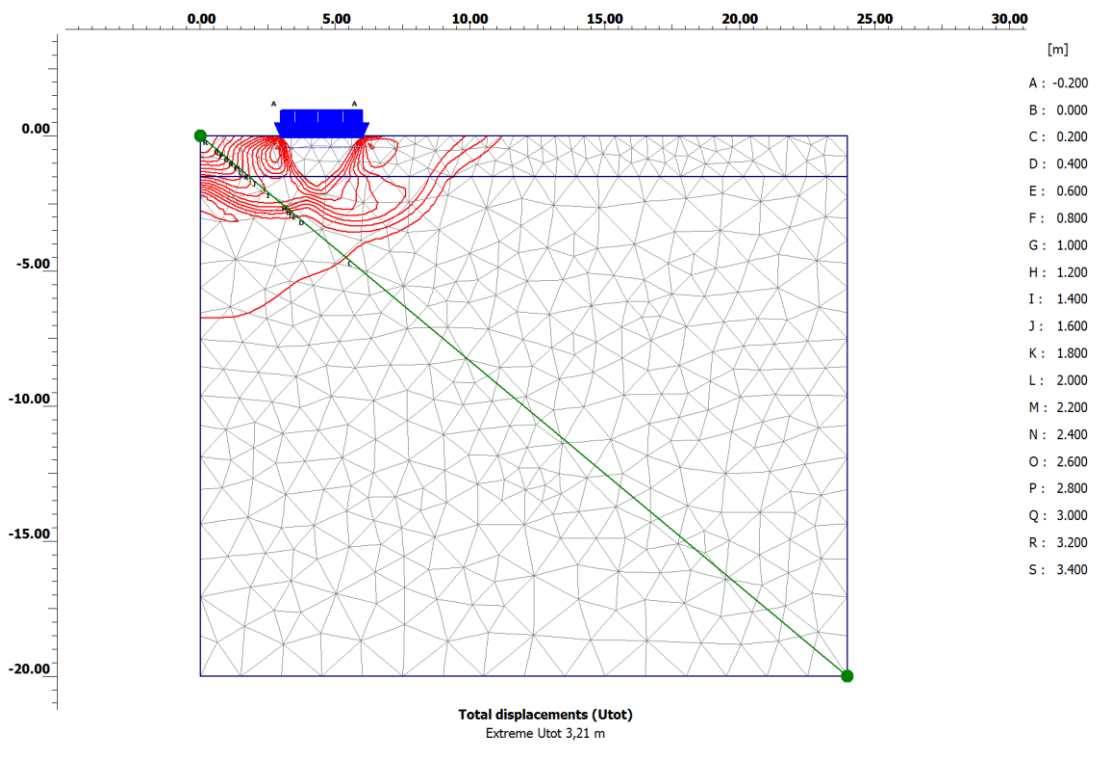
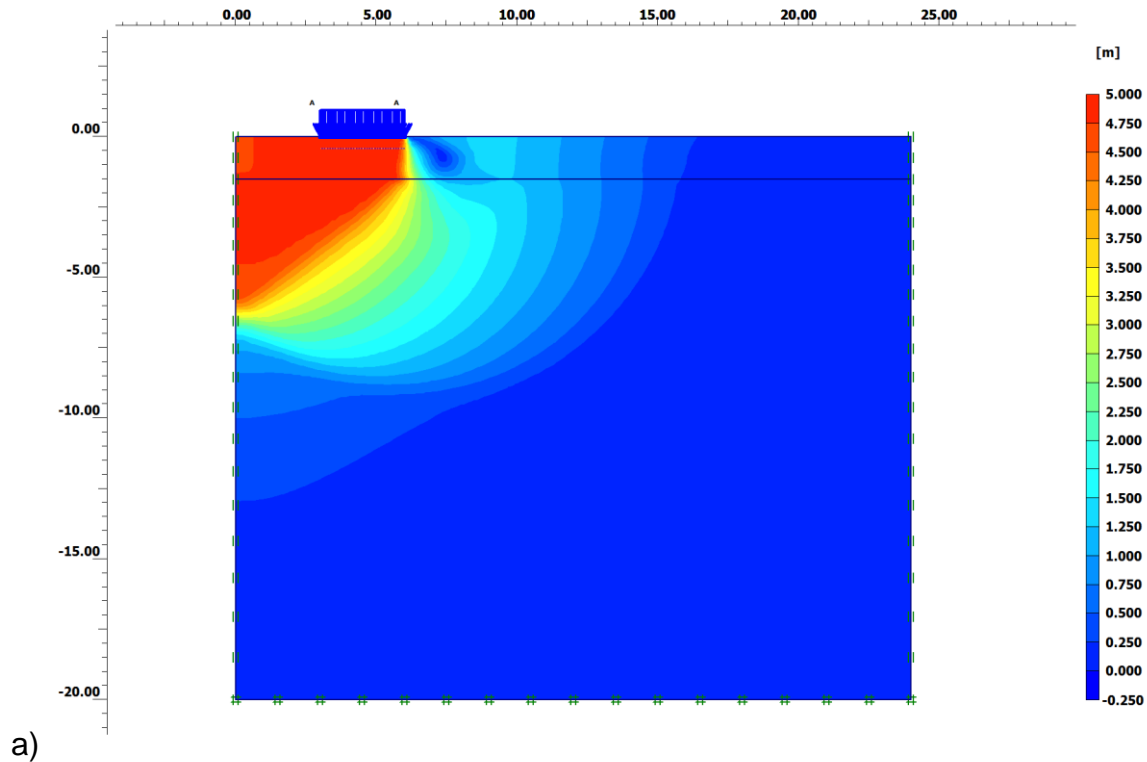
Για την περίπτωση του ενδιάμεσου πάχους της ανώτερης στρώσης ($H_1/b = 0,50$), εξάγονται ποιοτικώς ανάλογα συμπεράσματα που ενδεικτικά παρουσιάζονται στο Σχ.6.43, για τιμές

του λόγου αντοχών $SR = 0,133$ (a) και $SR = 0,50$ (b). Η επιρροή της δακτυλιωτής φορτίσεως στην κεντρική περιοχή (ανύψωση στο κέντρο) είναι σαφής και στις δύο περιπτώσεις του Σχ.6.43, ενώ η ανάπτυξη διατμητικής διεισδύσεως με μηχανισμό τύπου (III) (σχεδόν κατακόρυφες επιφάνειες αστοχίας στην ανώτερη στρώση) είναι σαφέστερη για τον μικρότερο λόγο SR (a). Σημειώνεται ότι ο μηχανισμός τύπου (III), παρατηρήθηκε για λόγους $SR < 0,333$, ενώ ο ενδιάμεσος μηχανισμός τύπου (II) φαίνεται να αναπτύσσεται για λόγους $0,333 < SR < 0,80$. Στο Σχ.6.43(b), για $SR = 0,50$ φαίνεται η ενδιάμεση καμπυλόγραμμη μορφή της σφήνας (II) μεταξύ της κατακόρυφης (III) και της θεωρητικής κατά Prandtl (I), σε διάγραμμα καμπύλων ίσων μετατοπίσεων που δίνει σαφέστερη ίσως εικόνα του μηχανισμού αστοχίας.



Σχήμα 6.42: Μηχανισμοί αστοχίας για $b/R_1 = 0,50$ και $H_1/b = 0,25$: a) $SR = 0,20$, b) $SR = 0,50$.

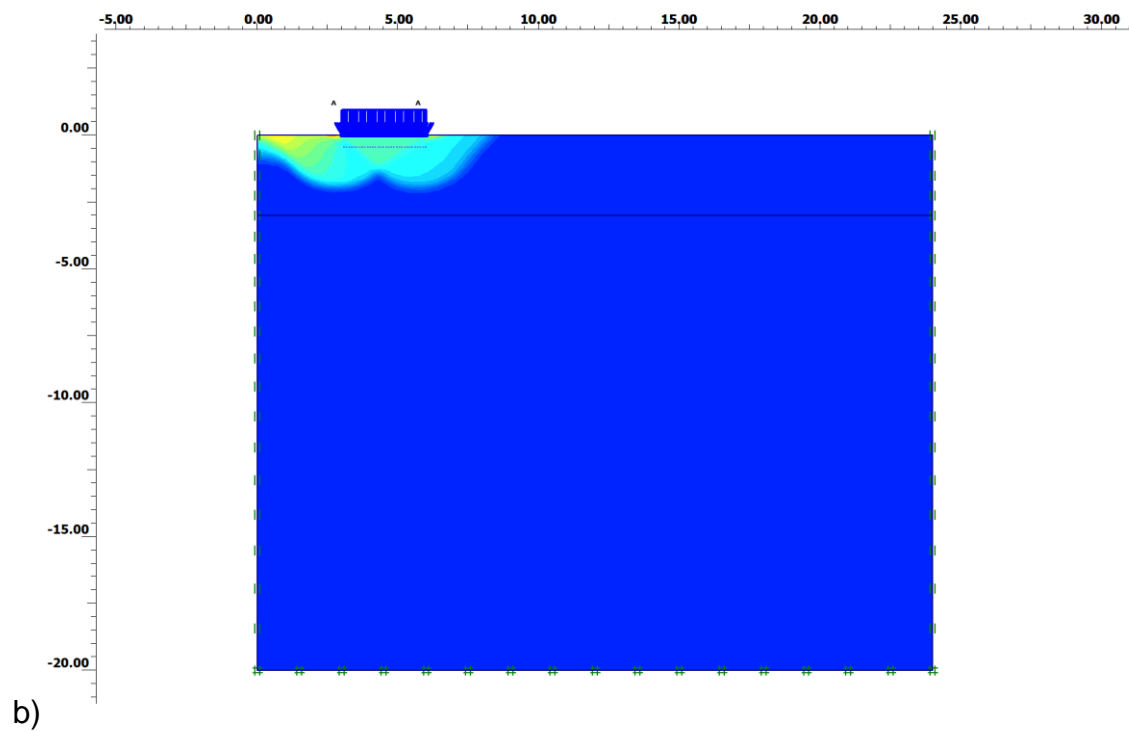
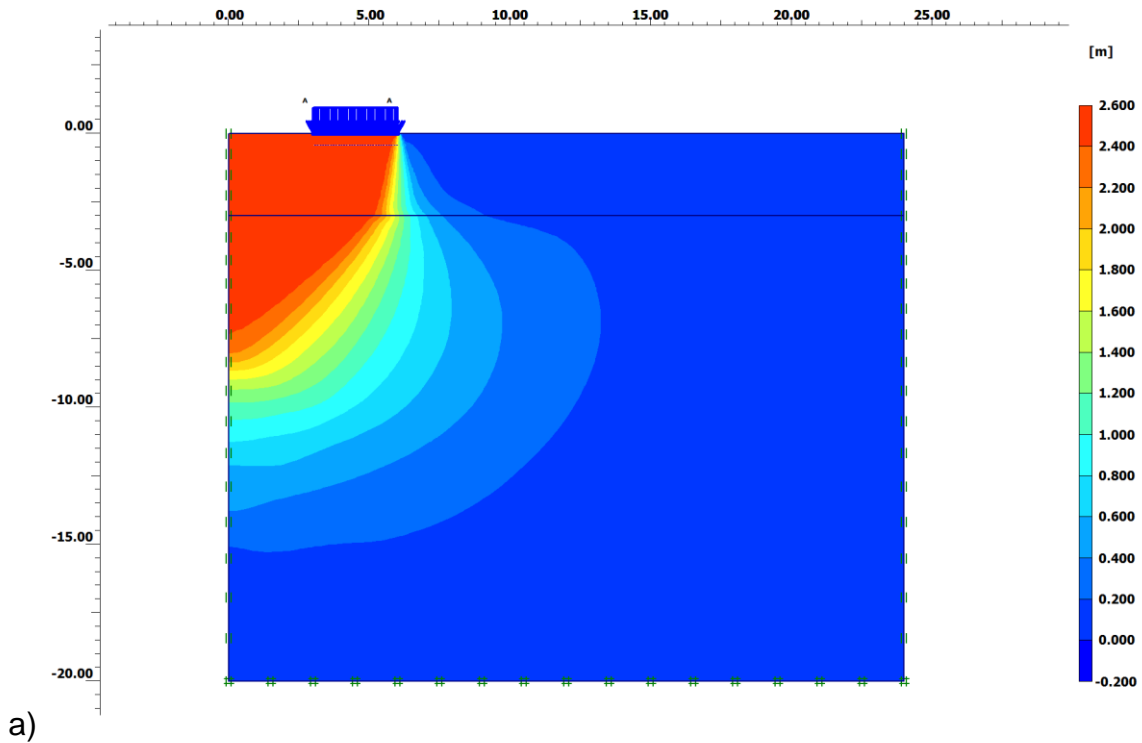
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.43: Μηχανισμοί αστοχίας για $b/R_1 = 0,50$ και $H_1/b = 0,50$: a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,50$.

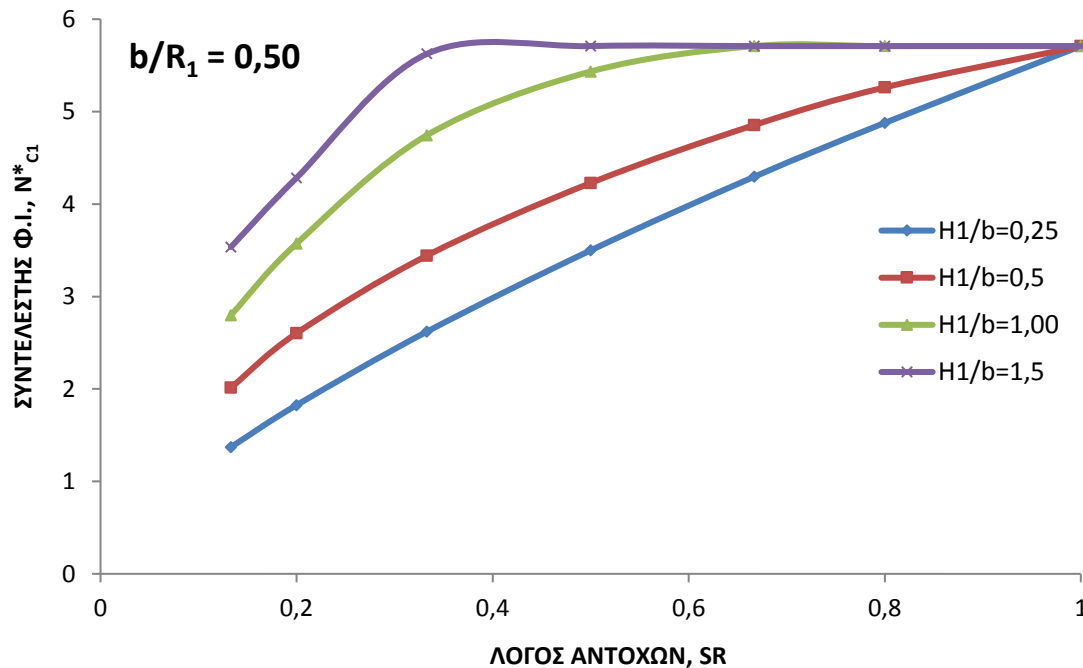
Για το σχετικά μεγάλο πάχος της ανώτερης στρώσης ($H_1/b = 1,0$ ή $1,50$) ο μηχανισμός σαφούς διατμητικής διείδυσης (τύπου III) αναπτύσσεται μόνο για πολύ μικρές τιμές του λόγου αντοχών SR (έως $0,20$ περίπου). Ο μηχανισμός κατά Prandtl (τύπου I) αναπτύσσεται για τις σχετικά υψηλότερες τιμές $SR > 0,50$ για $H_1/b = 1,0$, ενώ για $H_1/b = 1,5$, $SR \geq 0,333$. Ειδικώς, για την περίπτωση $H_1/b = 1,0$, η μεν διατμητική διείδυση (τύπου III) φαίνεται στο

Σχ.6.44a (SR = 0,20), ενώ η διαμόρφωση μηχανισμού Prandtl (I) εντός της ανώτερης στρώσης στο Σχ.44b (SR = 0,667). Γενικά και σ' αυτή την ομάδα αναλύσεων ενδιάμεσου πλάτους ($b/R_1 = 0,50$) και σχετικά μεγάλου πάχους H_1/b η κεντρική περιοχή επηρεάζεται έντονα από τη δακτυλιωτή φόρτιση, τούτο δε εκδηλώνεται με σημαντικές ανυψώσεις εδάφους.



Σχήμα 6.44: Μηχανισμοί αστοχίας για $H_1/b = 1,00$: a) $SR = 0,20$, b) $SR = 0,667$.

Συγκεντρωτικά, τα αποτελέσματα των αναλύσεων για το ενδιαμέσο πλάτος εδράσεως δίδονται στο Σχ.6.45, όπου φαίνεται η διακύμανση του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_{c1}^* , ως συνάρτηση τόσο του λόγου αντοχών, όσο και της παραμέτρου H_1/b . Παρατηρείται ότι για $H_1/b \geq 1,0$ και $SR \geq 0,50$ πρακτικά τα αποτελέσματα δε θα απέκλιναν σημαντικά από τα αντίστοιχα για ομοιογενές έδαφος, δηλαδή ουσιαστικά η σχετικά «μικρή» ανομοιογένεια δεν έχει πρακτικές επιπτώσεις στη φέρουσα ικανότητα.



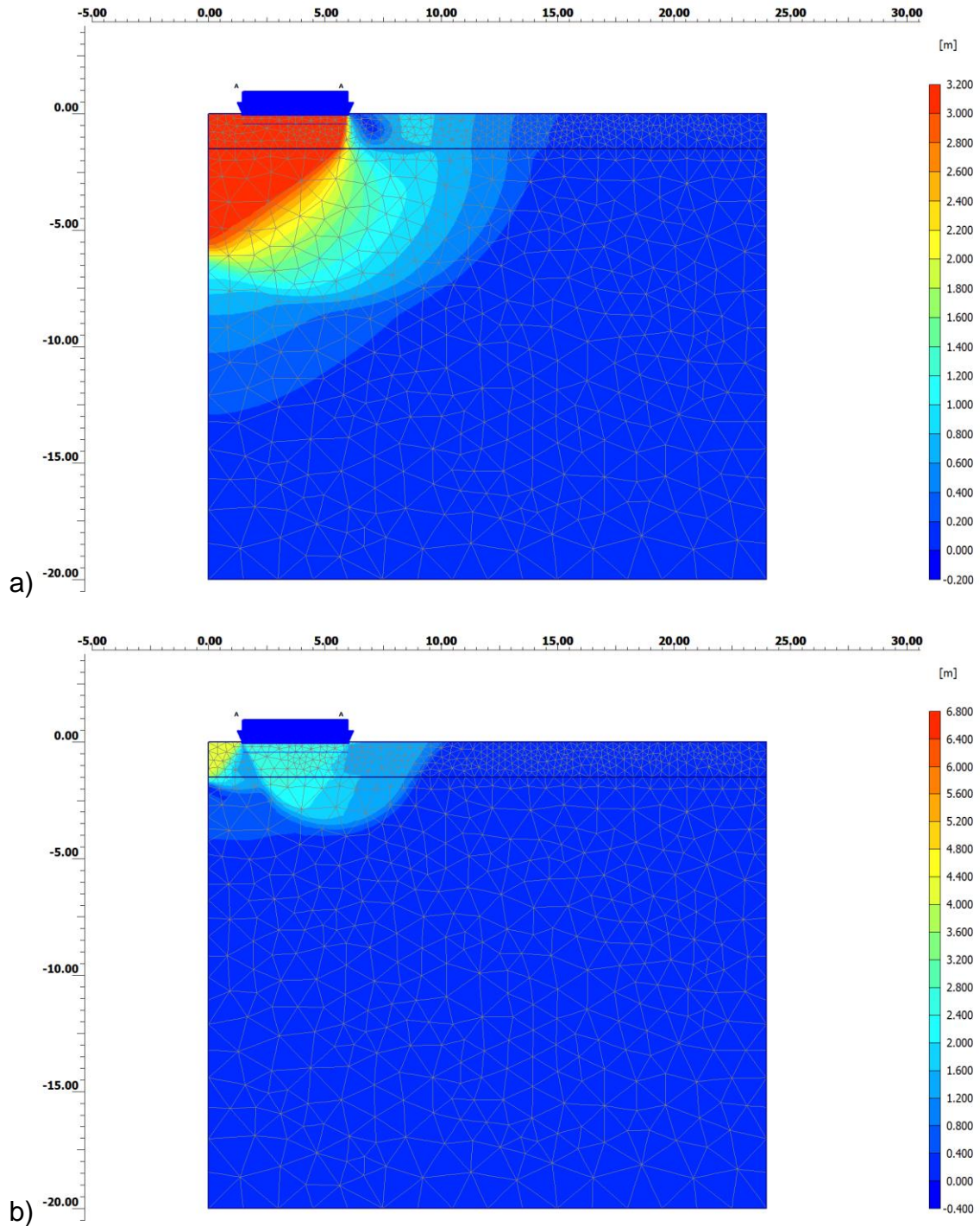
Σχήμα 6.45: Ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας N_{c1}^* δακτυλιωτής επιφάνειας $b/R_1 = 0,50$.

γ) Σχετικά μεγάλο πλάτος εδράσεως ($b/R_1 = 0,75$)

Οι αναλύσεις περιέλαβαν τρεις περιπτώσεις πάχους της ανώτερης στρώσης, $H_1/b = 0,333$, $0,667$ και $1,333$. Τα συμπεράσματα από την εικόνα της υποθετικής αστοχίας είναι παραπλήσια με αυτά των προηγούμενων περιπτώσεων.

Από την ομάδα αναλύσεων για το μικρότερο ανηγμένο πάχος $H_1/b = 0,333$, στο σχετικό Σχ. 6.45 δίδεται η εικόνα κατά την αστοχία για δύο σχετικά ακραίες τιμές του λόγου αντοχών. Για τη μικρότερη από αυτές ($SR = 0,20$) είναι σαφής η ανάπτυξη μηχανισμού τύπου III με κατακόρυφες επιφάνειες αστοχίας στην άνω στρώση, ενώ φαίνεται να επηρεάζεται ζώνη εδάφους κάτω από την επιφάνεια φορτίσεως τουλάχιστον ίση με $(1,5 - 2,0) \cdot b$. Αντιθέτως, για την υψηλή τιμή $SR = 0,80$, ο μηχανισμός εκτείνεται το πολύ σε βάθος $1,0 \cdot b$, με σαφή ανάπτυξη της σφήνας Prandtl, επομένως θα χαρακτηριζόταν ως τύπου I. Στην κεντρική περιοχή (που είναι μάλλον μικρή δεδομένου του λόγου b/R_1), εμφανίζεται ανύψωση του εδάφους που φαίνεται να απεικονίζεται με μία δευτερογενή σφήνα.

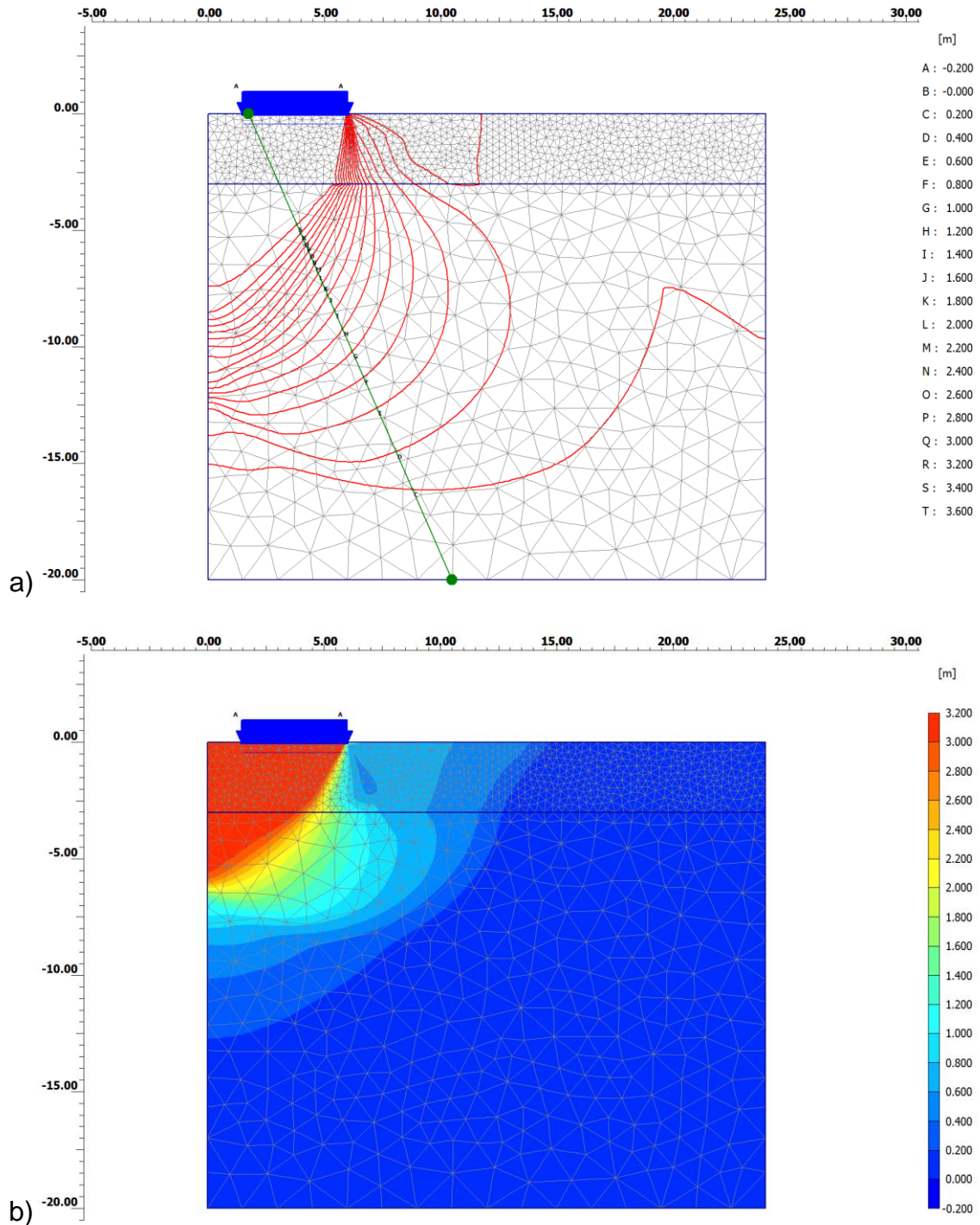
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.46: Δακτυλιωτή επιφάνεια με $b/R_1 = 0,75$:
Μηχανισμός αστοχίας για $SR = 0,20$ (a) και $SR = 0,80$ (b).

Για την ενδιάμεση τιμή ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης $H_1/b = 0,667$, προκύπτουν αντίστοιχα αποτελέσματα: Οι καμπύλες ίσων μετατοπίσεων κατά την αστοχία, που οριοθετούν και τον μηχανισμό που αναπτύσσεται, στην περίπτωση χαμηλών τιμών αντοχής της υποκείμενης στρώσης, υποδεικνύουν μηχανισμό τύπου (III). Για παράδειγμα, στο Σχ.6.47a ($SR = 0,133$) είναι σαφής η περίπτωση μηχανισμού III. Βαθμιαία, η γωνία κλίσης των αρχικώς κατακορύφων επιφανειών ολισθήσεως στην ανώτερη στρώση αυξάνει, όπως είναι σαφές για την ενδιάμεση τιμή $SR = 0,50$ του Σχ.6.47b.

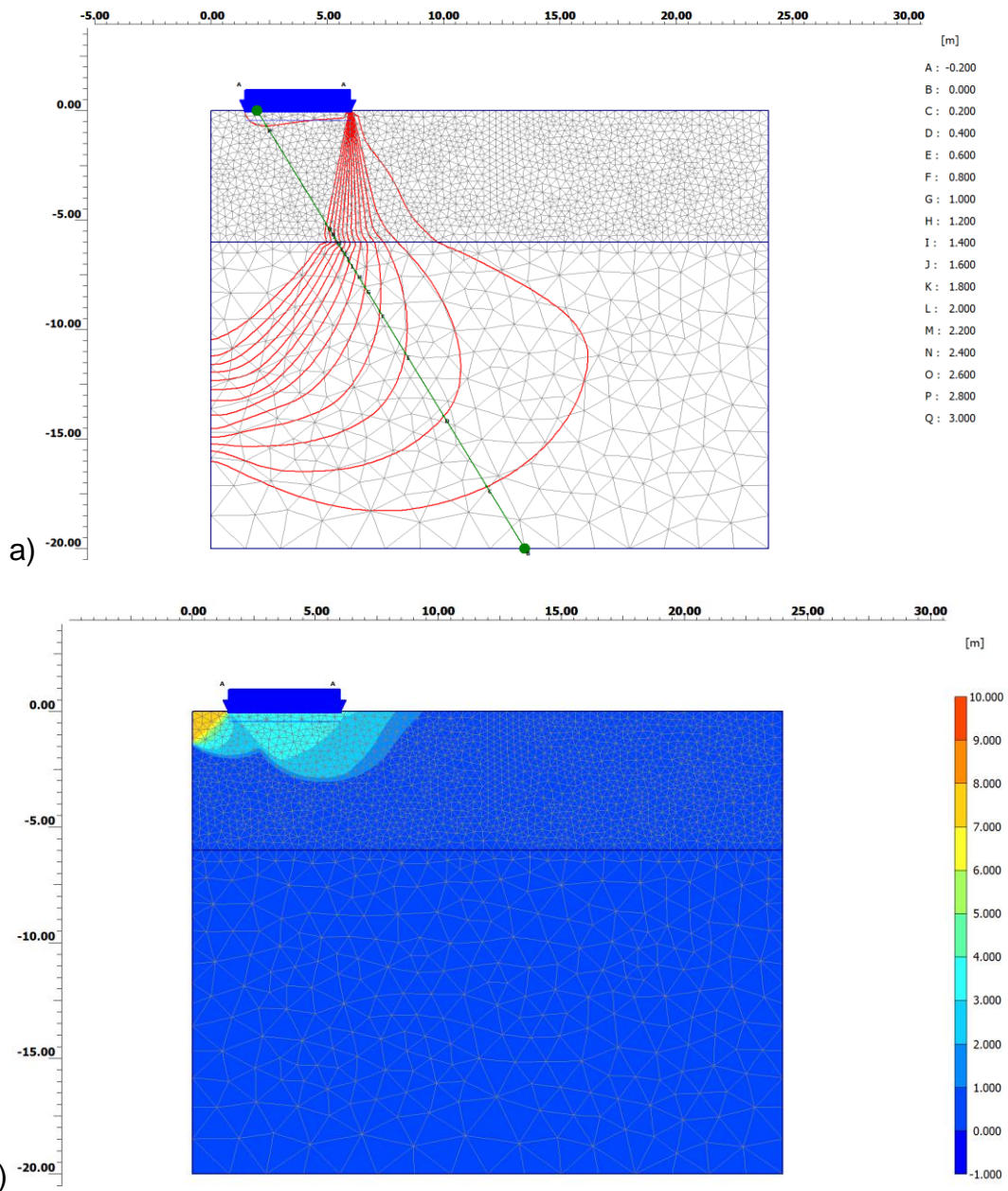
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.47: Μηχανισμός αστοχίας κάτω από δακτυλιωτή επιφάνεια με $b/R_1 = 0,75$ και $H_1/b = 0,667$:
a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,50$.

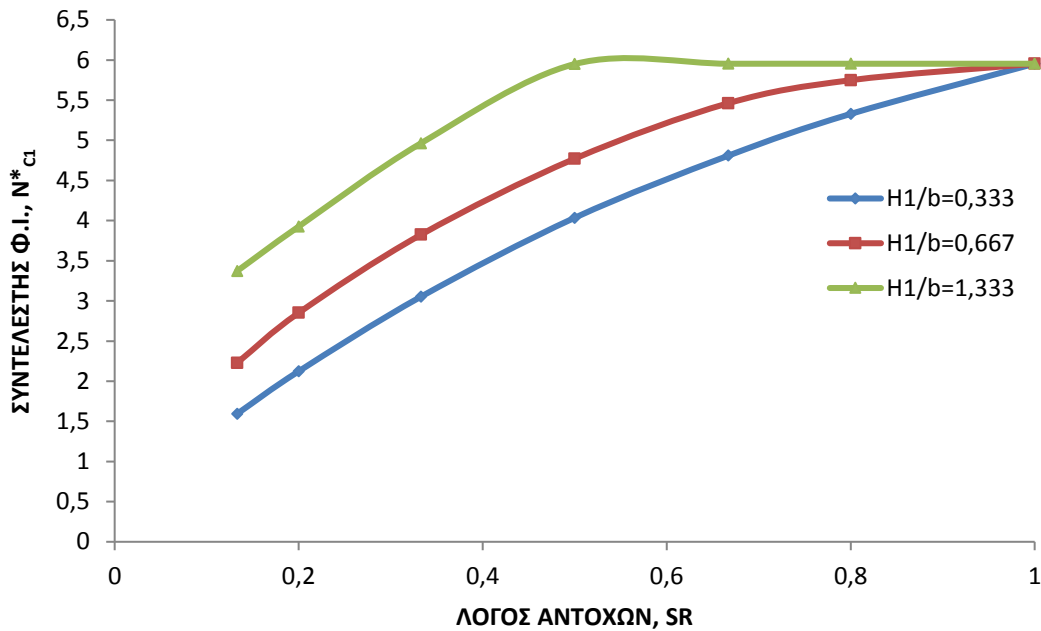
Από την ομάδα αναλύσεων για σχετικά μεγάλο πάχος της ανώτερης στρώσης ($H_1/b = 1,333$) φαίνεται επίσης η σαφής ανάπτυξη μηχανισμού τύπου III μόνο για πολύ μικρές τιμές του λόγου αντοχών ($SR \leq 0,20$), όπως φαίνεται ενδεικτικά στο Σχ. 6.48a για την μικρότερη τιμή $SR = 0,133$ από τις καμπύλες ίσων μετατοπίσεων κατά την αστοχία. Βαθμιαία η γωνία κλίσης (ως προς την κατακόρυφη) των επιφανειών ολίσθησης αμέσως κάτω από τη φορτιζόμενη επιφάνεια αυξάνει, με την αύξηση του λόγου SR (μηχανισμός

τύπου II), ενώ για τις σχετικά υψηλότερες τιμές του λόγου αντοχών (όπως π.χ. $SR = 0,667$, Σχ. 6.48b), αναπτύσσεται σαφής μηχανισμός τύπου Prandtl, με ανύψωση στην κεντρική περιοχή που φαίνεται να οριοθετείται από μία δευτερογενή σφήνα.



Σχήμα 6.48: Δακτυλιωτή επιφάνεια με $b/R_1 = 0,75$: Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/b = 1,333$:
a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,667$.

Ο ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας N_{c1}^* από το σύνολο των αναλύσεων δακτυλιωτής επιφάνειας με σχετικά μεγάλο πλάτος εδράσεως δίδεται στο Σχ.6.49, ως συνάρτηση του λόγου SR και αναλόγως της τιμής H_1/b . Για την υψηλότερη τιμή H_1/b από τις εξεταζόμενες ($H_1/b = 0,133$) φαίνεται ότι πρακτικά η τυχόν ανομοιογένεια, για τιμές $SR \geq 0,50$ μπορεί να αγνοείται, ενώ ανάλογο συμπέρασμα για την ενδιάμεση τιμή $H_1/b = 0,667$, θα ίσχυε για προφανώς υψηλότερη τιμή ($SR \geq 0,667$).



Σχήμα 6.49: Δακτυλιωτή επιφάνεια με $b/R_1 = 0,75$:
Ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας N^*_{c1} .

5.2.2 Συγκριτικά διαγράμματα και μερικά συμπεράσματα

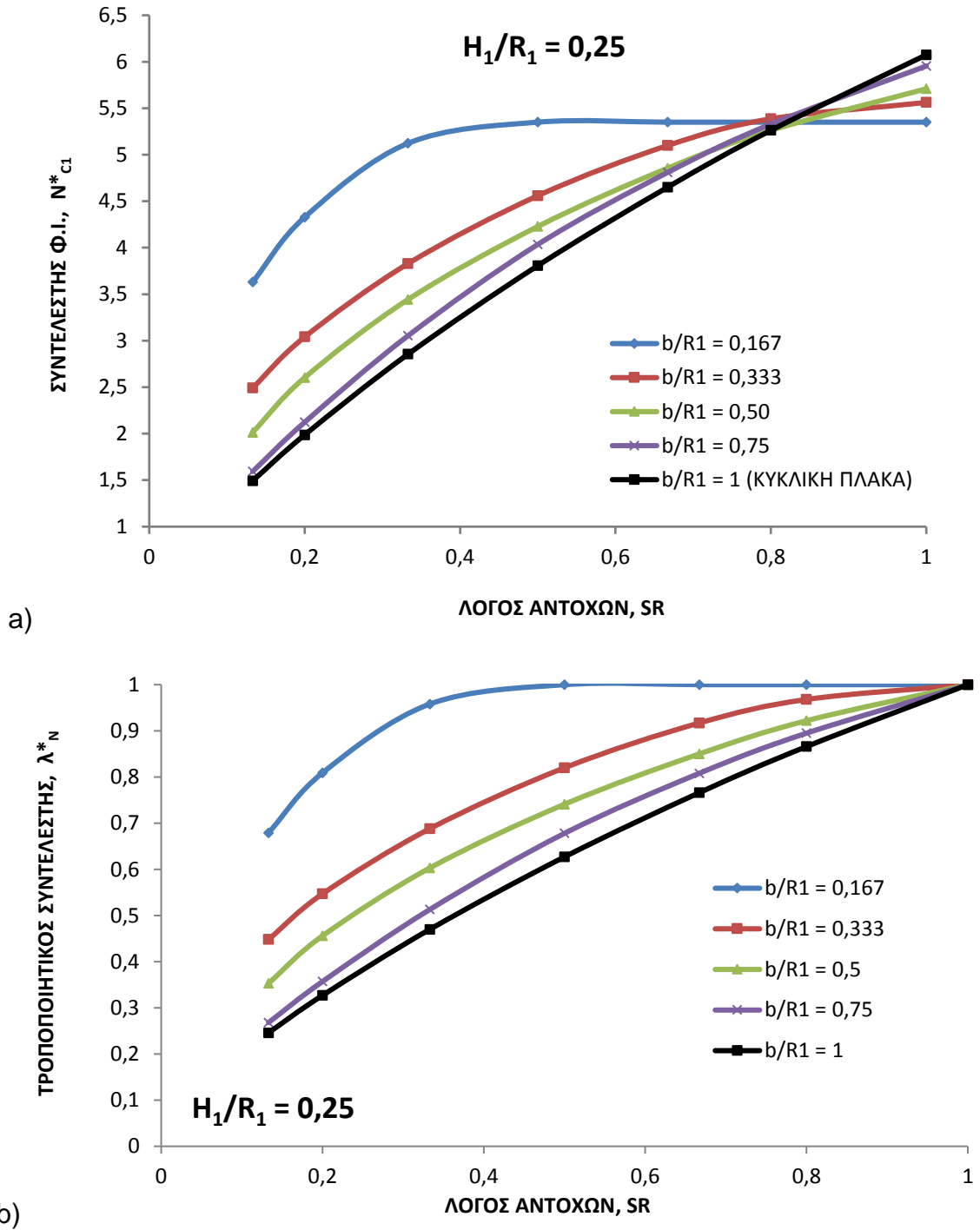
α) Επιρροή της μορφής της δακτυλιωτής πλάκας επί του συντελεστή N^*_{c1}

Προκειμένου να γίνουν οι απαραίτητες συγκρίσεις, τα αποτελέσματα των αναλύσεων αξιολογήθηκαν βάσει του λόγου H/R_1 , όπου R_1 η εξωτερική ακτίνα του δακτυλίου. Στα Σχ. 6.50, 6.51 και 6.52 παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή N^*_{c1} , συναρτήσεως του λόγου αντοχών SR και της μορφής που αποδίδεται μέσω του λόγου b/R_1 , για σχετικό πάχος της ανώτερης στρώσης $H_1/R_1 = 0,25, 0,50$ και $1,0$ αντιστοίχως. Ειδικότερα, στα Σχ. 6.50 και 6.51 δίνεται επιπλέον η μεταβολή του τροποποιητικού συντελεστή λ^*_N ως συνάρτηση του λόγου αντοχών SR . Από τα συγκριτικά διαγράμματα προκύπτουν τα εξής:

i) Είναι προφανής η βαθμιαία αύξηση του συντελεστή N^*_{c1} , για συγκεκριμένες τιμές SR και b/R_1 , με την αύξηση του λόγου H_1/R_1 .

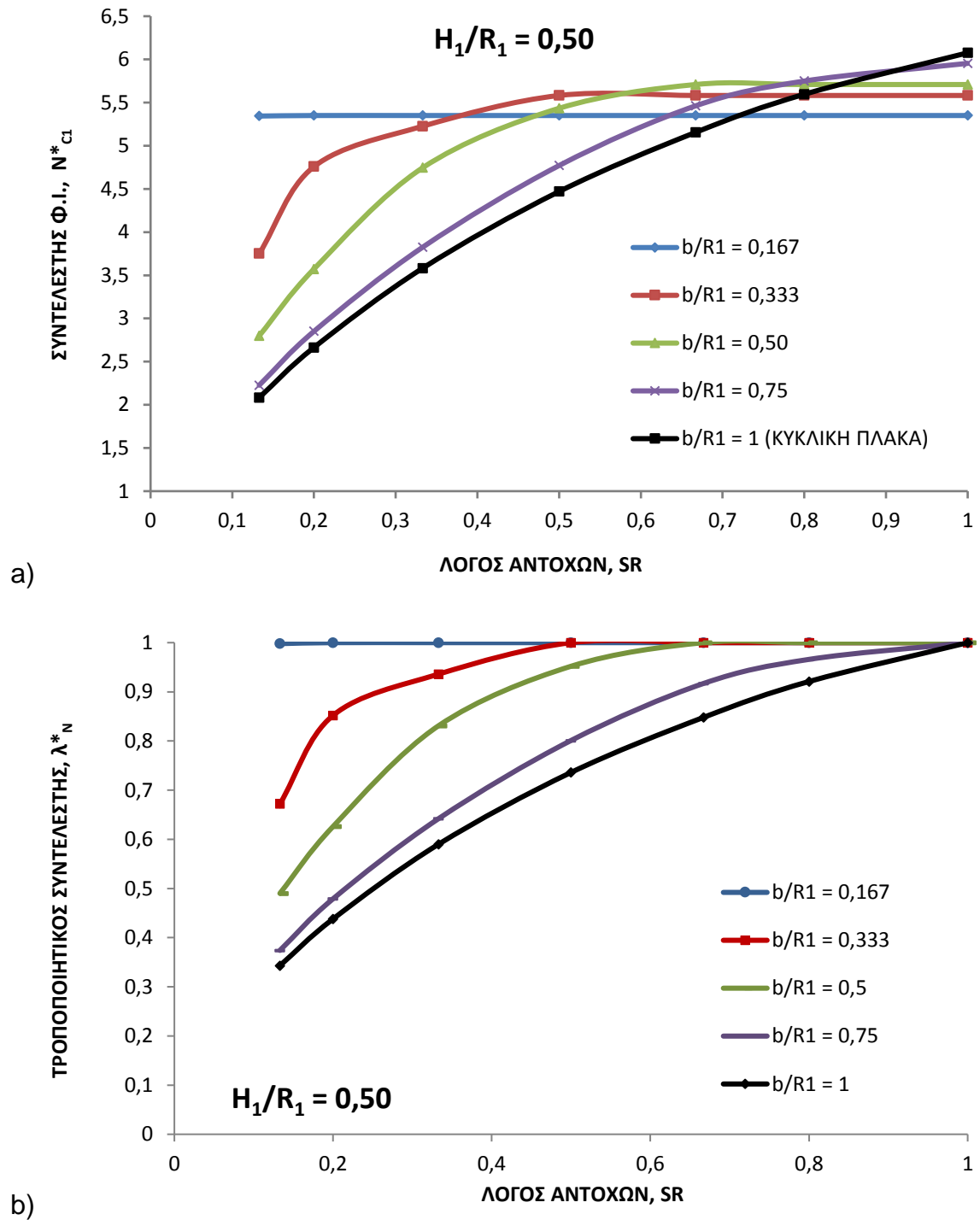
ii) Για μεγάλο εύρος τιμών του λόγου αντοχών SR , οι τιμές του N^*_{c1} είναι υψηλότερες για τις χαμηλότερες τιμές b/R_1 . Αυτό είναι αναμενόμενο, δεδομένου ότι για συγκεκριμένη H_1/R_1 (π.χ. $0,50$) για τις χαμηλότερες τιμές b/R_1 (που αντιστοιχούν σε δακτύλιο μικρότερου πλάτους b) η φορτιζουσα επιφάνεια επηρεάζει μικρότερη ζώνη εδάφους, επομένως λαμβάνοντας υπ' όψιν ότι $SR < 1$, αναμένονται αυξημένες τιμές του N^*_{c1} . Αυτό παρατηρείται—για το εύρος τιμών των παραμέτρων που εξετάστηκαν—μέχρι $SR \approx (0,75 - 0,80)$ περίπου. Πέραν αυτής της τιμής, παρατηρείται ακριβώς ανάστροφη συσχέτιση των τιμών N^*_{c1} , δηλαδή για την πλήρη πλάκα ($b/R_1 = 1$), παρατηρούνται οι υψηλότερες τιμές, ενώ για μικρές τιμές b/R_1 ο συντελεστής N^*_{c1} , έχει μικρότερες τιμές και σταθερές. Οι υψηλότερες τιμές του συντελεστή N^*_{c1} για τις υψηλότερες τιμές b/R_1 για $SR > 0,75 - 0,80$ οφείλονται προφανώς στο συντελεστή μορφής (ή σχήματος) που είναι μεγαλύτερος για τους μεγάλους λόγους b/R_1 , όπως ήδη έχει αναφερθεί.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ

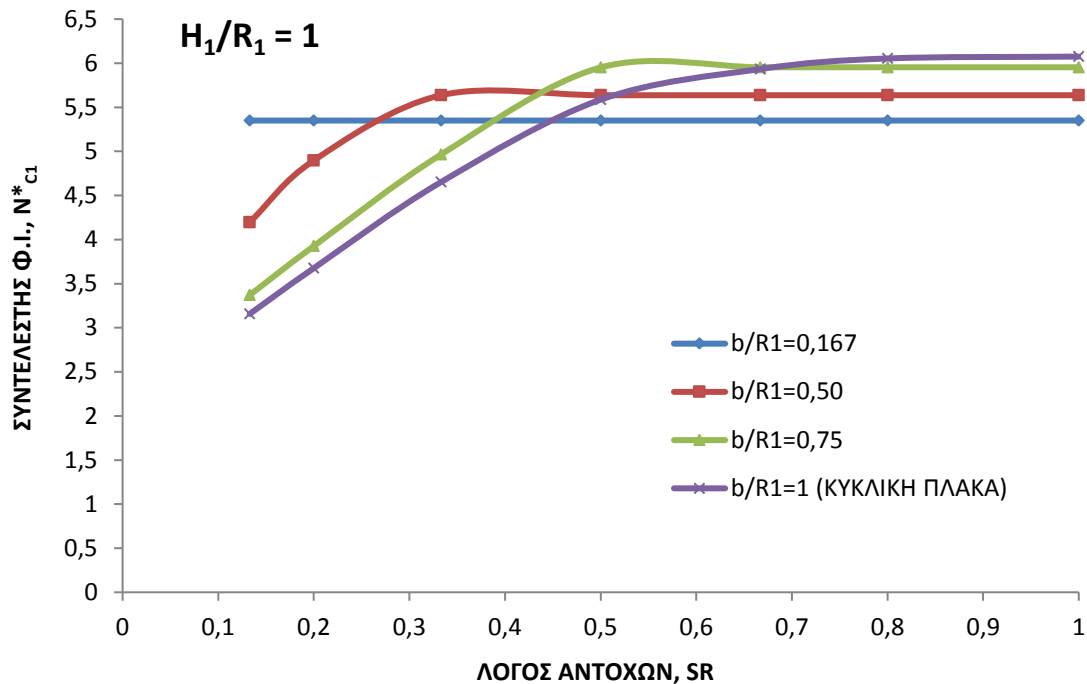


Σχήμα 6.50: Επιρροή της μορφής του δακτυλίου για μικρό πάχος άνω στρώσης ($H_1/R_1 = 0,25$):
a) επί του συντελεστή N^*_{c1} , b) επί του τροποποιητικού συντελεστή λ^*_N .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.51: Επιρροή της μορφής του δακτυλίου για ενδιάμεσο πάχος άνω στρώσης ($H_1/R_1 = 0,50$): α) επί του συντελεστή N^*_{C1} , β) επί του τροποποιητικού συντελεστή λ^*_N .



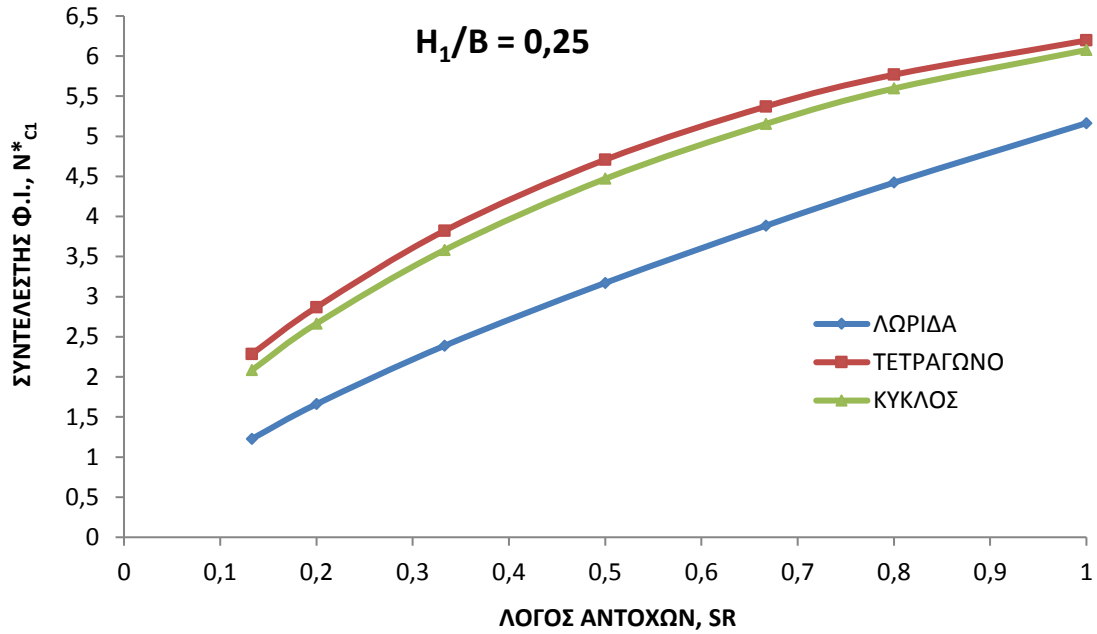
Σχήμα 6.52: Επιρροή της μορφής του δακτυλίου επί του συντελεστή N^*_{c1} :
Μεγάλο πάχος άνω στρώσης: ($H_1/R_1 = 1,0$).

iii) Συμπερασματικά, για δεδομένη τιμή H_1/R_1 και τιμές $SR < (0,75-0,80)$ περίπου, οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι γενικά υψηλότεροι για μειούμενες τιμές b/R_1 , δηλαδή για μειούμενο πλάτος δακτυλίου. Οι διαφορές φαίνονται σημαντικότερες για συγκεκριμένη τιμή SR στην περίπτωση του μικρότερου λόγου H_1/R_1 . Για $SR > 0,75 - 0,80$, οι διαφορές είναι σχετικά μικρές, οι συντελεστές N^*_{c1} είναι μεγαλύτεροι για την πλήρη πλάκα (ή τις μεγαλύτερες τιμές του ανηγμένου πλάτους έδρασης b/R_1) και οφείλονται στην επιρροή του συντελεστή σχήματος.

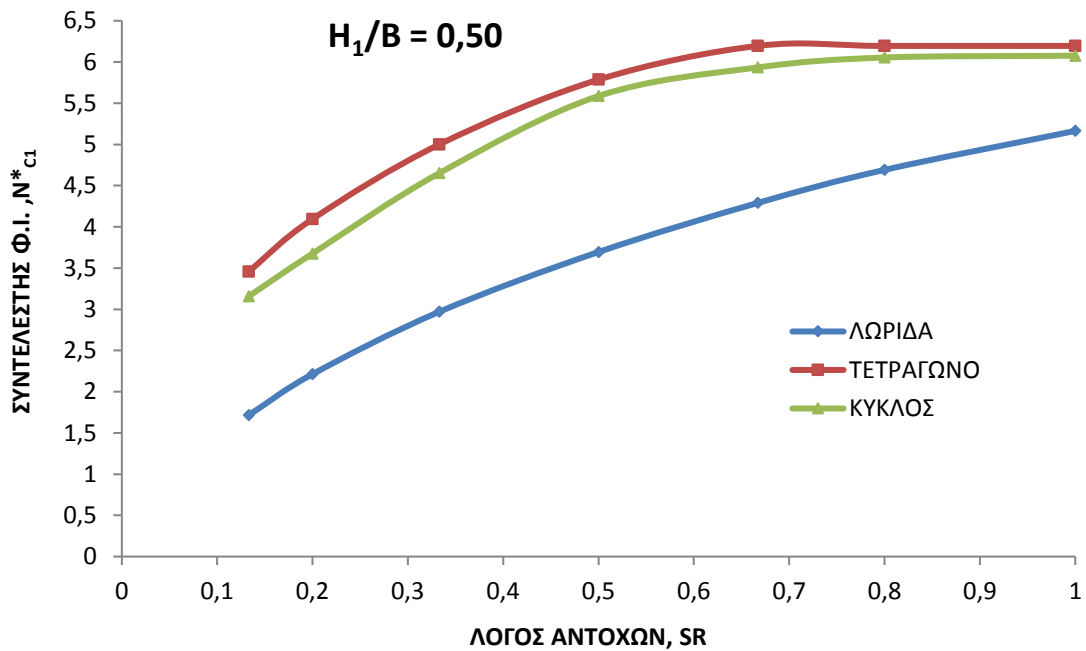
β) Επιρροή του σχήματος της φορτιζουσας επιφάνειας

Η σύγκριση της πλήρους κυκλικής πλάκας ($b/R_1 = 1$) με την λωρίδα και το τετράγωνο γίνεται με το ίδιο «πλάτος» θεμελίωσης, δηλαδή για μεν την λωρίδα και το τετράγωνο το φυσικό πλάτος B , για δε την κυκλική πλάκα για $B = 2 \cdot R_1$ (διάμετρος). Επομένως, ως βασική παράμετρος των συγκρίσεων είναι ο λόγος H_1/B για δύο τιμές του οποίου (0,25 και 0,50) σχεδιάσθηκαν τα συγκριτικά διαγράμματα των Σχ. 6.53 και 6.54, αντιστοίχως.

Από τα συγκριτικά διαγράμματα προκύπτει σαφώς ότι ο ισοδύναμος συντελεστής N^*_{c1} για την κυκλική πλάκα υπολογίζεται με ενδιάμεσες γενικά τιμές μεταξύ αυτών της λωρίδας (μικρότερες τιμές) και του τετραγώνου (μεγαλύτερες τιμές). Εντούτοις, πλησιέστερα προς την λωρίδα είναι τα αποτελέσματα των αναλύσεων για κυκλική πλάκα, παρά αυτά του τετραγώνου. Οι διαφορές γενικά, είναι πολύ σημαντικές για τις χαμηλότερες τιμές SR και γίνονται βαθμιαία μικρότερες για τις υψηλότερες. Για $SR > 0,80$ (δηλαδή πρακτικά σχεδόν ομοιογενές έδαφος), οι διαφορές φαίνονται να οφείλονται κυρίως στο συντελεστή σχήματος (που είναι υψηλότερος για την τετραγωνική θεμελίωση).



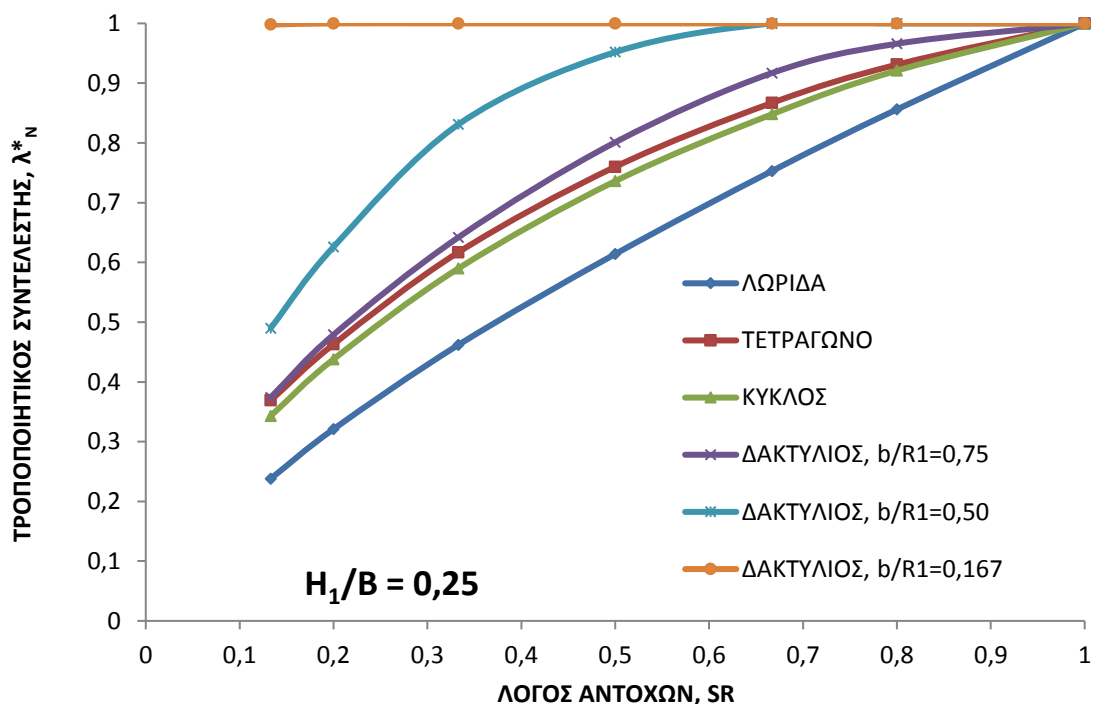
Σχήμα 6.53: Επιρροή του σχήματος της φορτιζουσας επιφάνειας στο συντελεστή φέρουσας ικανότητας N^*_{C1} : Συγκριτικά διαγράμματα για $H_1/B = 0,25$.



Σχήμα 6.54: Επιρροή του σχήματος της φορτιζουσας επιφάνειας στο συντελεστή φέρουσας ικανότητας N^*_{C1} : Συγκριτικά διαγράμματα για $H_1/B = 0,50$.

γ) Τροποποιητικός συντελεστής αναλόγως της μορφής της φορτίζουσας επιφάνειας

Ο υπ' όψιν συντελεστής, $\lambda_N = \frac{N_{c1}^*}{N_{c0}^*}$, όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο αποτυπώνει την απομείωση του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_{c1}^* , για $SR < 1$ έναντι της τιμής N_{c0}^* , που αντιστοιχεί στο ομοιογενές έδαφος ($SR = 1$) που έχει ενσωματώσει και τον βασικό συντελεστή μορφής (s_c ή v_c) για την εκάστοτε περίπτωση. Για λόγους δυνατότητας άμεσων συγκρίσεων, οι ομάδες αναλύσεων παρουσιάζονται για ενιαία τιμή H_1/B , όπου B το πλάτος της λωρίδας ή του τετραγώνου και $B = 2 \cdot R_1$ για την κυκλική ή δακτυλιωτή πλάκα. Στη συνέχεια, ανάλογα του σχετικού πλάτους του δακτυλίου και για συγκεκριμένη πάντα τιμή $H_1/B = H_1/(2 \cdot R_1)$ γίνεται διάκριση βάσει των τιμών $b/R_1 = 0,167$ (λεπτός δακτύλιος), $0,50$ και $0,75$. Στο Σχ. 6.55 παρουσιάζονται οι συντελεστές λ_N για $H_1/B = 0,35$ συναρτήσει του λόγου αντοχών SR και αναλόγως της μορφής της φορτίζουσας επιφάνειας. Τα συμπεράσματα από την σύγκριση των βασικών μορφών λωρίδας τετραγώνου και κύκλου είναι προφανώς ταυτόσημα με αυτά της προηγούμενης υποπαραγράφου. Για δακτυλιωτή πλάκα με $b/R_1 \leq 0,75$, οι συντελεστές λ_N υπολογίσθηκαν με τις υψηλότερες τιμές έναντι αυτών της λωρίδας, τετραγώνου και κύκλου που αυξάνουν με τη μείωση το υπ' όψιν λόγου. Τούτο προφανώς, οφείλεται στο ότι για δεδομένη τιμή $H_1/2 \cdot R_1$, η μείωση του σχετικού πλάτους b/R_1 συνεπάγεται αύξηση του λόγου H_1/b , επομένως η επιρροή της υποκειμένης, ασθενέστερης στρώσης γίνεται μικρότερη, άρα ο συντελεστής συσχέτισης αυξάνει.



Σχήμα 6.55: Τροποποιητικός συντελεστής φέρουσας ικανότητας αναλόγως της μορφής της φορτίζουσας επιφάνειας για $H_1/B = 0,25$.

5.3 Ανώτερη στρώση χαμηλότερης αντοχής ($SR > 1$)

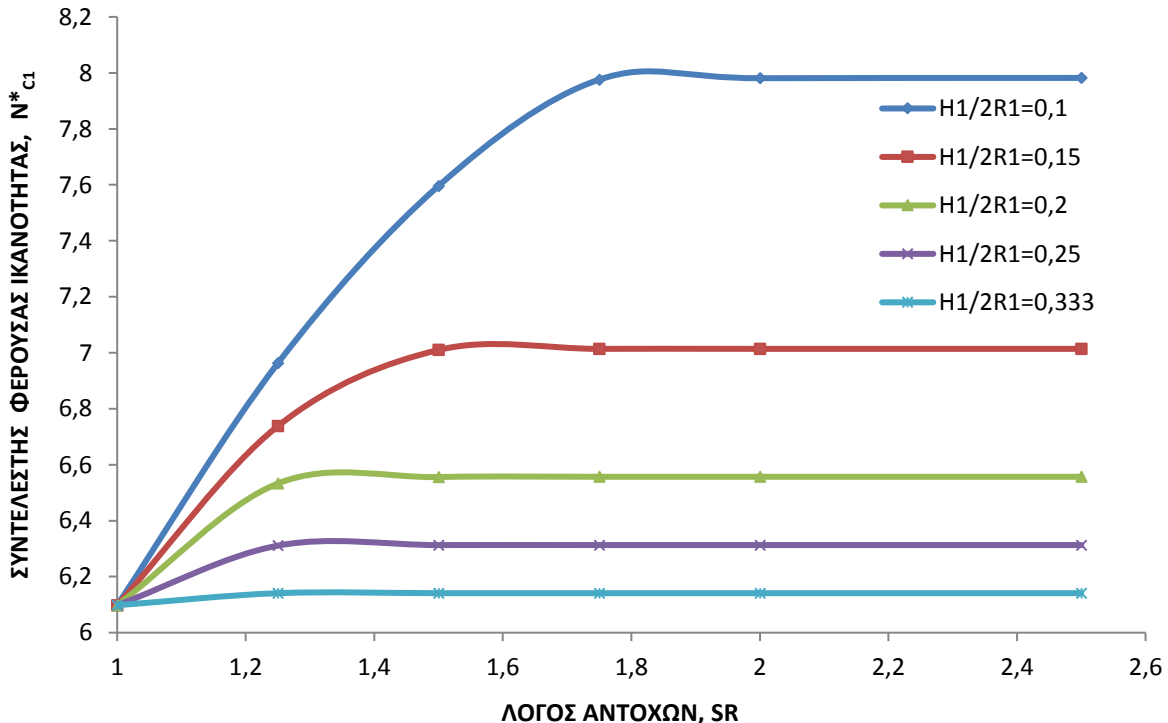
5.3.1 Γενικά-Περίπτωση κυκλικής πλάκας

Όπως και στην περίπτωση $SR < 1$, εξετάστηκαν 4 συνολικά περιπτώσεις μορφής θεμελίωσης, για δακτύλιο σχετικά μικρό, μέσου ή σχετικά μεγάλου πλάτους ($b/R_1 = 0,167, 0,50$ και $0,75$), καθώς και για την ειδική περίπτωση πλήρους κυκλικής πλάκας θεμελίωσης ($b/R_1 = 1$). Η επιρροή του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης εξετάστηκε με δύο τρόπους:

i) Μέσω του λόγου H_1/b (όπου H_1 : το πάχος της ασθενέστερης άνω στρώσης και b το πλάτος εδράσεως του δακτυλίου).

ii) Μέσω του λόγου H_1/R_1 (όπου R_1 : η εξωτερική ακτίνα του δακτυλίου), με παράλληλη εξέταση της επιρροής της μορφής του δακτυλίου (b/R_1). Το εύρος του λόγου αντοχών που εξετάστηκε ήταν σχετικά μικρό ($SR = 1,0$ έως $2,50$), δεδομένου ότι πρακτικά σε όλες τις περιπτώσεις των αναλύσεων διαπιστώθηκε ότι πέραν μιας τιμής, η ενδεχομένως αυξημένη αντοχή της υποκείμενης στρώσης δεν έχει καμία επιρροή. Αυτή η «οριακή» ή ελάχιστη τιμή κυμάνθηκε γενικά μεταξύ των τιμών $SR = 1,50 - 2,50$ (μόνο).

Αρχικά, εξετάστηκε η οριακή περίπτωση $b/R_1 = 1$, δηλαδή της πλήρους κυκλικής πλάκας. Για λόγους σύγκρισης με αντίστοιχες αναλύσεις άλλων σχημάτων της θεμελίωσης, ως παράμετρος εξετάστηκε ο λόγος $H_1/(2 \cdot R_1)$, όπου $2 \cdot R_1 = B$, η διάμετρος της πλάκας.



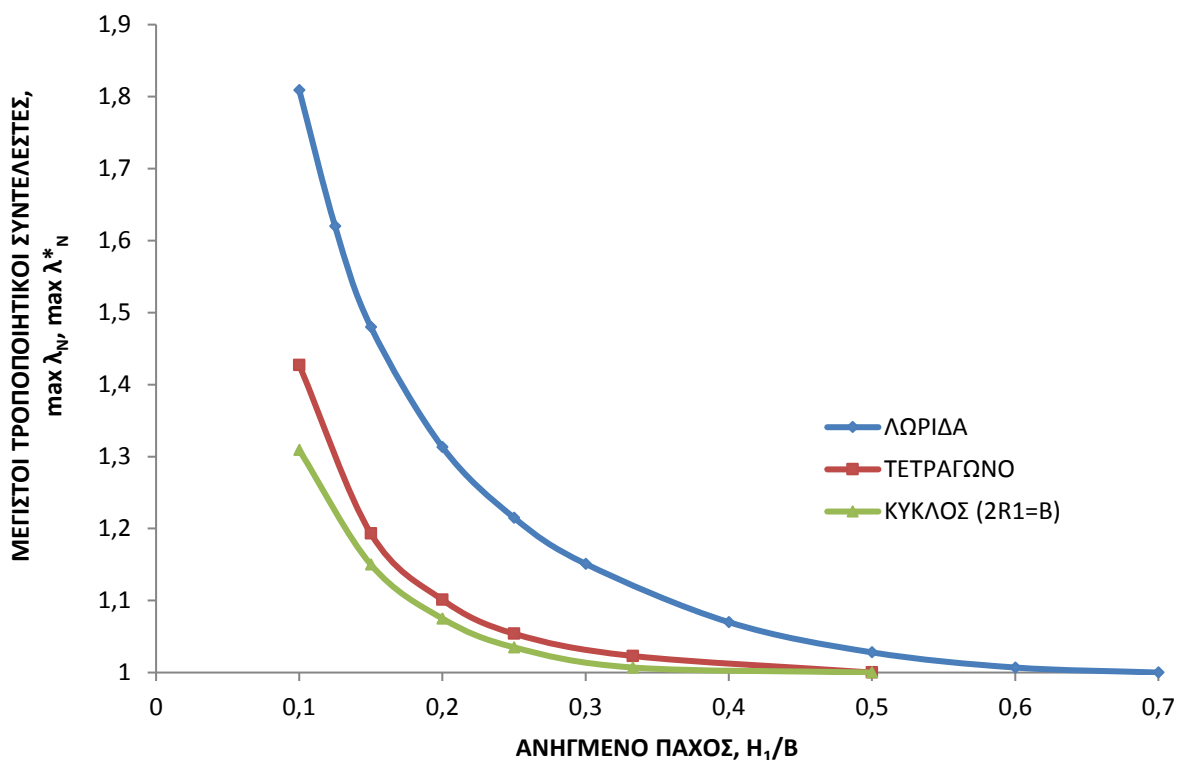
Σχήμα 6.56: Συντελεστής φέρουσας ικανότητας N^*_{c1} για κυκλική πλάκα ($SR \geq 1$).

Στο Σχ.6.56 δίδονται τα διαγράμματα $N^*_{c1} - SR$ για πέντε τιμές ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης κυμαινόμενες από 0,10 έως 0,33 (μόνο). Είναι προφανές ότι:

- Ο λόγος $H_1/2 \cdot R_1$ (ή H_1/B) έχει πολύ σημαντική επιρροή επί του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας N^*_{c1} .
- Με την αύξηση του υπ' όψιν σχετικού πάχους της ανώτερης στρώσης μειώνεται η «οριακή» τιμή του λόγου αντοχών SR , πέραν της οποίας ο συντελεστής N^*_{c1} παραμένει σταθερός (προφανώς διότι ο μηχανισμός περιορίζεται στην άνω στρώση).

Η μέγιστη τιμή του N^*_{c1} (για κάθε τιμή του λόγου $H_1/2 \cdot R_1$) έχει κάποια πρακτική σημασία και εξετάζεται μέσω του μεγίστου συντελεστή συσχέτισης $max \lambda^*_N = \frac{max N^*_{c1}}{N^*_{c0}}$, όπου N^*_{c0}

ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας για ομοιογενές έδαφος ($SR = 1$), που προφανώς είναι και η ελάχιστη τιμή του N^*_{c1} για $SR \geq 1$. Η διακύμανση του μεγίστου συντελεστή $max \lambda^*_N$ συναρτήσει του ανηγμένου πάχους H_1/B μόνο, φαίνεται στο Σχ.6.57, συγκριτικά με αντίστοιχα διαγράμματα που προέκυψαν από αναλύσεις λωριδωτής και τετραγωνικής επιφάνειας φόρτισης. Όπως αναμενόταν, τα αποτελέσματα για κυκλική και τετραγωνική επιφάνεια λίγο μόνο διαφέρουν και οι τιμές είναι σαφώς μικρότερες σε σχέση με την λωριδωτή θεμελίωση. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων ουσιαστικά αποτυπώνει την επιρροή της μορφής (ή σχήματος), υπό δεδομένη τιμή H_1 (και αντίστοιχα σταθερό λόγο H_1/B) στη συνολικά επηρεαζόμενη ζώνη εδάφους, η οποία είναι μικρότερη για την κυκλική επιφάνεια, έστω και με μικρές μόνο διαφορές από την αντίστοιχα τετραγωνική.



Σχήμα 6.57: Σύγκριση μεγίστων συντελεστών $max \lambda_N, max \lambda^*_N$ ($SR \geq 1$).

Από το ίδιο Σχ.6.57 προκύπτει ότι για την εξεταζόμενη κυκλική πλάκα, πρακτικά για τιμές του σχετικού πάχους της ανώτερης στρώσης $H_1/B \geq 0,25$, πολύ μικρή ή καμία επιρροή έχει η έστω και πολύ υψηλή αντοχή της υποκείμενης στρώσης στο συντελεστή N^*_{c1} (αντιθέτως, για λωρίδα το αντίστοιχο όριο θα ήταν $H_1/B \geq 0,50$). Επίσης, φαίνεται ότι ακόμη και για την πολύ χαμηλότερη τιμή $H_1/B = 0,10$, η επαύξηση του συντελεστή N^*_{c1} (άρα αναλογικά και της οριακής τάσης θραύσης) είναι της τάξης μόνο του 30%.

5.3.2 Αναλύσεις δακτυλιωτής πλάκας

Η φέρουσα ικανότητα δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού που φορτίζεται από άκαμπτη δακτυλιωτή πλάκα εξαρτάται συγχρόνως από δύο παραμέτρους: i) Το ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης, κανονικοποιημένο ως προς το πλάτος του δακτυλίου (μέσω του λόγου H_1/b) ή ως προς την εξωτερική ακτίνα (H_1/R_1), ii) Την μορφή (ή σχήμα) του δακτυλίου, μέσω του ανηγμένου πλάτους έδρασης b/R_1 .

Διαισθητικά (τουλάχιστον), θα αναμενόταν ότι ο κύριος παράγοντας που επηρεάζει άμεσα την μορφή της επιφάνειας αστοχίας και έμμεσα τις τιμές του ισοδύναμου συντελεστή N^*_{c1} , είναι ο λόγος H_1/b , όμως ο βαθμός επιρροής αυτού του παράγοντα εξαρτάται και από τον λόγο H_1/R_1 .

α) Αναλύσεις βάσει του λόγου H_1/b

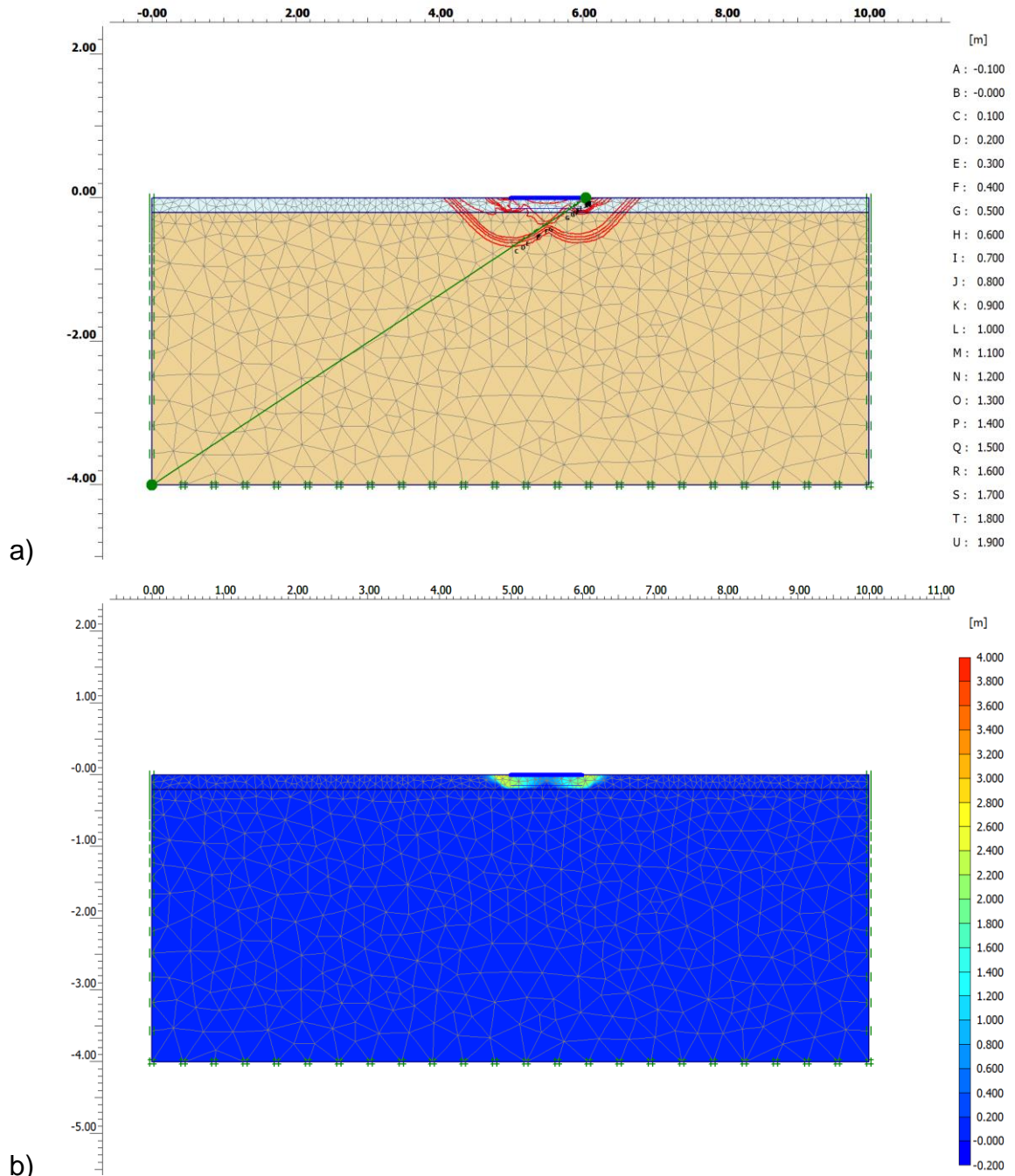
Η επιρροή του σχετικού πάχους H_1/b εξετάσθηκε με σειρά αναλύσεων για μικρές τιμές του υπ' όψιν λόγου, δεδομένου ότι πέραν μιας-χαμηλής- τιμής (H_1/b) σταθεροποιείται ο ισοδύναμος συντελεστής N^*_{c1} ανεξαρτήτως του λόγου SR . Τα επόμενα σχήματα αφορούν στην περίπτωση $H_1/b = 0,20$ και ειδικότερα, το Σχ.6.58 σε δακτύλιο μικρού πλάτους ($b/R_1 = 0,167$), για δύο τιμές του λόγου αντοχών SR . Για $SR = 1,25$, ο μηχανισμός αστοχίας αναπτύσσεται και στις δύο αργιλικές στρώσεις, ενώ για την λίγο μεγαλύτερη τιμή $SR = 1,75$ περιορίζεται μόνο στην ανώτερη στρώση. Προφανώς, για την υπ' όψιν περίπτωση υπολογίζεται και η μέγιστη τιμή N^*_{c1} .

Αντίστοιχη περίπτωση ($H_1/b = 0,20$) παρουσιάζεται στο Σχ.6.59 για δακτύλιο μέσου πλάτους ($b/R_1 = 0,50$), για τις ίδιες τιμές του λόγου αντοχών SR . Για $SR = 1,25$ (Σχ.6.59a), η εικόνα της αστοχίας εμφανίζεται μέσω των καμπυλών ίσων μετατοπίσεων με παραστατικό τρόπο και είναι σαφές ότι:

i) Ο μηχανισμός αστοχίας εκτείνεται και εντός της υποκείμενης στρώσης (μέχρι συνολικού βάθους περίπου $0,5 \cdot b$).

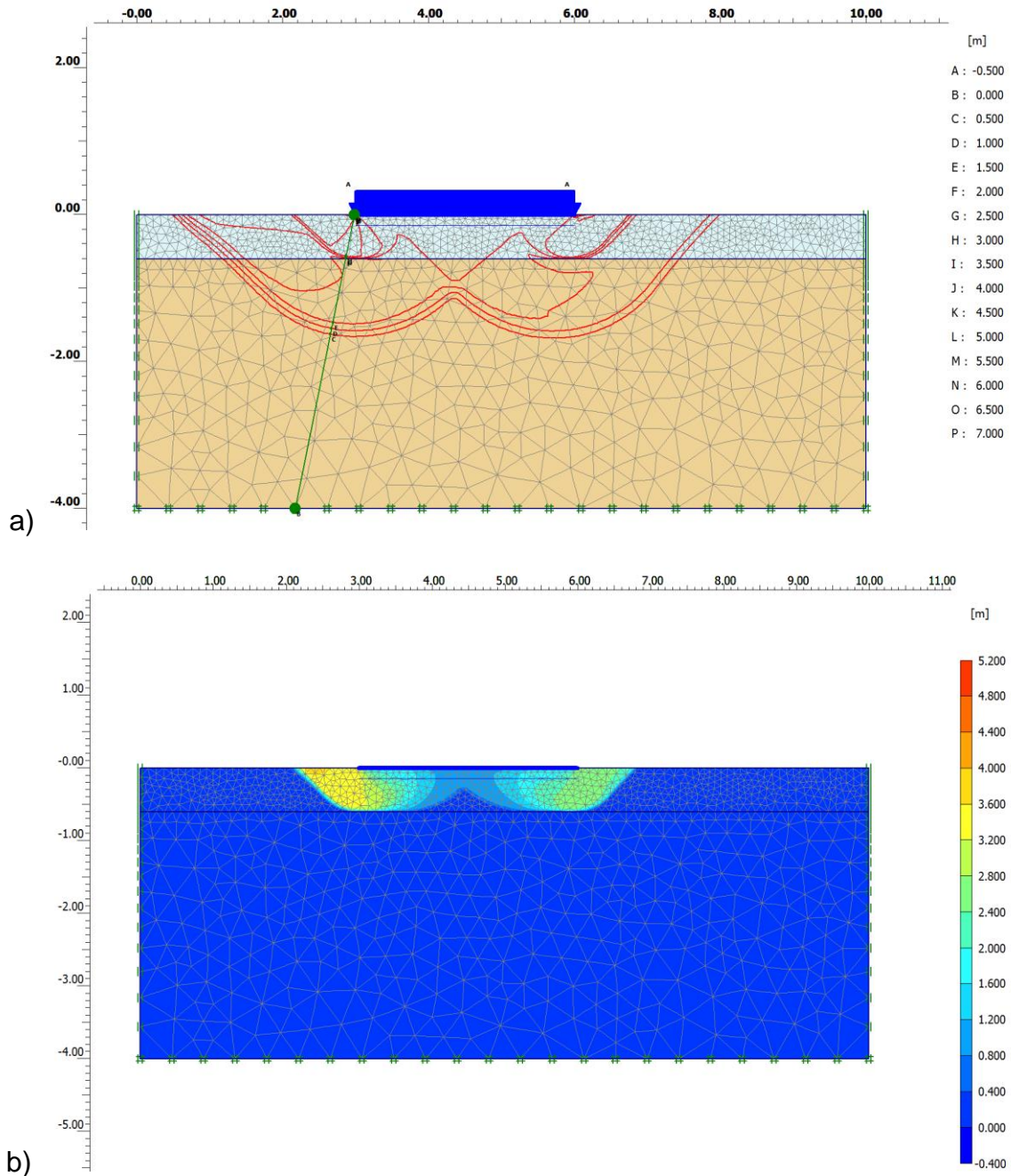
ii) Εκτός του κύριου μηχανισμού αστοχίας που πλησιάζει αυτόν κατά Prandtl (παρά την ανομοιογένεια), αναπτύσσεται και δευτερογενής μηχανισμός στην περιοχή των άκρων του φορτιζοντος δακτυλίου που περιορίζεται μέσα στην ανώτερη-ασθενέστερη στρώση. Αντιθέτως, για $SR = 1,75$, ο μηχανισμός αστοχίας περιορίζεται στην ανώτερη στρώση, ομοιάζει με αυτόν που παρατηρήθηκε για λωριδωτή θεμελίωση (και χαρακτηρίστηκε ως τύπου V) με την διαφορά που δεν είναι ακριβώς συμμετρικής μορφής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.58: Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/b = 0,20$ και $b/R_1 = 0,167$: a) $SR = 1,25$, b) $SR = 1,75$.

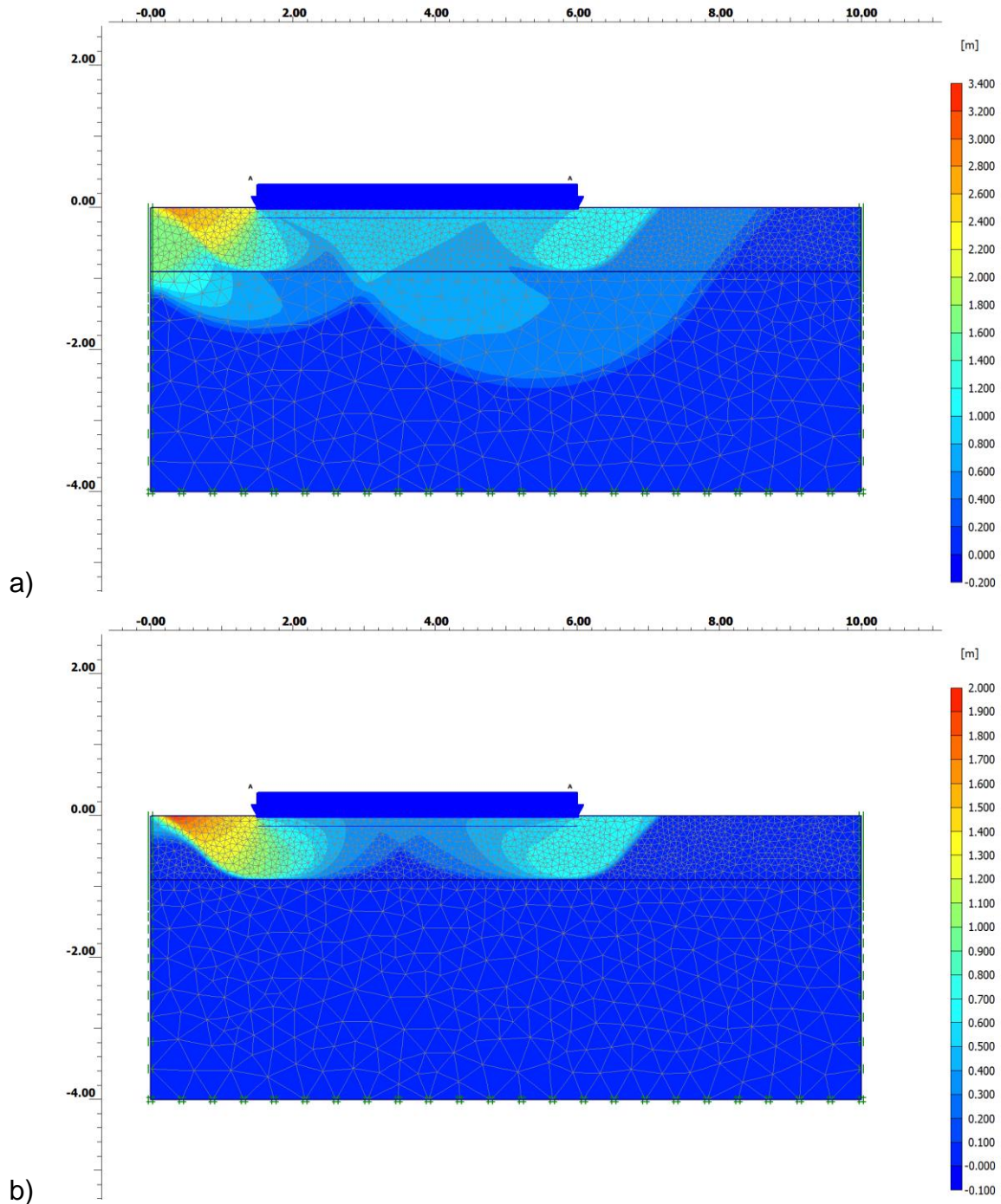
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.59: Ανάπτυξη μηχανισμών αστοχίας για $H_1/b = 0,20$ και $b/R_1 = 0,50$:
a) $SR = 1,25$, b) $SR = 1,75$.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων για το σχετικά μεγάλο πλάτος δακτυλίου ($b/R_1 = 0,75$) και ανηγμένο πάχος $H_1/b = 0,20$, είναι παρεμφερή με τα παραπάνω. Στο Σχ.6.60 δίδονται οι μηχανισμοί αστοχίας για δύο τιμές του λόγου αντοχών, επίσης. Για $SR = 1,25$ (Σχ.6.60a), ο μηχανισμός αστοχίας εκτείνεται μέχρι συνολικού βάθους $0,6 \cdot b$ περίπου, είναι σαφώς μη συμμετρικός και περιλαμβάνει δευτερογενείς επιφάνειες ολίσθησης κοντά στα άκρα, οι οποίες όμως περιορίζονται στην ανώτερη στρώση. Αντιθέτως, για $SR = 1,75$ (Σχ.6.60b), δηλαδή λίγο υψηλότερη τιμή από την προηγούμενη, ο μηχανισμός αστοχίας περιορίζεται στην ανώτερη στρώση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



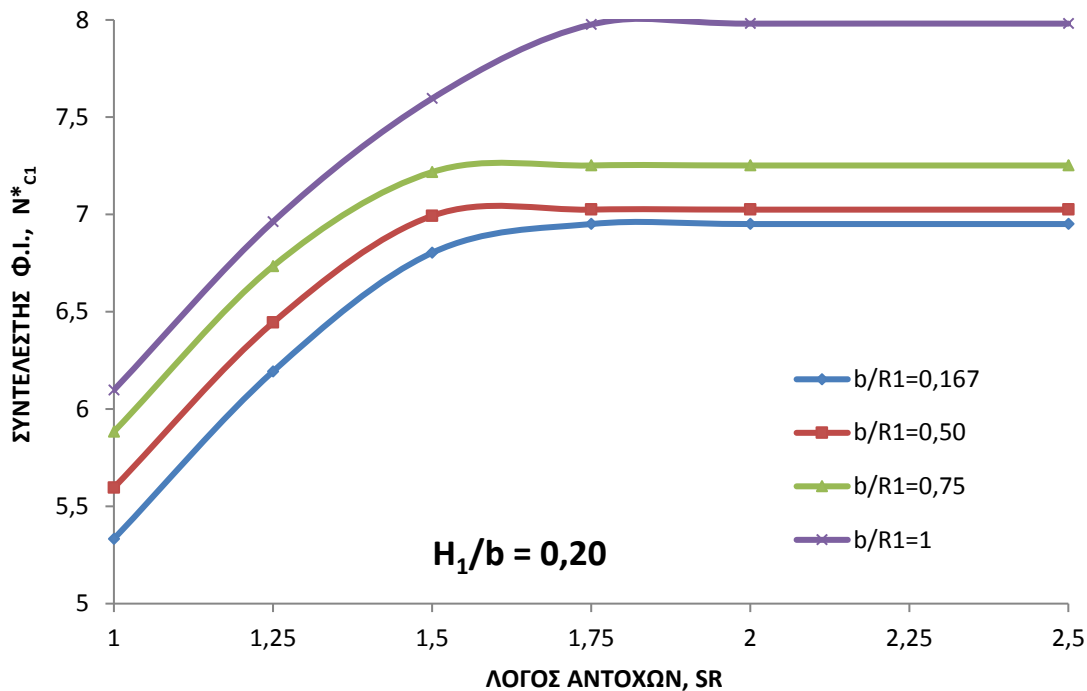
Σχήμα 6.60: Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/b = 0,20$ και $b/R_1 = 0,75$: a) $SR = 1,25$, b) $SR = 1,75$.

Οι τιμές του συντελεστή φέρουσας ικανότητας συναρτήσεως του λόγου αντοχών SR και αναλόγως της μορφής του δακτυλίου (b/R_1) δίδονται στο Σχ. 6.61, από το οποίο συμπεραίνονται τα εξής:

- Η μορφή των διαγραμμάτων $N_{c,1}^* - SR$ είναι παραπλήσια για τις 4 περιπτώσεις ανηγμένου πλάτους του δακτυλίου. Κοινό χαρακτηριστικό όλων των περιπτώσεων είναι ότι για $SR \geq 1,75$, ο υπ' όψιν ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας σταθεροποιείται στη μέγιστη τιμή $\max N_{c,1}^*$. Σημειώνεται ότι το Σχ.6.61 αφορά στην περίπτωση $H_1/b = 0,20$ που είναι μία μάλλον ακραία υπόθεση για το πάχος της ανώτερης στρώσης, τουλάχιστον για μέσες ή χαμηλές τιμές του πλάτους b .

- Η μορφή του δακτυλίου επηρεάζει κυρίως τις συγκεκριμένες τιμές του συντελεστή N_{C1}^* , τόσο την ελάχιστη N_{C0}^* (για ομοιογενές έδαφος, $SR = 1$), όσον και τη μέγιστη, $\max N_{C1}^*$ (για $SR \geq 1,75$). Οι τιμές αυτές είναι χαμηλότερες για τις μικρότερες τιμές b/R_1 .

Ο λόγος $\max \lambda_N^* = \frac{\max N_{C1}^*}{N_{C0}^*}$, σε κάθε περίπτωση μειώνεται με την αύξηση του ανηγμένου πλάτους b/R_1 , όχι όμως σημαντικά. Τούτο ήταν αναμενόμενο, δεδομένου ότι για πολύ μικρές τιμές b/R_1 , οι συνθήκες πλησιάζουν αυτές της λωριδωτής θεμελίωσης.



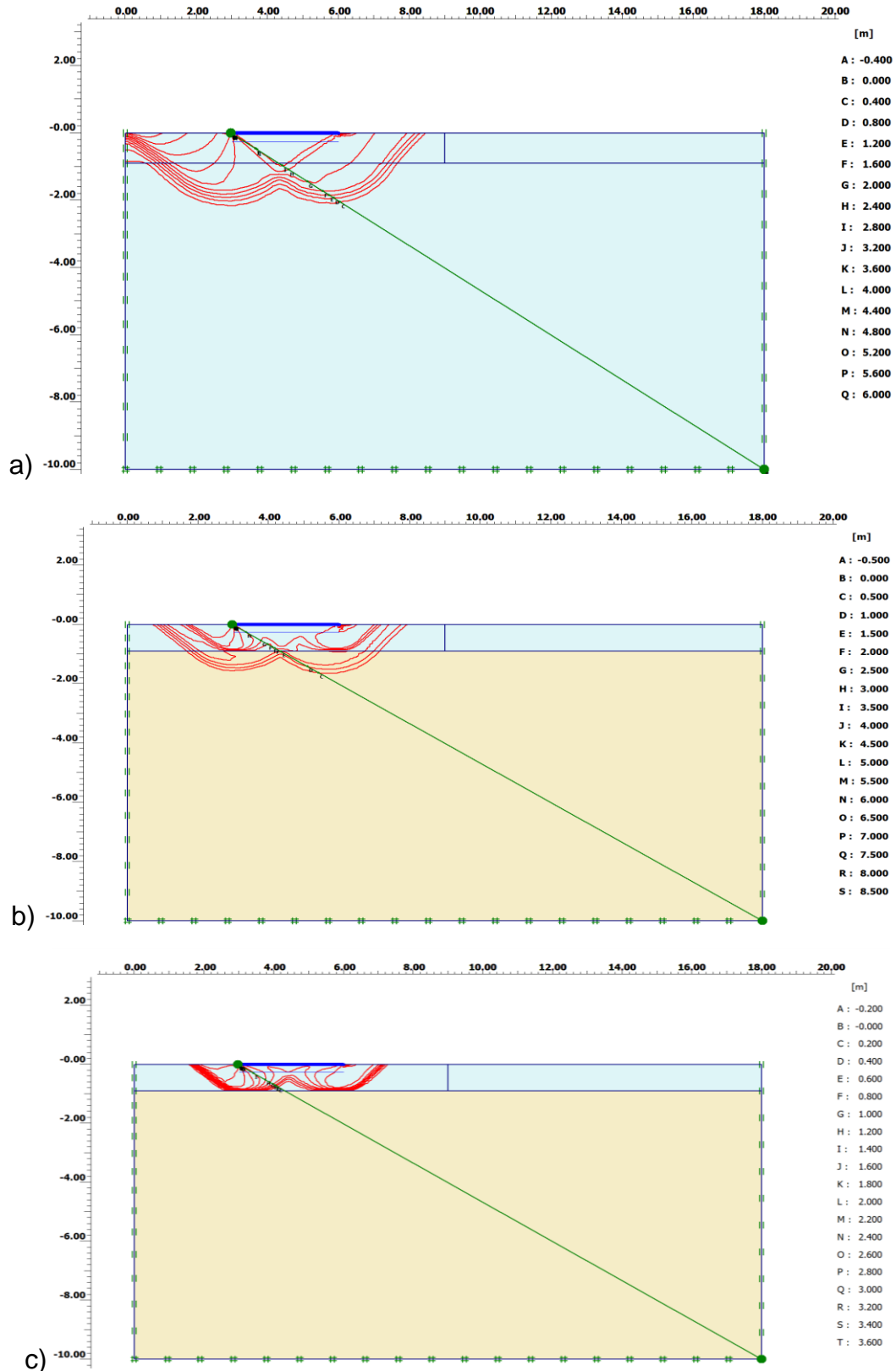
Σχήμα 6.61: Συντελεστής φέρουσας ικανότητας N_{C1}^* για δακτυλιωτή πλάκα, για $H_1/b = 0,20$ ($SR \geq 1$).

b) Αναλύσεις μέσω του λόγου H_1/R_1

Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αφορούν στην πολύ μικρή τιμή $H_1/R_1 = 0,15$ για δύο λόγους: i) Οι τιμές του μεγίστου συντελεστή συσχέτισης, $\max \lambda_N^* = \frac{\max N_{C1}^*}{N_{C0}^*}$, είναι αρκετά υψηλές, ώστε να έχουν και αντίστοιχη πρακτική σημασία για σχετικά χαμηλές τιμές H_1/B (όπου $B = 2 \cdot R_1$), άρα και χαμηλές τιμές H_1/R_1 .

ii) Για σχετικά χαμηλές τιμές b/R_1 , ο συντελεστής N_{C1}^* , λίγο μόνο θα επηρεαζόταν από την αύξηση του λόγου SR , αν αντιστοίχως η τιμή H_1/R_1 , δεν ήταν επαρκώς χαμηλή. Διαπιστώθηκε ότι ακόμα και για τη χαμηλή τιμή $H_1/R_1 = 0,15$, για το μικρότερο ανηγμένο πλάτος δακτυλίου ($b/R_1 = 0,167$), ο συντελεστής N_{C1}^* παραμένει αμετάβλητος, ανεξαρτήτως της οιασδήποτε υψηλής τιμής αντοχής της υποκείμενης στρώση και αυτό προφανώς συμβαίνει, διότι ο μηχανισμός περιορίζεται στην ανώτερη στρώση με μορφή ίδια (ή έστω παραπλήσια) του ομοιογενούς εδάφους.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



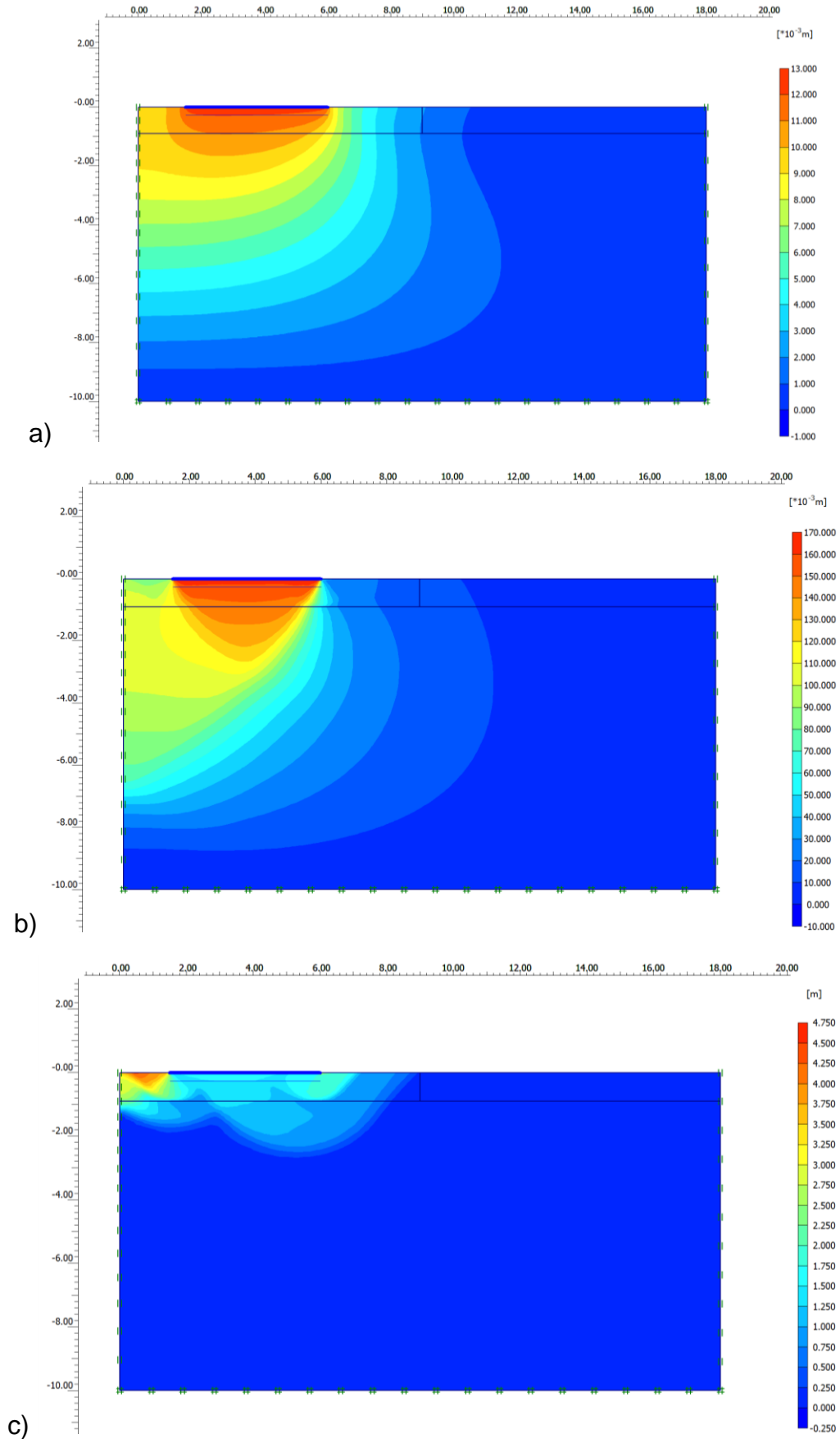
Σχήμα 6.62: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/R = 0,15$ και $b/R_1 = 0,50$:
a) $SR = 1,00$, b) $SR = 1,25$, c) $SR = 1,75$.

Κατόπιν των ανωτέρω, πρακτική σημασία έχουν οι περιπτώσεις με το σχετικά μεγαλύτερο ανηγμένο πλάτος έδρασης. Στο Σχ.6.62 παρουσιάζεται ο μηχανισμός αστοχίας για την ενδιάμεση περίπτωση $b/R_1 = 0,50$, για τρεις περιπτώσεις SR, εκ των οποίων η πρώτη αφορά στο ομοιογενές έδαφος (για λόγους σύγκρισης).

Σε όλες τις επι μέρους περιπτώσεις του Σχ.6.62, ο μηχανισμός αστοχίας διαγράφεται μέσω των καμπύλων ίσων μετατοπίσεων. Στην περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους είναι σαφής η ανάπτυξη μηχανισμού αναλόγου αυτού κατά Prandtl (τύπου III), που φθάνει μέχρι βάθους $0,7 \cdot b$, κατά προσέγγιση. Το βάθος επέκτασης του μηχανισμού μειώνεται αρκετά για την μικρή αύξηση του λόγου αντοχών $SR = 1,25$, εντούτοις ο μηχανισμός επεκτείνεται εντός της δεύτερης, ανθεκτικότερης στρώσης. Σημειώνεται ότι για τα υπ' όψιν μεγέθη $H_1/R_1 = 0,15$ και $b/R_1 = 0,50$, αντιστοιχεί ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης $H_1/b = 0,30$. Φαίνεται επίσης από το ίδιο σχήμα (6.62b) η ανάπτυξη δευτερογενών επιφανειών ολίσθησης που περιορίζονται στην ανώτερη στρώση. Στη λίγο μεγαλύτερη τιμή $SR = 1,75$ αναφέρεται το Σχ.6.62c, στο οποίο φαίνεται σαφώς ο περιορισμός της επιφανείας αστοχίας μέσα στην ανώτερη στρώση, προφανώς δε πανομοιότυπος μηχανισμός αναπτύσσεται και για τιμές $SR > 1,75$.

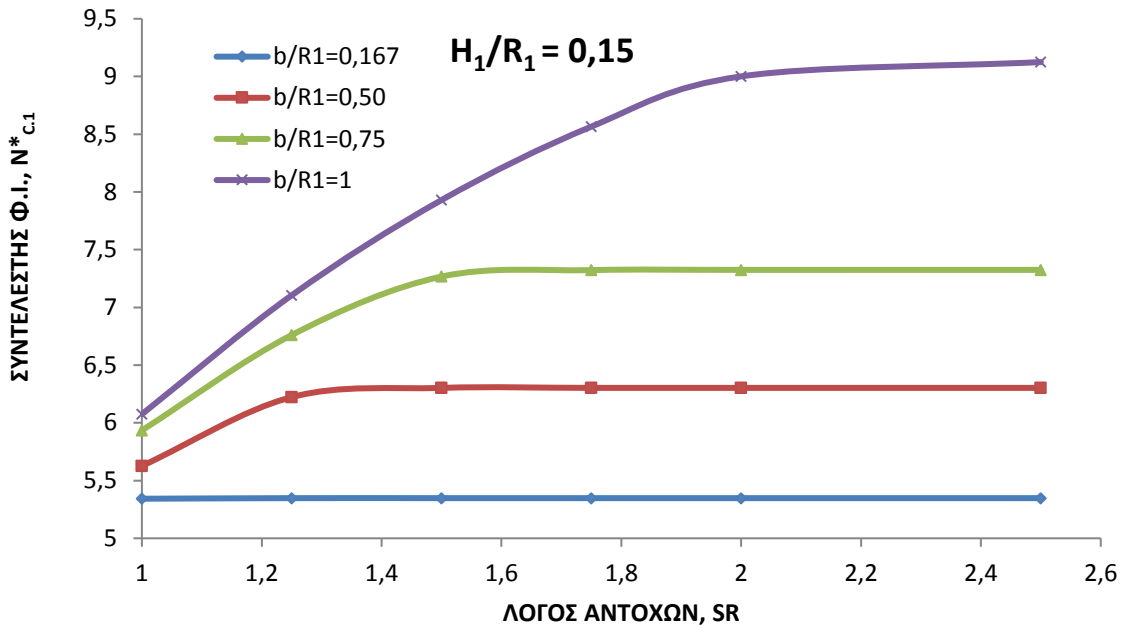
Στο Σχ.6.63 διακρίνεται η βαθμιαία ανάπτυξη του μηχανισμού αστοχίας, για δακτύλιο σχετικά μεγάλου πλάτους ($b/R_1 = 0,75$), για την περίπτωση $H_1/R_1 = 0,15$, πάντα και σχετικά μικρή τιμή του λόγου αντοχών $SR = 1,25$. Για τρεις χαρακτηριστικές τιμές της ανηγμένης καθίζησης του δακτυλίου s/R_1 δίδεται η αντίστοιχη εικόνα των συνολικών μετατοπίσεων με χρωματική παρουσίαση των αντίστοιχων εδαφικών περιοχών. Η πρώτη περίπτωση αναφέρεται σε επιβολή φόρτισης στα όρια της γραμμικώς ελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους και συγκεκριμένα για λόγο $s/R_1 = 0,002$ και αντίστοιχο συντελεστή ασφαλείας έναντι γενικής αστοχίας $SF = 6,734$. Από το αντίστοιχο Σχ. 6.63a φαίνεται η κατανομή των συνολικών μετατοπίσεων, όπως θα αναμενόταν βάσει της παραδοχής γραμμικώς ελαστικού, δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού. Στο Σχ.6.63b η ανηγμένη καθίζηση είναι $s/R_1 = 0,027$, ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται σημαντικά παραμένοντας εντούτοις, αρκετά υψηλότερος από την οριακή του τιμή, προκύπτει όμως η συγκέντρωση των σχετικά υψηλότερων μετατοπίσεων προς τα άνω και η αρχή ανάπτυξης της σφήνας κατά Prandtl, ακριβώς στα όρια της φορτίζουσας επιφάνειας. Τέλος, η εικόνα της αστοχίας (Σχ.6.63c) αντιστοιχεί σε τιμή $s/R_1 = 0,25$ (σαφής ανάπτυξη γενικευμένου μηχανισμού) με επέκταση στην υποκείμενη στρώση και ανάπτυξη δευτερογενών επιφανειών ολίσθησης μέσα στην υποκείμενη στρώση και ανάπτυξη δευτερογενών επιφανειών ολίσθησης μέσα στην ανώτερη στρώση, όπως ακριβώς διαπιστώθηκε και σε άλλες περιπτώσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.63: Βαθμιαία ανάπτυξη μηχανισμού αστοχίας για ανηγμένη καθίζηση δακτυλίου:
a) $s/R_1 = 0,002$, b) $s/R_1 = 0,027$, c) $s/R_1 = 0,25$.

Συγκεντρωτικά, οι τιμές του συντελεστή φέρουσας ικανότητας, N_{c1}^* , συναρτήσει του λόγου SR και της μορφής του δακτυλίου (b/R_1) δίδονται στο Σχ.6.64. Οι αξιοσημείωτες μεταβολές του N_{c1}^* , με την αύξηση του λόγου SR παρατηρούνται μόνο για σχετικά μεγάλο πάχος δακτυλίου ($b/R_1 > 0,50$), με σταθεροποίηση στη μέγιστη τιμή N_{c1}^* γενικά μεν για $SR \geq 1,75$, ειδικώς δε, για την ειδική περίπτωση πλήρους κυκλικής πλάκας ($b/R_1 = 1$) και $SR > 2$.



Σχήμα 6.64: Επιρροή της μορφής του δακτυλίου επί του συντελεστή N_{c1}^* : $H_1/R_1 = 0,15$.

6. Συνδυασμένη M,V φόρτιση θεμελιώσεων σε δίστρωτο αργιλικό σχηματισμό

6.1 Έκκεντρη φόρτιση άκαμπτης λωριδωτής επιφάνειας

6.1.1 Γενικά

Η υπ' όψιν συνδυασμένη φόρτιση (M,V) ισοδυναμεί με κατακόρυφο φορτίο που εφαρμόζεται υπό εκκεντρότητα σε λωριδωτό φορτίο.

Όπως είναι γνωστό, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσης του εδάφους στην περίπτωση έκκεντρης φόρτισης, υπολογίζεται σε όρους δυνάμεων και όχι οριακών τάσεων αστοχίας. Ο γνωστός τριώνυμος τύπος φέρουσας ικανότητας στην ειδική περίπτωση λωρίδας και ομοιογενούς εδάφους με αστράγγιστη διατμητική αντοχή s_u και για επιφανειακή έδραση καταλήγει στην οριακή πίεση αστοχίας, q_u και στο οριακό φορτίο αστοχίας $V_{u,e}$ (ανά μονάδα μήκους) στις αντίστοιχες σχέσεις:

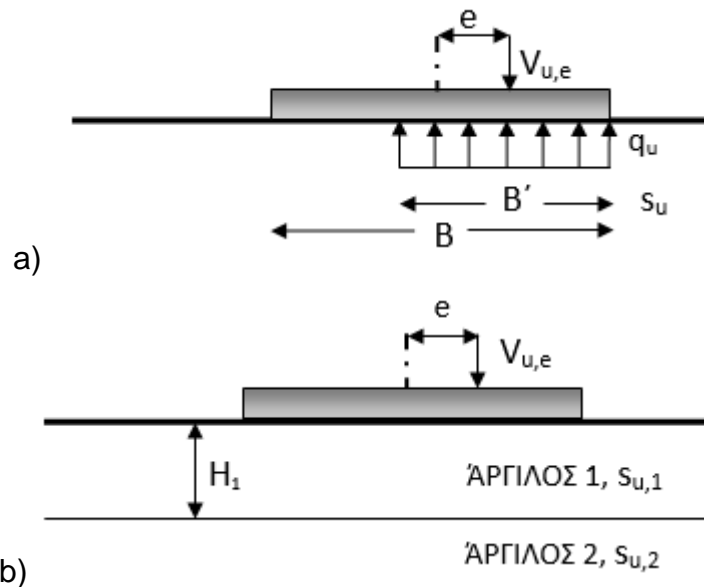
$$q_u = N_c \cdot s_u \quad (15a)$$

$$V_{u,e} = q_u \cdot B' = q_u \cdot (B - 2e) \quad (15b)$$

όπου $N_c = (2 + \pi)$, B το πλάτος εδράσεως και e η εκκεντρότητα φόρτισης.

Η σχέση (15b) δεν έχει ακριβή θεωρητική προέλευση, αποτελεί ποσοτική διατύπωση της υπόθεσης ότι η οριακή τάση αστοχίας διανέμεται ομοιόμορφα σε τμήμα μόνο της

επιφάνειας εδράσεως B' και εφαρμόζεται στις γνωστές θεωρίες φέρουσας ικανότητας (π.χ. Meyerhof, Brinch-Hansen, κ.λ.π), σύμφωνα με το Σχ.6.65a. Τα γεωμετρικά στοιχεία της γενικότερης περίπτωσης δίστρωτου αργιλικού σχηματισμού φαίνονται στο Σχ.6.65 (b). Οι παράμετροι υπολογισμού του οριακού φορτίου αστοχίας $V_{u,e}$, εκτός αυτών που ήδη εξετάστηκαν στην περίπτωση της κεντρικής φόρτισης (σε όρους συσχετισμού οριακών τάσεων αστοχίας), δηλαδή του γεωμετρικού συσχετισμού H_1/B και του λόγου αντοχών $SR = s_{u,2}/s_{u,1}$ περιλαμβάνουν και την ανηγμένη εκκεντρότητα e/B .



Σχήμα 6.65: Έκκεντρο φορτίο αστοχίας σε λωριδωτή θεμελίωση:

a) Παραδοχή ισοδυνάμου πλάτους εδράσεως B' , b) Περίπτωση δίστρωτου αργιλικού εδάφους.

Αρχικά, επιχειρήθηκε η επιβεβαίωση της σχέσης (15b), ουσιαστικά δηλαδή της παραδοχής ομοιόμορφης τάσης έδρασης q_u (στο πλάτος B'), η οποία με τη σειρά της δίδεται από τη σχέση (15). Τα αποτελέσματα των σχετικών αναλύσεων παρουσιάζονται στο Σχ.6.66 (για ομοιογενές έδαφος, s_u), υπό κανονικοποιημένη μορφή.

Βάσει της Σχ. (15b) προκύπτει: $V_{u,e}/V_{u,o} = (B-2e)/B = 1-2 \cdot \left(\frac{e}{B} \right)$,

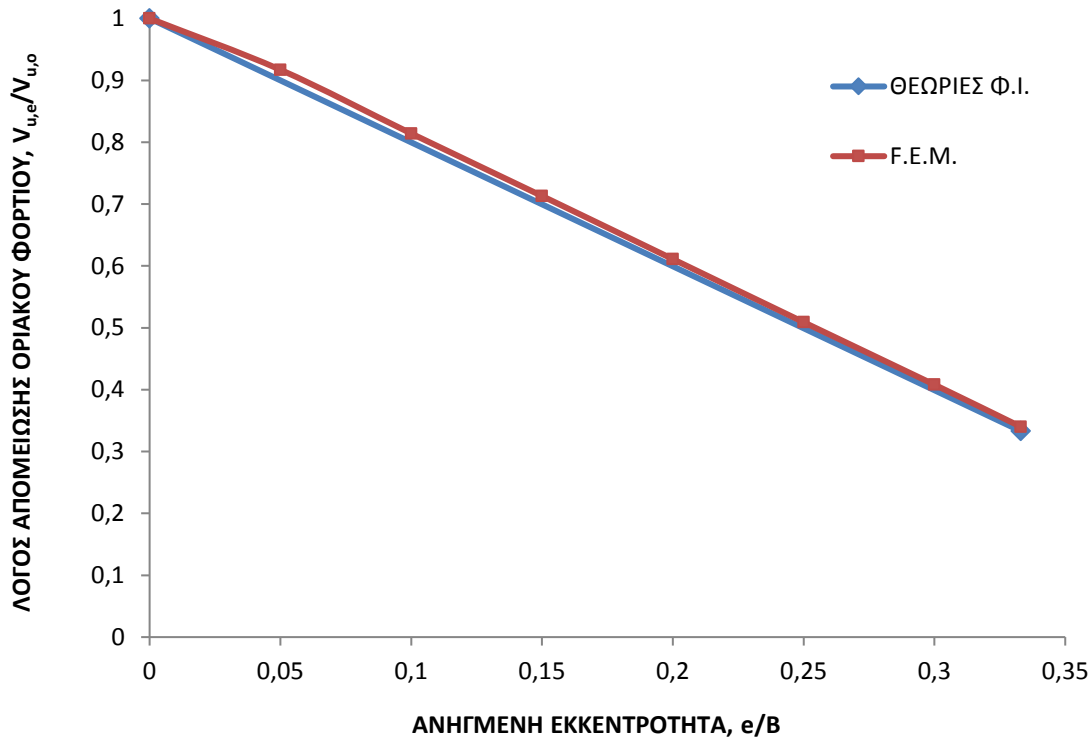
όπου $P_{u,o}$ το οριακό φορτίο αστοχίας για κεντρική φόρτιση ($e = 0$). Η ανωτέρω σχέση είναι γραμμική, όπως έχει σχεδιασθεί στο Σχ.6.66, ενώ οι τιμές του λόγου $V_{u,e}/V_{u,o}$, όπως προέκυψαν από διδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, για $0 \leq e/b \leq 1/3$, πρακτικά συμπίπτουν με τις «προβλεπόμενες», βάσει της σχέσης (16b), και συγκεκριμένα οι αποκλίσεις δεν υπερβαίνουν το 2%. Κατ' αναλογία λοιπόν με την περίπτωση κεντρικής φόρτισης, η οριακή τάση αστοχίας για έκκεντρο φορτίο σε δίστρωτο σχηματισμό, γράφεται με τη μορφή:

$$q_u = N_{c1,e} \cdot s_{u,1} \quad (16a)$$

$$V_{u,e} = N_{c1,e} \cdot s_{u,1} \cdot (B-2e) \quad (16b)$$

Πρακτικά, η διαδικασία των αναλύσεων αποσκοπούσε στην εκτίμηση των τιμών του ισοδυνάμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N_{c1,e}$, ως συνάρτηση των παραμέτρων H_1/B ,

$SR = s_{u,2}/s_{u,1}$ και e/B , οπότε επιλέχθηκε υποθετικό έκκεντρο φορτίο $V_{o,e} = B \cdot s_{u,1}$ στην πρώτη φάση υπολογισμών για κάθε περίπτωση και ακολουθούσε η διαδικασία υπολογισμού του οριακού φορτίου $V_{u,e}$ με τον υπολογισμό του συντελεστή επαύξησης ΣM_{load} κατά τη θραύση.



Σχήμα 6.66: Επιρροή της εκκεντρότητας στην απομείωση του οριακού φορτίου:
Λωριδωτή θεμελίωση σε ομοιογενές έδαφος.

Ο συντελεστής ΣM_{load} προφανώς συμπίπτει με τον συντελεστή ασφαλείας SF έναντι αστοχίας, με αναφορά και στις δύο (ταυτόσημες) περιπτώσεις το αρχικό φορτίο $V_{o,e}$.

Βάσει των ανωτέρω προκύπτουν οι εξής σχέσεις:

$$\frac{V_{u,e}}{V_{o,e}} = \frac{N_{c1,e} \cdot s_{u,1} \cdot (B - 2e)}{B \cdot s_{u,1}} = \Sigma M_{load} \quad (17a)$$

$$\text{άρα } N_{c1,e} = \Sigma M_{load} \cdot \frac{B}{B - 2e} = \Sigma M_{load} \cdot \left[\frac{1}{1 - 2 \cdot \frac{e}{B}} \right] \quad (17b)$$

Με την παραπάνω διαδικασία σχεδιάστηκαν τα διαγράμματα του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας υπό έκκεντρη φόρτιση, συναρτήσεως των κατά περίπτωση παραμέτρων, ώστε να απλουστεύεται ο υπολογισμός των μεγεθών.

6.1.2 Περίπτωση ασθενέστερης υποκείμενης στρώσης ($SR < 1$)

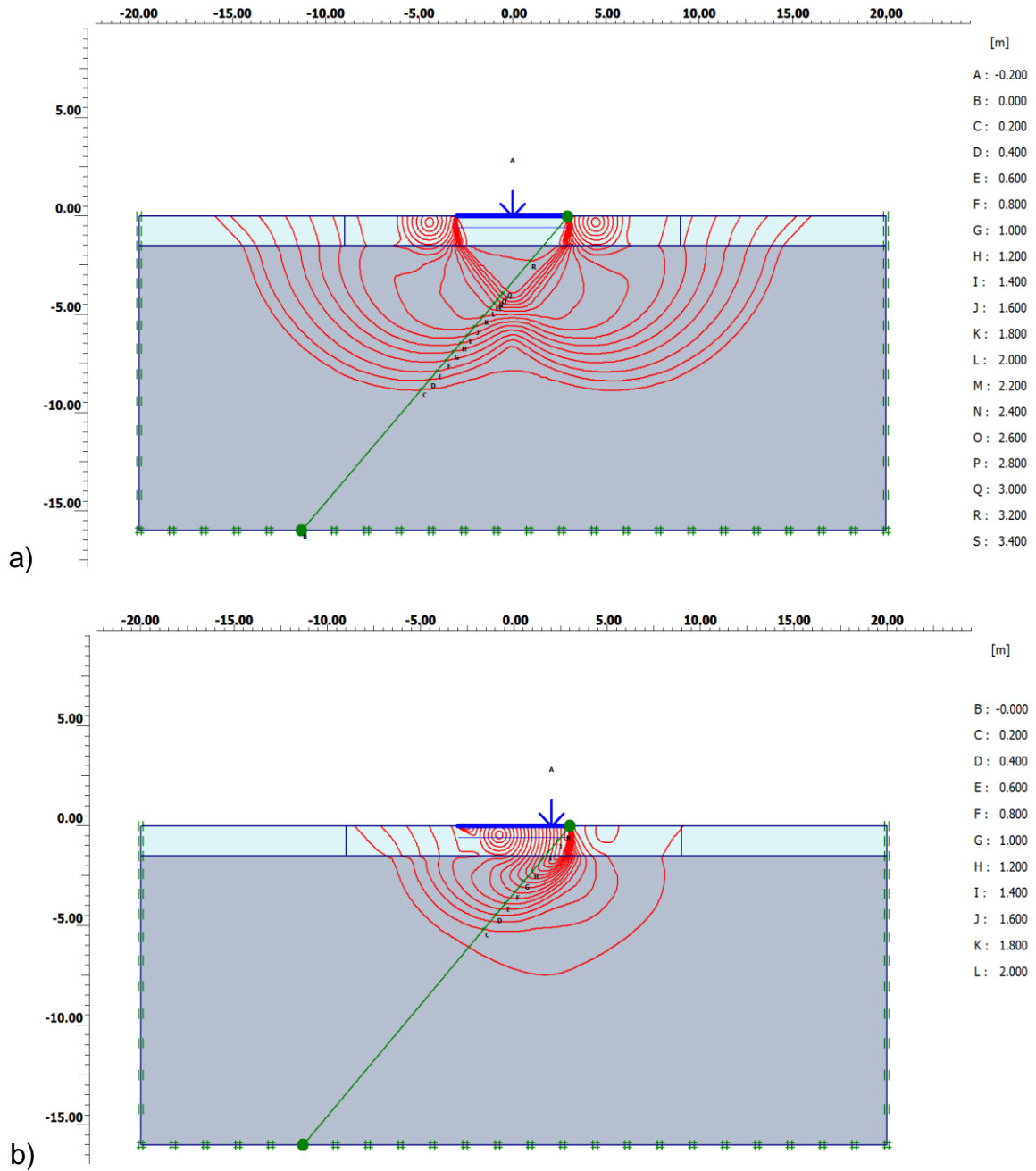
Οι παραμετρικές αναλύσεις έγιναν για εύρος μεταβολής των υπεισερχομένων παραμέτρων, ως εξής: i) Ο λόγος αντοχών κυμάνθηκε κυρίως μέσα στα όρια όλων των προηγούμενων αναλύσεων (που αφορούσαν κεντρικές φορτίσεις), δηλαδή $SR = 0,133 - 1$.

ii) Η ανηγμένη εκκεντρότητα κυμάνθηκε μέσα στα συνήθη όρια της πράξης, δηλαδή $e/B = 0 - 0,333$. Ωστόσο, σε ορισμένες περιπτώσεις έγιναν πρόσθετες αναλύσεις για υψηλές εκκεντρότητες έως και $e/B = 0,45$. Σημειώνεται ότι για ακόμη μεγαλύτερες εκκεντρότητες που πλησιάζουν το φυσικό όριο $\max e/B = 0,50$ παρουσιάσθηκε αστάθεια στις αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία. Η συγκεκριμένη τιμή $e/B = 0,333 (= 1/3)$ αφορά στο άνω όριο της «επιτρεπόμενης εκκεντρότητας» που εδώ και αρκετές δεκαετίες είχε οριοθετηθεί από διάφορους Κανονισμούς. (Γαρ' όλ' αυτά, σήμερα δεν θεωρείται – υπό προϋποθέσεις – ως μέγιστο όριο που δεν θα πρέπει να υπερβαίνεται σε κάθε περίπτωση, π.χ. σύμφωνα με τον EC-7.1).

iii) Εξετάσθηκαν δύο αντιπροσωπευτικές τιμές του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης, $H_1/B = 0,25$ και $0,50$.

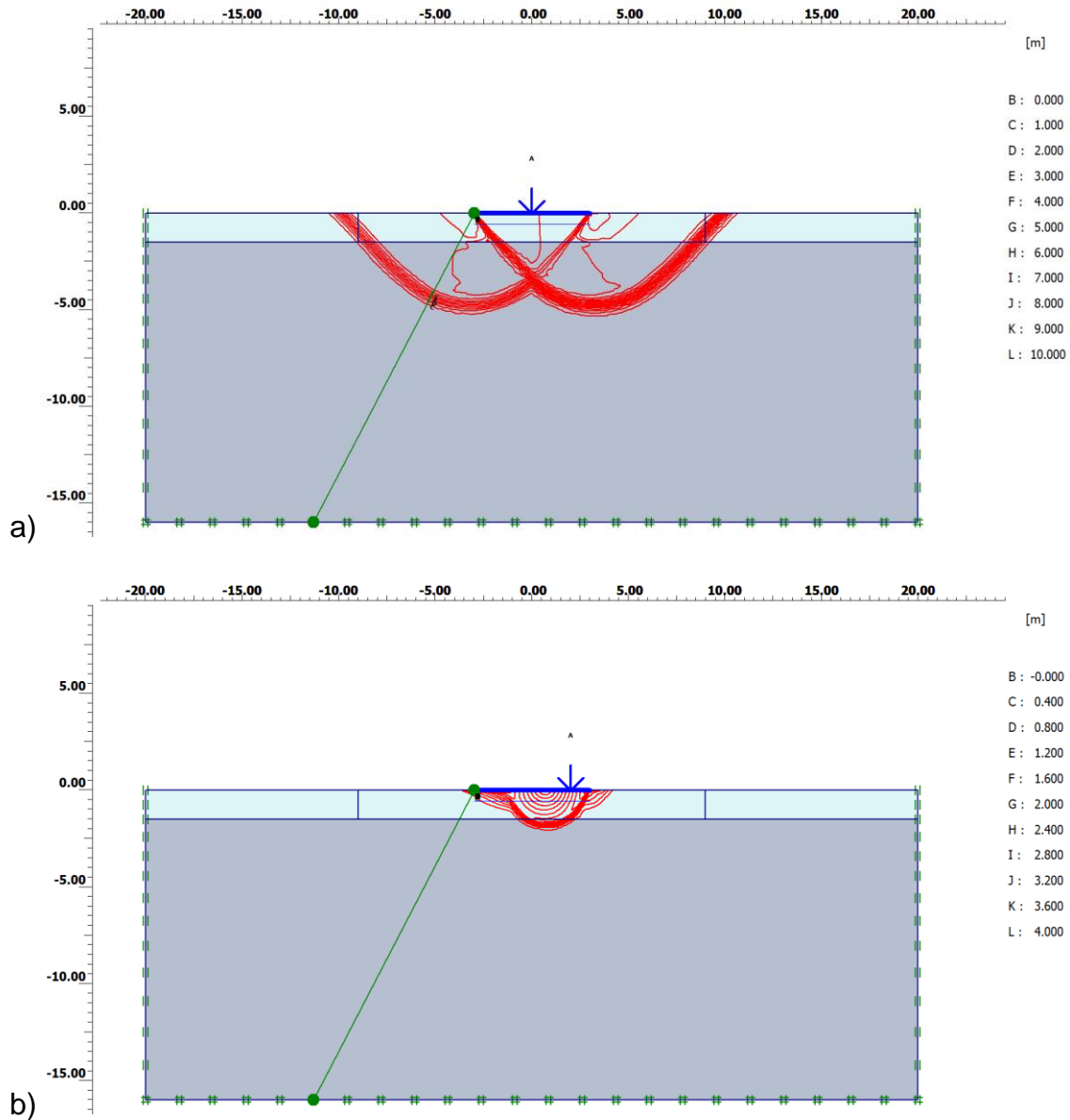
Οι τιμές του ισοδύναμου συντελεστή, $N_{C1,e}$ (υπό εκκεντρότητα φόρτισης), υπολογίσθηκε με την προϋπόθεση ότι ισχύει η σχέση (6.15b) για το οριακό φορτίο αστοχίας υπό έκκεντρη κατακόρυφη φόρτιση, $V_{u,e}$. Επαναλαμβάνεται ότι η (8b) επιβεβαιώθηκε για έκκεντρες φορτίσεις, αλλά ομοιογενές έδαφος, μέσω αναλύσεων F.E. (Σχ.6.66), με τιμές $N_{C1,e}$ πολύ κοντά στη θεωρητική τιμή $(2+\pi)$. Η βασική εξίσωση (6.15b) που εφαρμόζεται σύμφωνα με τις γνωστές μεθόδους υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας, όπως ήδη αναφέρθηκε, βασίζεται στην παραδοχή ότι η οριακή πίεση αστοχίας κατανέμεται ομοιόμορφα σε τμήμα όλου του πλάτους θεμελίωσης ($B-2e$ αντί B), επομένως θα αναμενόταν ότι αντίστοιχος περιορισμός ισχύει και για την έκταση του μηχανισμού αστοχίας. Αυτό φαίνεται να επιβεβαιώνεται και για το δίστρωτο έδαφος (για το ομοιογενές είναι ήδη γνωστή η κατά τα ανωτέρω προσαρμογή του μηχανισμού αστοχίας). Στο Σχ.6.67 παρουσιάζεται ο μηχανισμός αστοχίας για την περίπτωση του μικρότερου – από τα εξετασθέντα – ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης, $H_1/B = 0,25$ για μία σχετικά χαμηλή τιμή του λόγου αντοχών ($SR = 0,20$) και για τις ακραίες περιπτώσεις $e/B = 0$ και $1/3$ (a και b αντίστοιχα). Στην περίπτωση της κεντρικής φόρτισης, ο μηχανισμός αστοχίας στο δίστρωτο έδαφος είναι σαφώς μηχανισμός διατμητικής διείσδυσης (τύπου III), ενώ οι αρκετά σημαντικές μετατοπίσεις περιορίζονται σε συνολικό βάθος $1,50 \cdot B$ περίπου κάτω από την επιφάνεια φόρτισης. Η σημαντική εκκεντρότητα ($e/B = 1/3$) έχει ως αποτέλεσμα αλλαγή της μορφής επιφάνειας αστοχίας που χαρακτηρίζεται από τις σχεδόν κατακόρυφες καμπύλες ίσων μετατοπίσεων κάτω από τα διάφορα σημεία της επιφάνειας έδρασης (προφανώς λόγω της στροφής του άκαμπτου θεμελίου), αλλά και τον περιορισμό των σημαντικών συνολικών μετατοπίσεων, κυρίως στην ανώτερη, ανθεκτικότερη στρώση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχ.6.67: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,20$:
a) Κεντρική φόρτιση, b) Ανηγγμένη εκκεντρότητα $e/B = 1/3$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ

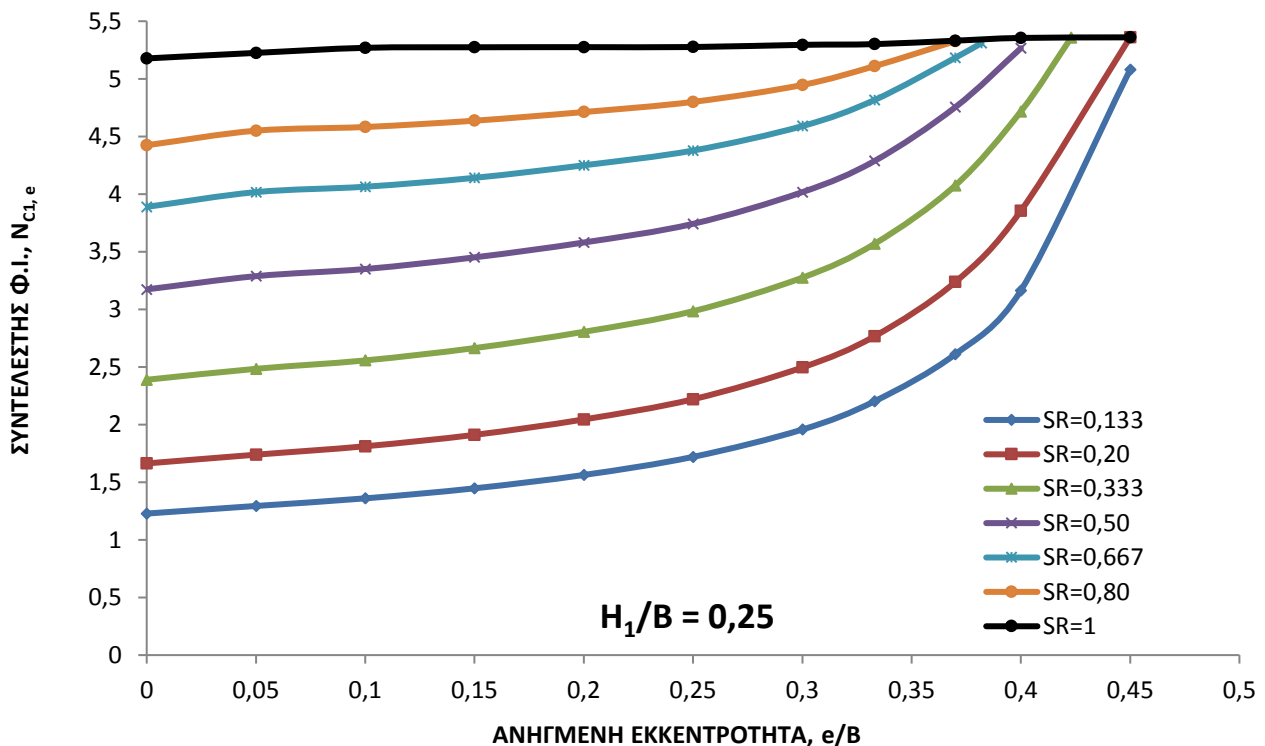


Σχ.6.68: Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,80$:
a) Κεντρική φόρτιση, b) Ανηγγμένη εκκεντρότητα $e/B = 1/3$.

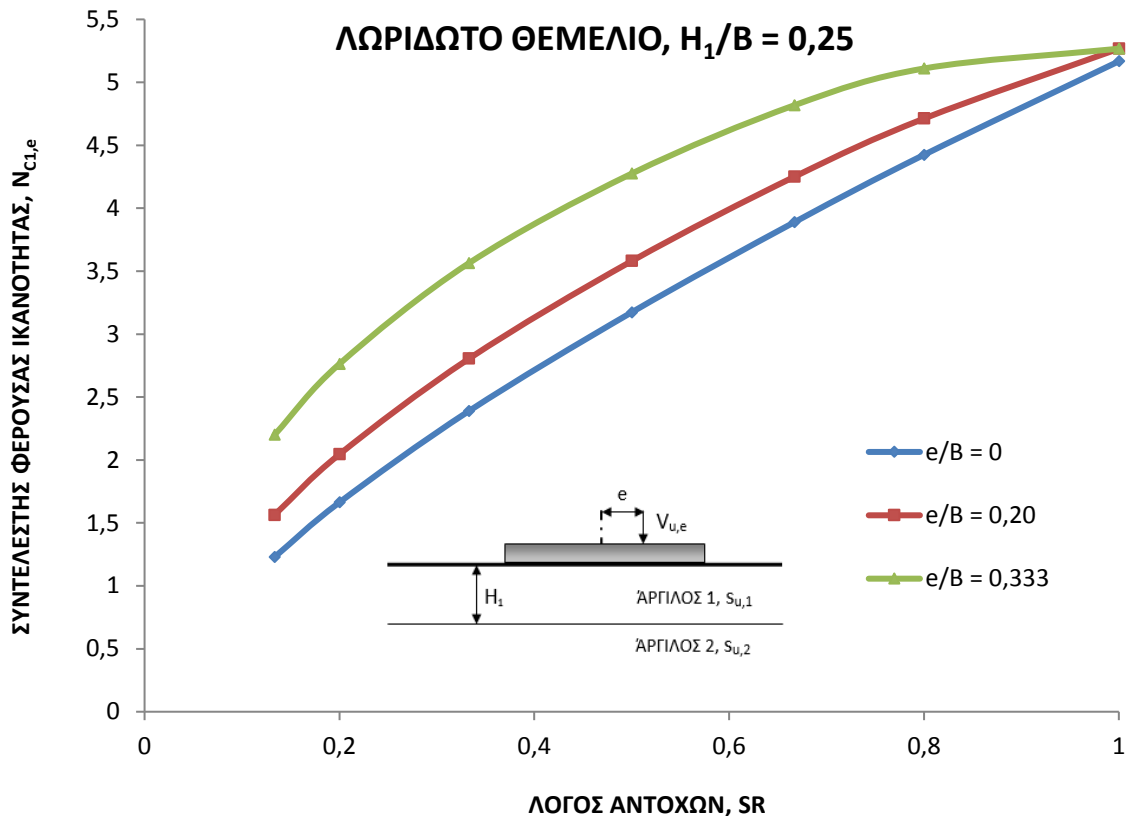
Στην περίπτωση του Σχ.6.68 ($H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,80$), ο μηχανισμός αστοχίας επηρεάζεται κυρίως από την εκκεντρότητα, δεδομένου ότι ο λόγος αντοχών πλησιάζει αρκετά αυτόν του ομοιογενούς εδάφους. Η επιφάνεια αστοχίας για κεντρική φόρτιση (a) είναι σχεδόν ταυτόσημη με αυτήν κατά Prandtl (τύπου I) και φαίνεται να εκτείνεται μέχρι βάθους περίπου $0,80 \cdot B$ (αντί του θεωρητικού $0,707 \cdot B$ για ομοιογενές έδαφος). Αντιθέτως, στην περίπτωση της μεγάλης εκκεντρότητας του Σχ.6.68 ($e/B = 1/3$), η επιφάνεια αστοχίας έχει τη μορφή αυτής του ομοιογενούς εδάφους και φαίνεται να περιορίζεται στην ανώτερη στρώση (πάχους $H_1 = 0,25 \cdot B$, μόνο). Εύλογα λοιπόν, θα γινόταν η παρατήρηση ότι το βάθος μηχανισμού αστοχίας εξαρτάται πλέον από τον λόγο $H_1/B' = H_1/(B-2e)$ και όχι από τον λόγο H_1/B .

Η προς τα άνω μετατόπιση του μηχανισμού αστοχίας φαίνεται να συνεπάγεται τη μειωμένη επιρροή του υποκείμενου ασθενέστερου αργιλικού εδάφους για έκκεντρη φόρτιση,

συγκριτικά πάντα με την κεντρική φόρτιση. Στο Σχ.6.69 απεικονίζεται η μεταβολή του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας (κατά τη σχέση 8b), ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας e/B , για διάφορες τιμές του λόγου αντοχών SR . Αντίστοιχα, στο Σχ.6.70 παρουσιάζεται η μεταβολή του $N_{C1,e}$ συναρτήσει του λόγου αντοχών SR για συγκεκριμένες μόνο τιμές της ανηγμένης εκκεντρότητας φόρτισης, e/B . Από το Σχ.6.69 φαίνεται σαφώς ότι ο συντελεστής $N_{C1,e}$ για συγκεκριμένη εκάστοτε τιμή λόγου αντοχών αυξάνεται με την αύξηση της ανηγμένης εκκεντρότητας. Φαίνεται επίσης, ότι ο ρυθμός μεταβολής του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N_{C1,e}$ αυξάνεται και αυτός με την αύξηση του μεγέθους e/B . Τούτο προφανώς οφείλεται, όπως προαναφέρθηκε, στο γεγονός ότι ο μηχανισμός αστοχίας μετατοπίζεται προς τα άνω, η επιρροή της υποκείμενης στρώσης στη φέρουσα ικανότητα μειώνεται με την αύξηση του λόγου e/B , άρα ουσιαστικά η «μέση τιμή» της οριακής πίεσης αστοχίας για συγκεκριμένα μεγέθη H_1/B , SR αυξάνεται και αυτή. Η συγκεκριμένη παρατήρηση γίνεται ακόμα σαφέστερη στο Σχ.6.70, όπου οι σχετικά μικρές τιμές του συντελεστή $N_{C1,e}$ για κεντρική φόρτιση ($e/B = 0$) αυξάνονται αρκετά σημαντικά με την αύξηση της εκκεντρότητας, επομένως ο υπ' όψιν συντελεστής τείνει να προσεγγίσει την τιμή κατά Prandtl (ή περίπου αυτή), δηλαδή $N_c = (2+\pi)$, με την αύξηση και του λόγου αντοχών SR .

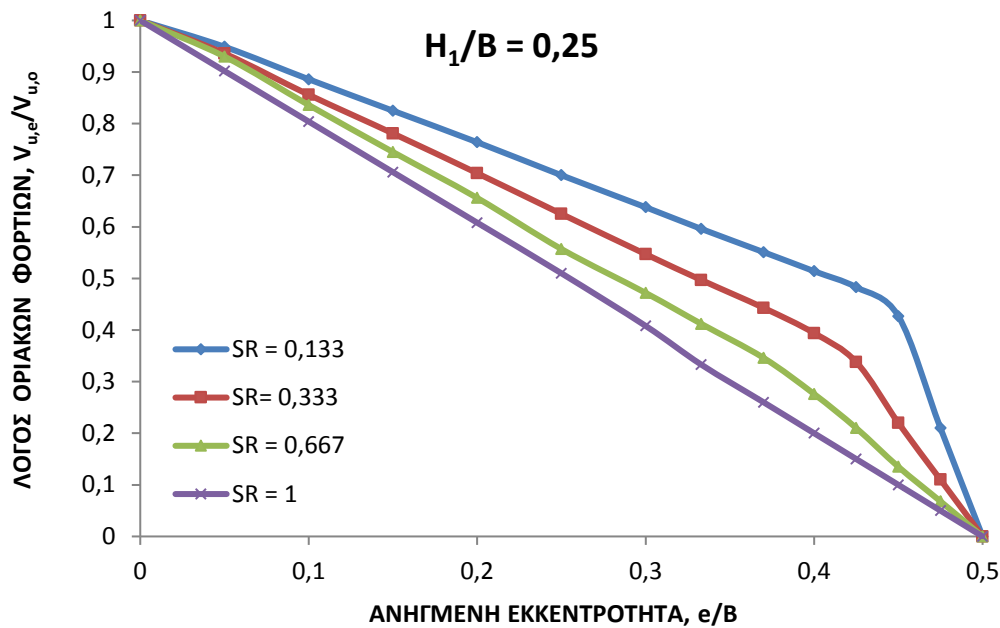


Σχήμα 6.69: Συντελεστής $\Phi.I.$, $N_{C1,e}$ ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας: $H_1/B = 0,25$.



Σχήμα 6.70: Επιρροή της εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών SR στον συντελεστή Φ.Ι., $N_{C1,e}$. Περίπτωση $H_1/B = 0,25$.

Σύμφωνα με τις παραπάνω παρατηρήσεις, τα οριακό κατακόρυφο φορτίο $V_{u,e}$ που εφαρμόζεται εκκέντρως, συγκρινόμενο με το κεντρικό, με την αύξηση της εκκεντρότητας απομειώνεται λόγω του «μειωμένου πλάτους» Β' εφαρμογής των οριακών τάσεων αστοχίας q_u , όμως σε δίστρωτο έδαφος, οι πιέσεις αυτές q_u αυξάνονται, αυξανόμενου του λόγου e/B . Άρα συνολικά, η «αναμενόμενη» απομείωση του οριακού φορτίου λόγω εκκεντρότητας είναι αρκετά μικρότερη και φαίνεται στο Σχ.6.71, όπου ο λόγος $V_{u,e}/V_{u,o}$ που αποτυπώνει την απομείωση του οριακού φορτίου συναρτηθεί της ανηγμένης εκκεντρότητας e/B , παρουσιάζεται ως συνάρτηση και του λόγου αντοχών SR. Η απομείωση του οριακού φορτίου είναι σαφώς μικρότερη για τις χαμηλές τιμές του SR, ενώ για σχετικά υψηλές τιμές, τα αποτελέσματα πλησιάζουν τη συσχέτιση $V_{u,e}/V_{u,o} = e/B$ που διαπιστώθηκε για ομοιογενές έδαφος ($SR = 1$) και που ελάχιστα αποκλίνουν από τα προβλεπόμενα, βάσει της σχέσης (6.14b). Ενδεικτικά, παρατηρείται από το Σχ.6.71 ότι για $e/B = 1/3$, ενώ για ομοιογενές έδαφος προφανώς ισχύει $P_{u,e} = 1/3 \cdot V_{u,o}$, αντίθετα για $SR = 0,133$ ($s_{u,1} = 7,5 \cdot s_{u,2}$), $V_{u,e} \approx 0,6 \cdot V_{u,o}$, δηλαδή σχεδόν διπλάσια της προηγούμενης. Είναι επίσης σαφές ότι για πολύ υψηλές τιμές εκκεντρότητας ($e/B > 1/3$), οι διαφορές μεταξύ των λόγων απομείωσης οριακού φορτίου $V_{u,e}/V_{u,o}$ απομειώνονται έντονα, συγκλίνοντας στην προφανή τιμή 0 για την οριακή περίπτωση από τη φυσική πλευρά $e/B = 0,50$.



Σχήμα 6.71: Απομείωση οριακού φορτίου λωριδωτής θεμελίωσης ως συνάρτηση της εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών SR: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$.

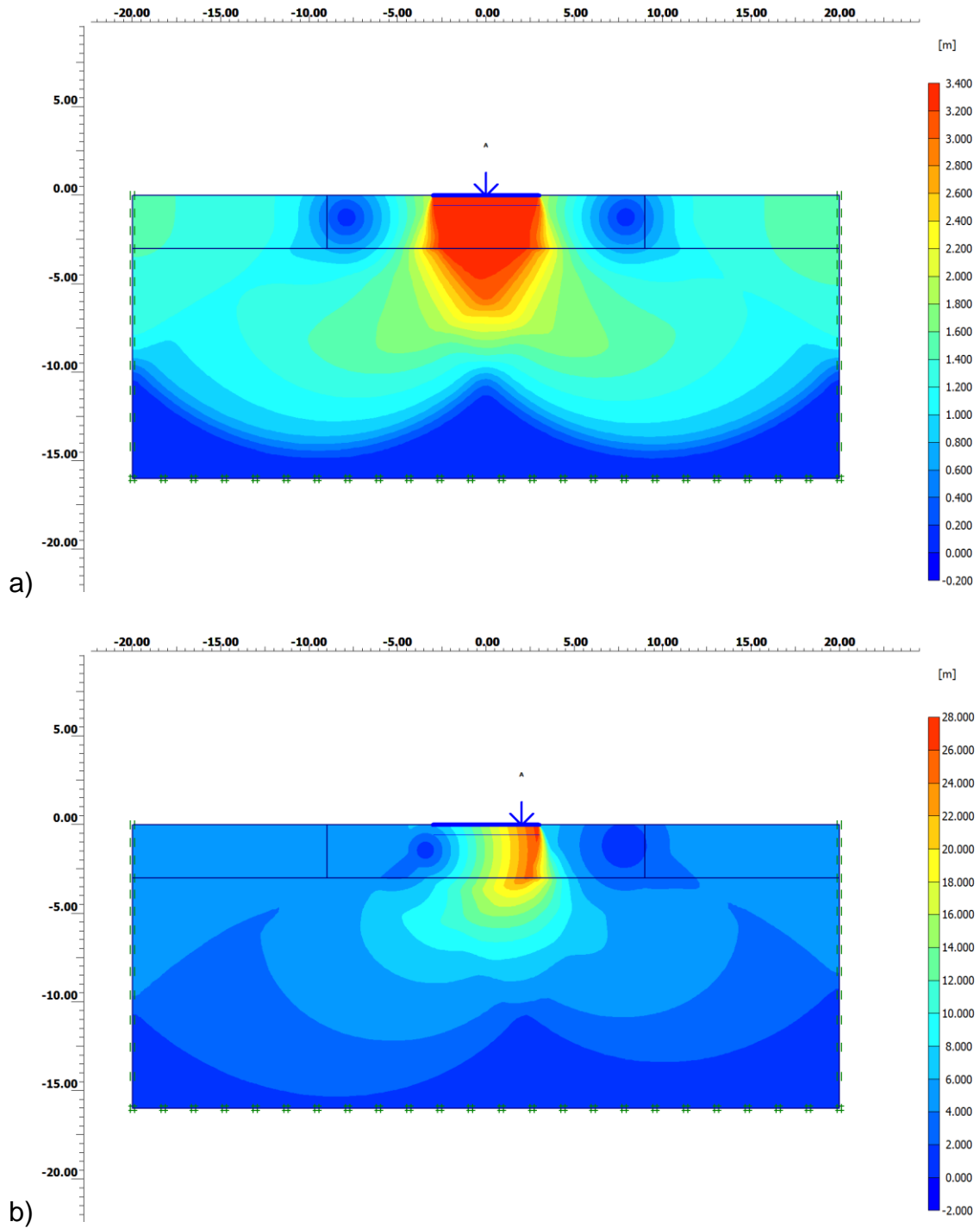
Από τις αναλύσεις για $H_1/B = 0,50$, τα βασικά συμπεράσματα είναι αντίστοιχα, παρ' όλες τις επί μέρους ποσοτικές διαφοροποιήσεις. Για την περίπτωση πολύ χαμηλού λόγου αντοχών $SR = 0,133$, ο μηχανισμός αστοχίας συγκρίνεται για δύο ακραίες τιμές $e/B = 0$ ή $1/3$ στο Σχ.6.60. Για κεντρική φόρτιση (α), ο μηχανισμός αστοχίας έχει σαφές σχήμα διατμητικής διείσδυσης (τύπου III) και φθάνει μέχρι μεγάλο βάθος κάτω από τη φορτίζουσα επιφάνεια (σχετικά σημαντικές μετατοπίσεις μέχρι βάθους $2 \cdot B$, περίπου), όπως άλλωστε είχε διαπιστωθεί στις αναλύσεις της κεντρικής φόρτισης θεμελιολωρίδας.

Για έκκεντρη φόρτιση (6.72b), ο μηχανισμός αστοχίας διαφοροποιείται, χαρακτηρίζεται από υψηλές μετατοπίσεις λόγω της στροφής της άκαμπτης θεμελίωσης και μετατοπίζεται σαφώς προς τα πάνω, δηλαδή φαίνεται να επηρεάζεται μικρότερη ζώνη από την υποκείμενη ασθενέστερη στρώση.

Στην περίπτωση του αρκετά υψηλού λόγου αντοχών $SR = 0,667$, για κεντρική φόρτιση (Σχ.6.73a), ο μηχανισμός αστοχίας είναι τύπου (II), δηλαδή πλησιάζει αρκετά αυτόν κατά Prandtl και εκτείνεται μέχρι βάθους περίπου $1,0 \cdot B$, άρα επηρεάζει σαφώς την υποκείμενη στρώση, που δεν είναι πολύ ασθενέστερη της πρώτης ($s_{u,2} = 2s_{u,1}/3$).

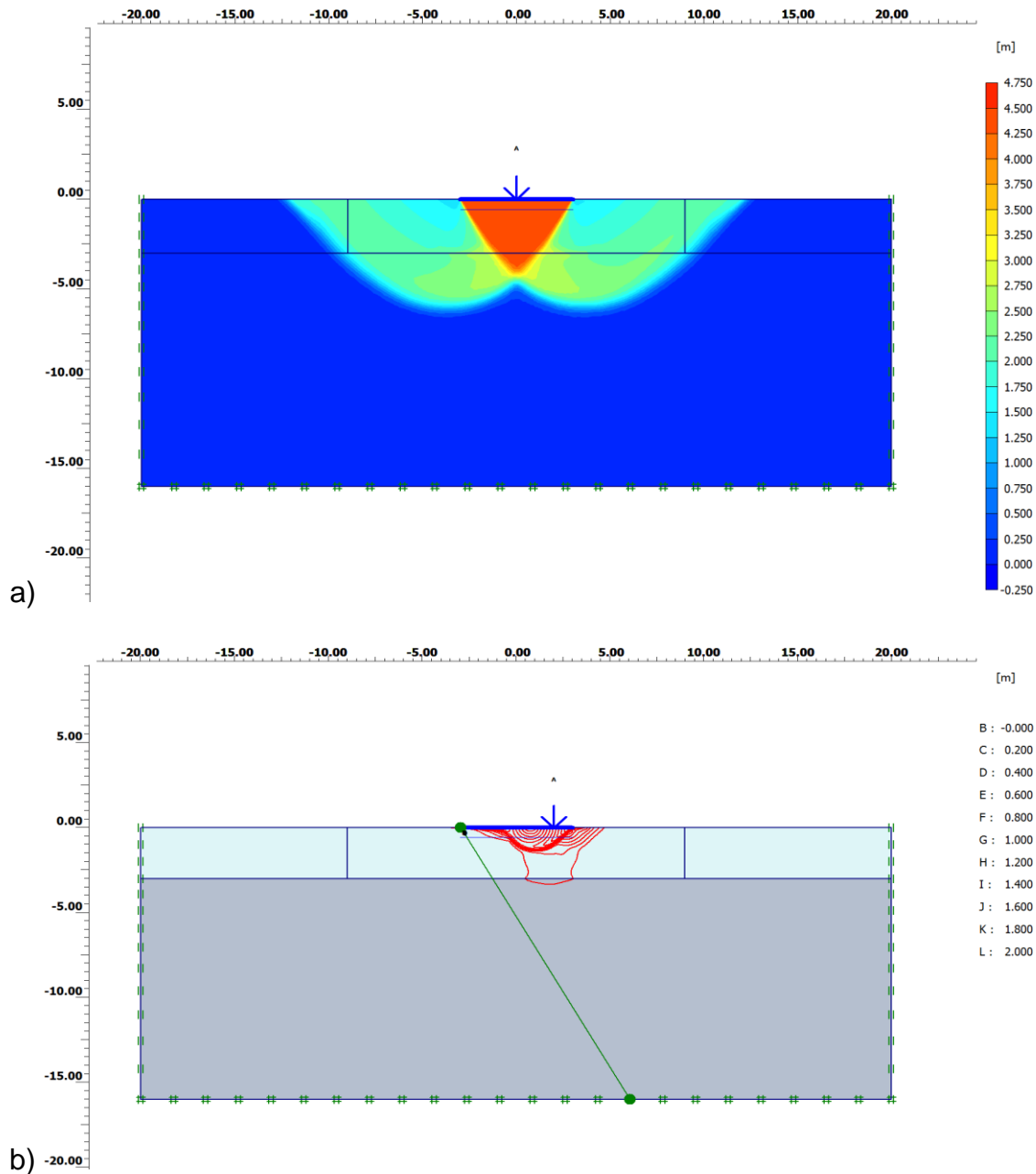
Αντιθέτως, για την υψηλή εκκεντρότητα $e/B = 1/3$ (Σχ.6.73b), ο μηχανισμός αστοχίας σαφώς περιορίζεται μέσα στην ανώτερη στρώση και μάλιστα οι αρκετά σημαντικές μετατοπίσεις δεν επεκτείνονται και μέχρι το όριο των σχηματισμών (δηλαδή μέχρι βάθους $H_1 = 0,5 \cdot B$), διαπιστώνεται λοιπόν και πάλι ότι ο μηχανισμός αυτός εξαρτάται περισσότερο από το «ισοδύναμο πλάτος» B' και όχι από το φυσικό μέγεθος B .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.72: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_f/B = 0,50$ και $SR = 0,133$,
a) Φόρτιση κεντρική, b) Ανηγγμένη εκκεντρότητα $e/B = 1/3$.

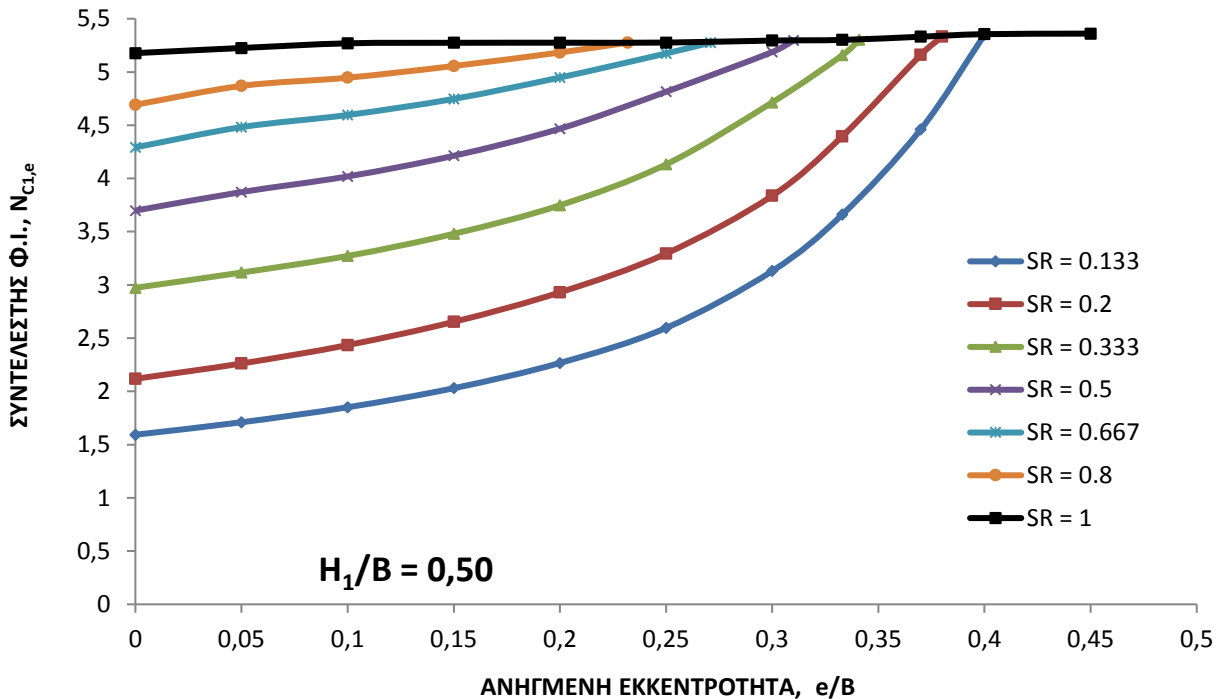
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.73 Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,50$ και $SR = 0,667$, υπό εκκεντρότητα φόρτισης: a) $e/B = 1$, b) $e/B = 1/3$.

Οι τιμές του συντελεστή $N_{C1,e}$ ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας e/B , για διάφορες τιμές του λόγου SR φαίνονται στο Σχ.6.74 και είναι σαφής η αυξητική τάση του υπ'όψιν μεγέθους με την αύξηση της εκκεντρότητας, ιδίως για τις χαμηλές τιμές του λόγου αντοχών. Για τις υψηλότερες τιμές SR , ο ρυθμός αύξησης του $N_{C1,e}$ συναρτήσει του λόγου e/B είναι χαμηλότερος, όμως αυτές καθ'εαυτές οι τιμές είναι υψηλές και πλησιάζουν τη μέγιστη τιμή για $SR = 1$, δηλαδή $N_c \approx (2+\pi)$. Η συσχέτιση των μεγεθών $N_{C1,e}$ και SR για τρεις συγκεκριμένες τιμές της ανηγμένης εκκεντρότητας αποτυπώνεται στο Σχ.6.75a. Παρατηρείται εμφανώς η σημαντική αύξηση του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας για αυξανόμενη εκκεντρότητα και μάλιστα η αυξητική αυτή τάση είναι εντονότερη για σχετικά χαμηλές τιμές του λόγου αντοχών SR . Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και για

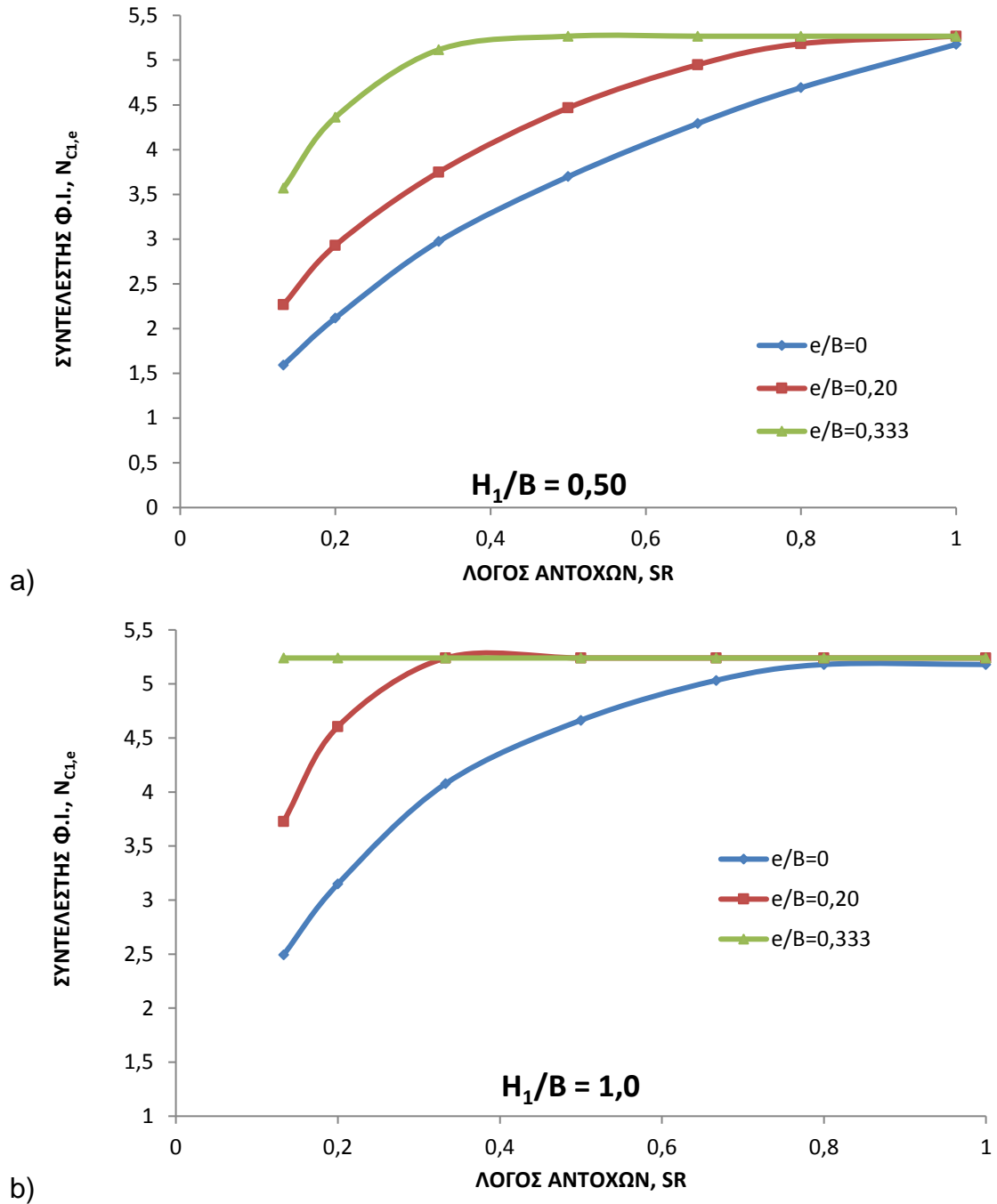
την υψηλότερη τιμή $H_1/B = 1,0$ (Σχ.6.75b), απ' όπου φαίνεται ότι για την υψηλότερη εκκεντρότητα ο συντελεστής $N_{C1,e}$ είναι πρακτικά ανεξάρτητος από τον λόγο αντοχών SR, πράγμα που υποδεικνύει ότι ο μηχανισμός αστοχίας περιορίζεται εξ' ολοκλήρου στην ανώτερη στρώση, επομένως η υποκείμενη ασθενέστερη δεν επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους.



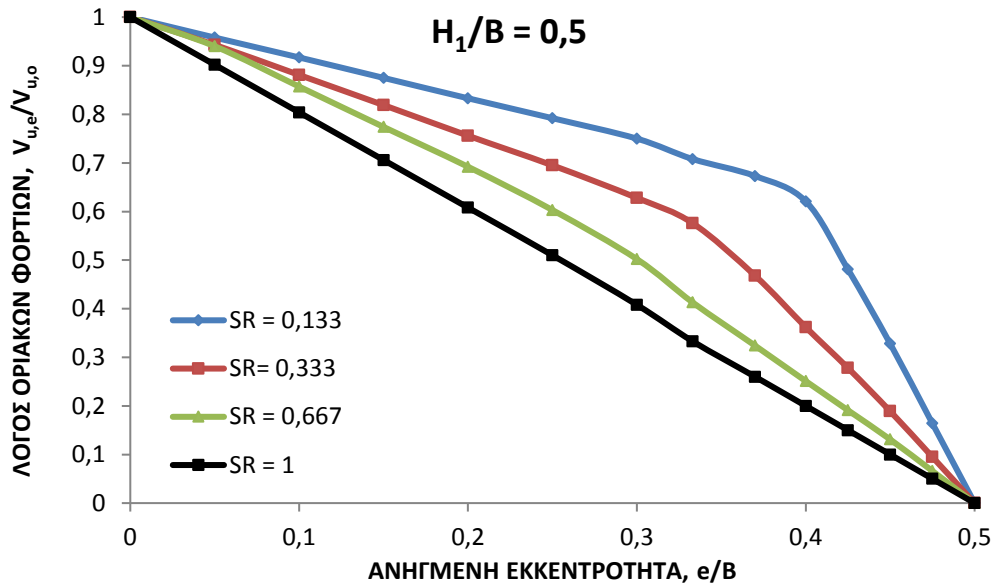
Σχήμα 6.74: Λωρίδα επί δίστρωτου εδάφους, $H_1/B = 0,50$:
Συντελεστής $N_{C1,e}$ ως συνάρτηση της εκκεντρότητας και του SR.

Η απομείωση του οριακού, έκκεντρου φορτίου $V_{u,e}$ συναρτήσει της ανηγμένης εκκεντρότητας (e/B) παρουσιάζεται για τέσσερις τιμές του λόγου SR, μέσω του λόγου $V_{u,e}/V_{u,o}$ (Σχ.6.76). Είναι και πάλι προφανής ο περιορισμός της αυτονόητης και αναμενόμενης απομείωσης του $V_{u,e}$ έναντι αυτού της κεντρικής φόρτισης ($V_{u,o}$) για αυξανόμενη εκκεντρότητα που ήδη αποδόθηκε στην αύξηση του $N_{C1,e}$. Η απομείωση του οριακού φορτίου (όπως δίδεται μέσω του λόγου $V_{u,e}/V_{u,o}$), για τις χαμηλότερες τιμές SR είναι σχετικά μικρή, έναντι αυτής του ομοιογενούς εδάφους. Για παράδειγμα, στην περίπτωση $SR = 0,133$, $V_{u,e} \approx 0,72 \cdot V_{u,o}$ για την υψηλότερη τιμή ανηγμένης εκκεντρότητας ($e/B = 1/3$), ενώ αντιστοίχως στο ομοιογενές έδαφος θα ήταν $V_{u,e} \approx 0,33 \cdot V_{u,o}$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.75: Επιρροή της εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών SR στον ισοδύναμο συντελεστή $N_{C1,e}$: a) $H_1/B = 0,50$, b) $H_1/B = 1$.



Σχήμα 6.76: Απομείωση οριακού φορτίου λωριδωτής θεμελίωσης ως συνάρτηση της εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών SR: Περίπτωση $H_1/B = 0,50$.

6.1.3 Υποκείμενη στρώση υψηλότερης αντοχής ($SR > 1$)

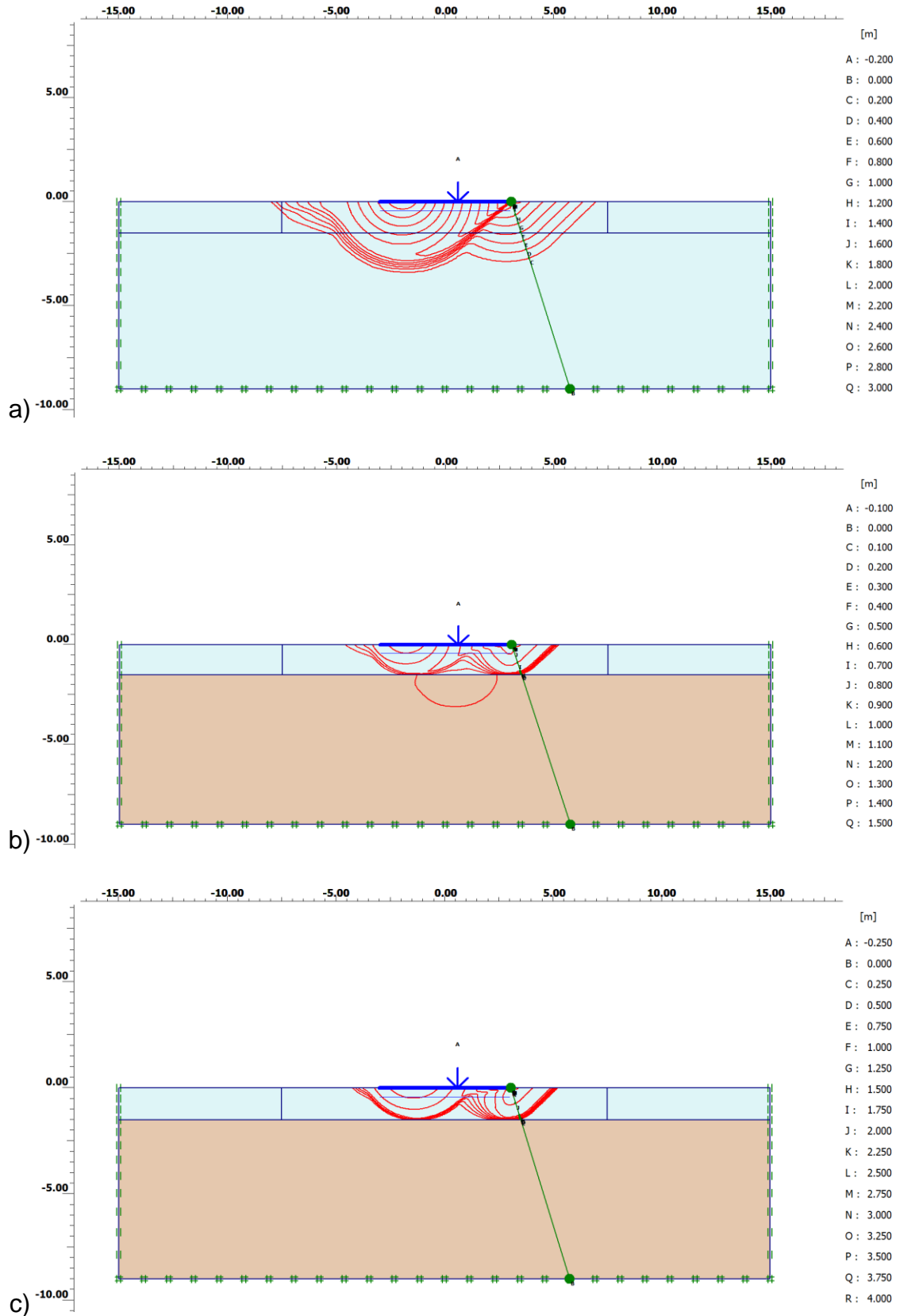
Εξετάσθηκε η επιρροή της ανηγμένης εκκεντρότητας, αναλόγως και του λόγου αντοχών SR επί του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας, σύμφωνα με τη σχέση:

$$V_{u,e} = N_{c1,e} \cdot s_{u,1} \cdot (B - 2e),$$

όπου η οριακή μέση πίεση αστοχίας q_u γράφηκε υπό τη μορφή $N_{c1,e} \cdot s_{u,1}$ και το οριακό φορτίο αστοχίας $V_{u,e} = q_u \cdot B'$, όπως ήδη έγινε δεκτό. Το εύρος των τιμών της ανηγμένης εκκεντρότητας που εφαρμόστηκε στις αναλύσεις είναι γενικώς $0 \leq e/B \leq 1/3$, κατ' εξαίρεση έως και $e/B = 0,45$ (όπως ακριβώς στην περίπτωση $SR < 1$), ενώ το αντίστοιχο διάστημα τιμών του λόγου αντοχών SR, είναι αντιστοίχως $0 \leq SR \leq 5$. Εξετάσθηκαν κυρίως δύο περιπτώσεις ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης, $H_1/B = 0,25$ και $0,15$ και αυτό διότι από τις αναλύσεις διαπιστώθηκε ότι για $H_1/B > 0,25$, δεν φαίνεται να έχει ιδιαίτερη επιρροή η αυξημένη αντοχή της υποκείμενης στρώσης, $s_{u,2}$, για έκκεντρες φορτίσεις, ενώ τιμές $H_1/B < 0,15$ δεν φαίνεται να ανταποκρίνονται σε συνηθισμένες περιπτώσεις της πράξης. Εντούτοις, κατ' εξαίρεση έγιναν και ορισμένες αναλύσεις για $H_1/B = 0,50$.

Η αυξανόμενη εκκεντρότητα (e/B) έχει ως συνέπεια τη μετατόπιση του μηχανισμού αστοχίας προς τα πάνω, επομένως κατ' αρχάς αναμένεται η συνεχώς μειούμενη επιρροή του λόγου αντοχών SR (> 1), δεδομένου ότι κυρίως στην ανώτερη στρώση αναπτύσσεται ο υπ' όψιν μηχανισμός. Στην περίπτωση $H_1/B = 0,25$, αναφέρεται το Σχ.6.77, όπου συγκρίνεται ο μηχανισμός αστοχίας για τρεις συγκεκριμένες τιμές του λόγου αντοχών και για μία σχετικώς μικρή ανηγμένη εκκεντρότητα, $e/B = 0,10$.

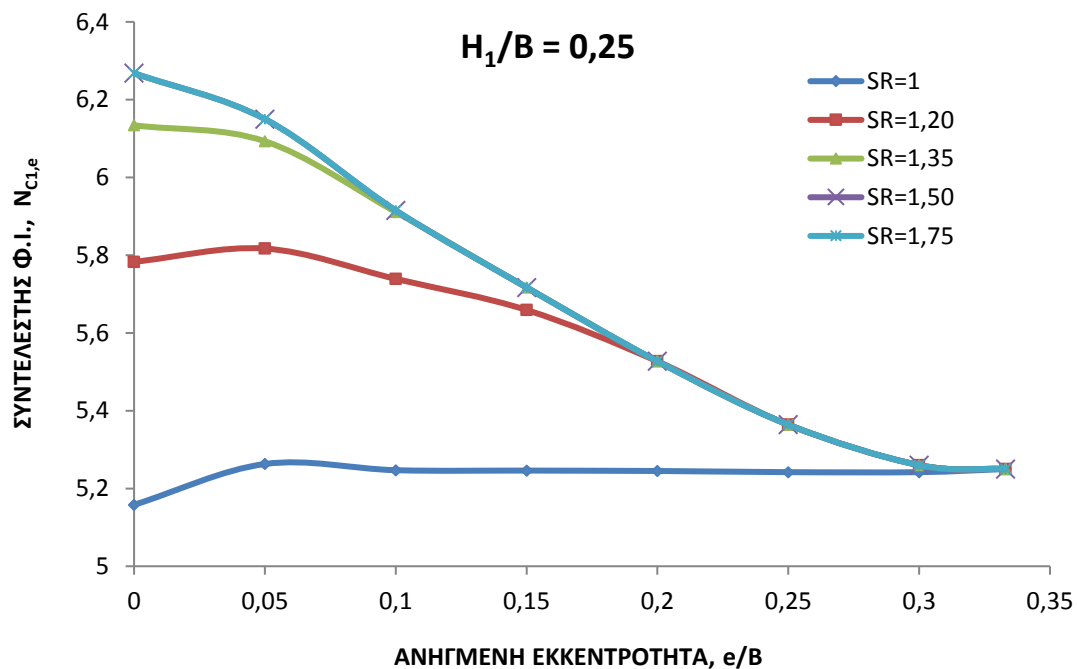
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



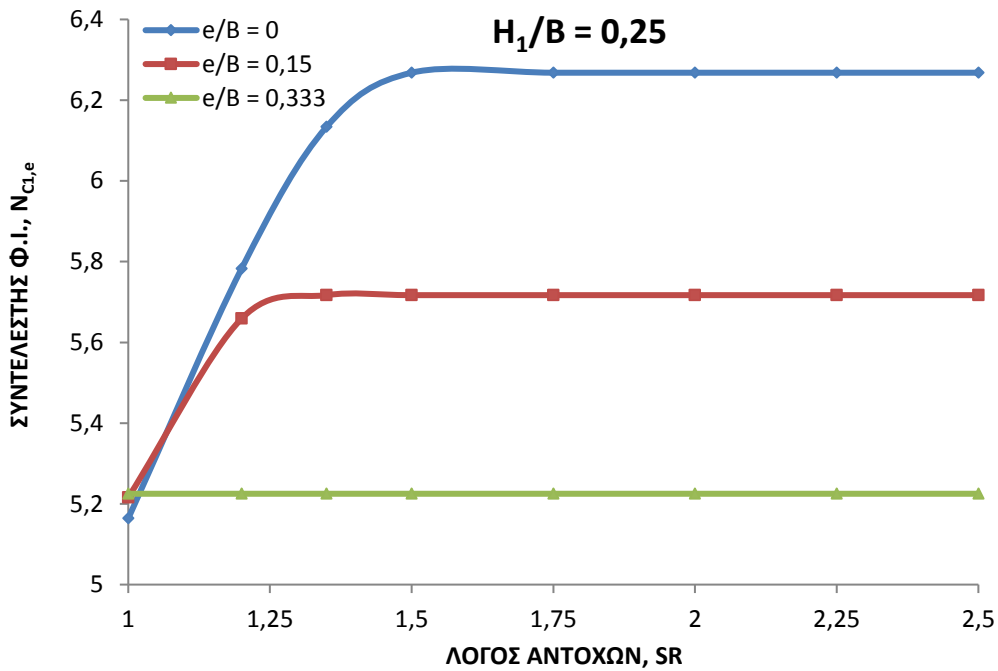
Σχήμα 6.77: Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $e/B = 0,10$:
a) $SR = 1$, b) $SR = 1,35$, c) $SR = 1,75$.

Στο Σχ.6.78a, για ομοιογενές έδαφος ($SR = 1$), ο μηχανισμός αστοχίας εκτείνεται σε αρκετό βάθος μέσα στην υποκείμενη στρώση (κάτω του βάθους $H_1 = 0,25 \cdot B$), για $SR = 1,35$ (b) περιορίζεται σχεδόν εξ' ολοκλήρου στην ανώτερη στρώση, ενώ τέλος, για $SR = 1,75$ (c) αναπτύσσεται αποκλειστικά μέχρι βάθους $H_1 = 0,25 \cdot B$.

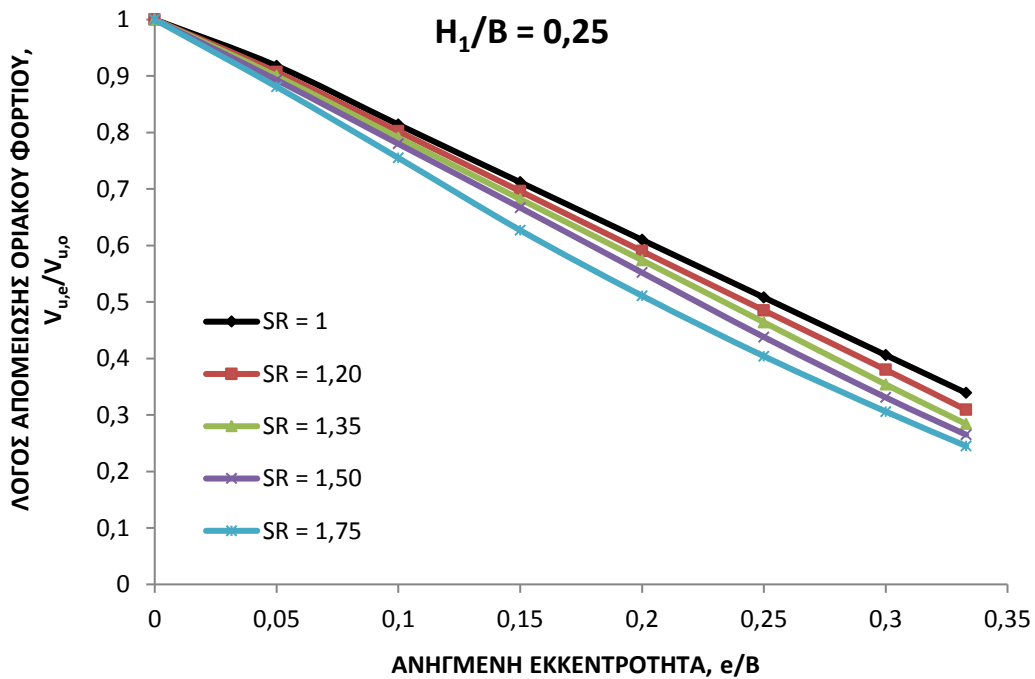
Οι υπολογιστικές συνέπειες της ανωτέρω διαπίστωσης αποτυπώνονται στο Σχ.6.78 που δίδει τον ισοδύναμο συντελεστή $N_{C1,e}$ ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας e/B για διάφορες τιμές του λόγου SR . Παρατηρείται ότι για την οριακή περίπτωση $SR = 1$ (ομοιογενές έδαφος), ανεξαρτήτως της εκκεντρότητας παραμένει περίπου σταθερή η τιμή $N_{C1,e}$ και όπως προαναφέρθηκε, τούτο αποτελεί ένδειξη ότι πρακτικά μπορεί να γίνει δεκτή η παραδοχή του «ισοδύναμου πλάτους» $B' = B - 2e$. Αντιθέτως, για $SR > 1$, οι τιμές του $N_{C1,e}$ απομειώνονται με την αύξηση του λόγου e/B και σταθεροποιούνται για υψηλές τιμές εκκεντρότητας στην αντίστοιχη τιμή του ομοιογενούς, προφανώς διότι τότε η υποκείμενη στρώση δεν επηρεάζει πλέον τη φέρουσα ικανότητα.



Σχήμα 6.78: Επιρροή της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών ($SR \geq 1$) στο συντελεστή $N_{C1,e}$: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$.



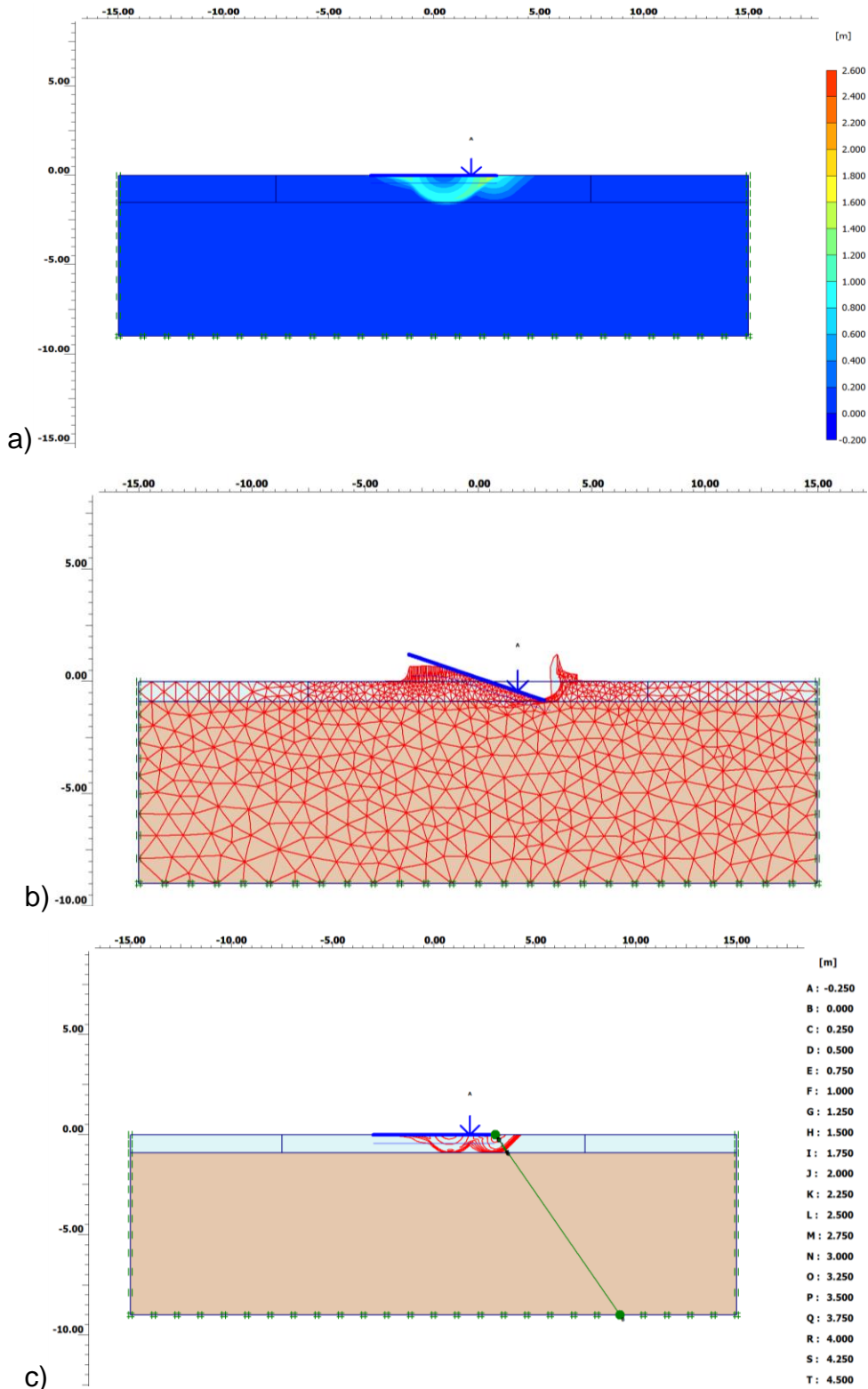
Σχήμα 6.79: Επιρροή του λόγου αντοχών ($SR \geq 1$) ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας στο συντελεστή $N_{C1,e}$: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$.



Σχήμα 6.80: Απομείωση οριακού φορτίου ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών $SR > 1$: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$.

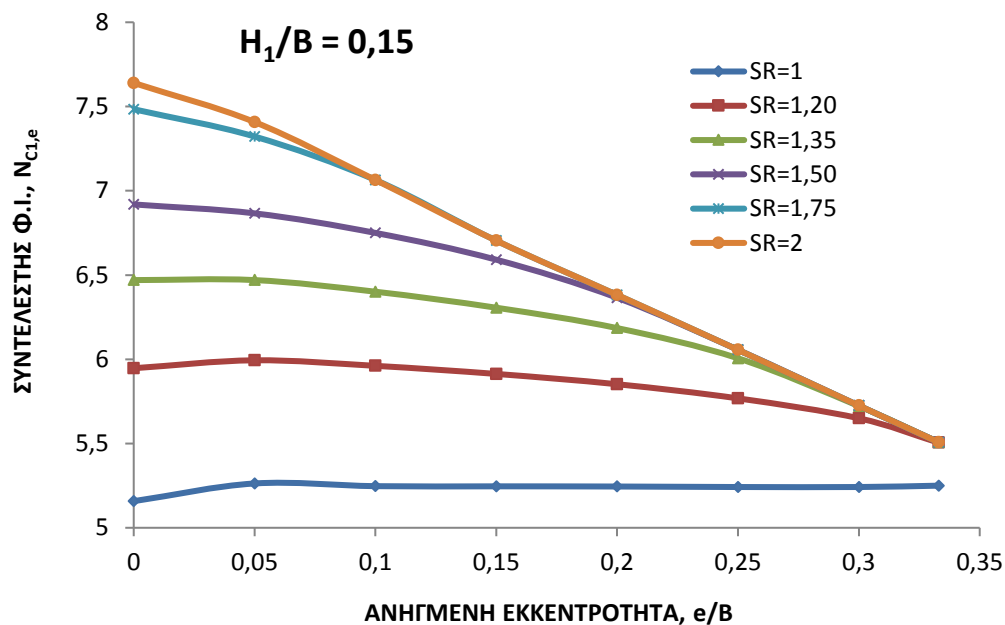
Η επιρροή του λόγου αντοχών SR επί του ισοδύναμου συντελεστή $N_{C1,e}$ φαίνεται στο Σχ.6.79 για τρεις συγκεκριμένες τιμές της ανηγμένης εκκεντρότητας. Στην περίπτωση του κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου ($e/B = 0$), ο συντελεστής $N_{C1,e}$ από τη βασική τιμή του $N_{C1,e} = N_c \approx (2+\pi)$ αυξάνεται κατά 22% περίπου για $SR = 1,50$ και πέραν αυτής της τιμής, ($SR > 1,50$) παραμένει σταθερός, διότι προφανώς ο μηχανισμός αστοχίας περιορίζεται στην ανώτερη στρώση. Η σχετικά «ταχεία» σταθεροποίηση του συντελεστή $N_{C1,e}$ είναι ακόμα

σαφέστερη για την περίπτωση $e/B = 0,15$ (μέση εκκεντρότητα), όπου ο ισοδύναμος συντελεστής παραμένει σταθερός για $SR \geq 1,35$. Τέλος, για την υψηλή εκκεντρότητα $e = B/3$, η αύξηση του λόγου αντοχών SR (πέραν της τιμής $SR = 1$) ουδεμία επιρροή έχει στο συντελεστή $N_{c1,e}$.



Σχήμα 6.81: Μηχανισμοί αστοχίας για $e/B = 0,30$ και $H_f/B = 0,15$.
Περίπτώσεις: a) $SR = 1,0$, b) $SR = 1,20$, c) $SR = 1,50$.

Συγκριτικά με το κεντρικό φορτίο, η απομείωση του οριακού φορτίου $V_{u,e}$ υπό εκκεντρότητα, για συγκεκριμένες παραμέτρους SR και H_1/B , υπολογίζεται βάσει της σχέσης (8b) και από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, σύμφωνα με τη σχέση 16a, όπως ήδη αναφέρθηκε. Ο λόγος $V_{u,e}/V_{u,o}$ για κεντρική φόρτιση σε ομοιογενές έδαφος (SR = 1), βάσει της παραδοχής του ισοδύναμου πλάτους B' , θα ήταν ίσος με $1-2 \cdot (e/B)$ και αυτή η συσχέτιση επιβεβαιώθηκε από τις αναλύσεις. Αντιθέτως με την περίπτωση SR < 1 που εξετάσθηκε στην προηγούμενη υποπαράγραφο, οι τιμές του λόγου $V_{u,e}/V_{u,o}$ μειώνονται με την αύξηση του SR έναντι αυτών του ομοιογενούς εδάφους και αυτή η παρατήρηση προκύπτει σαφώς από το Σχ.6.80, που περιλαμβάνει από το σύνολο των αναλύσεων αυτές για $1 \leq SR \leq 1,50$. Διαπιστώθηκε ότι για $SR > 1,50$ οι τιμές του λόγου $V_{u,e}/V_{u,o}$ είναι ταυτόσημες με αυτές που φαίνονται στο ίδιο Σχ.6.80 και αντιστοιχούν στη γραμμή για λόγο αντοχών SR = 1,50 γεγονός που οφείλεται στη σταθεροποίηση των τιμών $N_{C1,e}$, για μικρές ακόμη εκκεντρότητες, για τις υπ' όψιν τιμές SR. Πρακτικώς, διαπιστώνεται ότι η αύξηση του οριακού φορτίου $V_{u,o}$ για κεντρική φόρτιση, η οποία οφείλεται στην αυξημένη αντοχή της υποκείμενης στρώσης απομειώνεται λόγω της μετατοπίσεως του μηχανισμού αστοχίας προς τα πάνω για έκκεντρη φόρτιση και περαιτέρω απομείωση συμβαίνει λόγω της εκκεντρότητας (συμβολικά μέσω του ισοδύναμου πλάτους).



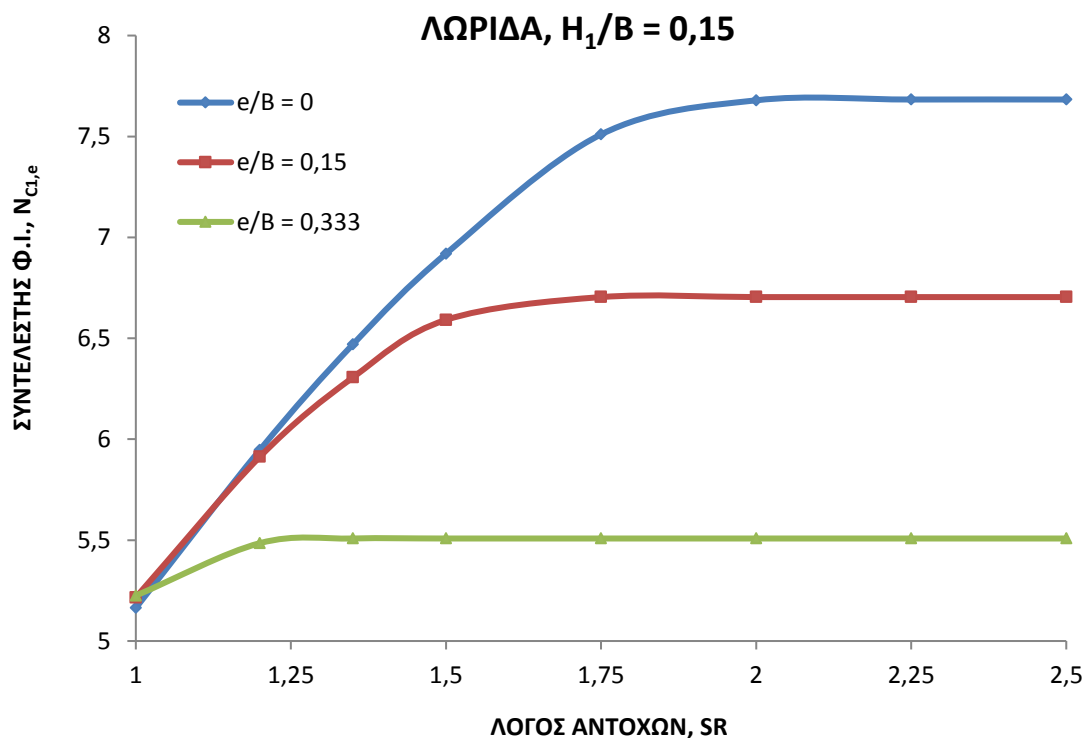
Σχήμα 6.82: Επιρροή της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών ($SR \geq 1$) στο συντελεστή N_{C1} : Περίπτωση $H_1/B = 0,15$.

Στην περίπτωση του μικρού ανηγμένου πάχους $H_1/B = 0,15$, γενικώς αναμένεται η σημαντική βελτίωση της φέρουσας ικανότητας για $SR > 1$, τουλάχιστον για κεντρική φόρτιση ή με μικρή εκκεντρότητα. Για ομοιογενές έδαφος και για σχετικώς υψηλή εκκεντρότητα ($e/B = 0,30$), όπως είναι εμφανές και στο Σχ.6.81a, αναπτύσσεται σύνθετος μηχανισμός αστοχίας με μία επιφάνεια από την πλευρά του θεμελίου που υπερφορτίζεται και άλλη κύρια επιφάνεια από την αντίθετη πλευρά. Η ανύψωση του θεμελίου με αποκόλληση από το έδαφος παρατηρείται στο Σχ.6.81b για $SR = 1,20$ (παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων), ενώ το μεγαλύτερο μέρος του μηχανισμού αστοχίας αναπτύσσεται στην ανώτερη στρώση. Στην περίπτωση του ακόμα υψηλότερου λόγου

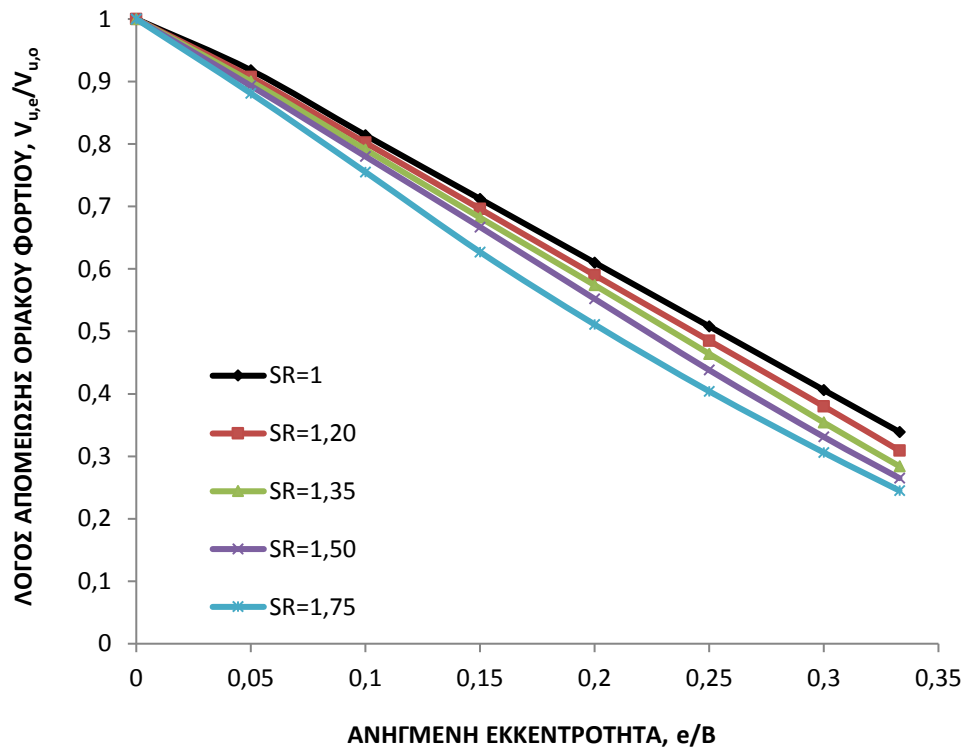
αντοχών, $SR = 1,50$ στο Σχ.6.81c, ο σύνθετος μηχανισμός αστοχίας περιορίζεται ουσιαστικώς στην ανώτερη στρώση.

Από το Σχ.6.82, όπου δίδεται ο συντελεστής $N_{C1,e}$ ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας, προκύπτουν αντίστοιχα συμπεράσματα με αυτά της προηγούμενης περίπτωσης (δηλ. $H_1/B = 0,25$), όμως η επιρροή της αυξημένης αντοχής της υποκείμενης στρώσης, τώρα είναι μεγαλύτερη και η σταθεροποίηση των τιμών για μεγάλες εκκεντρότητες παρατηρείται σε αυξημένες τιμές του λόγου SR . Η αύξηση του λόγου SR συνεπάγεται αντίστοιχη αύξηση του $N_{C1,e}$ πρακτικώς μόνο για σχετικώς χαμηλή εκκεντρότητα, π.χ. $e/B \leq 0,15$ (Σχ.6.83). Αντιθέτως, για την μέγιστη από τις εξετασθείσες τιμές, $e/B = 1/3$ πρακτικώς παραμένει σχεδόν ανεπηρέαστος από την αύξηση του λόγου αντοχών SR .

Παραπλήσια συμπεράσματα προκύπτουν και για την επιρροή της εκκεντρότητας (e/B) στο λόγο οριακών φορτίων $V_{u,e}/V_{u,o}$ (που αποδίδει και την απομείωση του αντίστοιχου φορτίου αστοχίας), σύμφωνα με το Σχ.6.84. Παρατηρείται και πάλι ότι οι μικρότερες απομειώσεις αντιστοιχούν στις μικρές εκκεντρότητες, όπως εξηγήθηκε προηγουμένως.



Σχήμα 6.83: Επιρροή του λόγου αντοχών ($SR \geq 1$) επί του συντελεστή $N_{C1,e}$ ως συνάρτηση και της ανηγμένης εκκεντρότητας: Περίπτωση $H_1/B = 0,15$.



Σχήμα 6.84: Απομείωση οριακού φορτίου ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών $SR > 1$: Περίπτωση $H_1/B = 0,15$.

6.1.4 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης $V_{u,e}$, M_u

Είναι γνωστό ότι στη γενική περίπτωση συνδυασμένης φόρτισης (M,V,H) σε θεμέλιο εδραζόμενο σε ομοιογενές έδαφος, η σημειακή απεικόνιση όλων των συνδυασμών ροπής, κατακορύφου δύναμης και οριζόντιας δύναμης που οδηγούν σε διατμητική αστοχία, συνθέτει μία επιφάνεια στον τριδιάστατο χώρο, γνωστή ως επιφάνεια φέρουσας αντοχής (bearing strength surface, B.S.S.). Οι επιφάνειες αυτές στο επίπεδο M,V μεταπίπτουν σε καμπύλες γραμμές. Οι υπ' όψιν γραμμές – καμπύλες αλληλεπίδρασης εξετάστηκαν διεξοδικά από τον Butterfield και τους συνεργάτες του (π.χ. Butterfield and Tikof, 1979, Butterfield and Gottardi, 1994), καθώς και από άλλους ερευνητές, όπως οι Georgiadis (1985), Houlsby and Puzrin (1999), Pender (2017).

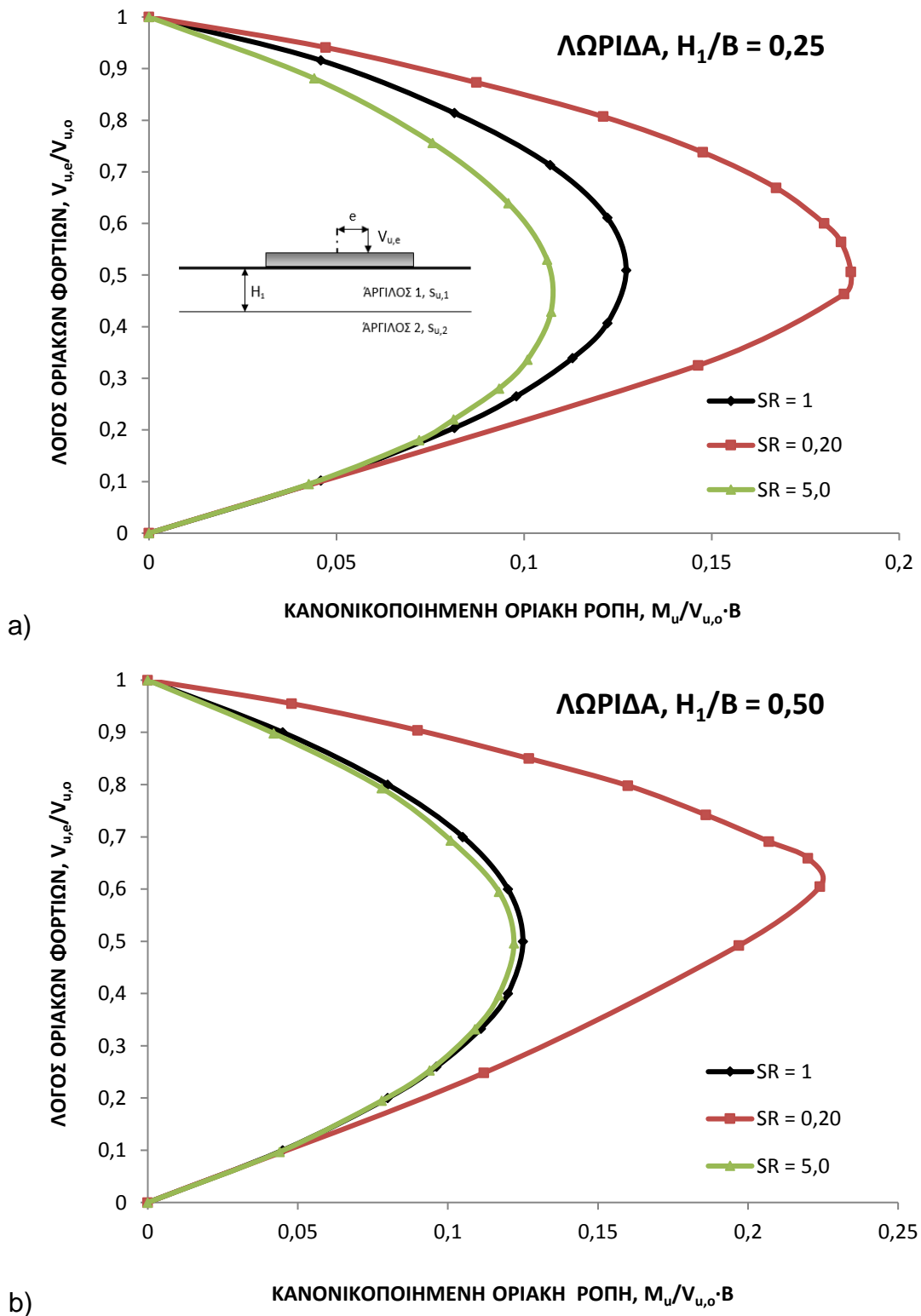
Ειδικώς για δίστρωτο αργιλικό σχηματισμό και $H = 0$, οι συνδυασμοί διατμητικής αστοχίας διαμορφώνουν μία καμπύλη στο επίπεδο M, V που μπορεί να προσδιορισθεί σε όρους ανηγμένων κατακορύφων φορτίων και ροπών, μέσω των λόγων v και m , ως εξής:

$$v = \frac{V_{u,e}}{V_{u,o}}, m = \frac{M_u}{V_{u,o} \cdot B} \quad (18)$$

Δεδομένου ότι $V_{u,e} = N_{C1,e} \cdot s_{u,1} \cdot (1 - 2 \cdot \frac{e}{B})$ και $V_{u,o} = N_{C1} \cdot s_{u,1}$, προκύπτει ότι:

$$v = \frac{N_{C1,e}}{N_{C1}} \cdot (1 - 2 \cdot \frac{e}{B}). \text{ Προφανώς ισχύει για την οριακή ροπή: } M_u = V_{u,e} \cdot e, \text{ άρα: } m = v \cdot \frac{e}{B}$$

ή τελικώς:
$$m = \frac{1}{2} \cdot v \cdot \left(1 - v \cdot \frac{N_{C1}}{N_{C1,e}}\right) \quad (19)$$



Σχήμα 6.85: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης V,M για λωρίδα εντός δίστρωτου αργιλικού εδάφους.

Στην ειδική περίπτωση ομοιογενούς εδάφους ($SR = 1$), όπου $B' = B - 2 \cdot e$ και $N_{C1,e} = N_{C1}$, ισχύει παραβολική σχέση μεταξύ των ανηγμένων μεγεθών m , v , όπου η μέγιστη τιμή $\max M = 0,125$ αντιστοιχεί σε $v = 0,5$. Στην εξεταζόμενη γενική περίπτωση δίστρωτου αργιλικού εδάφους, διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

i) $SR < 1$ (ανθεκτικότερη η άνω στρώση). Διαπιστώθηκε από την ανάλυση των αποτελεσμάτων ότι γενικώς $N_{C1,e} > N_{C1}$, επομένως ισχύει $\frac{N_{C1}}{N_{C1,e}} < 1$. Κατά συνέπεια, για

συγκεκριμένη τιμή v , η προκύπτουσα τιμή m είναι μεγαλύτερη αυτή για $SR = 1$, οπότε αναμένεται η καμπύλη m , v για $SR < 1$ να περιβάλλει την αντίστοιχη παραβολική του ομοιογενούς.

ii) $SR > 1$ (ανθεκτικότερη η κάτω στρώση). Αντιστοίχως, από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προέκυψε $N_{C1,e} < N_{C1}$, επομένως ισχύει $\frac{N_{C1}}{N_{C1,e}} > 1$. Σε αντίθεση λοιπόν, με την

προηγούμενη περίπτωση, για δεδομένη τιμή v , η προκύπτουσα τιμή m από την εξίσωση (18) είναι μικρότερη αυτής για $SR = 1$. Αναμένεται λοιπόν, η καμπύλη m, v για $SR > 1$ να περιορίζεται εντός της αντίστοιχης του ομοιογενούς.

Η αναμενόμενη συσχέτιση μεταξύ των καμπύλων m, v για τις περιπτώσεις $SR < 1$, $SR = 1$ και $SR > 1$, όπως προκύπτει από την σχέση (18) κατά τα ανωτέρω, επιβεβαιώνεται από τα αποτελέσματα αναλύσεων που έγιναν αφ' ενός για αντοχή της υποκείμενης στρώσης 5 φορές μικρότερη ($SR = 0,20$), αφ' ετέρου για 5 φορές μεγαλύτερη αυτή της πρώτης, υπερκείμενης ($SR = 5$). Παρατηρείται ότι οι διαφορές μεταξύ του ομοιογενούς εδάφους και αυτού για $SR = 5$ μάλλον είναι μικρές και γίνονται σχεδόν αμελήσιμες στην περίπτωση $H_1/B = 0,50$. Αυτό ερμηνεύεται με την παρατήρηση ότι για σχετικώς μεγάλο ανηγμένο πάχος της πρώτης στρώσης και $SR > 1$, για αυξανόμενη εκκεντρότητα, η φέρουσα ικανότητα εξαρτάται σχεδόν αποκλειστικά από την υπερκείμενη-ασθενέστερη στρώση.

6.2 Έκκεντρη φόρτιση τετραγωνικής θεμελίωσης

6.2.1 Γενικά

Στην περίπτωση τετραγωνικής θεμελίωσης πλευράς B που υπόκειται εκτός του κατακόρυφου φορτίου V και σε ροπή κάμψεως, M , της οποίας το διάνυσμα είναι παράλληλο προς ένα εκ των κύριων αξόνων αδρανείας, το ισοδύναμο σύστημα είναι κατακόρυφο φορτίο V που εφαρμόζεται υπό μονοαξονική εκκεντρότητα, $e = \frac{M}{V}$.

Κατ' αναλογία με την περίπτωση λωριδωτής θεμελίωσης υπό έκκεντρη φόρτιση, στην περίπτωση ομοιογενούς αργιλικού εδάφους με ενιαία τιμή της αστράγγιστης διαμητρικής αντοχής s_u , η μεν οριακή πίεση αστοχίας (για επιφανειακό θεμέλιο) είναι $q_u = N^* \cdot s_u$, το δε οριακό φορτίο αστοχίας δίδεται από τη σχέση:

$$V_u = N^* \cdot s_u \cdot B \cdot (B - 2e) \quad (20)$$

Στη σχέση (19), ο μιν συντελεστής N^*_{c} έχει ενσωματώσει τον συντελεστή σχήματος (περίπου 1,2), ο δε όρος $(B-2e)$ είναι το ισοδύναμο πλάτος θεμελίωσης κατά την διεύθυνση της εκκεντρότητας.

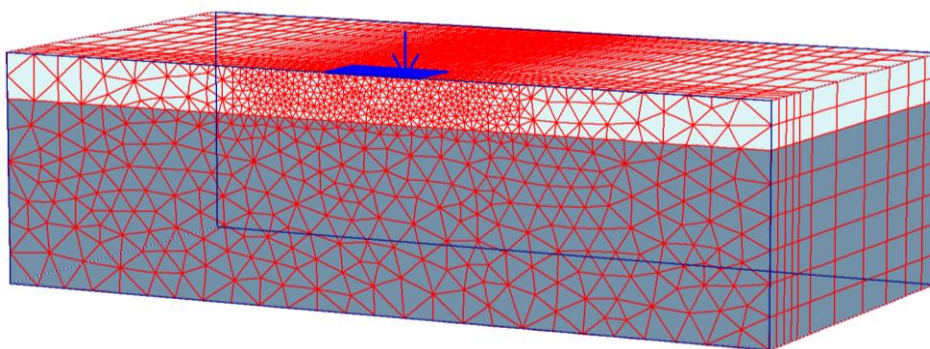
Για την εξεταζόμενη περίπτωση δίστρωτου εδάφους, οι μιν παράμετροι εξακολουθούν να είναι οι κανονικοποιημένες τιμές H_1/B και $SR = \frac{s_{u,2}}{s_{u,1}}$, και η εκκεντρότητα υπεισέρχεται επίσης μέσω του λόγου e/B . Θεωρώντας επέκταση της σχέσης (20) και στην υπ' όψιν περίπτωση, το οριακό φορτίο υπό εκκεντρότητα εκφράζεται με τη μορφή:

$$V_{u,e} = N^*_{c1,e} \cdot s_{u,1} \cdot B \cdot (B-2e) \quad (21)$$

Ο συντελεστής $N^*_{c1,e}$ είναι ο ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας υπό έκκεντρη φόρτιση, ο οποίος σε αντίθεση με τον $N^*_{c,e}$ για ομοιογενές έδαφος ($SR = 1$), φαίνεται να εξαρτάται εκτός των παραμέτρων H_1/B και SR , επιπλέον και από την ανηγμένη εκκεντρότητα e/B . Αντιστοίχως, με την περίπτωση της λωριδωτής θεμελίωσης κατά τις αριθμητικές αναλύσεις με 3D πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων σε πρώτη φάση επιβλήθηκε σε κάθε περίπτωση, αρχικό υποθετικό έκκεντρο φορτίο $V_{o,e} = B^2 \cdot s_{u,1}$, ακολούθησε η επίλυση, ενώ σε επόμενη φάση υπολογίσθηκε το ζητούμενο οριακό φορτίο (αστοχίας) $V_{u,e}$ μέσω του συντελεστή επαύξησης ΣM_{load} ($V_{u,e} = \Sigma M_{load} \cdot V_{o,e}$). Προφανώς, το φορτίο $V_{u,e}$ δεν εξαρτάται από την αρχική επιλογή του φορτίου $V_{o,e}$. Βάσει των ανωτέρω, διατυπώνονται οι παρακάτω σχέσεις:

$$\frac{V_{u,e}}{V_{u,o}} = \Sigma M_{load} = \frac{N^*_{c1,e} \cdot s_{u,1} \cdot B \cdot (B-2e)}{B^2 \cdot s_{u,1}} = N^*_{c1,e} \cdot \frac{(B-2e)}{B} \quad (22a)$$

$$\text{και } N^*_{c1,e} = \Sigma M_{load} \cdot \left[\frac{1}{1-2 \cdot \left(\frac{e}{B}\right)} \right] \quad (22b)$$

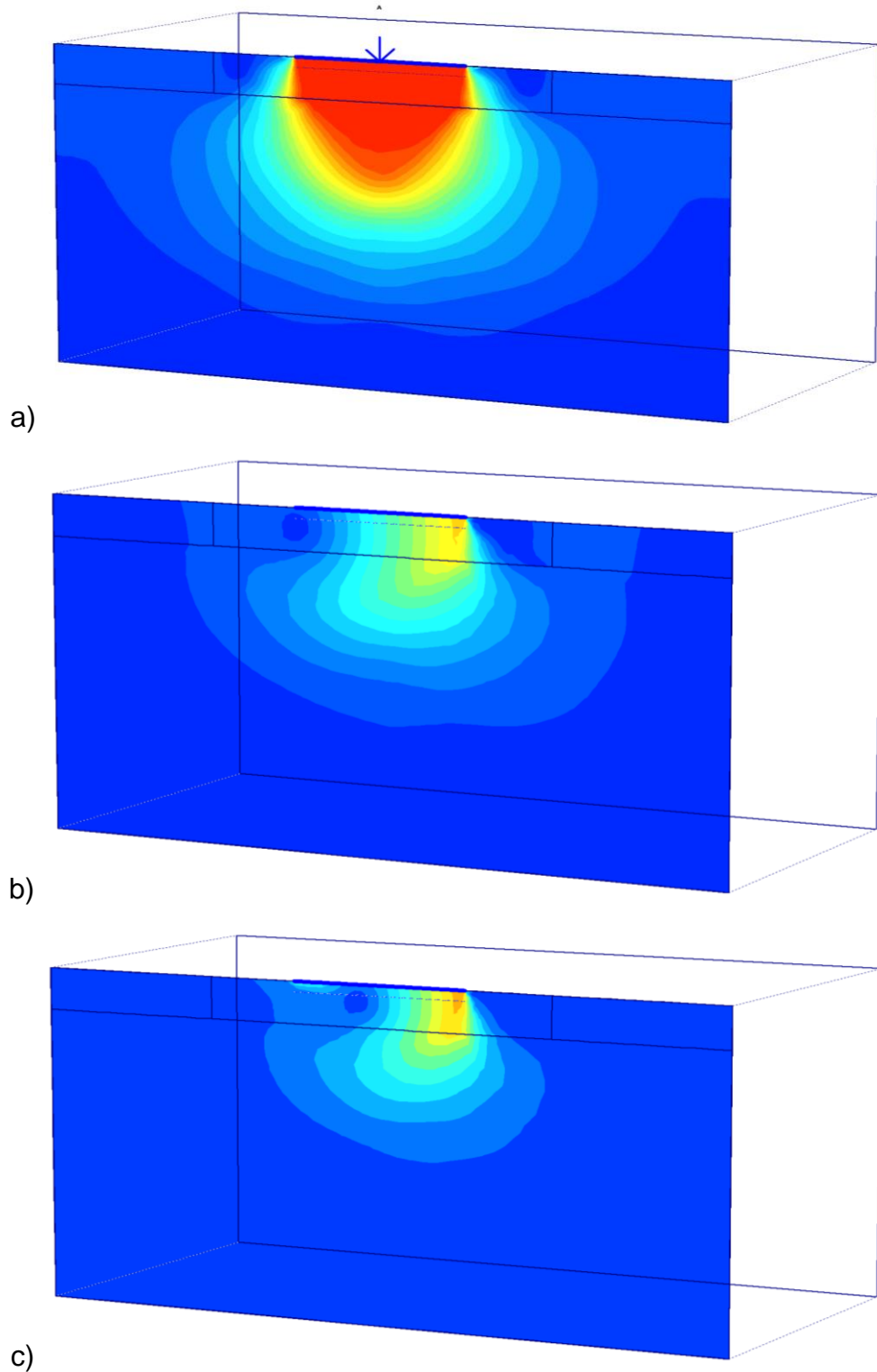


Σχήμα 6.86: Παράδειγμα πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων για 3D ανάλυση τετραγωνικού θεμελίου: $H_1/B = 0,50$, $e/B = 1/3$.

Διευκρινίζεται ότι κατά τις αναλύσεις προσομοιώθηκε το μισό θεμέλιο, ώστε το εμπρόσθιο επίπεδο όριο του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων να διέρχεται από τον κεντροβαρικό άξονα που αντιστοιχεί στην εκκεντρότητα. Επομένως, το σύστημα εξωτερικών φορτίων (M,V) προσομοιώνεται κατά τις αναλύσεις με κατακόρυφο φορτίο V υπό μονοαξονική

εκκεντρότητα, e , εφαρμοζόμενο επί του εμπρόσθιου κατακόρυφου ορίου του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων, όπως στο ενδεικτικό Σχ. 6.86.

6.2.2 Περίπτωση $SR \leq 1$ (Ασθενέστερη η υποκείμενη στρώση)



Σχήμα 6.87: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,133$:
a) $e/B = 0$, b) $e/B = 0,20$ και c) $e/B = 0,40$.

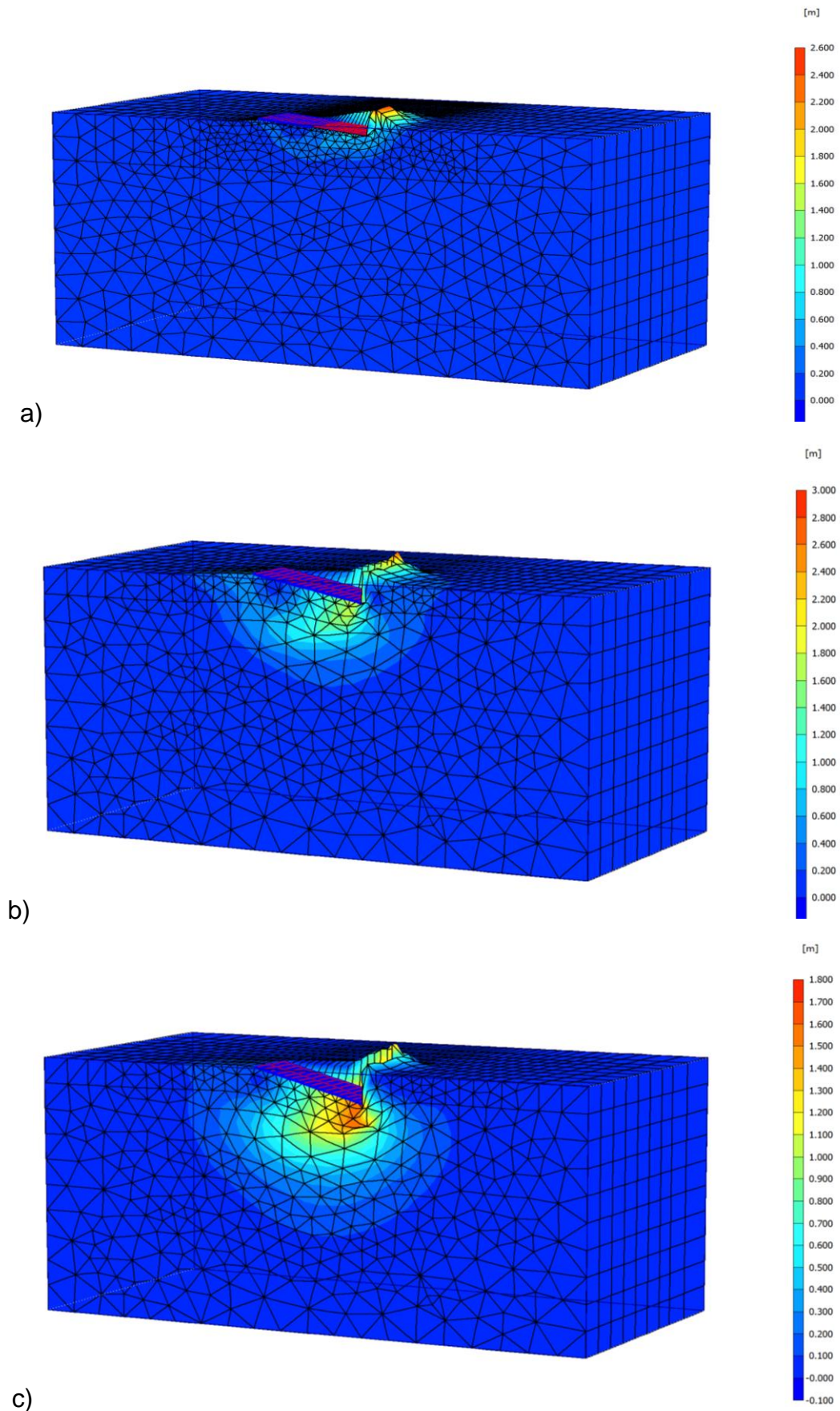
Οι παραμετρικές αναλύσεις έγιναν για λόγο αντοχών $SR = 0,133$ έως 1 και ανηγμένη εκκεντρότητα $e/B = 0$ έως $1/3$, γενικώς και σε ορισμένες περιπτώσεις έως και $e/B = 0,45$, όπως και στην περίπτωση της λωριδωτής θεμελίωσης. Εξετάσθηκαν δύο αντιπροσωπευτικές τιμές του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης, $H_1/B = 0,25$ και $0,50$. Οι τιμές του ισοδύναμου συντελεστή $N^*_{c1,e}$ υπολογίσθηκαν βάσει της σχέσης (22b) που έχει ως προϋπόθεση την παραδοχή της (11), δηλαδή ότι η «ενεργός» επιφάνεια θεμελίωσης κατά την αστοχία για μονοαξονική εκκεντρότητα έχει εμβαδόν $B \cdot (B - 2e)$. Η βασική σχέση (20) που δεν έχει ακριβή θεωρητική προέλευση, αλλά γίνεται προσεγγιστικά δεκτή από τις αναλυτικές θεωρίες υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας, (οι οποίες αφορούν προφανώς για ομοιογενές έδαφος) επιβεβαιώθηκε με πολύ ικανοποιητική ακρίβεια (αποκλίσεις μέχρι 2%).

α) Ανηγμένο πάχος ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,25$

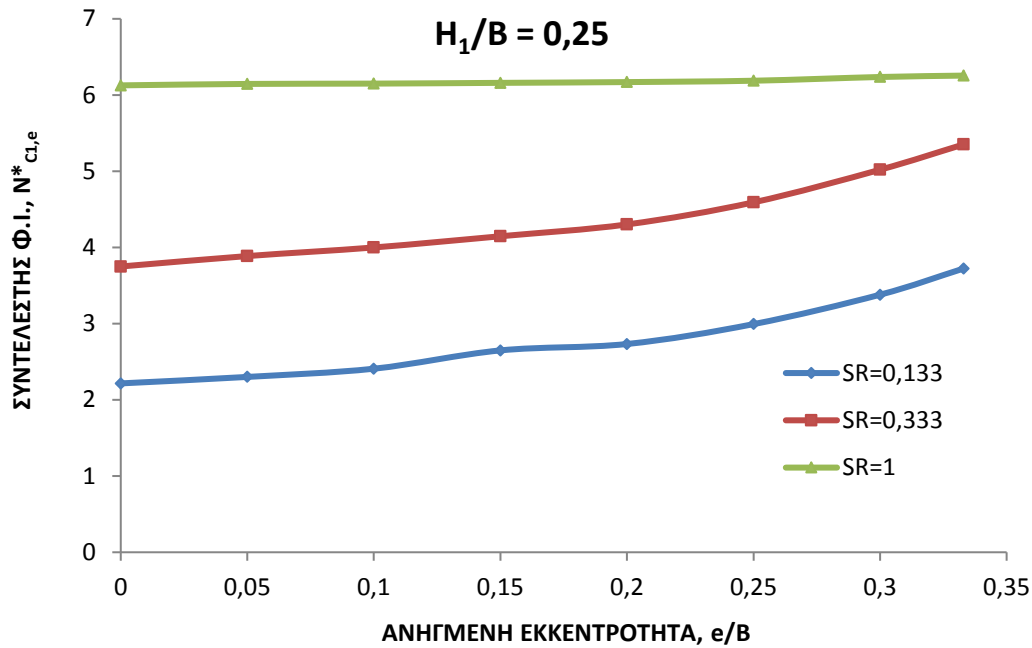
Στο Σχ.6.87 συγκρίνεται ο μηχανισμός αστοχίας σε δίστρωτο έδαφος με τη χαμηλή τιμή λόγου αντοχών $SR = 0,133$, για τρεις τιμές της ανηγμένης εκκεντρότητας. Στην περίπτωση του Σχ. 6.87a ($e/B = 0$) διακρίνεται σαφώς μηχανισμός διατμητικής διείσδυσης (αντίστοιχος του τύπου III) που εκτείνεται σε αρκετό βάθος της τάξης του $(1,5 - 2,0) \cdot B$. Σε μικρότερο βάθος αναπτύσσεται ο μηχανισμός αστοχίας στην περίπτωση της ενδιάμεσης εκκεντρότητας $e/B = 0,20$ (Σχ. 6.87b), όπως και για $e/B = 0,40$ (Σχ. 6.87c), όπου η επηρεαζόμενη ζώνη δεν φαίνεται να υπερβαίνει το $1 \cdot B$, άρα έχει μετατοπισθεί σημαντικά προς τα άνω. Στην τελευταία περίπτωση, η βύθιση του θεμελίου από την πλευρά της εκκεντρότητας είναι σχεδόν κατακόρυφη, ενώ παρατηρείται σημαντική ανύψωση από την άλλη πλευρά μετά την αυτονόητη αποκόλληση της βάσης από το έδαφος. Διευκρινίζεται ότι σε όλα τα Σχ.6.87a έως 6.87c αποτελούν κατακόρυφη τομή του στερεού των μετατοπίσεων κατά τον κεντροβαρικό άξονα που βρίσκεται σύμφωνα με τη γεωμετρική προσομοίωση επί του εμπρόσθιου, επίπεδου ορίου του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων.

Η επιρροή του λόγου αντοχών SR επί του μηχανισμού αστοχίας φαίνεται στο Σχ.6.88 για την περίπτωση της σχετικά υψηλής ανηγμένης εκκεντρότητας $e/B = 0,25$. Για ομοιογενές έδαφος ($SR = 1$, Σχ.6.88a), όπως φαίνεται στη σχετική 3D απεικόνιση, ο μηχανισμός αστοχίας περιορίζεται μέχρι βάθους $0,25 \cdot B$ κατά προσέγγιση. Το βάθος αυτό αυξάνει περίπου σε $0,5 \cdot B$ στην περίπτωση $SR = 0,333$ (Σχ.6.88b), ενώ οι σημαντικές μετατοπίσεις κατά την αστοχία στην τελευταία περίπτωση $SR = 0,133$ (Σχ.6.88c) εκτείνονται μέχρι βάθους $1,0 \cdot B$ περίπου. Είναι σαφές ότι ο μηχανισμός επηρεάζεται κατ' αρχήν από τον λόγο αντοχών SR και συγκεκριμένα εκτείνεται σε μεγαλύτερα βάθη για χαμηλές τιμές του SR , όπως εξηγήθηκε σε προηγούμενες παραγράφους για την περίπτωση τόσο της λωριδωτής, όσο και της τετραγωνικής θεμελίωσης, που όμως φορτίζεται κεντρικά. Εντούτοις, η αύξηση της ανηγμένης εκκεντρότητας απομειώνει το βάθος ανάπτυξης του μηχανισμού αστοχίας, όπως για παράδειγμα, παρουσιάστηκε στο Σχ.6.87.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.88: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $e/b = 0,25$
για: a) $SR = 1,0$, b) $SR = 0,333$, c) $SR = 0,133$.

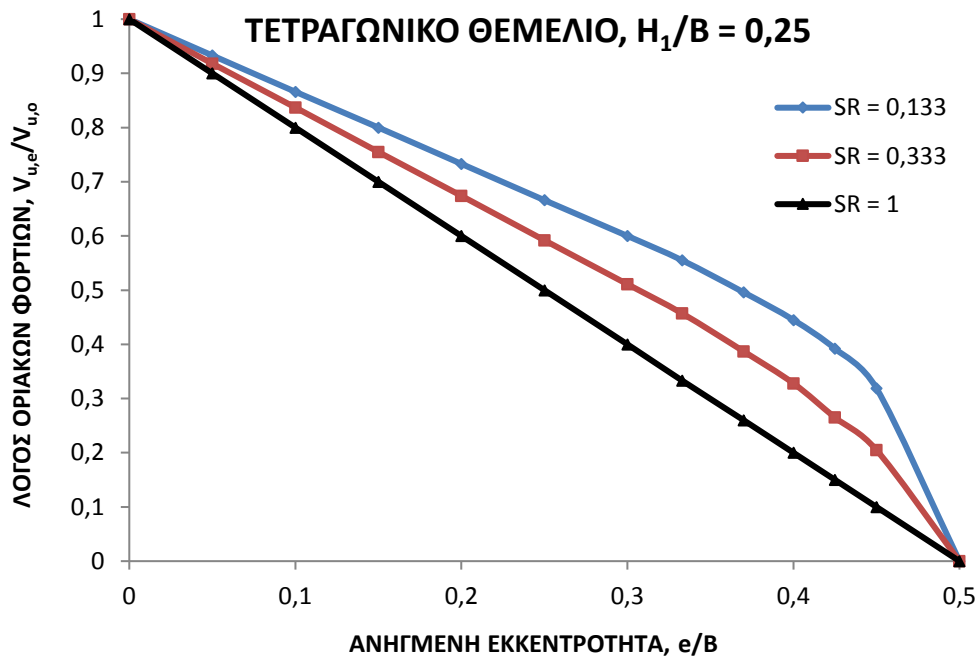


Σχήμα 6.89: Συντελεστής Φ.Ι., $N^*_{C1,e}$, ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας για τετραγωνικό θεμέλιο: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$.

Ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας $N^*_{C1,e}$, υπό την έκκεντρη φόρτιση, υπολογίσθηκε με τη διαδικασία που εξηγήθηκε στην προηγούμενη υποπαράγραφο και δίδεται ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας για τρεις συγκεκριμένες τιμές του λόγου αντοχών στο Σχ.6.89. Στην περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους, ο συντελεστής αυτός προέκυψε από τις αναλύσεις με περίπου σταθερές τιμές (με αποκλίσεις έως 2% το πολύ από την τιμή του για $e/B = 0$) και αυτό αποτελεί ισχυρή ένδειξη ότι η σχέση (19) ισχύει, επομένως είναι εύλογο να υποθεθεί ότι και η παραδοχή της ισοδύναμης επιφάνειας $B \cdot (B-2e)$ επίσης ισχύει. Αντιθέτως, για τιμές $SR < 1$, ο συντελεστής $N^*_{C1,e}$ συναυξάνεται με την ανηγμένη εκκεντρότητα e/B και μάλιστα οι ποσοστιαίες διαφορές είναι μεγαλύτερες για τις χαμηλότερες τιμές του λόγου αντοχών. Για παράδειγμα, στην περίπτωση $s_{u,1} = 7,5 \cdot s_{u,2}$ ($SR = 0,133$) υπό τη μεγάλη εκκεντρότητα $e/B = 1/3$, ο συντελεστής $N^*_{C1,e}$ προέκυψε μεγαλύτερος κατά 70% περίπου, έναντι της τιμής του για κεντρική φόρτιση ($e/B = 0$). Η αυξητική αυτή τάση είναι παρόμοια εκείνης για λωριδωτή επιφάνεια (ανεξαρτήτως των επί μέρους αριθμητικών διαφορών) και ήδη εξηγήθηκε μέσω της μειωμένης επιρροής που έχει η υποκείμενη ασθενέστερη στρώση για τις υψηλότερες τιμές της εκκεντρότητας.

Στο Σχ.6.90 ουσιαστικά δίνεται η ποσοστιαία απομείωση του οριακού φορτίου υπό εκκεντρότητα έναντι του κεντρικού οριακού φορτίου αστοχίας μέσω του λόγου $V_{u,e}/V_{u,o}$ συναρτήσεως του λόγου e/B . Τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για το ομοιογενές έδαφος επιβεβαιώνουν ουσιαστικά την προσεγγιστική συσχέτιση $V_{u,e}/V_{u,o} = (1 - \frac{2e}{B})$, ενώ για μειούμενη τιμή του λόγου αντοχών ο υπ'όψιν λόγος φορτίων λαμβάνει υψηλότερες τιμές σχετικά με αυτές του ομοιογενούς. Για παράδειγμα, για την

υψηλή εκκεντρότητα $e/B = 1/3$ και για λόγο αντοχών $SR = 0,133$ οι αριθμητικές αναλύσεις έδωσαν $V_{u,e}/V_{u,o} = 0,56$, έναντι της τιμής $1/3$ που προέκυψε για κεντρική φόρτιση.

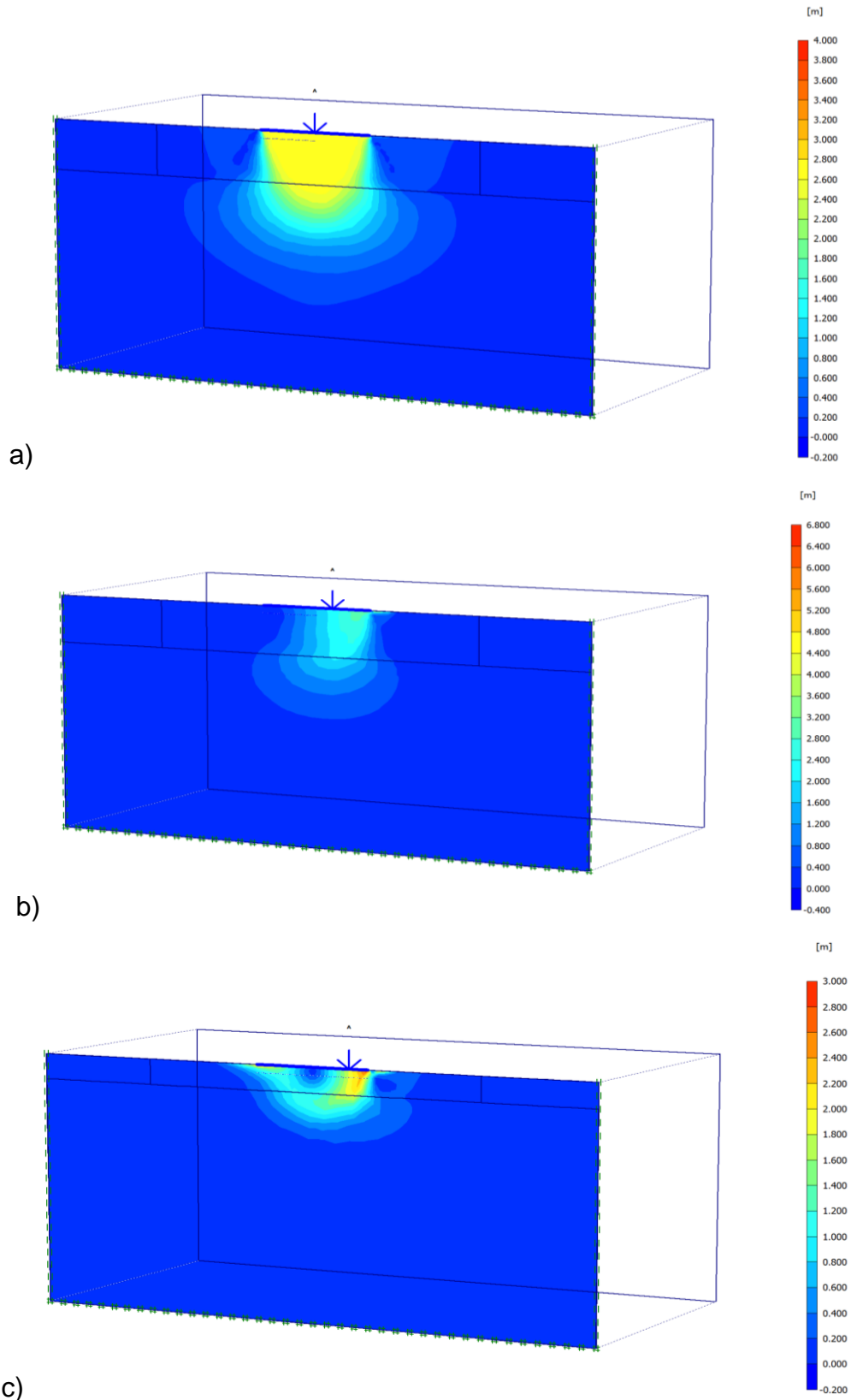


Σχήμα 6.90: Λόγος οριακών φορτίων ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας για τετραγωνικό θεμέλιο: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$.

β) Ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,50$

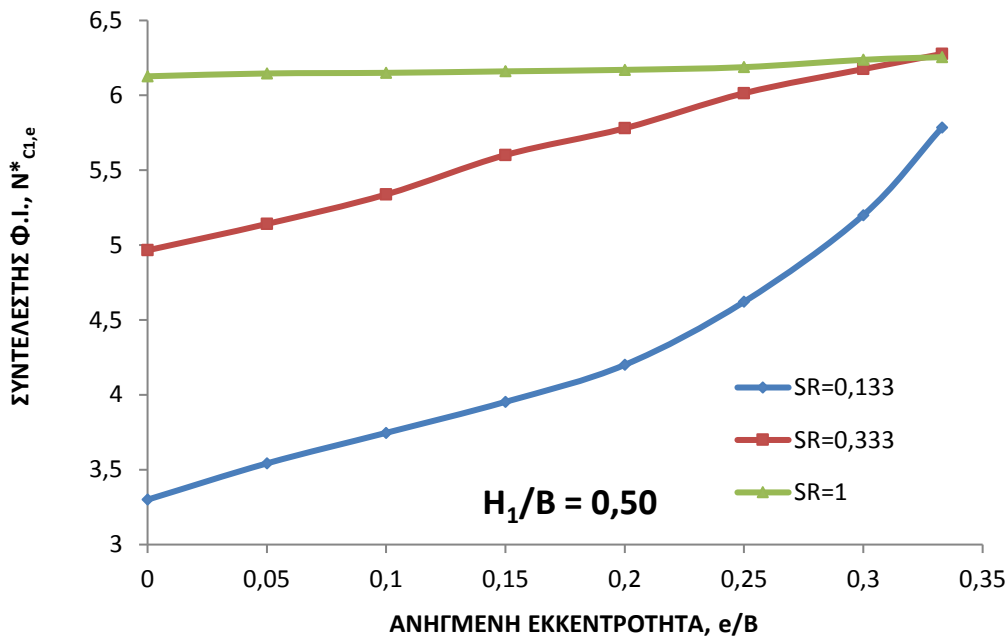
Ενδεικτικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχ.6.91 για την συγκεκριμένη περίπτωση λόγου αντοχών $SR = 0,333$ για τρεις περιπτώσεις εκκεντρότητας e/B . Στην περίπτωση της κεντρικής φόρτισης ο μηχανισμός αστοχίας εκτείνεται σε σχετικά μεγάλο βάθος, όπως φαίνεται στο Σχ.6.91a που παρουσιάζει τομή των επιφανειών ίσων μετατοπίσεων με το κεντροβαρικό κατακόρυφο επίπεδο. Για την ενδιάμεση εκκεντρότητα ($e/B = 0,15$) είναι σαφής η μετατόπιση προς τα πάνω του μηχανισμού αστοχίας και ακόμα σαφέστερη για $e/B = 1/3$ (Σχ.6.91b και 6.91c αντιστοίχως). Στην τελευταία περίπτωση η παρουσία της υποκείμενης ασθενέστερης στρώσης δεν έχει καμία επιρροή στο μηχανισμό αστοχίας και προφανώς ούτε στην ανάπτυξη του οριακού φορτίου $V_{u,e}$. Σχεδόν αντίστοιχη είναι και η περίπτωση του Σχ.6.91b, για $e/B = 0,15$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



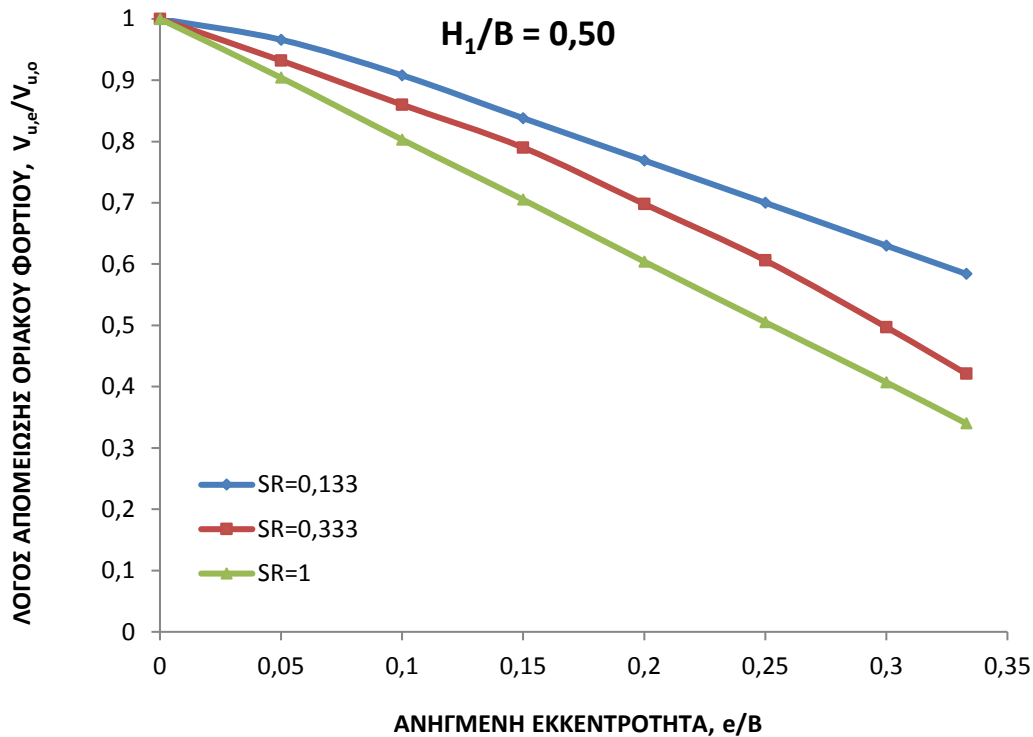
Σχήμα 6.91: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,50$ και $SR = 0,333$ για: a) $e/B = 0$, b) $e/B = 0,15$, c) $e/B = 0,333$: Τομή επιφανειών ίσων μετατοπίσεων με το κεντροβαρικό επίπεδο.

Οι τιμές του ισοδύναμου συντελεστή $N_{c1,e}^*$ συναρτήσει της ανηγμένης εκκεντρότητας, όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις, δίδονται στο Σχ.6.92. Προφανώς, για το ομοιογενές έδαφος η συσχέτιση μεταξύ των ανωτέρω μεγεθών είναι ταυτόσημη με αυτήν της προηγούμενης περίπτωσης ($H_1/B = 0,25$) που αποδίδεται στο Σχ.6.89, ενώ είναι σαφέστατη η αυξητική τάση της $N_{c1,e}^*$ με την αύξηση του e/B . Ενδεικτικά, για τη μεγάλη εκκεντρότητα $e/B = 1/3$ προέκυψε τιμή κατά 75% υψηλότερη από αυτήν της κεντρικής φόρτισης για τη χαμηλότερη τιμή του λόγου αντοχών SR. Επιπροσθέτως, είναι σαφές ότι οι ποσοστιαίες αυτές αυξήσεις του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N_{c1,e}^*$ απομειώνονται με την αύξηση του SR.



Σχήμα 6.92: Συντελεστής $\Phi.I.$, $N_{c1,e}^*$, ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας για τετραγωνικό θεμέλιο: Περίπτωση $H_1/B = 0,50$.

Ο λόγος των οριακών φορτίων $V_{u,e}/V_{u,o}$ ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας e/B δίδεται στο Σχ.6.93 για τρεις τιμές του λόγου αντοχών. Για το ομοιογενές έδαφος τα αποτελέσματα είναι ταυτόσημα με αυτά της προηγούμενης περίπτωσης ($H_1/B = 0,25$), που όπως ήδη αναφέρθηκε προσεγγίζουν την απλή γραμμική συσχέτιση κατά τη σχέση (21) με περίπου σταθερή τιμή ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N_{c1,e}^*$, ανεξαρτήτως εκκεντρότητας. Αντιθέτως, για τιμές $SR < 1$, λόγω της αυξητικής τάσης του υπ'όψιν συντελεστή με την αύξηση της ανηγμένης εκκεντρότητας ο λόγος $V_{u,e}/V_{u,o}$ λαμβάνει υψηλότερες τιμές για συγκεκριμένη τιμή e/B από τις αντίστοιχες τιμές του ομοιογενούς εδάφους. Για την μεγαλύτερη από τις εξετασθείσες τιμές $e/B = 1/3$ και $SR = 0,133$ οι αναλύσεις έδωσαν τιμή του λόγου $V_{u,e}/V_{u,o} \approx 0,6$, δηλαδή κατά 75% υψηλότερη αυτού για την ίδια εκκεντρότητα, αλλά ομοιογενές έδαφος. Επιβεβαιώνεται και πάλι το συμπέρασμα ότι η αναμενόμενη μείωση του οριακού φορτίου λόγω της εκκεντρότητας είναι σχετικά μικρότερη για το ανομοιογενές έδαφος με $SR < 1$ σε σχέση με το ομοιογενές και αυτό συμβαίνει λόγω της μετατόπισης προς τα άνω του μηχανισμού αστοχίας.

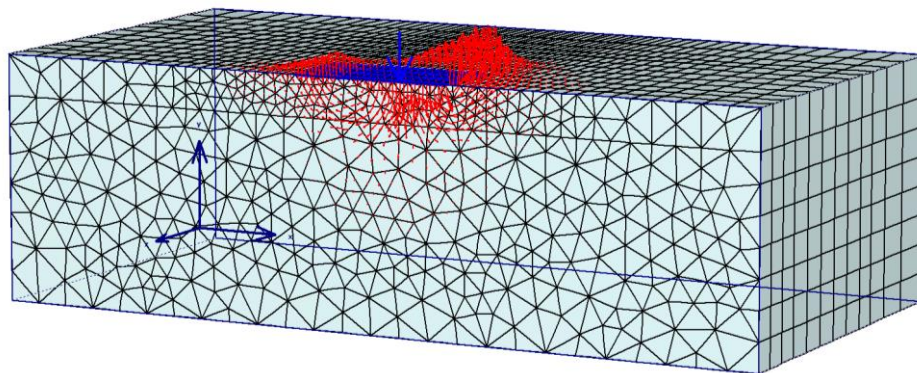


Σχήμα 6.93: Λόγος οριακών φορτίων ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας για τετραγωνικό θεμέλιο: Περίπτωση $H_1/B = 0,50$.

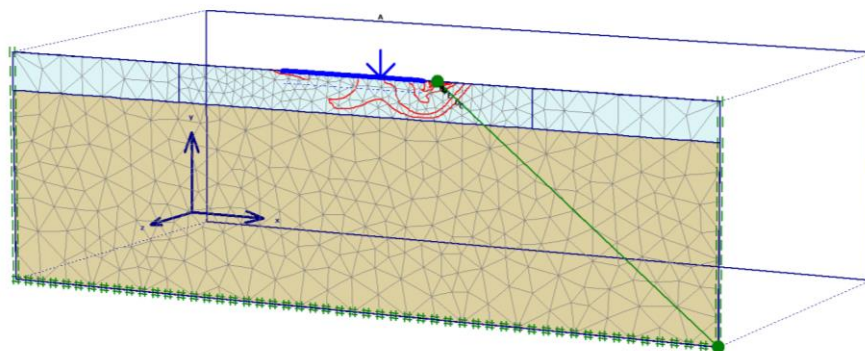
6.2.3 Περίπτωση $SR > 1$ (Ασθενέστερη ανώτερη στρώση)

Οι παραμετρικές αναλύσεις έγιναν για λόγο αντοχών $SR = 1$ έως $2,00$, δεδομένου ότι διαπιστώθηκε ότι η αύξηση του λόγου αντοχών πέραν της τιμής $SR = 1,50$ έως $2,0$ δεν είχε επιρροή επί των αποτελεσμάτων. Εξετάσθηκαν δύο αντιπροσωπευτικές τιμές του λόγου H_1/B , $0,25$ και $0,15$ και τούτο διότι για μεν τις τιμές $H_1/B > 0,25$ δεν φαίνεται να μεταβάλλονται πρακτικά τα βασικά συμπεράσματα, δεδομένου ότι για έκκεντρη φόρτιση ο μηχανισμός αστοχίας γενικώς μετατοπίζεται προς τα άνω, οι δε τιμές $H_1/B < 0,15$ μάλλον εκφεύγουν των συνηθών περιπτώσεων της πράξεως. Οι τιμές του ισοδύναμου συντελεστή $N_{c1,e}^*$ υπολογίσθηκαν και πάλι βάσει της σχέσης 22b (που ισχύει όπως εξηγήθηκε, υπό την προϋπόθεση της κατάλληλης επιλογής αρχικού φορτίου $V_{o,e}$) και με παραδοχή της σχέσης (21) που όπως αναφέρθηκε στις προηγούμενες παραγράφους 6.3.1 και 6.3.2 επιβεβαιώθηκε για την ειδική περίπτωση ομοιογενούς εδάφους.

α) Ανηγμένο πάχος ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,25$



a)



b)

[m]

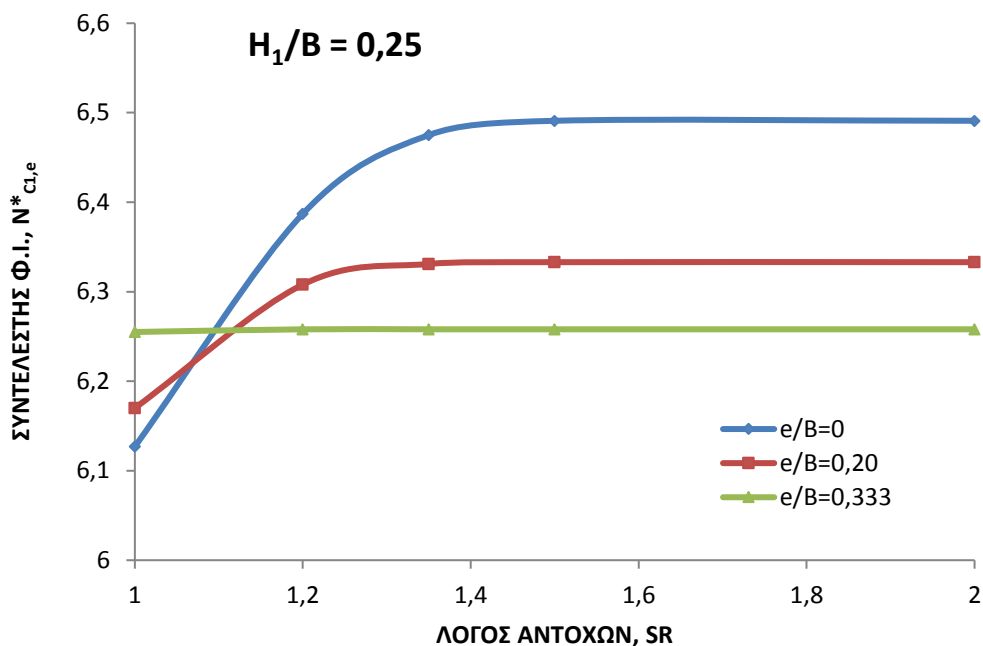
A:	-0.200
B:	-0.000
C:	0.200
D:	0.400
E:	0.600
F:	0.800
G:	1.000
H:	1.200
I:	1.400
J:	1.600
K:	1.800
L:	2.000
M:	2.200

Σχήμα 6.94: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $e/B = 0,20$, a) $SR = 1$, b) $SR = 1,50$.

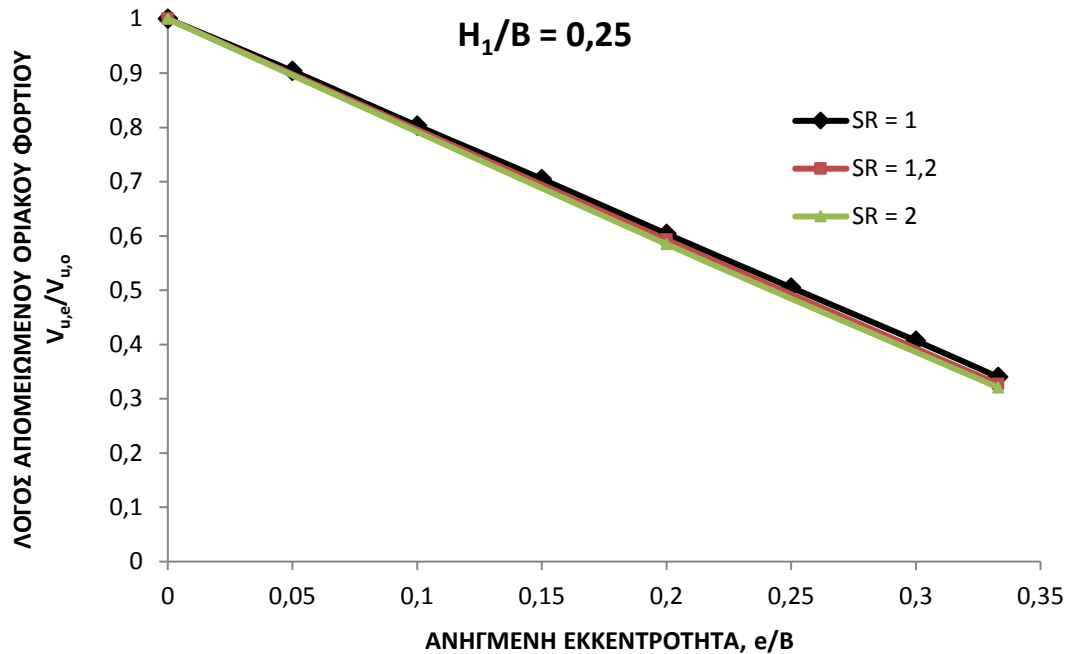
Στο Σχ.6.94 συγκρίνονται οι μηχανισμοί αστοχίας για τη συγκεκριμένη τιμή ανηγμένης εκκεντρότητας $e/B = 0,20$, για δύο τιμές του λόγου αντοχών. Ειδικότερα στο Σχ.94a, για $SR = 1$ φαίνεται ο μηχανισμός αστοχίας που οριοθετείται από τα διανύσματα μετατοπίσεων, ο οποίος σαφώς φθάνει σε μεγαλύτερο βάθος από αυτό της «διεπιφάνειας» ($H_1 = 0,25 \cdot B$), το οποίο στη συγκεκριμένη περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους δεν έχει την οποιαδήποτε φυσική έννοια. Στο Σχ.6.94b που αφορά στην περίπτωση αντοχής του υποκείμενου στρώματος μόνο κατά 50% μεγαλύτερη του υπερκειμένου ($SR = 1,50$), όπως φαίνεται από τις καμπύλες ίσων μετατοπίσεων στο κεντροβαρικό επίπεδο, ο μηχανισμός πρακτικά περιορίζεται μόνο στην ανώτερη στρώση. Προφανώς, για τιμές $SR > 1,50$ η φέρουσα ικανότητα του δίστρωτου εδάφους για τη συγκεκριμένη τιμή του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης δεν αυξάνεται πέραν της μέγιστης τιμής που αντιστοιχεί σε $SR = 1,50$, ακόμη και για πολύ υψηλή αντοχή της υποκείμενης στρώσης.

Οι τιμές του ισοδύναμου συντελεστή $N_{c1,e}^*$, όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις δίδονται στο Σχ.6.95 για τρεις τιμές του λόγου e/B . Παρατηρείται ότι ενώ για την

αρχική περίπτωση της κεντρικής φόρτισης ($e/B = 0$) ο υπ' όψιν συντελεστής αυξάνεται κατά 6% περίπου από την αρχική του τιμή για $SR = 1$ μέχρι τη μέγιστη (για $SR \geq 1,50$), αντιθέτως για $e/B = 0,20$ η αντίστοιχη αύξηση είναι μόνο 2,5% και για $e/B = 1/3$ οι τιμές του $N_{C1,e}^*$ είναι πρακτικώς ανεξάρτητες του λόγου αντοχών (αμελητέα αύξηση). Η σταθεροποίηση των τιμών $N_{C1,e}^*$ για τους υψηλότερους λόγους αντοχών οφείλεται προφανώς, στον περιορισμό της επιφάνειας αστοχίας στη ανώτερη στρώση μόνο (αστοχία τύπου V), ενώ στην περιοχή των χαμηλότερων λόγων αντοχών η επιφάνεια αστοχίας εκτείνεται εν μέρει στην υποκείμενη ανθεκτικότερη στρώση (αστοχία τύπου IV). Η απομείωση του οριακού φορτίου που εφαρμόζεται σε συνδυασμό με ροπή, έναντι του κεντρικού, εκφράζεται μέσω του λόγου $V_{u,e}/V_{u,o}$ που δίδεται στο Σχ. 6.96. Για τη μεγαλύτερη από τις εξετασθείσες τιμές ανηγμένης εκκεντρότητας $e/B = 1/3$ και για ομοιογενές έδαφος, ο ανωτέρω λόγος προσεγγίζει την τιμή που θα προέκυπτε βάσει της υπόθεσης «ισοδύναμου πλάτους», δηλαδή βάσει της σχέσης 21a ($V_{u,e}/V_{u,o} \approx 1/3$), όπως ήδη έχει αναφερθεί. Για τιμές $SR > 1$ προκύπτουν τιμές του λόγου $V_{u,e}/V_{u,o}$ ελαφρώς χαμηλότερες τόσο για την τιμή $e/B = 1/3$, όσο και για τις ενδιάμεσες τιμές, δηλαδή ουσιαστικά η απομείωση του οριακού φορτίου λόγω της εκκεντρότητας είναι έστω και λίγο χαμηλότερη για το ομοιογενές έδαφος. Επομένως, η παρουσία της υποκείμενης στρώσης με αυξημένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή ($SR > 1$) συμβάλλει λιγότερο στην αύξηση του οριακού φορτίου για έκκεντρες φορτίσεις.



Σχήμα 6.95: Επιρροή του λόγου αντοχών επί του ισοδύναμου συντελεστή $N_{C1,e}^*$ ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας: Τετραγωνικό θεμέλιο, $H_1/B = 0,25$.



Σχήμα 6.96: Λόγος απομειωμένου φορτίου ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών: Τετραγωνικό θεμέλιο, $H_1/B = 0,25$.

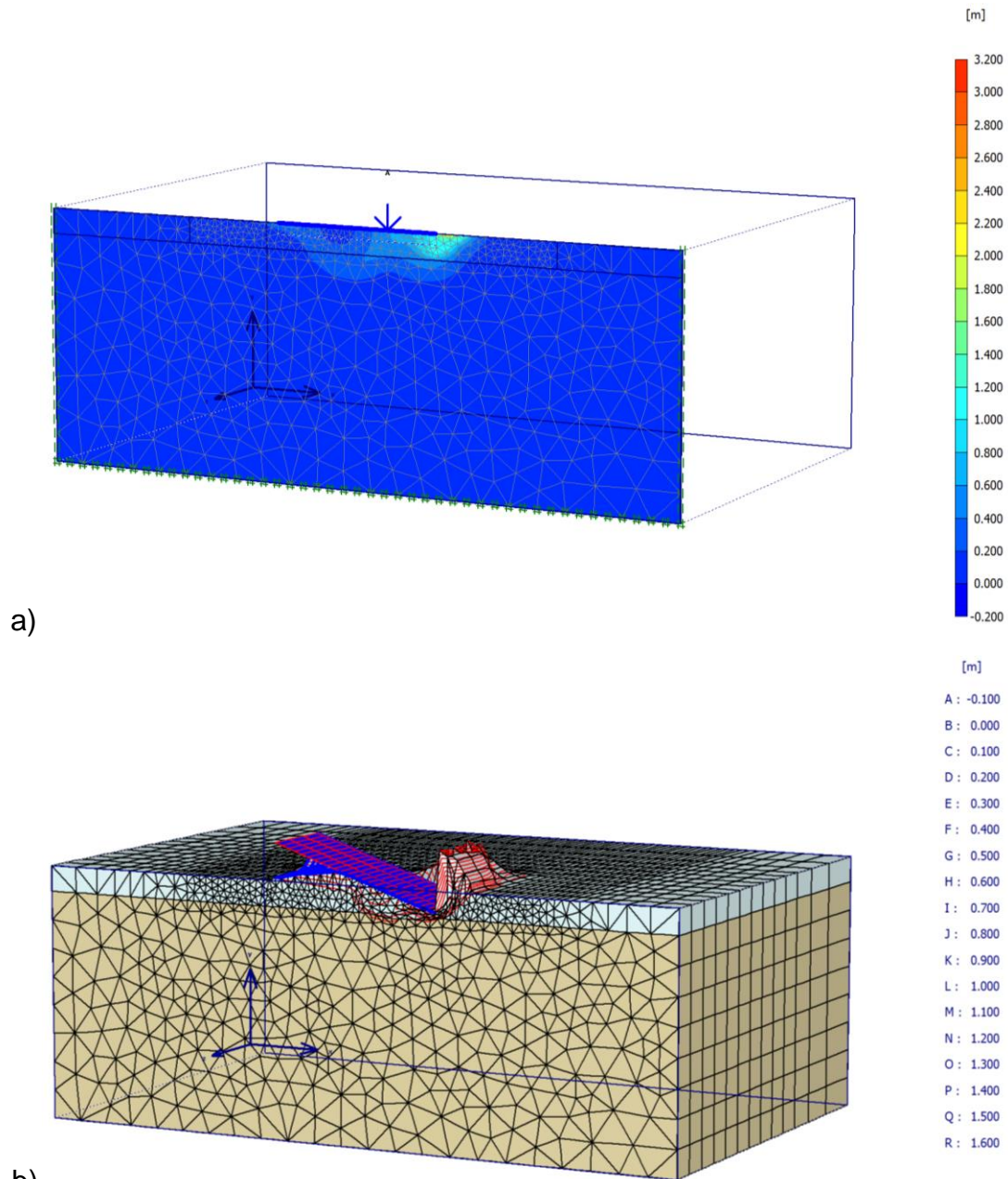
β) Ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,15$

Η σύγκριση των μηχανισμών αστοχίας για τη δεδομένη τιμή του λόγου αντοχών $SR = 1,20$ (περίπτωση κοντά στο ομοιογενές έδαφος), αλλά για δύο διαφορετικές τιμές ανηγμένης εκκεντρότητας, παρουσιάζεται στο Σχ.6.97.

Για την ανηγμένη εκκεντρότητα $e/B = 0,20$, όπως φαίνεται στο Σχ.6.97a σε χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετατοπίσεων επί του εμπρόσθιου (κεντροβαρικού επιπέδου), ο μηχανισμός αστοχίας εκτείνεται σαφώς στην υποκείμενη, ανθεκτικότερη στρώση. Αντιθέτως, για $e/B = 1/3$ (Σχ.6.97b), στο τριδιάστατο προοπτικό των επιφανειών ίσων μετατοπίσεων, ο διαφαινόμενος μηχανισμός αστοχίας εκτείνεται πρακτικώς μόνο στην ανώτερη στρώση, παρά το σχετικά μικρό πάχος, στην υπ' όψιν περίπτωση, $H_1 = 0,15 \cdot B$ μόνο.

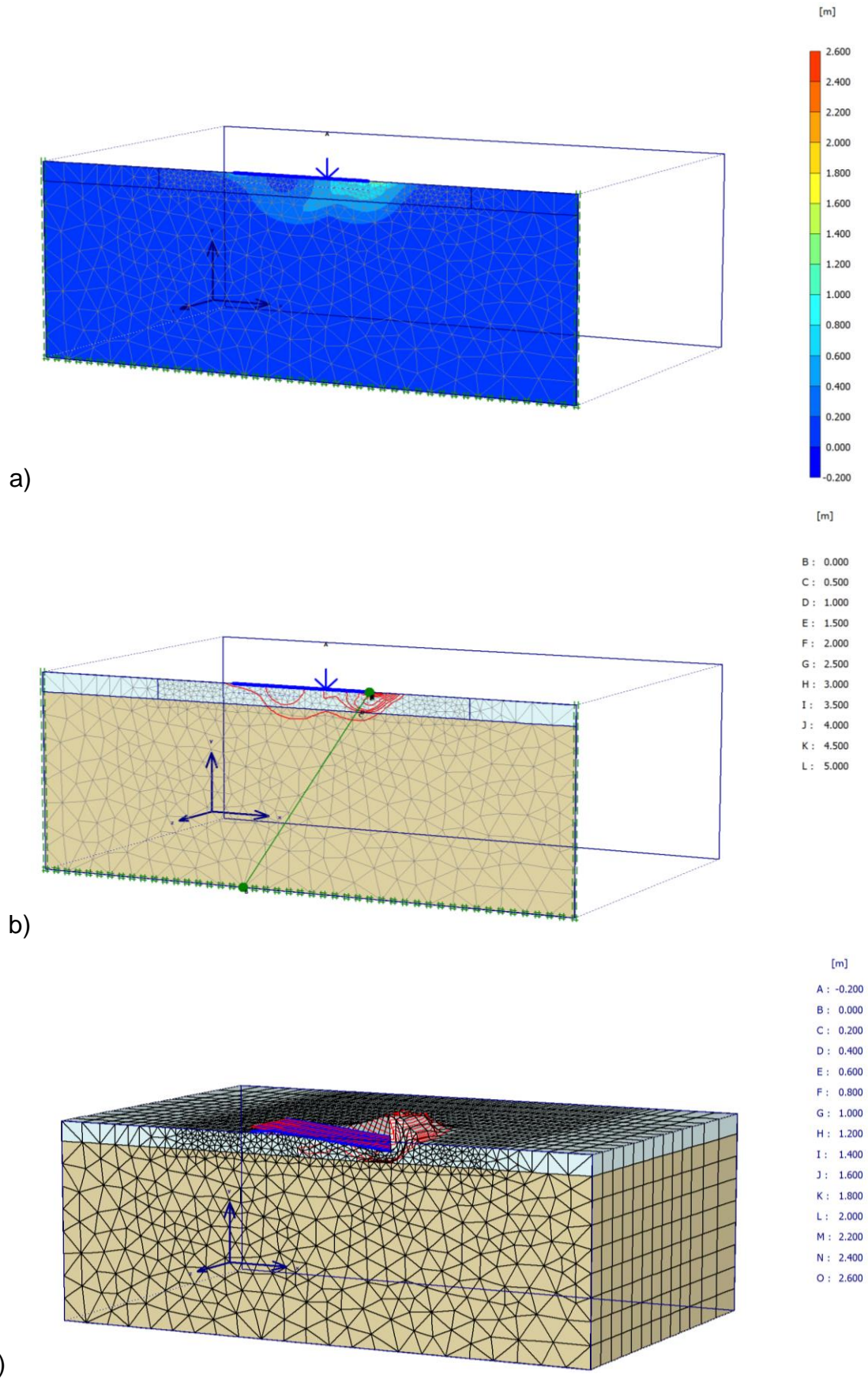
Στο Σχ.6.98 που ακολουθεί, συγκρίνονται οι μηχανισμοί αστοχίας για συγκεκριμένη τιμή ανηγμένης εκκεντρότητας $e/B = 0,20$, αλλά και για μεταβαλλόμενη τιμή του λόγου αντοχών. Για $SR = 1$, υπό τη δεδομένη εκκεντρότητα (Σχ.6.98a) ο μηχανισμός αστοχίας φθάνει μέχρι βάθους περίπου $0,40 \cdot B$, όπως φαίνεται στη σχετική χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετατοπίσεων κατά το κεντροβαρικό επίπεδο. Το Σχ.6.98b αναφέρεται στην περίπτωση της αυξημένης τιμής λόγου αντοχών $SR = 1,35$, όπου στο ίδιο επίπεδο, στην απεικόνιση των καμπυλών ίσων μετατοπίσεων είναι εμφανής ο περιορισμός του μηχανισμού αστοχίας προς τα πάνω, ώστε να επηρεάζεται λίγο μόνο η υποκείμενη στρώση. Τέλος, για $SR = 2,00$, από την τριδιάστατη παράσταση των επιφανειών ίσων μετατοπίσεων (Σχ.6.98c) προκύπτει ότι ο μηχανισμός περιορίζεται πλέον σαφώς μόνο στην ανώτερη, ασθενέστερη στρώση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.97: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $SR = 1,20$, περίπτωση $H_1/B = 0,15$:
a) $e/B = 0,20$, b) $e/B = 0,333$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.98: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για ανηγμένη εκκεντρότητα $e/B = 0,20$, $H_f/B = 0,15$ και: a) $SR = 1$, b) $SR = 1,35$, c) $SR = 2$.

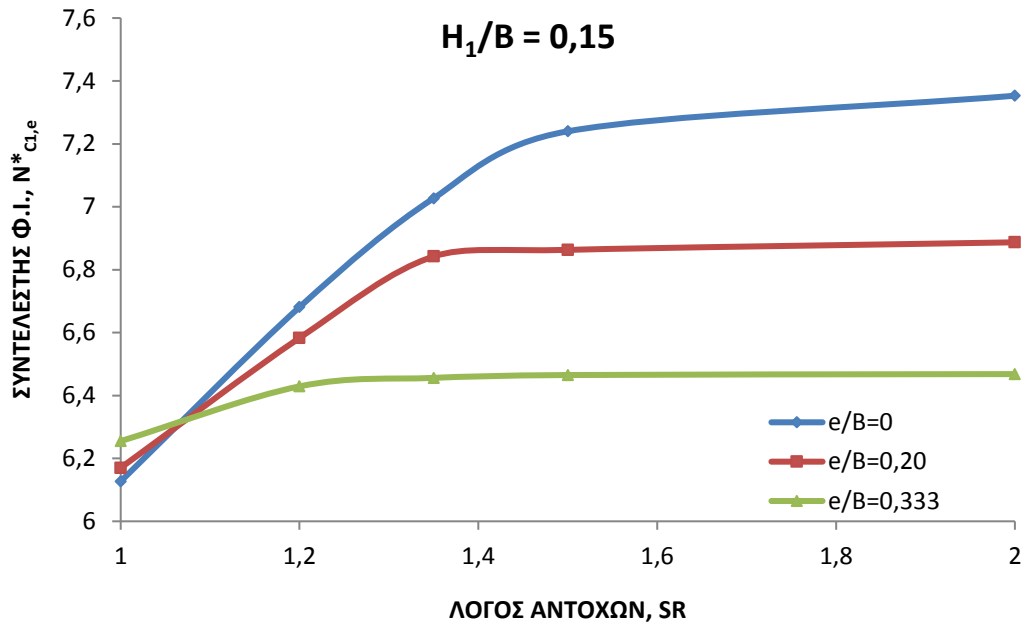
Τα συμπεράσματα από την παρατήρηση του μηχανισμού αστοχίας για $H_1/B=0,15$ από ποσοτικής απόψεως, ενισχύονται από τον τρόπο μεταβολής του ισοδυνάμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N^*_{c1,e}$.

Στο Σχ.6.99a για τρεις τιμές της ανηγμένης εκκεντρότητας, δίδονται οι συντελεστές $N^*_{c1,e}$ ως συνάρτηση του λόγου αντοχών ($SR \geq 1$). Για την ειδική περίπτωση της κεντρικής φόρτισης, η μέγιστη τιμή του υπ'όψιν συντελεστή είναι κατά 20% περίπου υψηλότερη έναντι της βασικής τιμής του ομοιογενούς εδάφους. Για $e/B > 0$, ο συντελεστής $N^*_{c1,e}$ αυξάνει με την αύξηση του λόγου αντοχών SR και σταθεροποιείται στην κατά περίπτωση μέγιστη τιμή του για $SR \geq 1,5 - 2$. Οι υπ'όψιν μέγιστες τιμές είναι κατά 3% έως 12% περίπου υψηλότερες έναντι των βασικών τιμών του ομοιογενούς εδάφους, για $e/B = 0,333$ και $0,20$, αντιστοίχως.

Στο Σχ.6.99b δίνεται η συσχέτιση του μέγιστου συντελεστή συσχέτισης $\max \lambda^*_N$ συναρτήσει του ανηγμένου πάχους H_1/B για τρεις τιμές της ανηγμένης εκκεντρότητας. Είναι σαφές ότι με την αύξηση της εκκεντρότητας οι τιμές $\max \lambda^*_N$ μειώνονται και ιδιαίτερα για τη μέγιστη τιμή $e/B = 1/3$ οι υπ'όψιν τιμές είναι ελάχιστα μεγαλύτερη από τη μονάδα, ώστε να συμπεράνουμε ότι για υψηλές εκκεντρότητες η ευνοϊκή επιρροή του δεύτερου στρώματος είναι σχεδόν αμελητέα.

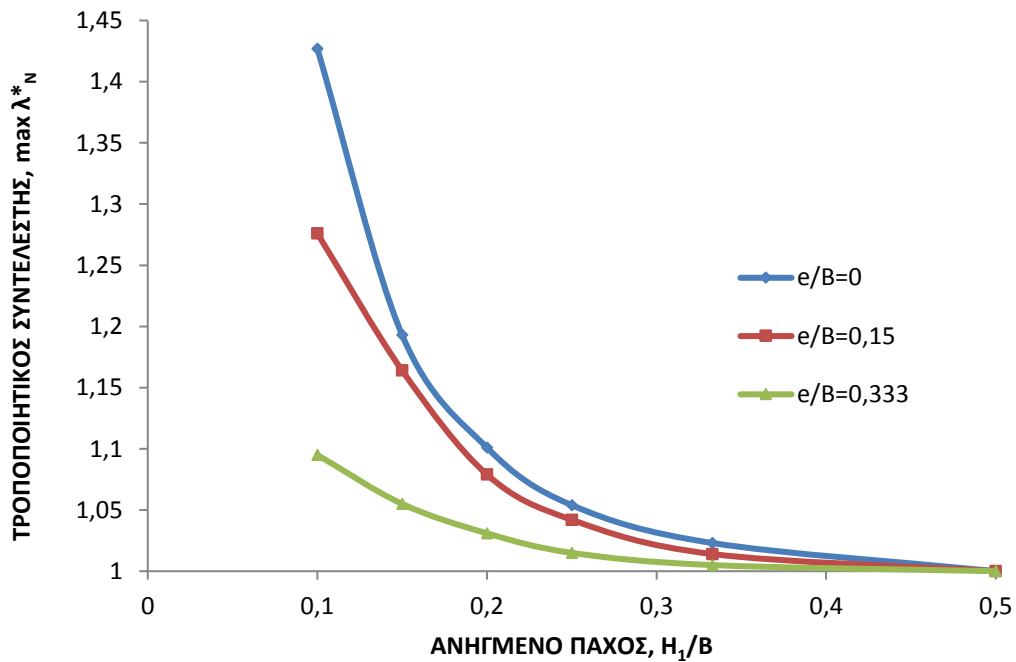
Η αναμενόμενη απομείωση του οριακού φορτίου που εφαρμόζεται εκκέντρως έναντι του κεντρικού, που αποδίδεται μέσω του λόγου $V_{u,e}/V_{u,o}$, είναι ελαφρώς εντονότερη (μικρότερες τιμές $V_{u,e}/V_{u,o}$) για λόγο αντοχών $SR > 1$ έναντι των τιμών για ομοιογενές έδαφος. Για τη μεγαλύτερη από τις εξετασθείσες τιμές του λόγου $e/B = 1/3$, μειώνεται ελαφρώς στην τιμή $0,29$ για $SR = 2$ (Σχ.6.100).

Προκύπτει λοιπόν, πάλι το συμπέρασμα ότι η τάση αύξησης της φέρουσας ικανότητας του δίστρωτου εδάφους, είναι σαφέστερη στον ομοιογενή σχηματισμό, ενώ γίνεται ηπιότερη (με αντίστοιχη ελαφρά μόνο αύξηση των συντελεστών $N^*_{c1,e}$) για αυξανόμενες τιμές του λόγου αντοχών και μέχρι την οριακή τιμή $SR = 1,5 - 2$ (για ανηγμένο πάχος ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,15$ πάντα), πέραν της οποίας σταθεροποιούνται τα σχετικά μεγέθη.



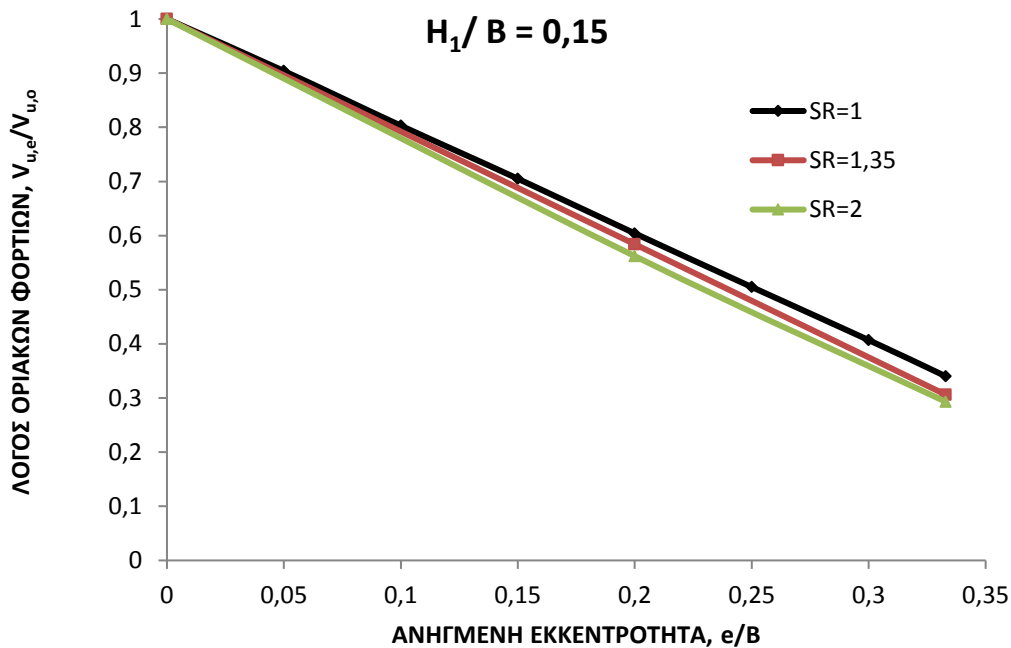
a)

Σχήμα 6.99a: Συντελεστής Φ.Ι. ως συνάρτηση του λόγου αντοχών και της ανηγμένης εκκεντρότητας: Τετραγωνικό θεμέλιο, περίπτωση $H_1/B = 0,15$.



b)

Σχήμα 6.99b: Επιρροή του ανηγμένου πάχους και της εκκεντρότητας επί του μεγίστου τροποποιητικού συντελεστή.



Σχήμα 6.100: Λόγος απομειωμένου φορτίου ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών: Τετραγωνικό θεμέλιο, $H_1/B = 0,15$, $SR > 1$.

6.2.4 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης ($V_{u,e}$, M_u)

Κατ' αναλογία με το αντίστοιχο θέμα αλληλεπίδρασης για λωρίδα, όπου τελικώς διατυπώθηκε μέσω των κανονικοποιημένων τιμών φορτίου και ροπής ($v = \frac{V_{u,e}}{V_{u,o}}$,

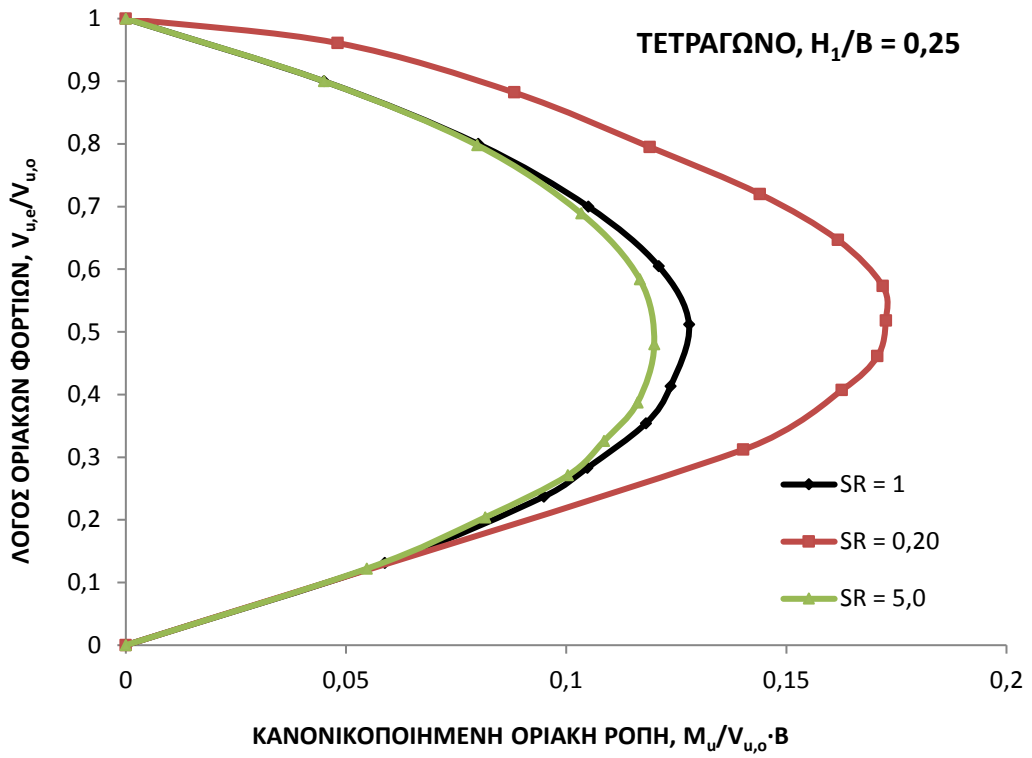
$m = \frac{M_u}{V_{u,o} \cdot B}$), οι οριακές τιμές εξωτερικών φορτίσεων επί ορθογωνικού θεμελίου, συνδέονται με την σχέση:

$$m = \frac{1}{2} \cdot v \cdot \left(1 - v \cdot \frac{N_{C1}^*}{N_{C1,e}^*}\right) \quad (24)$$

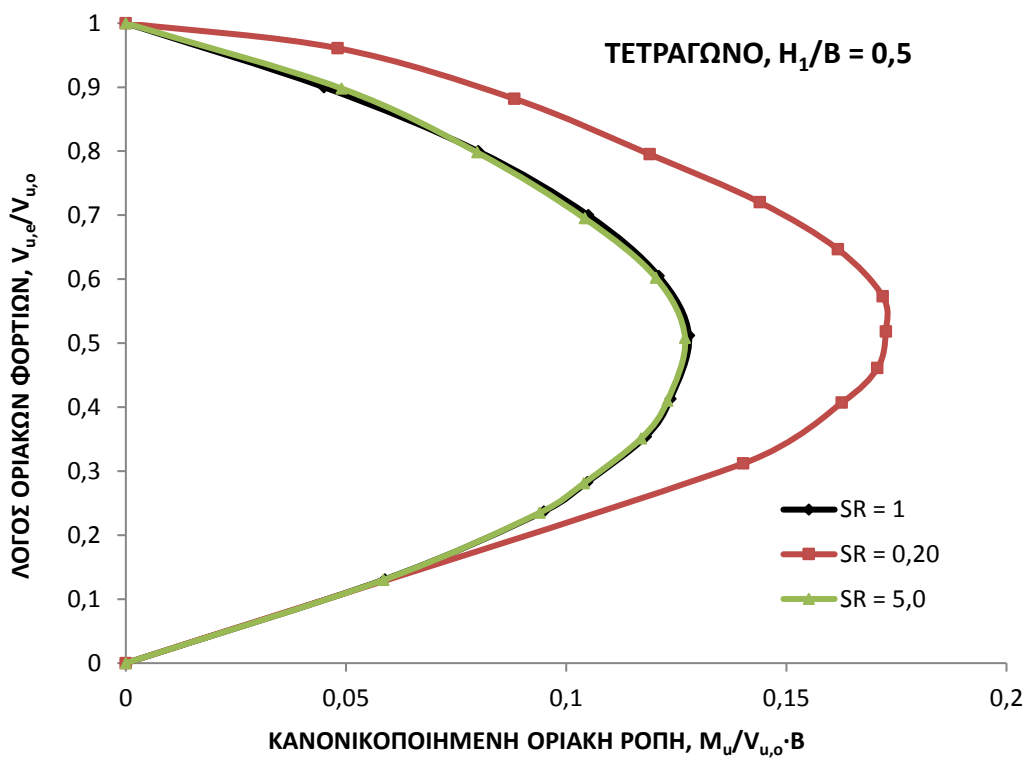
Η συσχέτιση μεταξύ των καμπύλων κατά την εξίσωση (24) για $SR = 1$, $SR < 1$ και $SR > 1$ είναι παρόμοια με αυτήν του λωριδωτού θεμελίου. Για $SR < 1$ ισχύει ότι $N_{C1,e}^* > N_{C1}^*$, άρα για δεδομένη τιμή v προκύπτει από την (23) τιμή m μεγαλύτερη της αντίστοιχης του ομοιογενούς εδάφους, για το οποίο προφανώς $N_c^* = N_{c,e}^*$, επομένως η καμπύλη αλληλεπίδρασης (στο επίπεδο V, M) περιβάλλει αυτήν του ομοιογενούς. Το αντίθετο ακριβώς συμβαίνει για $SR > 1$.

Οι ανωτέρω προβλέψεις βάσει της (24) επιβεβαιώνονται από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, για τετραγωνικό θεμέλιο και δύο τιμές ανηγμένου πάχους H_1/B και $SR = 0,20, 1$ και 5 , καθώς και για ορθογωνικό με $L/B = 2$ (Σχ 6.101). Παρατηρείται ότι για την μικρότερη τιμή $H_1/B = 0,25$, η καμπύλη συσχέτισης για $SR = 5$ λίγο μόνο διαφέρει από την αντίστοιχη του ομοιογενούς (η οποία και την περιβάλλει), ενώ για $H_1/B = 0,50$, οι δύο καμπύλες σχεδόν συμπίπτουν. Τούτο οφείλεται στο ότι για $H_1/B = 0,50$ και έκκεντρη φόρτιση, ο μηχανισμός αστοχίας περιορίζεται στην άνω στρώση.

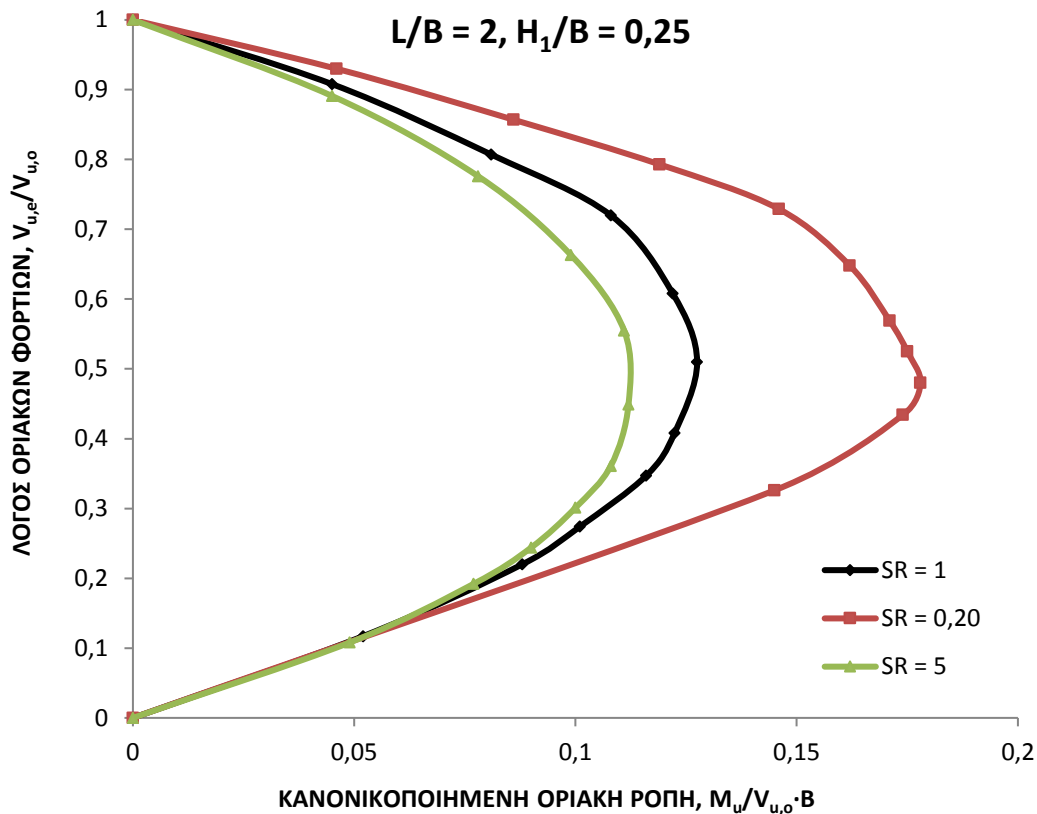
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



a)



b)



c)

Σχήμα 6.101: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης οριακών μεγεθών V_u , M_u τετραγωνικού θεμελίου επί δίστρωτου αργιλικού εδάφους: α) και β) Τετράγωνο, γ) Ορθογώνιο με $L/B = 2$.

7. Θεμελίωση σε βάθος εντός δίστρωτου σχηματισμού

7.1 Λωριδωτή θεμελίωση

Ορισμένες μεθοδολογίες υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας υπό αστράγγιστες συνθήκες, για λωρίδα σε ομοιογενές έδαφος εδραζόμενη σε βάθος D προτείνουν τύπο της μορφής:

$$q_u = N_{c0} \cdot d_c \cdot s_{u,1} + q \quad (25)$$

όπου: N_{c0} : ο βασικός συντελεστής φέρουσας ικανότητας για λωρίδα

q : η πίεση λόγω υπερκειμένων γαιών στη στάθμη της θεμελίωσης

d_c : ο συντελεστής βάθους, ο οποίος αναλόγως της μεθόδου και για τις συγκεκριμένες συνθήκες (λωρίδα και $\phi_u = 0$) κυμαίνεται μεταξύ των τιμών: $d_c = (1+0,2 \cdot D/B)$ έως $(1+0,35 \cdot D/B)$.

Άλλες μεθοδολογίες λαμβάνουν υπ' όψιν την επιφόρτιση q , αγνοουμένης της επιρροής που έχει η διαφοροποίηση του μηχανισμού αστοχίας λόγω βάθους (π.χ. Ευρωκώδικας EC-7 Annex D, DIN 4017, κλπ), δηλαδή σαν να θεωρείται $d_c = 1$ και όχι $d_c > 1$.

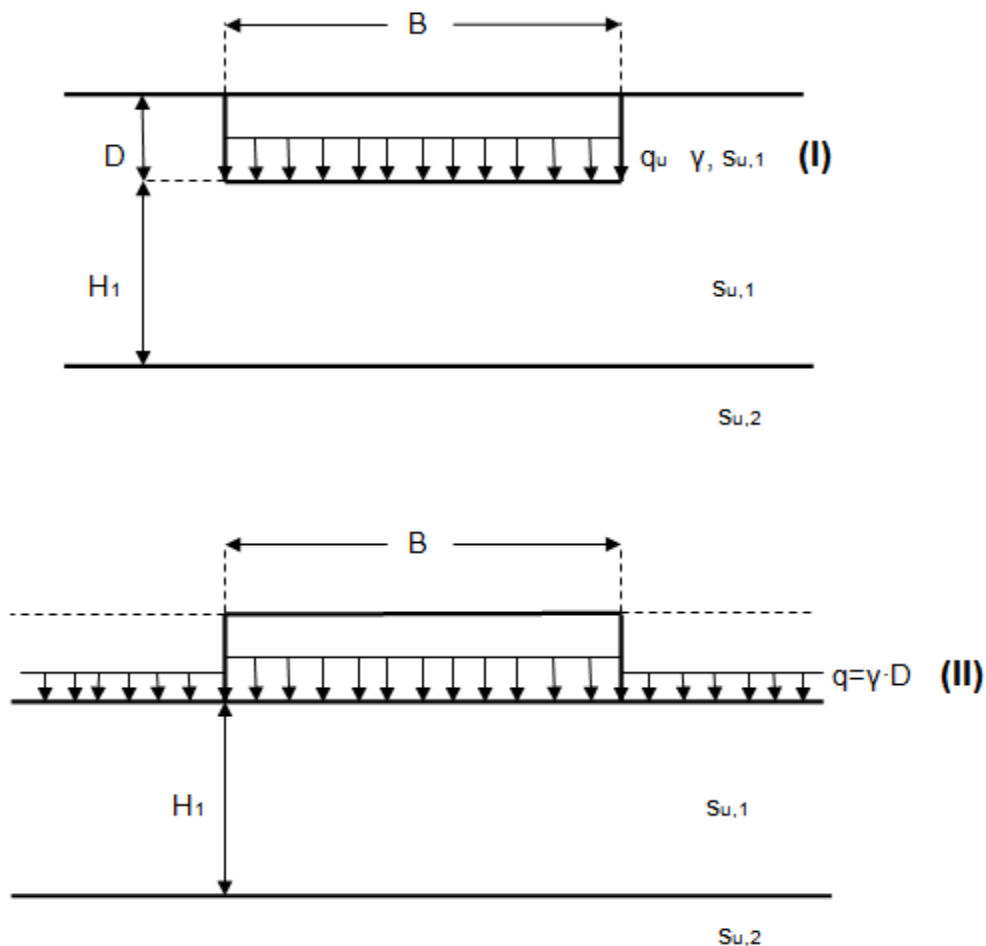
Όπως είναι γνωστό, ο συνηθισμένος τρόπος εκτίμησης της οριακής φόρτισης q_u θεμελίωσης σε βάθος σε ομοιογενές αργιλικό έδαφος με ενιαία-αστράγγιστη διατμητική αντοχή s_u είναι μέσω του τύπου (25), ως εξής:

$$q_u = N_{c0} \cdot s_u + q \quad (26)$$

όπου N_{c0} : ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας (για λωρίδα $N_{c0} \approx 2+\pi$)

$q = \gamma \cdot D$ η πίεση λόγω υπερκειμένων, υπολογιζόμενη στη στάθμη έδρασης της θεμελίωσης και D το βάθος θεμελίωσης.

Ουσιαστικά, με την ανωτέρω σχέση υποκαθίσταται η επιρροή του υπερκειμένου της στάθμης έδρασης εδάφους με την ιδεατή επιφόρτιση υποθετικής ελεύθερης επιφάνειας, που συμπίπτει με τη στάθμη θεμελίωσης. Για την τελευταία περίπτωση η σχέση (26) συμπίπτει με την επίλυση κατά Prandtl, εντούτοις η αντίστοιχη παραδοχή υποκατάστασης του υπερκειμένου εδάφους δεν είναι ακριβής. Στο Σχ.6.102 παρουσιάζονται τα δεδομένα δύο παράλληλων επιλύσεων, ως εξής: Η επίλυση I θα βασιζόταν στα πραγματικά δεδομένα (λαμβάνομένου υπ' όψιν και του μοναδιαίου βάρους, γ , άνω της στάθμης έδρασης), ενώ η επίλυση II θα αφορούσε στην περίπτωση μιας (υποθετικά) «ισοδύναμης» επιφανειακής θεμελίωσης με ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους, φορτιζόμενη σε μεγάλη έκταση από ομοιόμορφη φόρτιση q .



Σχήμα 6.102: Λωρίδα θεμελίωσης σε βάθος: I) Πραγματική εικόνα προβλήματος, II) Απλουστευτική υποκατάσταση του βάθους θεμελίωσης.

Για την περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους πάντα, η συνεκτίμηση της επιρροής στην τελική τιμή της οριακής πίεσης q_u , των τμημάτων του μηχανισμού αστοχίας (απλουστευτικά της επέκτασης του μηχανισμού Prandtl άνω της στάθμης θεμελίωσης), μπορεί να αποδοθεί ή με «διορθωτικό» συντελεστή λόγω βάθους ή βάσει της ακριβέστερης επίλυσης κατά Meyerhof, που δίδει τον συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_c , ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης D/B . Από παράλληλες αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία φαίνεται ότι η επιρροή του βάθους θεμελίωσης (για το ομοιογενές αργιλικό έδαφος) δεν αφορά μόνο στην επέκταση του μηχανισμού αστοχίας άνω της στάθμης μέχρι την επιφάνεια του εδάφους, αλλά συνδέεται επίσης και με το αρχικό εντατικό πεδίο ($q = \gamma \cdot D$) στην στάθμη αυτή. Στο Σχ.6.103 φαίνεται συγκεκριμένη περίπτωση παραλλήλων αναλύσεων για το σχετικά μικρό ανηγμένο βάθος $D/B = 1/3$, όπου η επίλυση I καταλήγει στον αντίστοιχο μηχανισμό αστοχίας (α), σύμφωνα με αυτά που σημειώθηκαν προηγουμένως, ενώ η επίλυση II παρουσιάζεται στο Σχ.6.103 (b).

Στην περίπτωση του δίστρωτου αργιλικού εδάφους, η επέκταση της σχέσης (26) θα ήταν:

$$q_u = N_{c1} \cdot s_{u,1} + q \quad (27a)$$

Δεδομένης της αβεβαιότητας της σχέσης (27α), αν ληφθούν υπ' όψιν οι παράγοντες που εμπλέκονται (ακόμη και για το ομοιογενές έδαφος), θα μπορούσε να διατυπωθεί η τροποποιημένη σχέση που ακολουθεί:

$$q_u = N_{c1} \cdot s_{u,1} + \lambda_D \cdot q \quad (27b)$$

όπου λ_D «διορθωτικός» συντελεστής, στον οποίον ενσωματώνεται η επιρροή των διαφόρων παραγόντων. Είναι προφανές, ότι η επιρροή του βάθους θεμελίωσης υπεισέρχεται εμμέσως δια του φορτίου $q = \gamma \cdot D$.

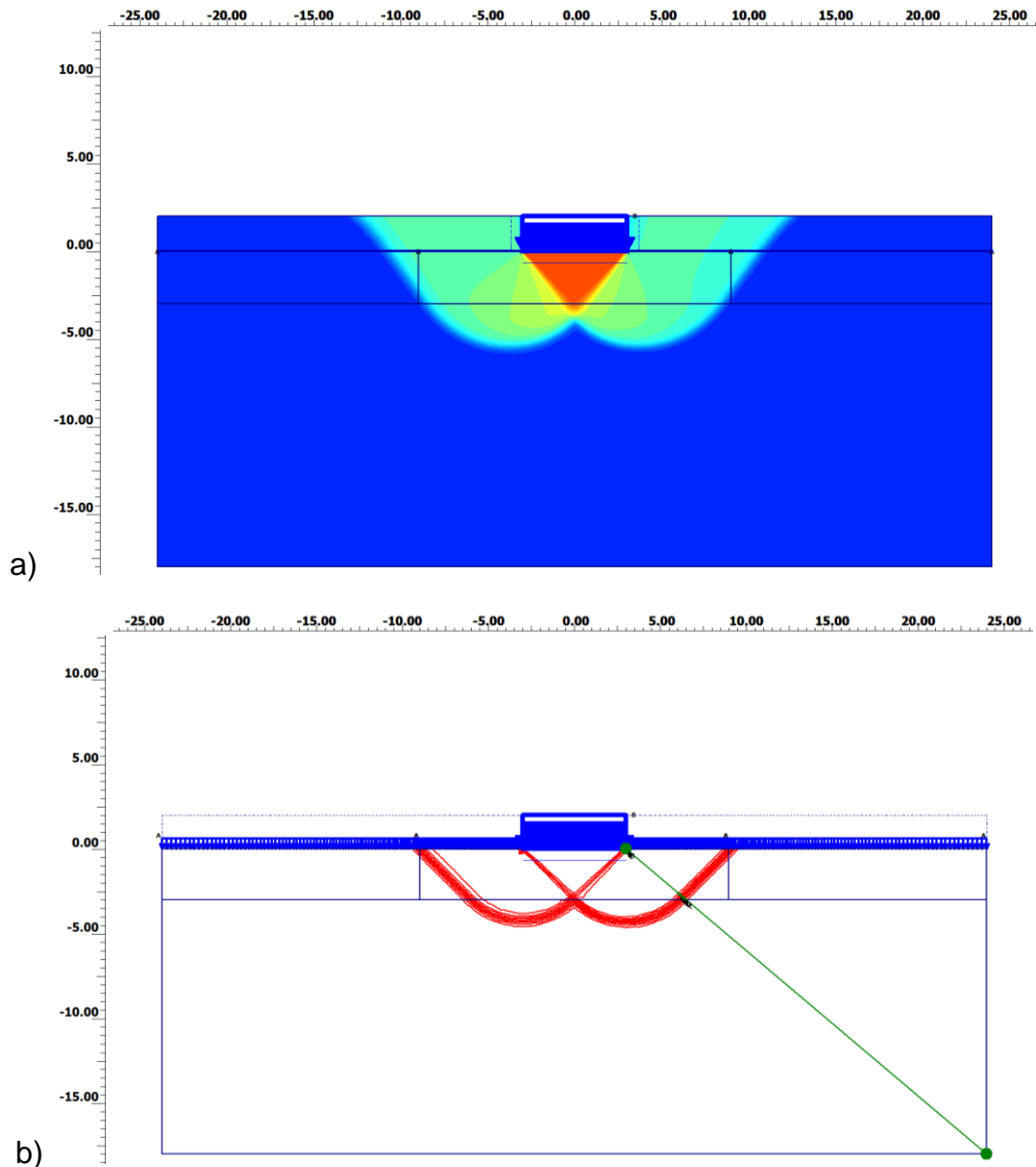
Οι αριθμητικές αναλύσεις περιέλαβαν δύο παράλληλες σειρές, σύμφωνα με όσα ήδη αναφέρθηκαν και συγκεκριμένα:

Επιλύσεις I: Βασίσθηκαν στα γεωμετρικά δεδομένα κάθε εξεταζόμενης περίπτωσης και στην επιπρόσθετη παραδοχή ότι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του υπερκειμένου της στάθμης έδρασης εδάφους είναι $s_u = s_{u,1}$.

Επιλύσεις II: Βασίσθηκαν σε ιδεατό προσομοίωμα επιφανειακού θεμελίου ($D = 0$), όπου η υποθετική ελεύθερη επιφάνεια φορτίζεται με την ισοδύναμη πίεση $q = \gamma \cdot D$.

Για κάθε μία από τις ανωτέρω υποθέσεις και επιλύσεις υπολογίσθηκαν οι συντελεστές λ_D , ώστε να εξαχθούν συμπεράσματα για την επιρροή του βάθους θεμελίωσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.103: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας ομοιογενούς εδάφους και θεμελίωση σε βάθος ($D/B = 1/3$): a) Επίλυση I, b) Επίλυση II.

Η διαδικασία αυτή καταλήγει στον υπολογισμό των διορθωτικών συντελεστών $\lambda_{D,I}$ και $\lambda_{D,II}$ από τις Επίλυσεις I και II και έχει ως αρχικό σκοπό τη σύγκριση των συντελεστών αυτών για μία αρχική εκτίμηση της επιρροής του βάθους θεμελίωσης. Ακολουθεί στη συνέχεια, η αξιοποίηση των αποτελεσμάτων των Επίλυσεων I προκειμένου να υπολογισθούν οι τιμές του συντελεστή βάθους d_c , σύμφωνα με τη σχέση (25), ως ανεξάρτητος τρόπος εκτίμησης της επιρροής του βάθους θεμελίωσης.

Εξετάσθηκαν δύο περιπτώσεις ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης, $H_1/B = 0,50$ και $0,25$, ενώ το ανηγμένο βάθος θεμελίωσης κυμάνθηκε μεταξύ των τιμών $D/B = 1/6 - 1,0$. Σημειώνεται ότι η εξέταση δίστρωτου εδάφους γενικώς θα είχε έννοια μόνο για θεμελιώσεις μέσου έως μεγάλου πλάτους, δεδομένου ότι αντιθέτως, για μικρού πλάτους λωρίδες θα μπορούσαν να γίνουν εύλογες απλοποιητικές παραδοχές, π.χ. για μέση τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής. Επομένως, το άνω όριο $D/B = 1,0$ δεν φαίνεται ότι θα

μπορούσε εύκολα να ξεπεραστεί για θεμέλιο που πρακτικά εμπίπτει στις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Η σύγκριση των μηχανισμών αστοχίας για τις επιμέρους επιλύσεις (I) και (II) δίνεται στο Σχ.6.104 για τη συγκεκριμένη περίπτωση $H_1/B = 0,50$ και $SR = 0,20$. Η γενική μορφή του μηχανισμού αστοχίας πλησιάζει τον τύπο (III), δηλαδή τον τύπο διαμητρικής διείσδυσης, όμως στην περίπτωση της επίλυσης (I) επεκτείνεται προς τα άνω, ενώ στη επίλυση (II) αναπτύσσεται στη διαθέσιμη περιοχή.

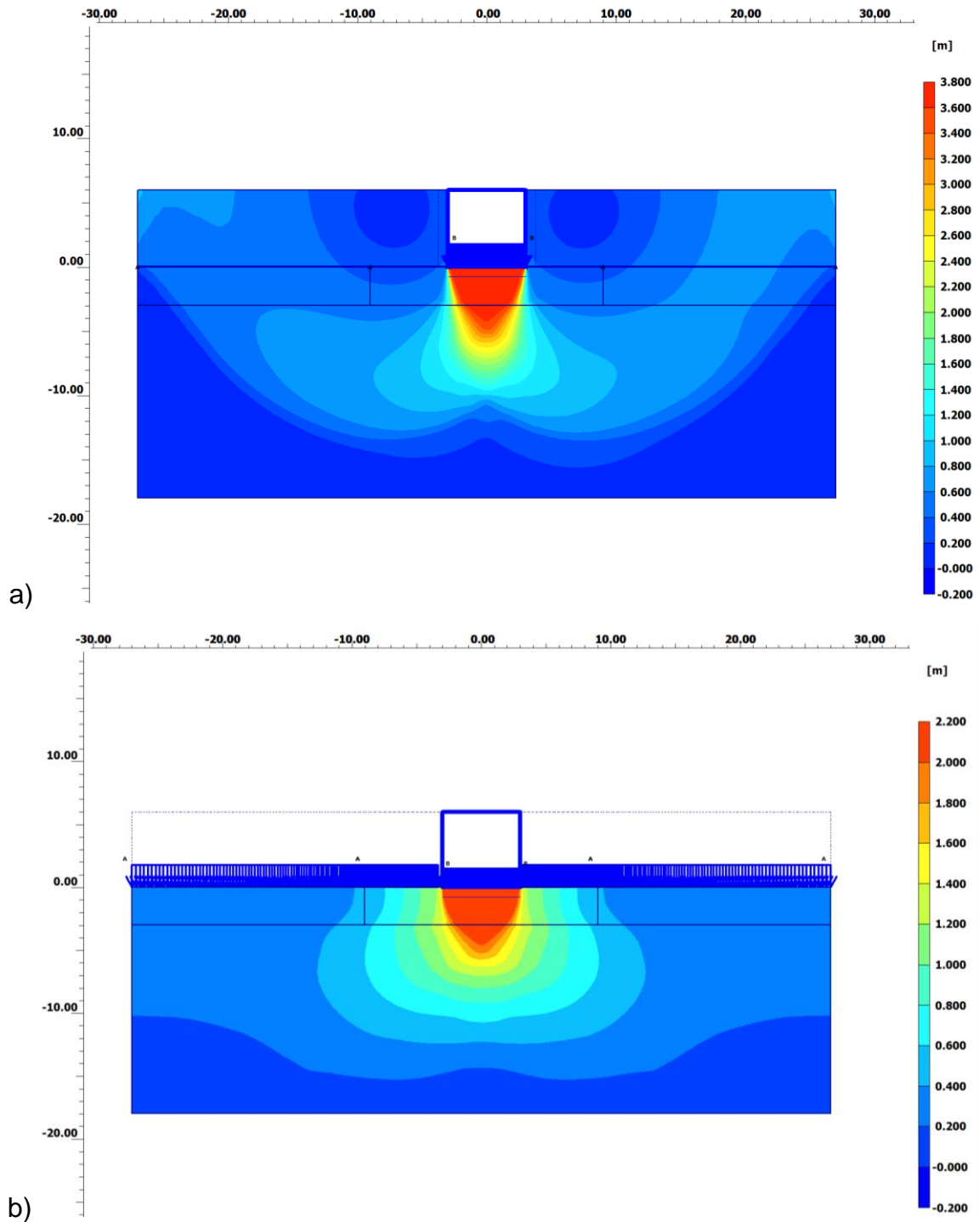
Ο διορθωτικός συντελεστής λ_D , για $H_1/B = 0,50$ και δύο τιμές του λόγου αντοχών συγκρίνεται στο Σχ.6.105 για τις δύο υποθέσεις των επιλύσεων I και II, αναλόγως και του σχετικού βάθους θεμελίωσης D/B , από το οποίο σχήμα εξάγονται σαφώς τα εξής συμπεράσματα:

i) Στην περίπτωση της επίλυσης (II), δηλαδή της ισοδύναμης πίεσης λόγω υπερκειμένων γαιών, ο διορθωτικός συντελεστής, τόσο για το ομοιογενές έδαφος, όσο και για το δίστρωτο με λόγο αντοχών $SR < 1$, πρακτικά προκύπτει $\lambda_D = 1$ ακριβώς.

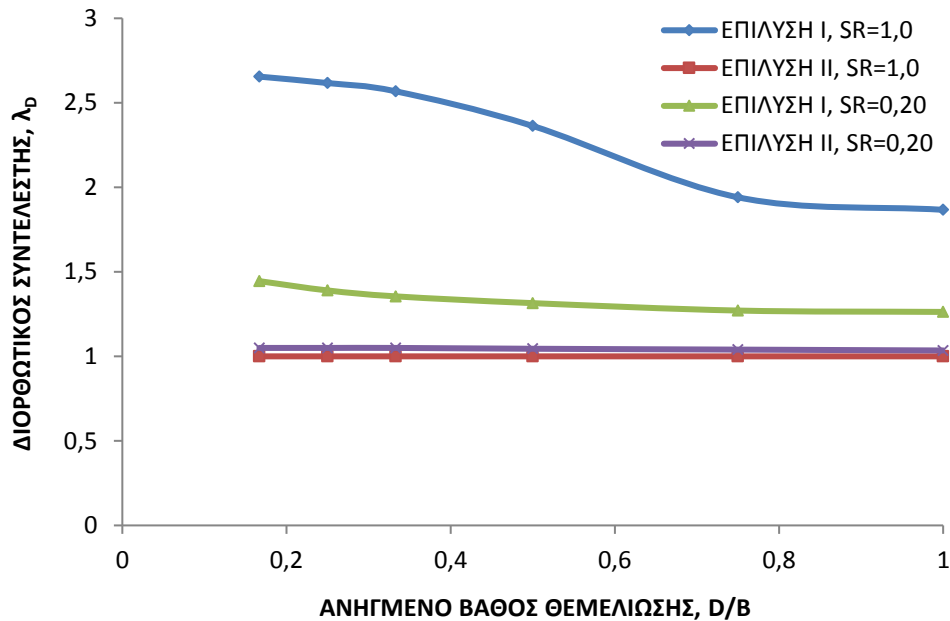
ii) Στην περίπτωση της επίλυσης (I) που σαφώς φαίνεται ακριβέστερη, προέκυψε γενικά $\lambda_D > 1$ λόγω της συμβολής του περισσότερο αναπτυγμένου μηχανισμού αστοχίας. Εντούτοις, οι τιμές του λ_D απομειώνονται με την αύξηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης, προφανώς λόγω και της αύξησης της επιφόρτισης $q = \gamma \cdot D$. Αιτιολόγηση αυτής της απομείωσης δίνεται στο τέλος της υποπαραγράφου.

iii) Για το ομοιογενές έδαφος προέκυψαν τιμές λ_D σχετικά υψηλότερες από αυτές του δίστρωτου εδάφους (Επίλυση I), οι οποίες φαίνεται ότι είναι αρκετά υψηλές, της τάξης του $\lambda_D = 2,50$ για τις μικρότερες τιμές του ανηγμένου βάθους και του λόγου αντοχών $SR = 1$. Εντούτοις, ο συντελεστής λ_D απομειώνεται σημαντικά για τη χαμηλότερη τιμή $SR = 0,2$ του Σχ.6.105. Επομένως, φαίνεται ότι η συμβολή του βάθους έδρασης στην οριακή πίεση αστοχίας, q_u , σε απόλυτα μεγέθη είναι μικρότερη για τις χαμηλότερες τιμές του λόγου αντοχών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



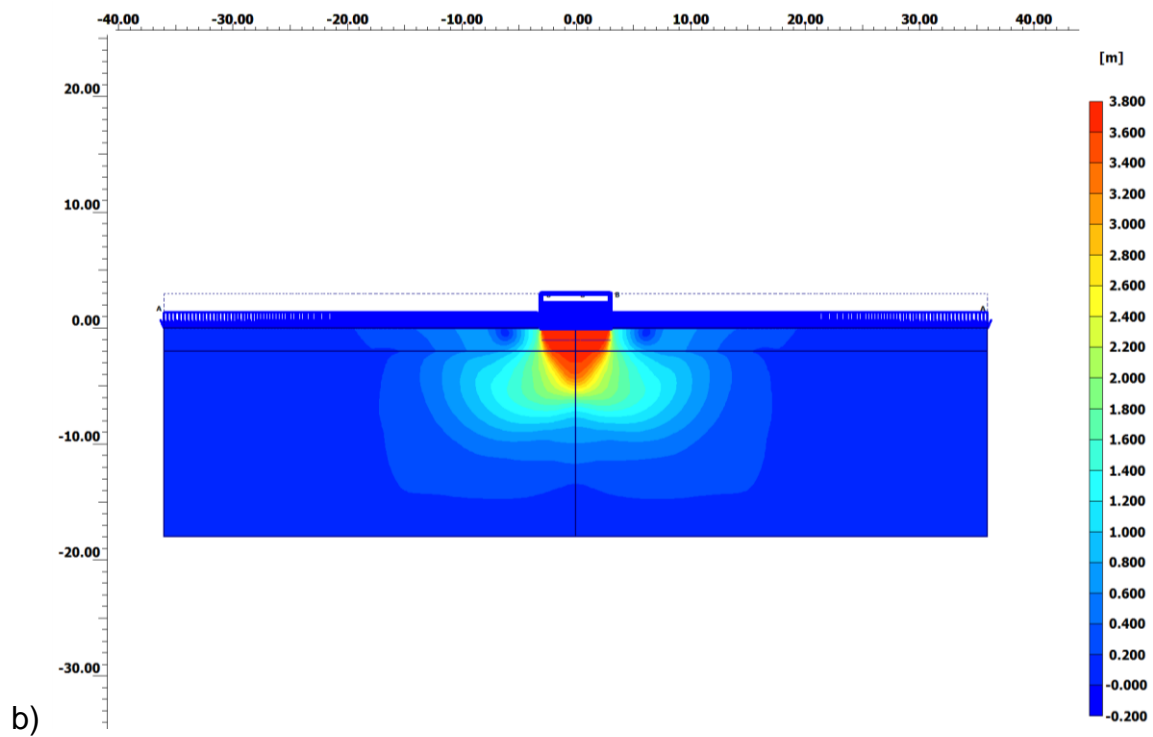
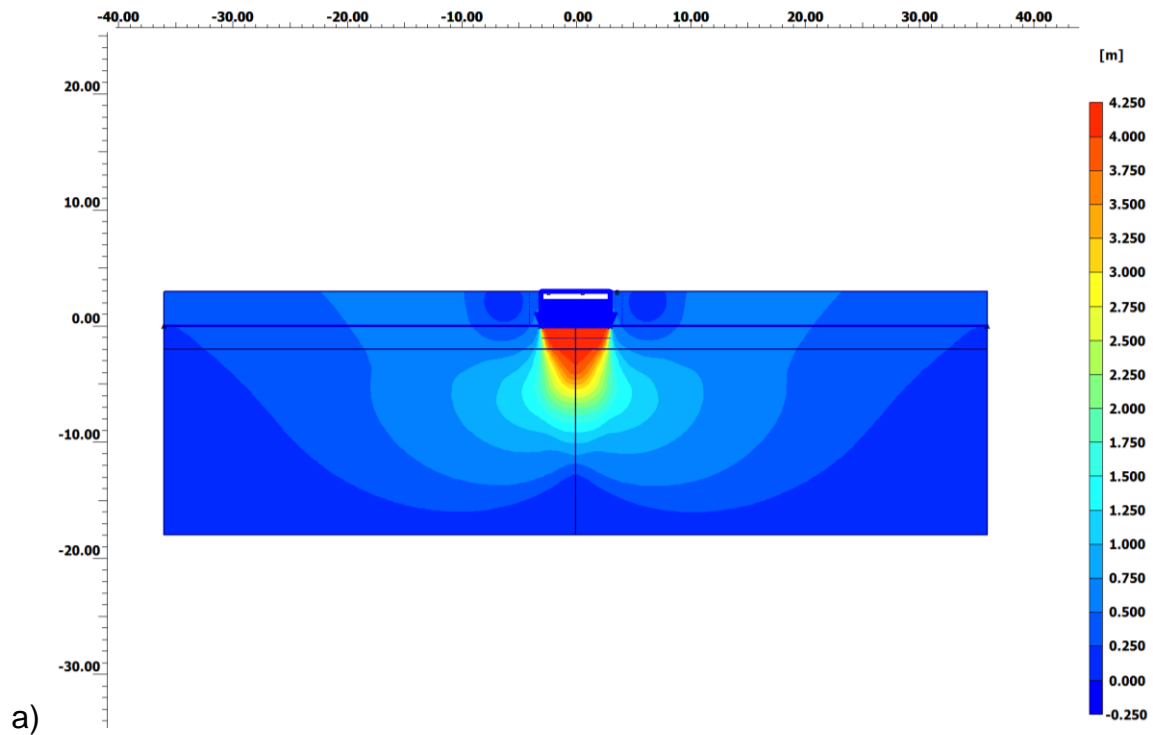
Σχήμα 6.104: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,50$ και $SR = 0,20$ θεμελιολωρίδας με ανηγμένο βάθος $D/B = 1,0$: a) Επίλυση I, b) Επίλυση II.



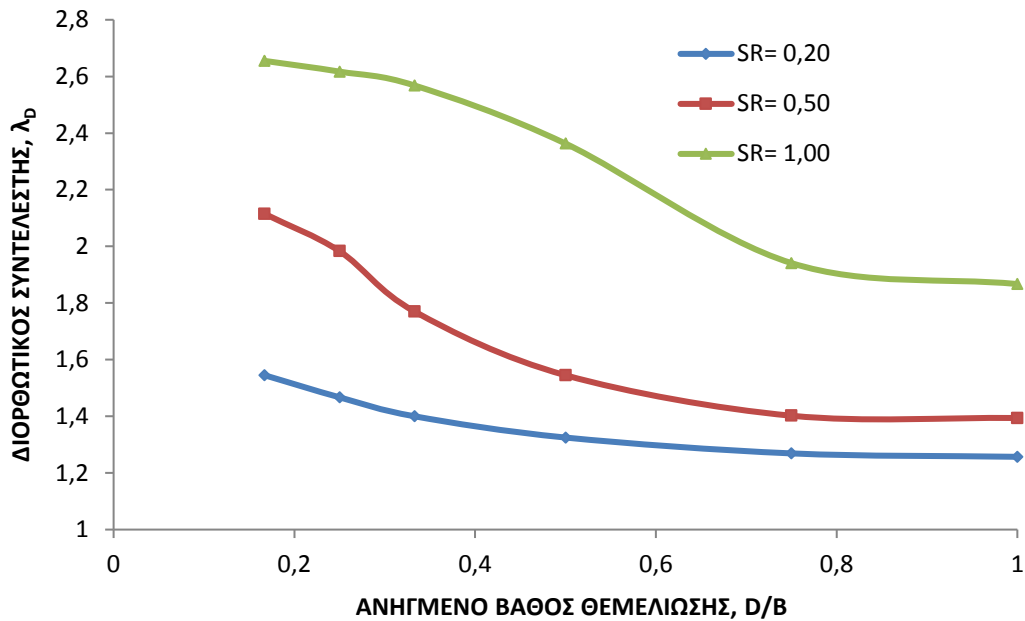
Σχήμα 6.105: Συγκριτικά διαγράμματα μεταβολής του διορθωτικού συντελεστή λ_D ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: $H_1/B = 0,50$, περίπτωση $SR = 1,0$ και $SR = 0,20$.

Στο Σχ.6.106 απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας για $D/B = 0,50$ και την συγκεκριμένη τιμή λόγου αντοχών $SR = 0,20$, στην περίπτωση ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,25$. Είναι σαφές ότι και στις δύο περιπτώσεις προσομοίωσης του βάθους θεμελίωσης ο μηχανισμός αστοχίας που αναπτύσσεται κάτω από τη βάση θεμελίωσης και εντός της ανώτερης στρώσης είναι τύπου διατμητικής διείδυσης. Η διαφοροποίηση του μηχανισμού εντοπίζεται στην έκτασή του. Για την κανονική προσομοίωση, ο μηχανισμός αυτός εκτείνεται τόσο πλευρικά, όσο και άνω της στάθμης έδρασης (Επίλυση I), ενώ για την περίπτωση υποκατάστασης του υπερκείμενου εδάφους με ισοδύναμη «επιφανειακή» πίεση q στη στάθμη έδρασης (Επίλυση II) ο μηχανισμός περιορίζεται σημαντικά. Εντούτοις, ο «διορθωτικός» συντελεστής στην πίεση q φαίνεται πρακτικά ανεξάρτητος του λόγου αντοχών SR , όπως προέκυψε και από τις αναλύσεις για $H_1/B = 0,25$ με προσεγγιστική τιμή $\lambda_D \approx 1,0$. Συγκεκριμένα, για $SR = 1$, προφανώς παραμένει η τιμή $\lambda_D = 1,0$ ακριβώς, όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη περίπτωση ($H_1/B = 0,50$), ενώ είναι ελαφρώς υψηλότερος για τη χαμηλότερη τιμή λόγου αντοχών $SR = 0,20$, σύμφωνα με το Σχ.6.108. Οι μέγιστες τιμές του υπ' όψιν συντελεστή προέκυψαν προφανώς από τις Επιλύσεις I. Το Σχ.6.107 συνοψίζει τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τρεις τιμές του λόγου αντοχών, από τα οποία προκύπτει ότι οι υψηλότερες τιμές λ_D αντιστοιχούν σε λόγο αντοχών $SR = 1$ και οι μικρότερες στον μικρότερο λόγο $SR = 0,20$. Συμπεραίνεται επίσης κατ' αναλογία με τα διαγράμματα του Σχ.6.105 ($H_1/B = 0,50$) ότι οι τιμές του λ_D απομειώνονται με την αύξηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης D/B .

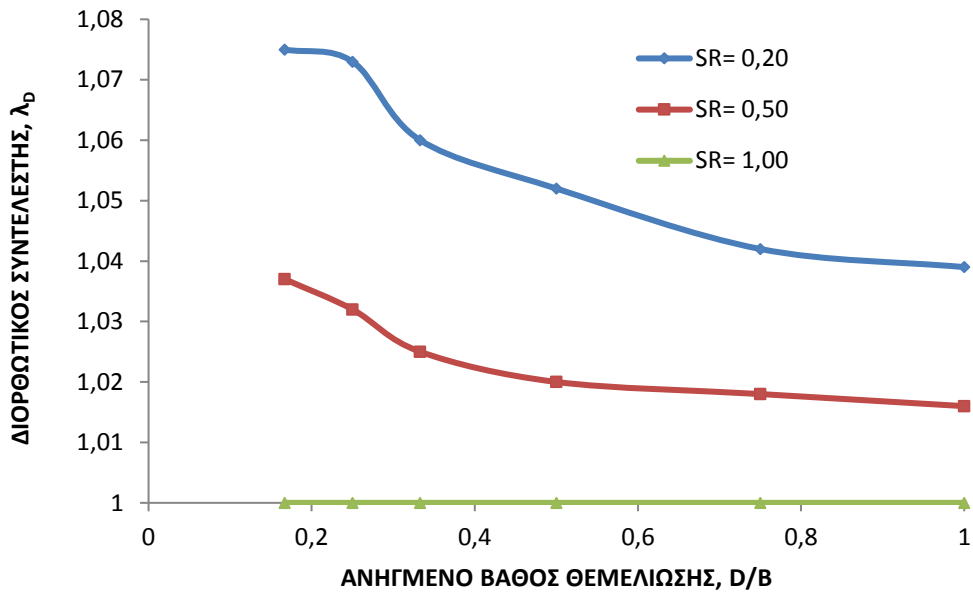
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.106: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,20$ θεμελιολωρίδας με ανηγμένο βάθος $D/B = 0,50$: a) Επίλυση I, b) Επίλυση II.



Σχήμα 6.107: Μέγιστες τιμές του διορθωτικού συντελεστή λ_D (Επιλύσεις I) ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: $H_1/B = 0,25$.



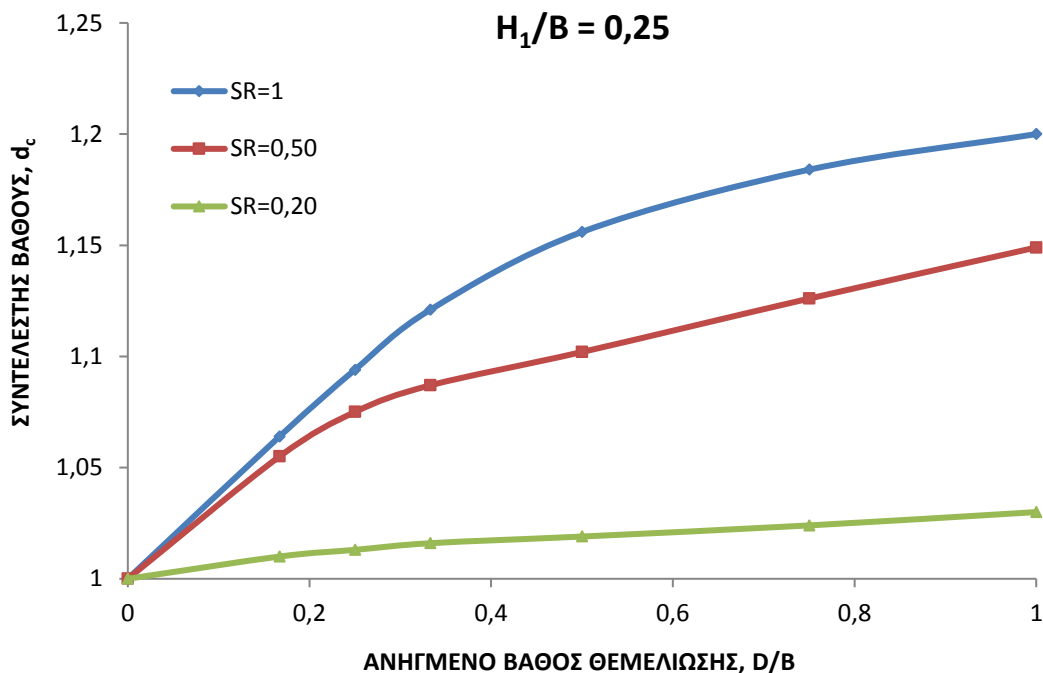
Σχήμα 6.108: Ελάχιστες τιμές του διορθωτικού συντελεστή λ_D (Επιλύσεις II) ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: $H_1/B = 0,25$.

Ο συντελεστής βάθους d_c υπολογίστηκε βάσει της σχέσης (25), με αξιοποίηση των αποτελεσμάτων της σειράς I, λαμβανομένων υπ' όψιν και των προηγούμενων συμπερασμάτων σχετικά με την ανεξάρτητη επιρροή της επιφόρτισης q , δηλαδή ότι πρακτικώς η αντίστοιχη τιμή του «διορθωτικού» συντελεστή λ_D , είναι $\lambda_{D,II} \approx 1$. Από τις Επιλύσεις I προέκυψαν οι οριακές τιμές $q_u = N_{C1,d} \cdot s_{u,1} + q$, οπότε $N_{C1,d} = (q_u - q) / s_{u,1}$, όπου $N_{C1,d} = N_{C1} \cdot d_c$, δηλαδή ο συνολικός συντελεστής φέρουσας ικανότητας που ενσωματώνει και τον συντελεστή d_c .

Στο Σχ.6.109 δίδεται ο συντελεστής d_c συναρτήσει του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης D/B για τρεις τιμές του λόγου αντοχών και σχετικό πάχος της ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,25$

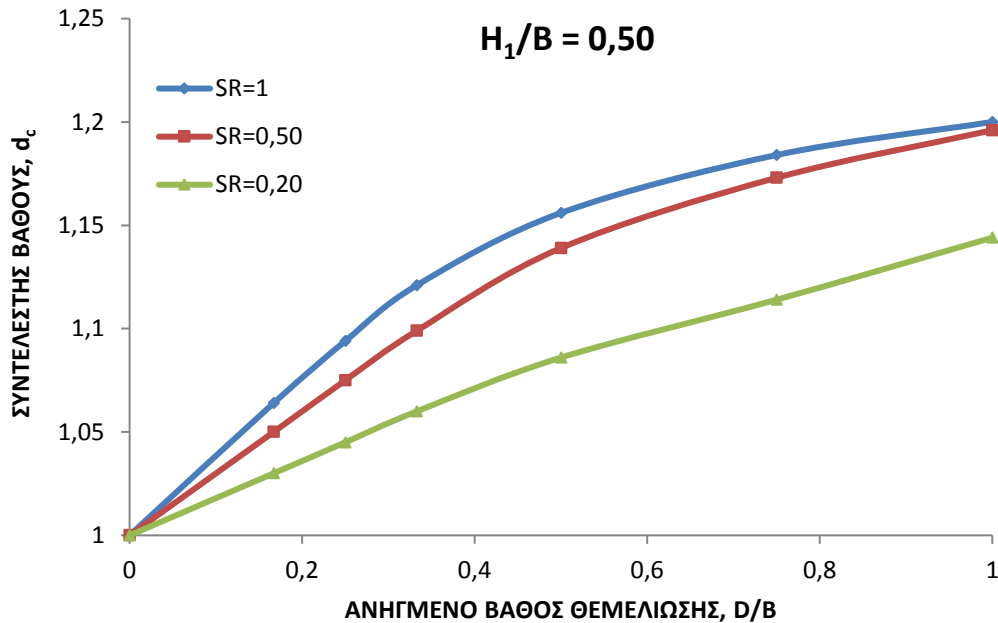
(μετρούμενο από τη στάθμη έδρασης μέχρι τη διεπιφάνεια). Από το σχήμα εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

- i) Ο συντελεστής d_c συναυξάνεται με το ανηγμένο βάθος, αλλά όχι γραμμικά.
- ii) Με τη μείωση του λόγου αντοχών SR , απομειώνεται και ο συντελεστής βάθους. Για τη μικρότερη από τις εξεταζόμενες τιμές ($SR = 0,20$) η αύξηση του συντελεστή d_c με το σχετικό βάθος D/B φαίνεται πρακτικώς αμελητέα.
- iii) Για το ομοιογενές έδαφος και το χαρακτηριστικό λόγο $D/B=1$, προέκυψε $d_c = 1,20$, δηλαδή ακριβώς όσο είχε προτείνει από το 1951 με ημιεμπειρικό τύπο ο Skempton, δηλαδή: $d_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{D}{B}$, για $0 \leq \frac{D}{B} \leq 2$.



Σχήμα 6.109: Συντελεστής βάθους λωριδωτής θεμελίωσης σε διάστρωτο έδαφος: $H_1/B = 0,25$.

Στο Σχ.6.110 παρουσιάζονται αντίστοιχα αποτελέσματα για ανηγμένο πάχος ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,50$. Γενικά, παρατηρείται ότι οι τιμές του συντελεστή βάθους d_c είναι αυξημένες έναντι της προηγούμενης περίπτωσης, μικρότερες για τις μικρότερες τιμές του λόγου αντοχών, ενώ σχεδόν παραπλήσιες για τις συγκεκριμένες τιμές $SR = 0,50$ και $1,0$.



Σχήμα 6.110: Συντελεστής βάθους λωριδωτής θεμελίωσης σε δίστρωτο έδαφος: $H_1/B = 0,50$.

Συμπερασματικά, από το σύνολο των αναλύσεων για τις δύο περιπτώσεις ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης προέκυψαν τα εξής:

- Με την αντικατάσταση του υπερκειμένου της στάθμης θεμελίωσης εδάφους μέσω της αντίστοιχης πίεσης λόγω υπερκειμένων γαιών, q , επιβεβαιώνεται με μεγάλη ακρίβεια η σχέση (27a), δηλαδή η αύξηση της φέρουσας ικανότητας λόγω του βάθους, όχι μόνο σε ομοιογενές, αλλά και σε δίστρωτο έδαφος είναι πρακτικά ίση με q . Η προσέγγιση στην τιμή $\lambda_D = \lambda_{D,II} = 1,0$ είναι τόσο ευκρινέστερη, όσο αυξάνουν τα μεγέθη H_1/B και SR . Εντούτοις, η τιμή $\lambda_{D,II} = 1,0$ θα πρέπει να θεωρείται κάτω όριο στη σχέση (27b).
- Υπό την προϋπόθεση ομοιογένειας της ανώτερης στρώσης κάτω και άνω της στάθμης θεμελίωσης, οι αναλύσεις βάσει μηχανισμών αστοχίας που εκτείνονται μέχρι τη φυσική επιφάνεια του εδάφους καταλήγουν σε τιμές του «διορθωτικού» συντελεστή $\lambda_D = \lambda_{D,I} > 1,0$ γενικώς. Υψηλότερες τιμές προέκυψαν για τις υψηλότερες τιμές του λόγου αντοχών. Ενδεικτικές τιμές του υπ' όψιν συντελεστή παρουσιάζονται στα διαγράμματα, για τις εξετασθείσες τιμές H_1/B , D/B και SR και αυτές βεβαίως, θα πρέπει να θεωρούνται ως άνω όριο που αποτυπώνουν και τη συμβολή του βάθους θεμελίωσης στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας.

Δεδομένου ότι στην πράξη είναι αναπόφευκτη η διατάραξη του εδάφους (της ανώτερης στρώσης του δίστρωτου αργιλικού σχηματισμού) κατά τις εκσκαφές και την κατασκευή, όπως επίσης είναι πολύ αμφίβολη η ομοιογένεια κάτω και άνω της στάθμης θεμελίωσης, προκύπτει η ανίσωση $\lambda_{D,II} < \lambda_D < \lambda_{D,I}$, όπου $\lambda_{D,I}$, $\lambda_{D,II}$ οι αναλυτικές τιμές από τις Επιλύσεις I και II αντιστοίχως. Σε κάθε περίπτωση η απομείωση του μέγιστου συντελεστή $\lambda_{D,I}$ με την αύξηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης D/B θα αναμενόταν, όπως φαίνεται από το συνδυασμό των σχέσεων (25) και (27b), βάσει του οποίου θα προέκυπτε η εξής σχέση (28):

$$\lambda_D = 1 + \frac{N_{C1} \cdot s_u \cdot (d_c - 1)}{\gamma \cdot D} \quad (28)$$

Ειδικότερα, για λόγο αντοχών $SR = 1$, η παραπάνω σχέση γίνεται $\lambda_D = 1 + \frac{N_{C0} \cdot s_u \cdot (d_c - 1)}{\gamma \cdot D}$.

Δεδομένου ότι ο συντελεστής βάθους θα μπορούσε να γραφεί με τη μορφή: $1 + K \cdot (D/B)$, όπου K όχι σταθερά, αλλά φθίνουσα συνάρτηση του D/B , προκύπτει σαφώς ότι με την αύξηση του βάθους D το λ_D απομειώνεται, παραμένοντας όμως σε κάθε περίπτωση μεγαλύτερο της μονάδας.

- Εντούτοις, η σύγκριση των συντελεστών $\lambda_{D,I}$ και $\lambda_{D,II}$ έχει ενδεικτικό μόνο χαρακτήρα, προκειμένου να διαχωρισθεί η επιρροή του βάθους θεμελίωσης στους επί μέρους παράγοντες της επιφόρτισης λόγω ιδίου βάρους γαιών και της διαφοροποίησης του μηχανισμού αστοχίας. Η ακριβέστερη αναφορά στη σχέση (25), μέσω του συντελεστή βάθους d_c δείχνει ότι οι μέγιστες τιμές του υπ' όψιν συντελεστή (που φαίνεται να προσεγγίζουν το κάτω όριο των βιβλιογραφικών αναφορών) προκύπτουν με το ομοιογενές έδαφος, ενώ για δίστρωτο απομειώνονται με τη μείωση των παραμέτρων H_1/B και SR .

7.2 Τετραγωνική θεμελίωση

Για την εξεταζόμενη περίπτωση αστράγγιστων συνθηκών ($\varphi_u = 0$) και για ομοιογενές έδαφος ο γενικός τύπος υπολογισμού της οριακής πίεσης αστοχίας απλουστεύεται ως εξής:

$$q_u = N_{C0} \cdot s_c \cdot d_c \cdot s_u + N_{q0} \cdot s_q \cdot d_q \cdot q \quad (29)$$

όπου N_{C0} , N_{q0} : συντελεστές φέρουσας ικανότητας επιφανειακής λωρίδας (για $\varphi = 0$, $N_{C0} \approx 2 + \pi$ και $N_{q,0} = 1$)

s_c , s_q : συντελεστές σχήματος για τον όρο συνοχής και βάθους θεμελίωσης, αντιστοίχως.

d_c , d_q : συντελεστές βάθους θεμελίωσης

και q : η επιφόρτιση στη στάθμη θεμελίωσης ($q = \gamma \cdot D$ στην υπ' όψιν περίπτωση)

Οι γνωστές προσεγγίσεις αναλόγως της μεθοδολογίας, συγκλίνουν σε τιμές:

- Για τους συντελεστές σχήματος: $s_c = 1,2 - 1,3$, $s_q = 1$.
- Για τους συντελεστές βάθους: $d_c = 1 + 0,2 \cdot (D/B)$ έως $d_c = 1 + 0,4 \cdot (D/B)$, $d_q = 1$ (για $\varphi = 0$). Προκειμένου να διαχωρισθεί κατά το δυνατόν η επιρροή της επιφόρτισης q αφ' ενός και του διαφοροποιημένου μηχανισμού αστοχίας αφ'ετέρου, πραγματοποιήθηκαν δύο σειρές παραλλήλων επιλύσεων (όπως και για την λωριδωτή θεμελίωση), οι Επιλύσεις I βάσει της ακριβούς γεωμετρικής εικόνας, που δίνουν την οριακή φόρτιση q_u και οι Επιλύσεις II μετά από υποκατάσταση του βάθους θεμελίωσης με την επιφόρτιση $q = \gamma \cdot D$ επί οριζοντίου επιπέδου της στάθμης θεμελίωσης που θεωρείται ότι συμπίπτει και με τη φυσική επιφάνεια του εδάφους.

Για δίστρωτο αργιλικό σχηματισμό γράφονται οι σχέσεις:

$$\text{Επιλύσεις I: } q_u = N_{c1,d}^* \cdot s_{u,1} + s_q \cdot d_q \cdot q \quad (30a)$$

$$\text{Επιλύσεις II: } q_u = N_{c1}^* \cdot s_{u,1} + \lambda_D \cdot q \quad (30b)$$

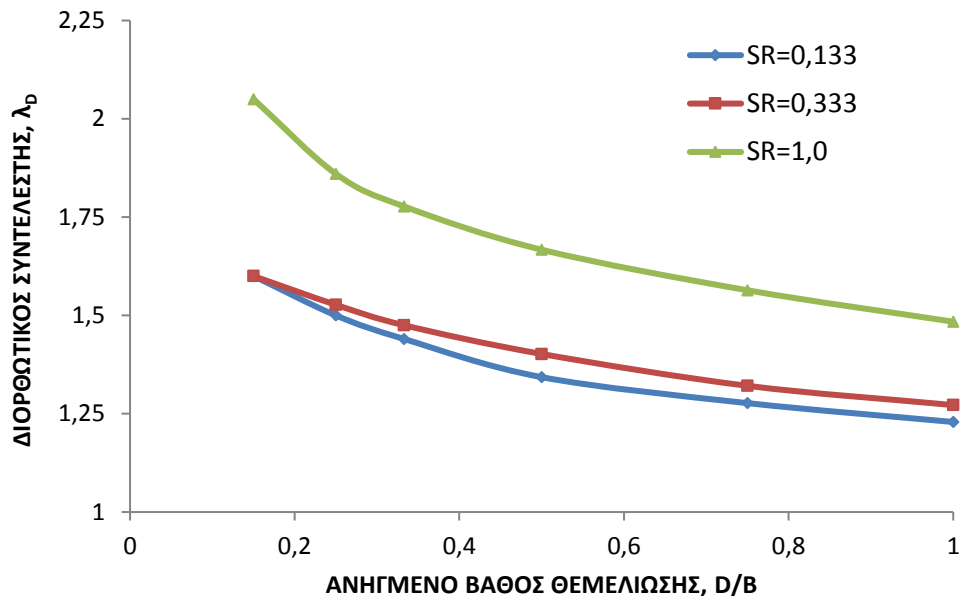
όπου: $N_{c1}^* = N_{c1} \cdot s_c$, όπως ήδη έχει τεθεί για το επιφανειακό τετραγωνικό θεμέλιο.

και $N_{c1,d}^* = N_{c1}^* \cdot d_c$.

Προφανώς, από τις προσεγγιστικές Επιλύσεις II (που άλλωστε αποτελούν και τη βάση γνωστών μεθοδολογιών για το ομοιογενές έδαφος) υπολογίζεται ο «διορθωτικός» συντελεστής λ_D που ενσωματώνει τη σύγχρονη επιρροή σχήματος και βάθους, λαμβανομένων υπ' όψιν των συντελεστών N_{c1}^* που ήδη υπολογίσθηκαν στην §4.

Αντιστοίχως, από της Επιλύσεις I υπολογίζονται οι συντελεστές $N_{c1,d}^*$ που ενσωματώνουν στο βασικό συντελεστή φέρουσας ικανότητας του δίστρωτου εδάφους N_{c1} την σύγχρονη επιρροή σχήματος και βάθους, βάσει της ακόλουθης σχέσης (31):

$$q_u = N_{c1,d}^* \cdot s_{u,1} + \lambda_D \cdot q \quad (31)$$



Σχήμα 6.111: Ελάχιστες τιμές του διορθωτικού συντελεστή λ_D (Επιλύσεις II): Τετραγωνικό θεμέλιο, $H_1/B = 0,25$.

Στο Σχ.6.111 παρουσιάζονται τα διαγράμματα μεταβολής του συντελεστή $\lambda_D = \lambda_{D,II}$ (από τις Επιλύσεις II) για την αντιπροσωπευτική περίπτωση ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,25$ (μετρούμενο από την στάθμη θεμελίωσης έως τη διεπιφάνεια) για τρεις τιμές λόγου αντοχών, ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης, προκύπτουν δε τα εξής συμπεράσματα:

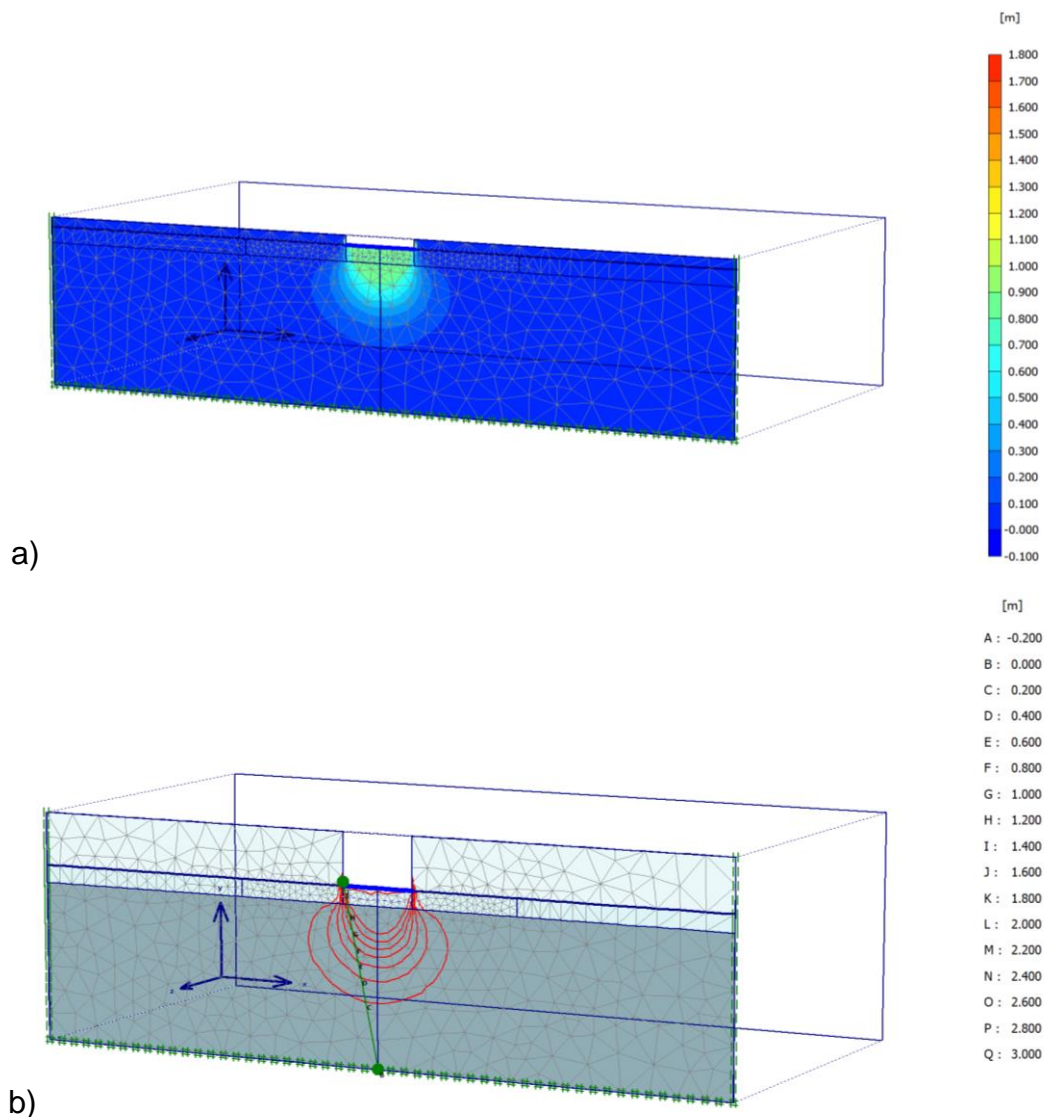
- i) Ο «διορθωτικός» συντελεστής λ_D μειώνεται με την αύξηση του λόγου D/B γενικώς.
- ii) Ειδικώς για το ομοιογενές έδαφος ($SR = 1$), στα όρια των τιμών ανηγμένου βάθους που εξετάσθηκαν, ο υπ' όψιν συντελεστής παραμένει αρκετά μεγαλύτερος της μονάδας, σε αντίθεση με αυτό που οι γνωστές μεθοδολογίες προβλέπουν (δηλ. $s_q = d_q = 1$).
- iii) Με τη μείωση του λόγου αντοχών SR αντιστοίχως απομειώνονται και οι τιμές του «διορθωτικού» συντελεστή λ_D .

Τα αποτελέσματα των Επιλύσεων I (δηλαδή αυτών με ακριβή ανάλυση) είναι ιδιαίτερα ευαίσθητα στις λεπτομέρειες της προσομοίωσης του θεμελίου εδραζομένου σε βάθος εντός της ανώτερης στρώσης. Η γενική αυτή παρατήρηση ισχύει τόσο για την λωριδωτή όσο και για την τετραγωνική θεμελίωση. Η οριακή πίεση αστοχίας αυξάνει αρκετά σημαντικά,

ιδιαιτέρως για τα μεγαλύτερα από τα εξετασθέντα ανηγμένα βάθη ($D/B = 0,75 - 1,0$), λόγω των τάσεων συνάφειας κατά την παράπλευρη επιφάνεια του θεμελίου. Προτιμήθηκε να απαλειφθεί αυτός ο παράγοντας, μέσω δύο δοκιμαστικών σειρών επίλυσης, αρχικά για την λωριδωτή θεμελίωση, ως εξής:

α) Προσομοίωση του θεμελίου με υλικό μη πορώδες, πρόβλεψη στοιχείων διεπιφάνειας κατά τις δύο κατακόρυφες παρειές του, (2D ανάλυση) και υπόθεση συντελεστή απομείωσης της διατμητικής αντοχής στα υπ'όψιν κατακόρυφα-διαμήκη επίπεδα $R_{int} \approx 0$. Επομένως, οι παρειές του θεμελίου θεωρούνται πρακτικά ως απολύτως λείες.

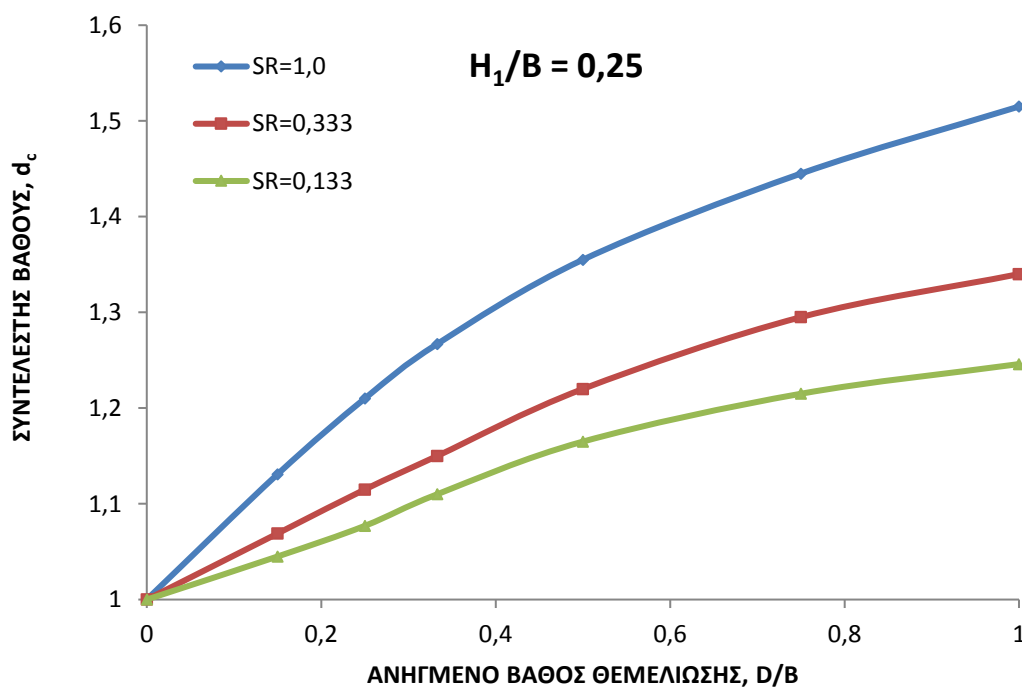
β) Προσομοίωση του θεμελίου με στοιχεία άκαμπτης δοκού εδραζομένης στη στάθμη θεμελίωσης, ενώ θεωρείται αντιστοίχως ανοικτή τάφρος καθ' όλο το ύψος D .



Σχήμα 6.112: Μηχανισμοί αστοχίας δίστρωτου εδάφους για τετραγωνικό θεμέλιο, $H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,333$: a) $D/B = 0,15$, b) $D/B = 0,75$.

Οι δύο παράλληλες επιλύσεις έδωσαν ταυτόσημα αποτελέσματα. Για το τετραγωνικό θεμέλιο, για λόγους απλούστευσης ακολουθήθηκε η διαδικασία (β) με την οποία, ούτως ή άλλως παραλείπεται η επιρροή των τάσεων συνάφειας καθ' ύψος του δομικού στοιχείου.

Στο Σχ.6.112 απεικονίζεται ο μηχανισμός αστοχίας για την περίπτωση ανηγμένου πάχους ανώτερης στρώσης $H_1/B = 0,25$, λόγου αντοχών $SR = 0,333$ και για δύο τιμές ανηγμένου βάθους θεμελίωσης. Ο βασικός μηχανισμός είναι διατμητικής διείσδυσης και στις δύο περιπτώσεις, όπως διακρίνεται αφ' ενός μεν, στο Σχ.112a για την σχετικώς μικρή τιμή $D/B = 0,15$, σε χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετατοπίσεων, αφ' ετέρου δε στο Σχ.6.112b για $D/B = 0,75$ με καμπύλες ίσων μετατοπίσεων επί του επιπέδου συμμετρίας. Οι σχετικώς υψηλές μετατοπίσεις κατά την αστοχία φθάνουν μέχρι βάθους $1,0 \cdot B - 1,5 \cdot B$ (η μεγαλύτερη τιμή αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ανηγμένο βάθος θεμελίωσης), παρατηρείται όμως, ότι ο διαγραφόμενος μηχανισμός δεν φαίνεται να επηρεάζει ουσιαστικά την περιοχή άνω της στάθμης θεμελίωσης.



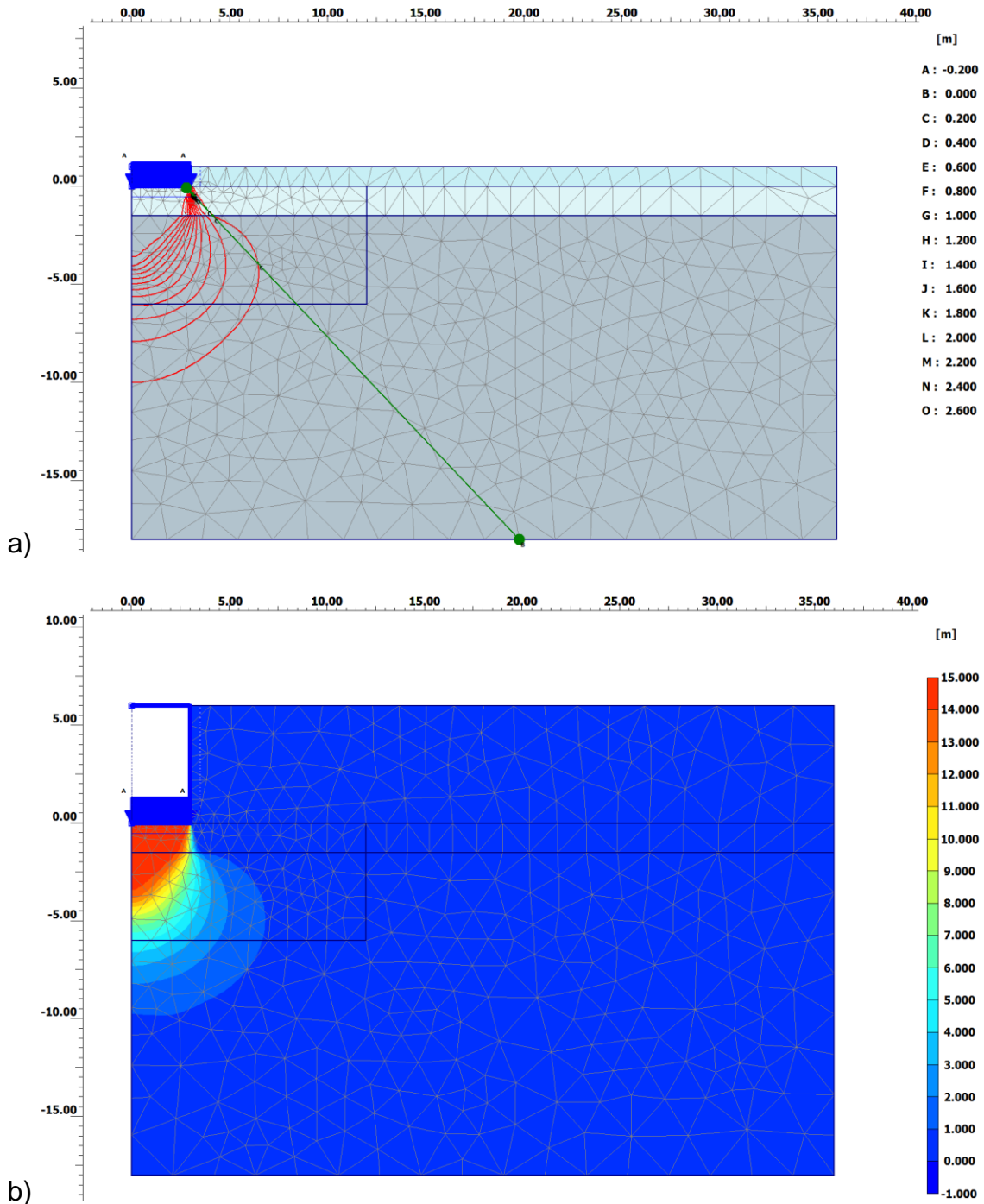
Σχήμα 6.113: Συντελεστής βάθους για τετραγωνικό θεμέλιο, ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: $H_1/B = 0,25$.

Στο Σχ.6.113 παρουσιάζονται τα διαγράμματα μεταβολής του συντελεστή βάθους d_c για την εξετασθείσα περίπτωση $H_1/B = 0,25$, ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης για τρεις τιμές του λόγου αντοχών SR . Οι τιμές του συντελεστή βάθους d_c υπολογίσθηκαν βάσει των τιμών της οριακής πίεσης q_u που προέκυψαν από τις παράλληλες Επιλύσεις I και II, σύμφωνα με τις σχέσεις (30a) και (30b), βάσει και των κατά περίπτωση ισοδυνάμων συντελεστών N^*_{c1} που αφορούν στην επιφανειακή θεμελίωση ($D = 0$). Από τα διαγράμματα αυτά προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- i) Οι συντελεστές d_c συναυξάνονται με το ανηγμένο βάθος D/B , αλλά όχι γραμμικά. Ο ρυθμός αύξησης του συντελεστή βάθους απομειώνεται σαφώς με την αύξηση του λόγου D/B .
- ii) Οι συντελεστές βάθους απομειώνονται με τη μείωση του λόγου αντοχών.

iii) Για το ομοιογενές έδαφος ($SR = 1$) και τη χαρακτηριστική τιμή $D/B = 1$ προέκυψε $d_c = 1,50$ περίπου, τιμή που φαίνεται να υπερβαίνει τις προτεινόμενες βάσει των γνωστών μεθοδολογιών που λαμβάνουν υπ' όψιν τον συγκεκριμένο παράγοντα.

7.3 Κυκλική θεμελίωση σε βάθος



Σχήμα 6.114: Μηχανισμοί αστοχίας δίστρωτου εδάφους για κυκλικό θεμέλιο, $H_1/2R = 0,25$ και $SR = 0,133$: a) $D/B = 0,167$, b) $D/B = 1,0$.

Οι αναλύσεις είχαν ως σκοπό τον υπολογισμό του συντελεστή βάθους d_c , καθώς και του διορθωτικού συντελεστή λ_D (επί του όρου βάθους που υποκαθίσταται με την επιφόρτιση q), επομένως έγιναν σε δύο σειρές παραλλήλων επιλύσεων (I και II), όπως και για την λωριδωτή και την τετραγωνική θεμελίωση. Οι βασικές σχέσεις που εφαρμόζονται στην πράξη βάσει των γνωστών μεθοδολογιών είναι ταυτόσημες με αυτές της τετραγωνικής θεμελίωσης, δηλαδή οι (30a) ή (30b), παρ' όλο που διαφοροποιείται ελαφρά ο συντελεστής σχήματος s_c , έστω και κατ' εξαίρεση σύμφωνα με τις αντίστοιχες προτάσεις.

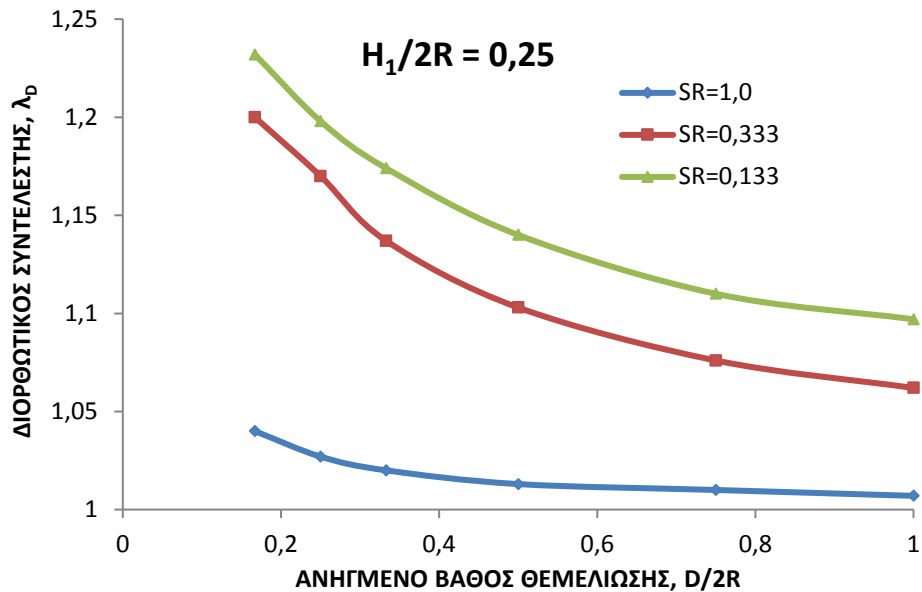
Η γεωμετρική προσομοίωση του δίστρωτου εδάφους έγινε με δύο τιμές του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης, $H_1/B = 0,25$ και $0,50$, όπου B η διάμετρος ($2 \cdot R$). Η προσομοίωση της θεμελίωσης έγινε μέσω στοιχείων άκαμπτης δοκού, ενώ προβλέφθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας, καθώς και η απαλοιφή των διατμητικών τάσεων συναφείας κατά την παράπλευρη επιφάνεια ύψους D ($R_{int} \approx 0$). Το ανηγμένο βάθος θεμελίωσης εξετάσθηκε και πάλι με τιμές κυμαινόμενες εντός των ορίων $0 \leq (D/B) \leq 1$.

α) $H_1/B = 0,25$: Στο Σχ.6.114 φαίνεται η τομή των επιφανειών ίσων μετατοπίσεων για τη χαμηλή τιμή λόγου αντοχών $SR = 0,133$ και δύο τιμές ανηγμένου βάθους. Από το Σχ.6.114a διαγράφεται ο μηχανισμός αστοχίας μέσω των καμπύλων ίσων μετατοπίσεων για $D/B = 0,15$, με σαφή αντιστοίχιση σε μηχανισμό διατμητικής διείδυσης και σχετικά μεγάλες μετατοπίσεις εκτεινόμενες μέχρι βάθους περίπου $1,0 \cdot B$ ($B = 2 \cdot R$). Αντιστοίχως στο Σχ.6.114b μέσω της χρωματικής απεικόνισης των συνολικών μετατοπίσεων παρατηρείται ότι ο μηχανισμός εκτείνεται μέχρι βάθους περίπου $1,5 \cdot B$, όμως και στις δύο περιπτώσεις δεν φαίνεται να επηρεάζει σημαντικά την υπερκείμενη της στάθμης θεμελίωσης εδαφική ζώνη, όπως άλλωστε σημειώθηκε σε αντίστοιχες εικόνες αστοχίας.

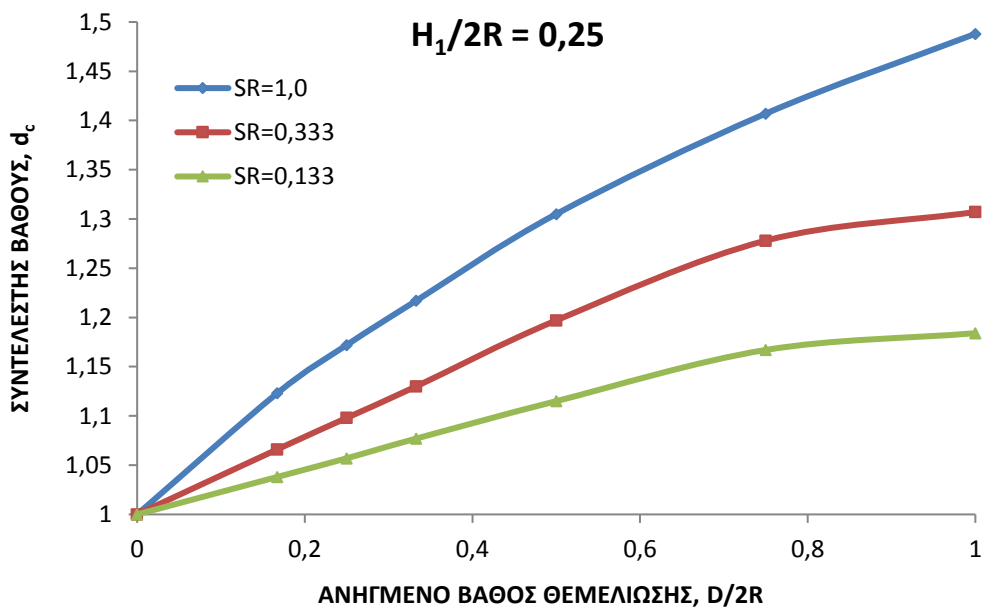
Στο Σχ.6.115 παρουσιάζονται τα διαγράμματα μεταβολής του διορθωτικού συντελεστή λ_D από τις Επιλύσεις II που αναφέρονται ουσιαστικώς στην επιρροή της επιφόρτισης q στη φυσική επιφάνεια του εδάφους που υποτίθεται ότι συμπίπτει με τη στάθμη έδρασης της θεμελίωσης. Για το ομοιογενές έδαφος υπολογίσθηκαν τιμές πρακτικά $\lambda_D \approx 1$ (ή ελάχιστα υψηλότερες της μονάδας), επομένως φαίνεται να επιβεβαιώνεται η πρόταση για συντελεστή επιφόρτισης 1 (στον αντίστοιχο όρο του τύπου φέρουσας ικανότητας). Αντιθέτως, η επιρροή της φόρτισης λόγω ιδίου βάρους γαιών συμπεραίνεται ότι είναι γενικά σημαντικότερη για δίστρωτο έδαφος, δεδομένου ότι οι τιμές του συντελεστή λ_D αυξάνονται με τη μείωση του λόγου αντοχών SR . Διαπιστώνεται επίσης από το ίδιο σχήμα ότι οι τιμές λ_D μειώνονται με την αύξηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης.

Ο συντελεστής βάθους d_c δίδεται στο Σχ.6.116 ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους D/B και από τα σχετικά διαγράμματα προκύπτουν οι εξής παρατηρήσεις:

- i) Γενικά, ο συντελεστής d_c αυξάνεται με το ανηγμένο βάθος, όχι όμως γραμμικά.
- ii) Οι τιμές του συντελεστή d_c μειώνονται με τη μείωση του λόγου αντοχών SR .
- iii) Ειδικώς, για το ομοιογενές έδαφος και τη χαρακτηριστική τιμή $D/B = 1$ προέκυψε $d_c = 1,50$ περίπου, δηλαδή όσο και για την τετραγωνική θεμελίωση (βάσει των ακριβών τιμών για τις δύο περιπτώσεις, για το κυκλικό θεμέλιο ο συντελεστής είναι κατά 2% περίπου μικρότερος).



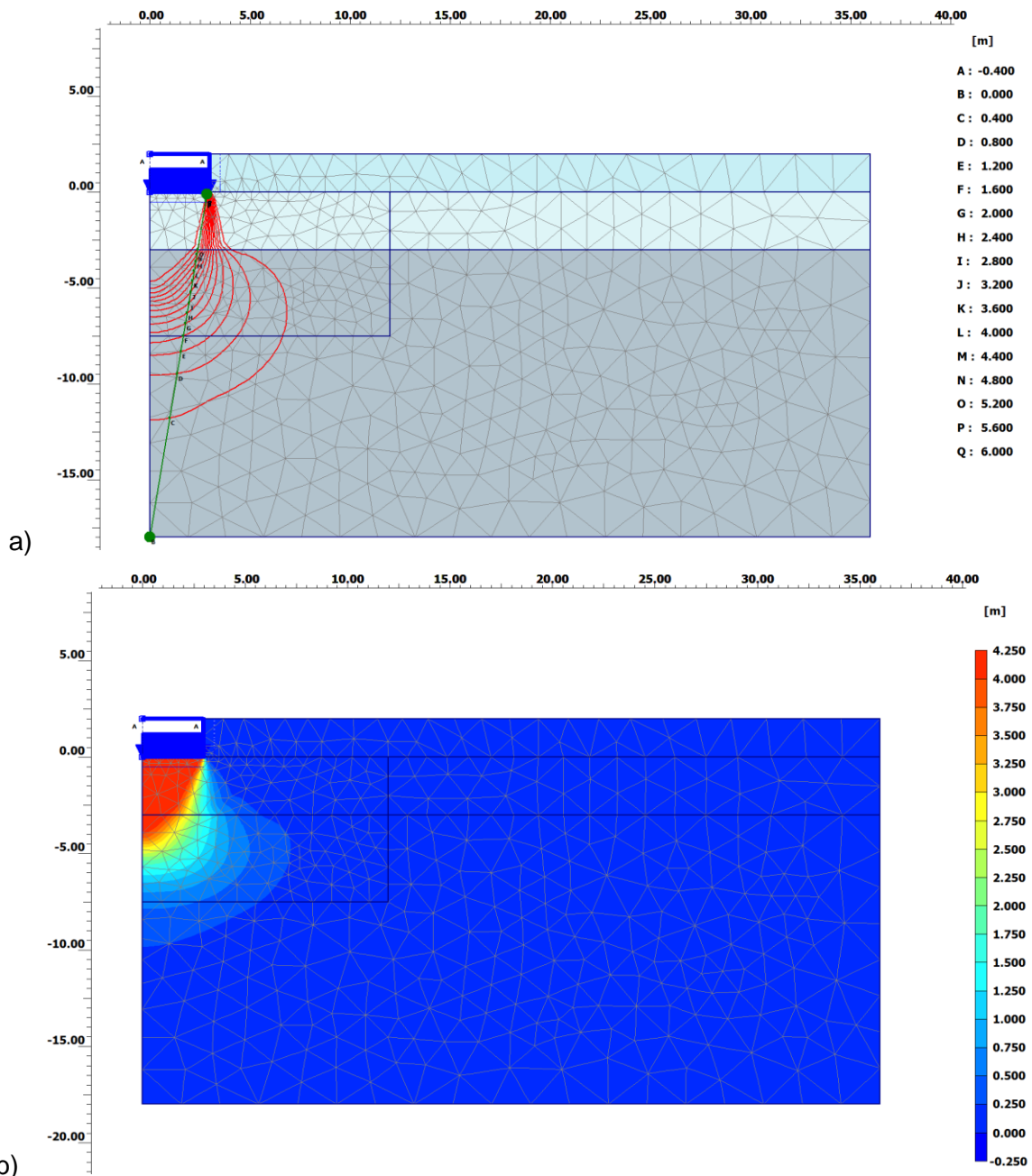
Σχήμα 6.115: Διορθωτικός συντελεστής λ_D (Επιλύσεις II) ως συνάρτηση του λόγου $D/2R$: Κυκλική θεμελίωση, $H_1/2R = 0,25$.



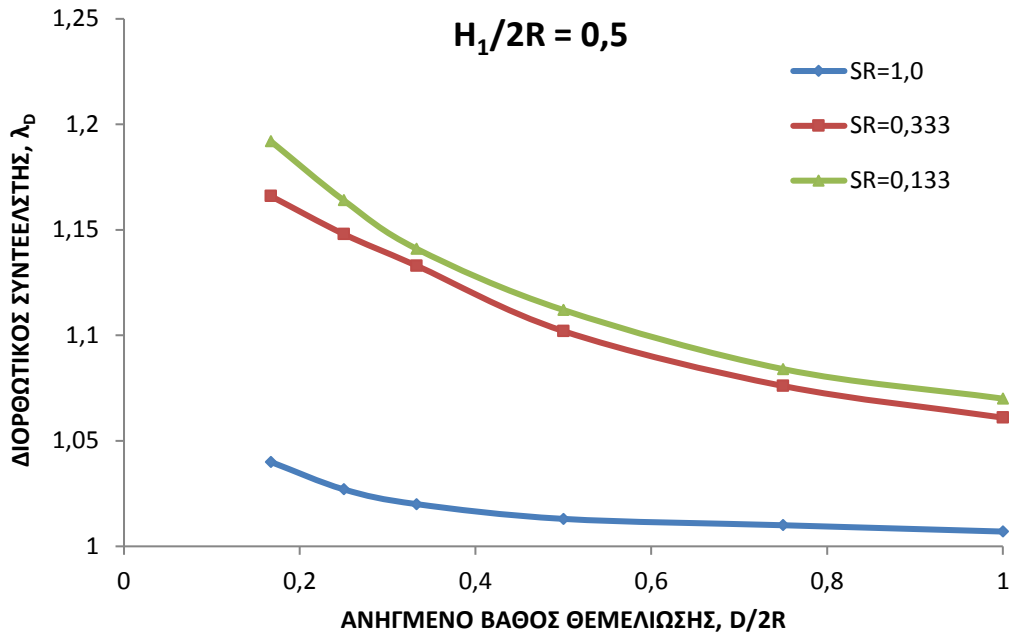
Σχήμα 6.116: Συντελεστής βάθους ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: Κυκλικό θεμέλιο, $H_1/2R = 0,25$.

β) $H_1/B = 0,50$: Στο Σχ.6.117 απεικονίζεται ο μηχανισμός αστοχίας για τη συγκεκριμένη τιμή ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης 0,333 και δύο τιμές του λόγου αντοχών SR. Για την περίπτωση $SR = 0,133$ (a) αναπτύσσεται μηχανισμός διατμητικής διείδυσης (τύπου III) με βάθος επιρροής περίπου $1,50 \cdot B$ ($B = 2 \cdot R$), όπως τουλάχιστον φαίνεται από τις σημαντικές μετατοπίσεις κατά την αστοχία. Στο Σχ.6.117 (b) για $SR = 0,50$ αναπτύσσεται ενδιάμεσος μηχανισμός (τύπου II), με μικρότερο βάθος επιρροής (περίπου $1,0 \cdot B$), ο οποίος όμως, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση δεν φαίνεται να επηρεάζει σημαντικά τη ζώνη εδάφους άνω της στάθμης θεμελίωσης.

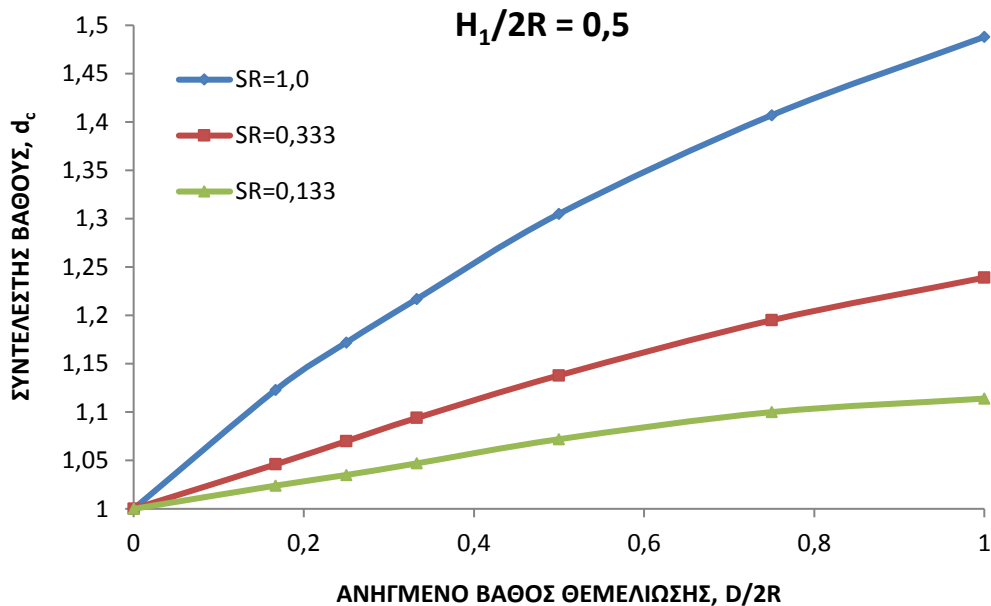
Από τις Επιλύσεις II υπολογίσθηκαν οι τιμές του «διορθωτικού» συντελεστή λ_D που ουσιαστικά ενσωματώνει τη σύγχρονη επιρροή του σχήματος και του βάθους και αφορά στον όρο επιφόρτισης (βάθους θεμελίωσης στην υπ' όψιν περίπτωση) του τύπου της φέρουσας ικανότητας κατ' αναλογία με την προηγούμενη περίπτωση ($H_1/2 \cdot R = 0,25$). Παρατηρείται αύξηση του συντελεστή λ_D με την μείωση του λόγου αντοχών και για συγκεκριμένη τιμή SR σημειώνεται επίσης μείωση του συντελεστή με την αύξηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης, όπως είναι εμφανές από το Σχ.6.118. Εντούτοις, οι τιμές του λ_D είναι μικρότερες των αντιστοίχων της περίπτωσης του μικρότερου ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης. Προφανώς, οι τιμές του «διορθωτικού» συντελεστή για το ομοιογενές έδαφος είναι ταυτόσημες με αυτές της προηγούμενης περίπτωσης, δηλαδή ελαφρώς μόνο μεγαλύτερες από τη μονάδα και πρακτικά $\lambda_D = 1$.



Σχήμα 6.117: Μηχανισμοί αστοχίας για $D/B = 1/3$, Κυκλικό θεμέλιο: a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,50$.



Σχήμα 6.118: Διορθωτικός συντελεστής λ_D (Επιλύσεις II) ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: Κυκλικό θεμέλιο, $H_1/2 \cdot R = 0,50$.



Σχήμα 6.119: Συντελεστής βάθους συναρτήσεσι του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: Κυκλικό θεμέλιο, $H_1/2 \cdot R = 0,50$.

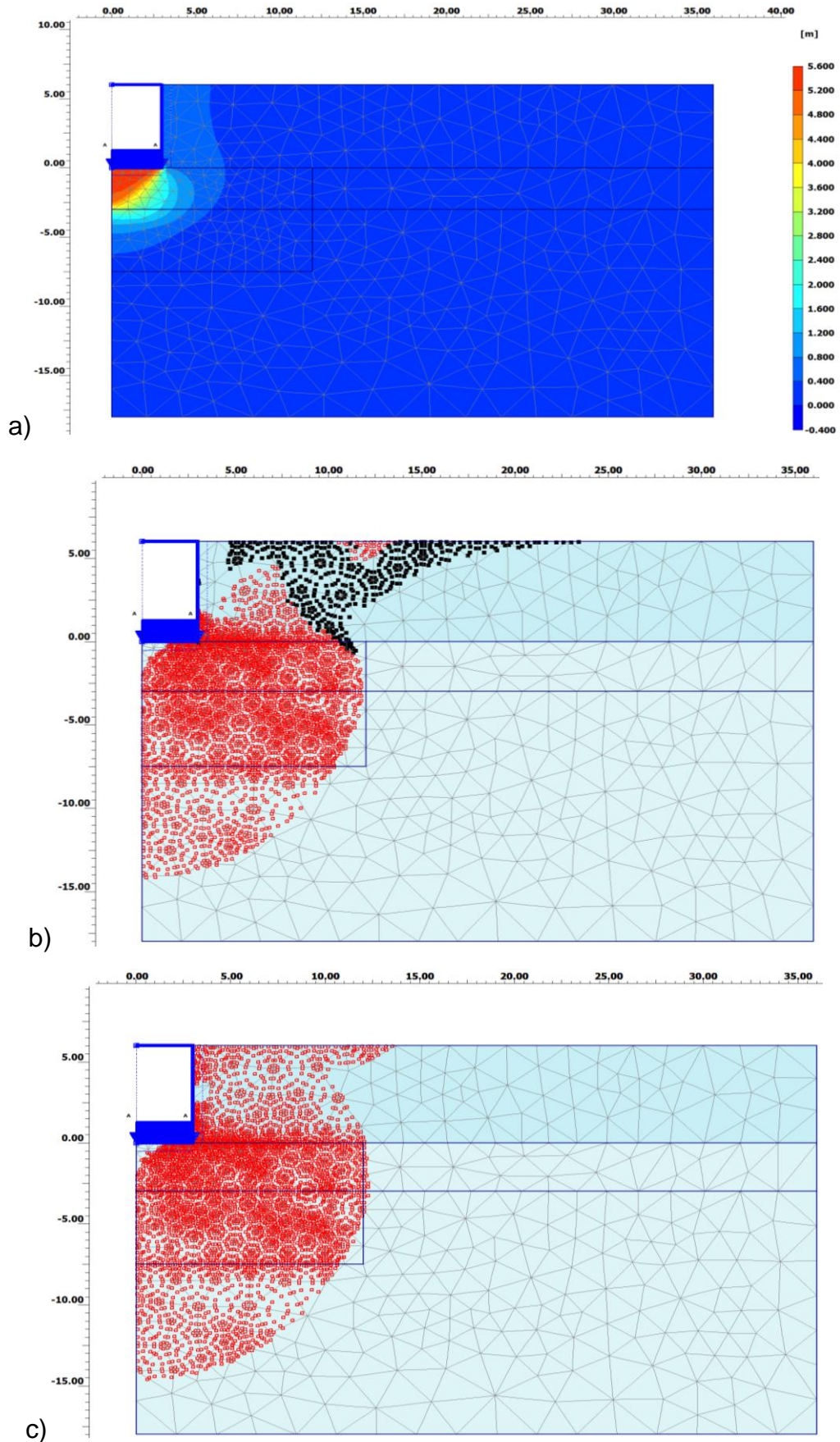
Στο Σχ.6.119 παρουσιάζονται τα διαγράμματα του συντελεστή βάθους d_c ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης, για τρεις τιμές του λόγου αντοχών SR. Παρατηρείται μείωση του υπ' όψιν συντελεστή με τη μείωση του λόγου αντοχών, ενώ για συγκεκριμένη τιμή SR, αυξάνεται μεν ο συντελεστής βάθους με την αύξηση του λόγου D/B όχι όμως γραμμικά, αλλά ο ρυθμός αύξησης του d_c απομειώνεται βαθμιαία για αυξανόμενο βάθος θεμελίωσης. Από το σύνολο των αναλύσεων για κυκλικό θεμέλιο σε βάθος εντός της πρώτης στρώσης δίστρωτου σχηματισμού με $SR \leq 1$ παρατηρούνται επιπλέον τα εξής:

i) Με βάση τα αποτελέσματα για το ομοιογενές έδαφος, σημειώθηκε ήδη ότι ο συντελεστής d_c λαμβάνει γενικά υψηλότερες τιμές από τις προτεινόμενες της βιβλιογραφίας. Το μέρος της φέρουσας ικανότητας που οφείλεται στη συνοχή γενικά αποδίδεται, σύμφωνα με τις γνωστές θεωρίες, από τη σχέση $(N_{c0} \cdot s_c \cdot d_c) \cdot s_u$, με τιμές $s_c = 1,2-1,3$ και για $D/B = 1$ τετραγωνικού ή κυκλικού θεμελίου επίσης, $d_c = 1,2$ (υπολογισμός υπό αστράγγιστες συνθήκες). Για επιφανειακή θεμελίωση τετραγωνικού ή κυκλικού σχήματος, οι αναλύσεις έδωσαν $s_c = 1,20$ περίπου, δηλαδή όπως οι προτεινόμενες από τις γνωστές μεθοδολογίες. Αντιστοίχως, για λωριδωτή θεμελίωση σε βάθος $D/B = 1$, προέκυψε από τις αναλύσεις ότι $d_c = 1,2$, δηλαδή τιμή ταυτόσημη με την γενικά προτεινόμενη. Ωστόσο, για τετραγωνικό ή κυκλικό θεμέλιο σε βάθος (δηλαδή στην περίπτωση που συντρέχουν συγχρόνως συνθήκες απόκλισης από την ιδεατή της επιφανειακής λωρίδας), οι υπολογιζόμενοι ισοδύναμοι συντελεστές φέρουσας ικανότητας $N_{c,d}^*$ δεν φαίνεται να αποδίδονται μέσω του γινομένου $(s_c \cdot d_c)$ με τις ανεξαρτήτως προτεινόμενες τιμές s_c , d_c . Σημειώνεται ότι οι συντελεστές d_c των διαγραμμάτων υπολογίσθηκαν βάσει της σχέσης $d_c = N_{c,d}^*/N_{c0}^*$, όπου $N_{c0}^* = s_c \cdot N_{c0}$.

ii) Η γενική παρατήρηση μη σαφούς επέκτασης του μηχανισμού αστοχίας άνω της στάθμης θεμελίωσης φαίνεται να συνδέεται με την παραδοχή των αναλύσεων σχετικά με την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στην υπ' όψιν περιοχή. Επιλέχθηκε η σχετικά ακραία (αλλά και πρακτικά περισσότερο αποδεκτή) παραδοχή μηδενικής εφελκυστικής αντοχής. Η τυχόν επιλογή της άλλης δυνατότητας που παρέχει τουλάχιστον το Πρόγραμμα H/Y που εφαρμόστηκε, δηλαδή της ελάχιστης ανεκτής κύριας πλευρικής τάσης ($\sigma_3 < 0$), σύμφωνα με το κριτήριο Mohr-Coulomb, θα οδηγούσε σε διαφοροποίηση του μηχανισμού και μικρή αύξηση του συντελεστή βάθους d_c .

Στο Σχ.6.120 δίδονται χαρακτηριστικές εικόνες από τις αναλύσεις για λόγο αντοχών $SR = 1$ και ανηγμένο βάθος $D/B = 1$. Στο Σχ.6.120a παρουσιάζεται χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετατοπίσεων για μηδενική εφελκυστική αντοχή και αντιστοίχως το b τις περιοχές οριακής ισορροπίας κατά την αστοχία (πλαστικές ζώνες), κατά το κριτήριο Mohr-Coulomb (κόκκινα σημεία) και βάσει της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής (μαύρα σημεία). Είναι προφανής η διακοπή του μηχανισμού διατμητικής αστοχίας με τάση «αποκόλλησης» υπό γωνία λόγω της εκτεταμένης περιοχής αστοχίας που οφείλεται στις εφελκυστικές τάσεις. Αντιθέτως, στο σχήμα 6.120c, με παραδοχή περιορισμένης έστω, εφελκυστικής αντοχής, ο μηχανισμός αστοχίας επεκτείνεται μέχρι την επιφάνεια. Στην υπ' όψιν περίπτωση, υπολογίσθηκε συντελεστής βάθους κατά 3% περίπου υψηλότερος από αυτόν της συμβατικής ανάλυσης. Η διαφορά οφείλεται στη μικρή έστω απόκλιση μεταξύ των μηχανισμών αστοχίας και ήταν αναμενόμενο η φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης να είναι ελαφρά έστω υψηλότερη στην περίπτωση μη μηδενικής εφελκυστικής αντοχής του εδάφους.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.120: Μηχανισμός αστοχίας για $D/B = 1,0$ και $SR = 1$: (a) και (b) παραδοχή μηδενικής εφελκυστικής αντοχής, (c) περιορισμένη εφελκυστική αντοχή.

8. Επιρροή προσθέτων παραγόντων επί της φέρουσας ικανότητας

8.1 Επιρροή της ακαμψίας της θεμελιώσεως

Για τη βασική περίπτωση της θεμελιολωρίδας εξετάστηκε η επιρροή της ακαμψίας του στοιχείου θεμελιώσεως επί της φέρουσας ικανότητας δίστρωτου αργλικού σχηματισμού με $SR < 1$. Πραγματοποιήθηκαν παράλληλες αναλύσεις για δύο ακραίες περιπτώσεις, ως εξής:

i) Πρακτικώς άκαμπτη θεμελιολωρίδα

ii) Απολύτως εύκαμπτη επιφάνεια φορτίσεως

Σε κάθε περίπτωση η ακαμψία αποτελεί σχετικό μέγεθος που μπορεί να αξιολογηθεί ποσοτικά μέσω κατάλληλα οριζόμενου συντελεστή (ή παράγοντα) σχετικής ακαμψίας, όπως για παράδειγμα σύμφωνα με τη σχέση:

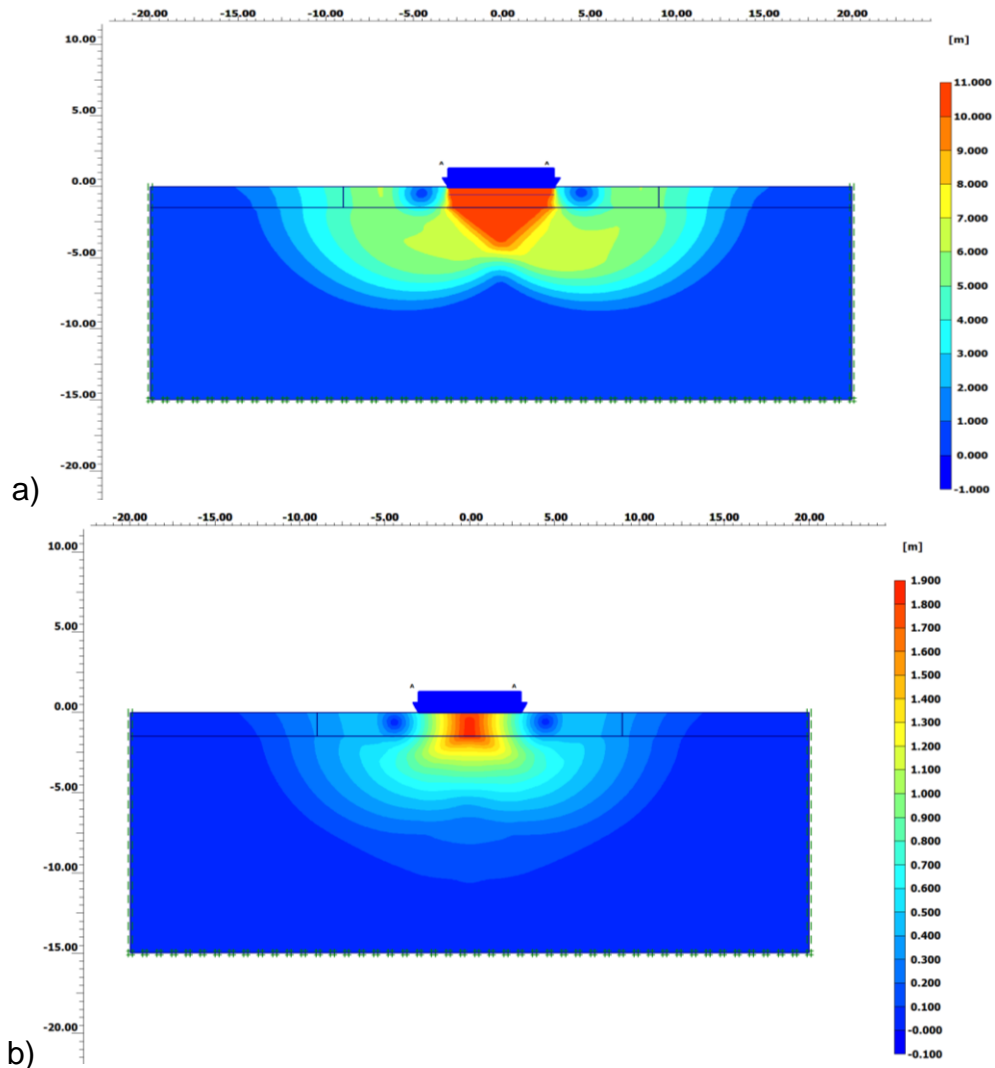
$$R = \frac{E_b \cdot J_b}{E_s \cdot B^3} \quad (32)$$

Όπου $E_b \cdot J_b$ η ακαμψία της λωρίδας (E_b το μέτρο ελαστικότητας, J_b η ροπή αδραειάς) και E_s το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους.

Στην περίπτωση της πρακτικώς άκαμπτης θεμελιολωρίδας οι αναλύσεις έγιναν για μία πολύ υψηλή τιμή του παράγοντα R ($R = 320$). Αντιθέτως, η παράλληλη σειρά αναλύσεων για απολύτως εύκαμπτη επιφάνεια έγιναν για $R = 0$, δεδομένου ότι θεωρήθηκε άμεση εφαρμογή της ομοιόμορφης φόρτισης στο έδαφος χωρίς παρεμβολή του στοιχείου θεμελιώσεως. Εξετάστηκαν δύο αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης, $H_1/B = 0,25$ και $0,50$ για ευρύ φάσμα του λόγου αντοχών SR . Στο Σχ.6.121 συγκρίνεται ο μηχανισμός αστοχίας για την περίπτωση του μικρότερου λόγου H_1/B για τη συγκεκριμένη τιμή $SR = 0,167$ ($s_{u,1} = 6 \cdot s_{u,2}$).

Στην περίπτωση του άκαμπτου θεμελίου, φαίνεται σαφώς η ανάπτυξη μηχανισμού διατμητικής διεισδύσεως. Αντιθέτως, ο μηχανισμός «διείσδυσης» φαίνεται διαφοροποιημένος για την εύκαμπτη θεμελίωση (Σχ.121b), λόγω της ανισοκατανομής των κατακορύφων μετατοπίσεων κατά μήκος, με μέγιστες τιμές, προφανώς στην κεντρική περιοχή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ

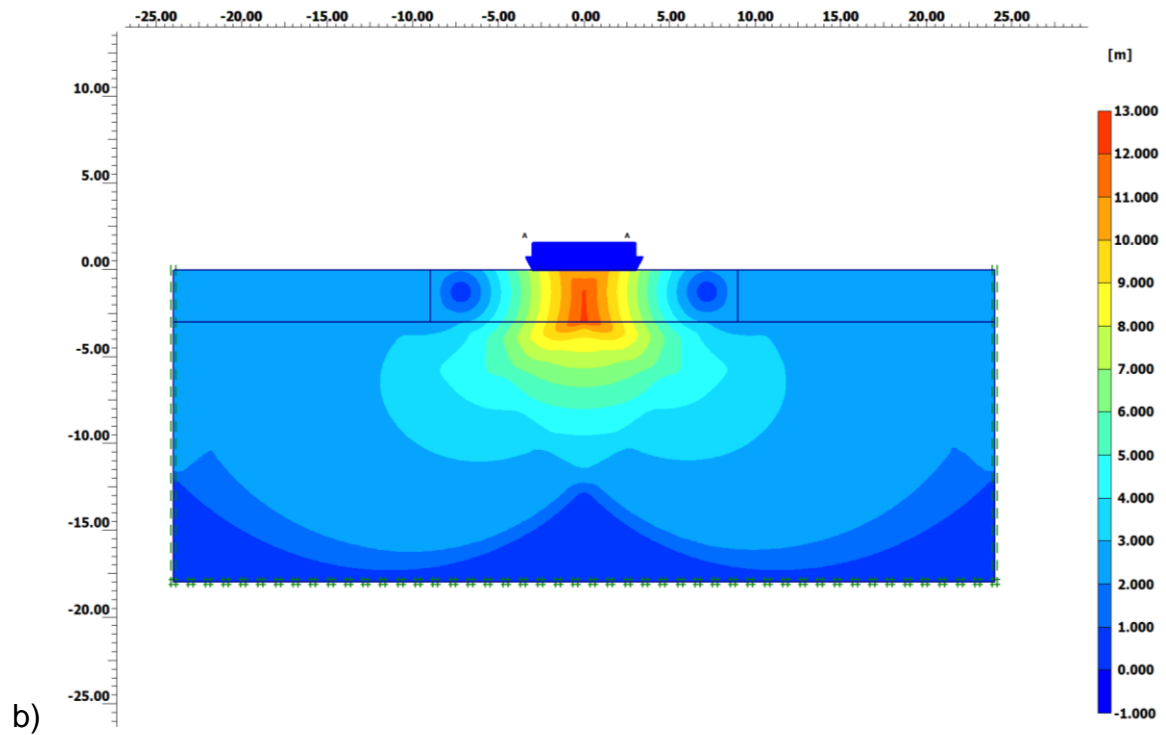
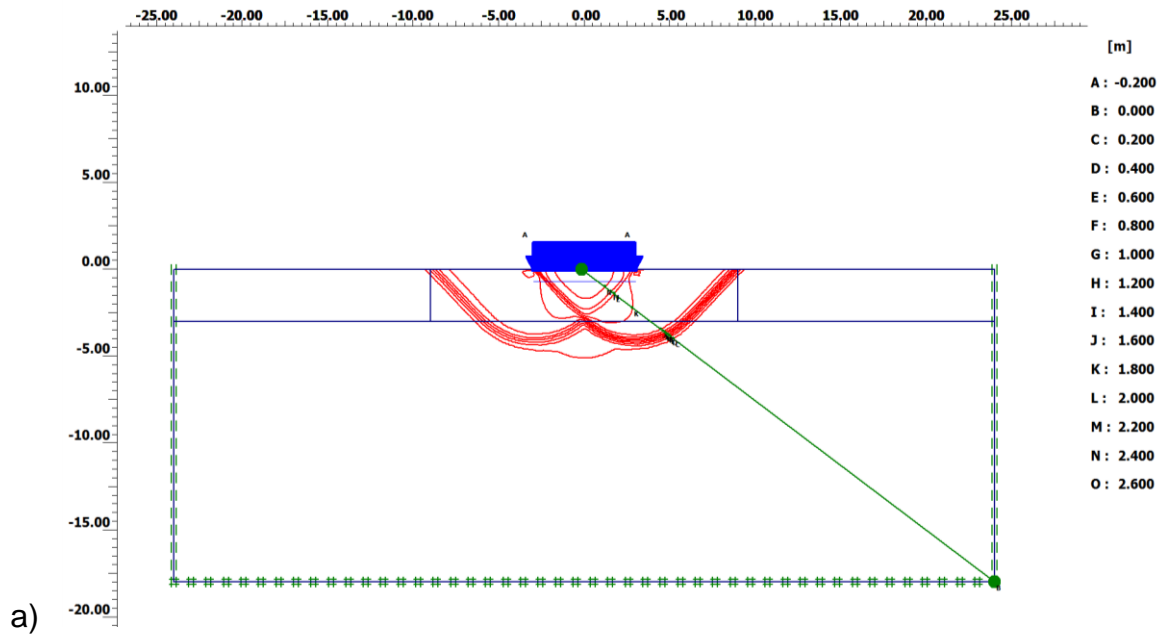


Σχήμα 6.121: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και λόγο αντοχών $SR = 0,167$:
a) Πρακτικώς άκαμπτη θεμελιολωρίδα, b) Απολύτως εύκαμπτη επιφάνεια φορτίσεως.

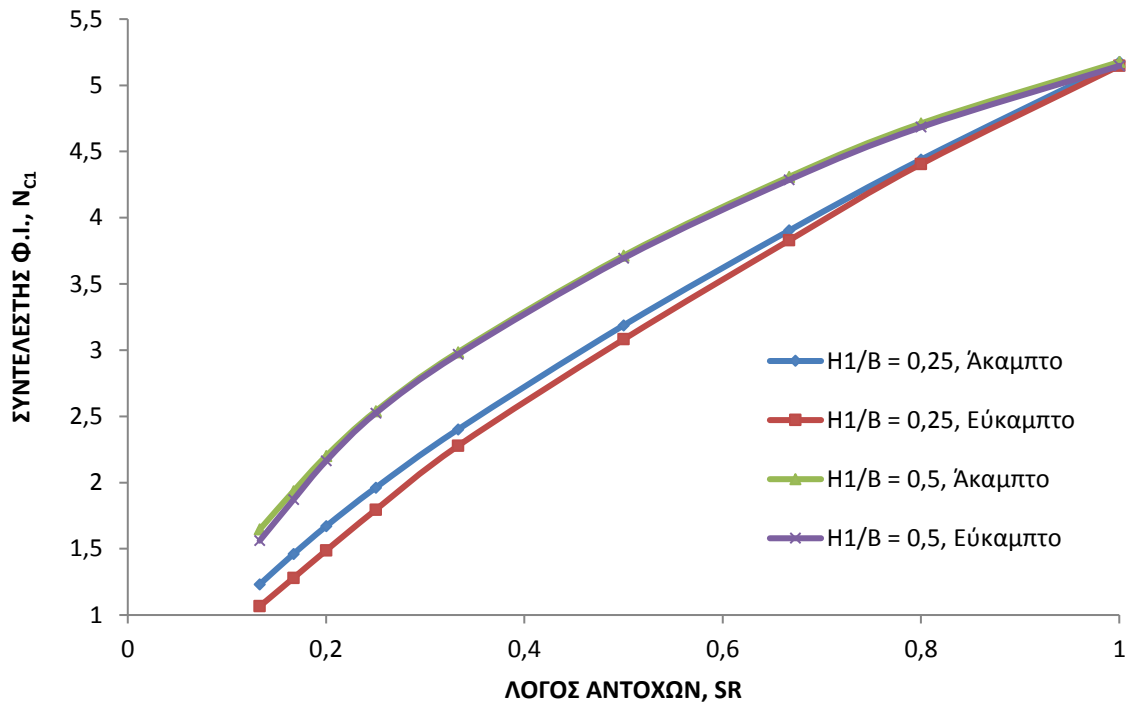
Στο Σχ.6.122, για την απολύτως εύκαμπτη θεμελίωση δίδονται συγκριτικά οι μηχανισμοί αστοχίας για τη μεγαλύτερη τιμή του ανηγμένου πάχους ($H_1/B = 0,50$), για δύο ακραίες τιμές του λόγου αντοχών. Για την ειδική περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους (Σχ.6.122a), ο μηχανισμός αστοχίας είναι τύπου I, δηλαδή κατά Prandtl και δεν φαίνεται κάποια ουσιαστική διαφοροποίηση από αντίστοιχες επιλύσεις ακάμπτων θεμελιολωρίδων.

Αντιθέτως, για $SR = 0,133$ ($s_{u,1} = 7,5 \cdot s_{u,2}$), στο Σχ.6.122b παρουσιάζεται διαφοροποιημένος ο μηχανισμός από αυτόν της σαφούς διατμητικής διεισδύσεως, με κεντρική περιοχή «διεισδύσεως» λόγω της προφανούς ανισοκατανομής των καθιζήσεων, ακόμη και κατά την αστοχία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ



Σχήμα 6.122: Εύκαμπτη επιφάνεια σε δίστρωτο σχηματισμό με $H_1/B = 0,50$:
Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας: a) $SR = 1,0$, b) $SR = 0,133$.



Σχήμα 6.123: Σύγκριση τιμών του ισοδυνάμου συντελεστή N_{c1} για δύσκαμπτη και εύκαμπτη θεμελιολωρίδα.

Από τις παράλληλες αριθμητικές αναλύσεις προέκυψαν οι τιμές του ισοδυνάμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας, οι οποίες συγκρίνονται στο Σχ.6.123, απ' όπου προκύπτουν τα εξής:

- i) Γενικώς, οι τιμές N_{c1} για την εύκαμπτη επιφάνεια είναι μικρότερες- έστω και ελαφρώς- από τις αντίστοιχες για την πρακτικώς άκαμπτη. Όμως οι διαφορές είναι σαφέστερες στην περίπτωση του μικρότερου ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης ($H_1/B = 0,25$).
- ii) Η μέγιστη απόκλιση μεταξύ των ανωτέρω τιμών εντοπίστηκε για το μικρότερο πάχος και τη χαμηλότερη τιμή του λόγου αντοχών (δηλαδή $SR = 0,133$) και υπολογίστηκε με την αρκετά σημαντική τιμή 13,5%. Οι αποκλίσεις μεταξύ των τιμών είναι μικρότερες για τις υψηλότερες τιμές λόγου αντοχών SR και μάλιστα οι συντελεστές N_{c1} συγκλίνουν για υψηλές τιμές ($SR \geq 0,667$) και ταυτίζονται πρακτικά για το ομοιογενές έδαφος.
- iii) Οι ανωτέρω παρατηρήσεις φαίνονται συμβατές με τους διαπιστωμένους μηχανισμούς αστοχίας κατά περίπτωση, που ταυτίζονται για υψηλές τιμές λόγου αντοχών SR και αποκλίνουν για τις χαμηλότερες τιμές του λόγου αντοχών και του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης. Είναι προφανές λοιπόν, ότι θα αναμενόταν μέγιστη προσέγγιση των αποτελεσμάτων για το εύρος τιμών H_1/B και SR , όπου δεν ισχύει πλέον η γραμμική συσχέτιση N_{c1} και H_1/B , για την οποία θα γινόταν ανάπτυξη σαφούς μηχανισμού διατμητικής διείδυσης, που προϋποθέτει ομοιόμορφη ή περίπου ομοιόμορφη κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος της επιφάνειας φόρτισης. Αυτό όμως συμβαίνει, μόνο για πρακτικά άκαμπτες επιφάνειες φόρτισης.

8.2 Επιρροή του αρχικού εντατικού πεδίου στη στάθμη διεπιφάνειας

Στην παράγραφο 3.2 διατυπώθηκαν απλές σχέσεις με βάση τον μηχανισμό διατμητικής διείσδυσης (για λόγο αντοχών $SR < 1$) υπό την απλουστευτική παραδοχή ότι το συνολικό οριακό φορτίο οφείλεται στην ανάπτυξη δυο διακριτών μηχανισμών αστοχίας στις δύο εδαφικές στρώσεις. Ειδικότερα, κατά την εκτίμηση της οριακής πίεσης αστοχίας στην υποκείμενη στρώση, με μηχανισμό τύπου Prandtl, αγνοήθηκε η επιρροή της τάσης λόγω υπερκειμένων στη διεπιφάνεια. Η υπ' όψιν πίεση, έστω q_1 , θα επηρέαζε τις σχέσεις ισορροπίας, ως εξής (Σχ.6.124):

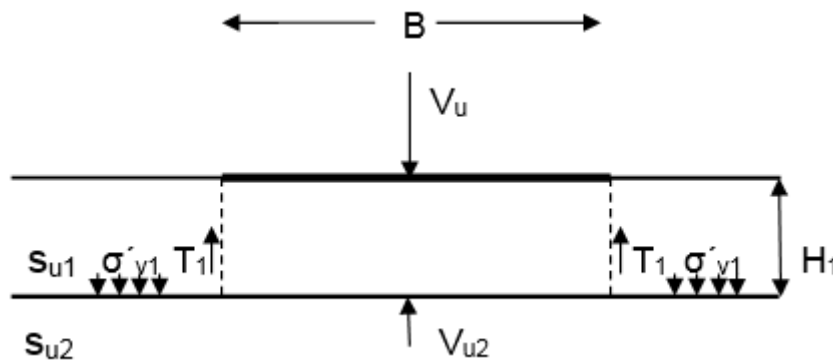
$$V_u = V_{u1} + V_{u2} = 2T_1 + V_{u2} = 2 \cdot \lambda_H \cdot s_{u,1} \cdot H_1 + \lambda_B \cdot B \cdot [N_{c0} \cdot s_{u,2} + q_1] \quad (33a)$$

Σε όρους πιέσεων η ανωτέρω σχέση γράφεται:

$$q_u = 2 \cdot \lambda_H \cdot s_{u,1} \cdot \frac{H_1}{B} + \lambda_B \cdot [N_{c0} \cdot s_{u,2} + q_1] = N_{c1} \cdot s_{u,1} \quad (33b)$$

Άρα με την ανωτέρω παραδοχή θα προέκυπτε η ελαφρώς τροποποιημένη σχέση για το ισοδύναμο συντελεστή φέρουσας ικανότητας:

$$N_{c,1} = 2 \cdot \lambda_H \cdot \frac{H_1}{B} + \lambda_B \cdot \left[\frac{s_{u,2}}{s_{u,1}} + \frac{q_1}{s_{u,1}} \right] \quad (34)$$



Σχήμα 6.124: Απλουστευμένος μηχανισμός διατμητικής διείσδυσης: Ισορροπία δυνάμεων.

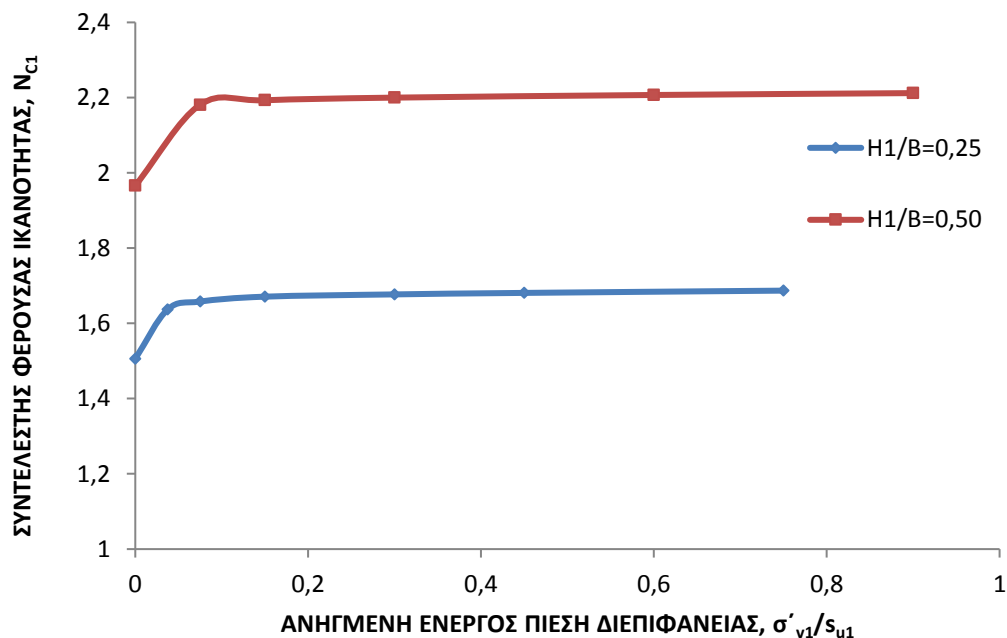
Διευκρινίζεται ότι κατά τις αριθμητικές αναλύσεις και την έμμεση εκτίμηση του συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_{c1} βάσει της σχέσης $q_u = N_{c1} \cdot s_{u,1}$, λήφθηκε υπ' όψιν το ίδιο βάρος της άνω στρώσης του εδάφους με την εύλογη τιμή $\gamma_1 = 20 \text{ kN/m}^3$ και στάθμη υπογείων υδάτων στην επιφάνεια, επομένως για τις συγκεκριμένες περιπτώσεις η επιρροή της πίεσης λόγω υπερκειμένων q_1 , έχει συνεκτιμηθεί στα αποτελέσματα. Οι αναλύσεις έγιναν για ένα αρκετά αντιπροσωπευτικό πλάτος λωρίδας $B = 6 \text{ m}$, εντούτοις ανακύπτει το ερώτημα αν οι διαφοροποιήσεις ή στο πλάτος είτε στο μέγεθος γ_1 θα είχαν πρακτικά υπολογίσιμη επιρροή στα αποτελέσματα. Τόσο από τις δοκιμαστικές όσο και από τις συστηματικότερες αναλύσεις προέκυψαν τα ακόλουθα:

i) Επιβεβαιώθηκε ότι για την ειδική περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους, ο συντελεστής N_{c1} είναι ανεξάρτητος του μοναδιαίου βάρους γ_1 , όπως άλλωστε και θεωρητικά είναι δεδομένο.

ii) Στη γενική περίπτωση δίστρωτου εδάφους, ο συντελεστής N_{c1} , για δεδομένη τιμή του γ_1 είναι ανεξάρτητος του μοναδιαίου βάρους γ_2 της υποκείμενης στρώσης, όπως αναμενόταν, αλλά και υποδεικνύεται από την απλουστευμένη σχέση (34).

iii) Ο συντελεστής $N_{c,1}$, επηρεάζεται από την ανηγμένη πίεση λόγω υπερκειμένων κατά τη διεπιφάνεια, $q/s_{u,1}$, όπου $q = \sigma'_{v1} = \gamma'_1 \cdot H_1$, δηλαδή σε αναφορά ενεργών και όχι ολικών τάσεων. Τούτο διαπιστώθηκε από παράλληλες δοκιμές με συγκεκριμένη τιμή του μοναδιαίου βάρους ($\gamma_1 = 20 \text{ kN/m}^3$), χωρίς στάθμη υπογείων υδάτων ή με στάθμη στην επιφάνεια, καθώς και από δοκιμές με διαφορετικές τιμές γ_1 (αναφορά ολικών τάσεων), αλλά ταυτόσημες τιμές γ'_1 (αναφορά ενεργών τάσεων).

iv) Για αβαρές έδαφος ($\gamma'_1 = 0$) προέκυψαν οι σχετικά χαμηλότερες τιμές του συντελεστή N_{c1} , ενώ οι περαιτέρω αναλύσεις έγιναν για σταθερές τιμές του λόγου αντοχών και του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης H_1/B , αλλά μεταβαλλόμενες τιμές $\sigma'_{v1}/s_{u,1}$.



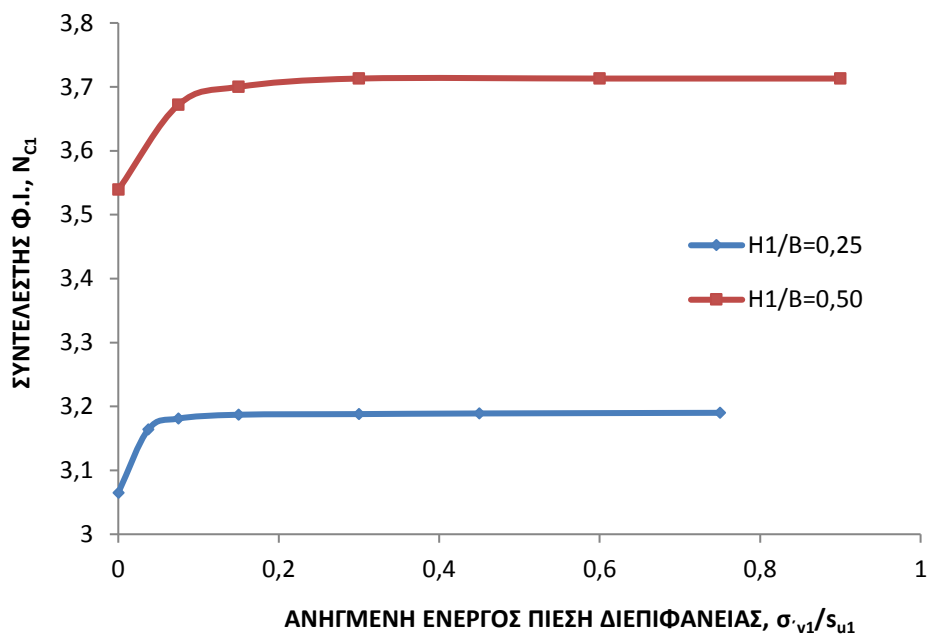
Σχήμα 6.125: Επιρροή του αρχικού εντατικού πεδίου στο συντελεστή N_{c1} , για λόγο αντοχών $SR = 0,20$.

Στο Σχ.6.125 παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή $N_{c,1}$ συναρτήσει της ανηγμένης ενεργού πίεσης λόγω υπερκειμένων $\sigma'_{v1}/s_{u,1}$, για τη συγκεκριμένη τιμή $SR = 0,20$ και για δύο τιμές του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης. Από το σχήμα δεν διαφαίνεται οιαδήποτε γραμμική συσχέτιση μεταξύ των μεγεθών N_{c1} και $\sigma'_{v1}/s_{u,1}$, παρ' όλο που προκύπτει σαφώς ότι ο υπ' όψιν συντελεστής συναυξάνεται με την ανηγμένη ενεργό πίεση. Προκύπτουν επίσης, τα ακόλουθα συμπεράσματα:

i) Σε περιοχή μικρών ενεργών πιέσεων διεπιφάνειας παρατηρείται ο σημαντικότερος ρυθμός αύξησης του συντελεστή N_{c1} και για τις δύο τιμές ανηγμένου πάχους. Αντιθέτως, για τις σχετικά υψηλότερες τιμές του λόγου $\sigma'_{v1}/s_{u,1}$, ο ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας N_{c1} παραμένει σχεδόν σταθερός.

ii) Οι μέγιστες αποκλίσεις των τιμών του N_{c1} για πολύ υψηλές τιμές της ανηγμένης πίεσης, από τις τιμές για αβαρές έδαφος είναι της τάξης του 12%.

iii) Οι συγκεκριμένες τιμές της ανηγμένης πίεσης διεπιφάνειας κατά τις αριθμητικές αναλύσεις που προηγήθηκαν ήταν $\sigma'_{v,1}/s_{u,1} = 0,15$ και $0,30$ για τις περιπτώσεις $H_1/B = 0,25$ και $0,50$ αντιστοίχως. Τα πιθανά όρια μεταβολής του υπ' όψιν μεγέθους για τις συγκεκριμένες τιμές του ανηγμένου πάχους και για πλάτος B κυμαινόμενο από μικρές έως και υψηλές τιμές εκτιμάται ότι είναι της τάξης του $\sigma'_{v,1}/s_{u,1} = 0,03$ έως $0,9$, οπότε η αντίστοιχη απόκλιση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων δεν φαίνεται να υπερβαίνει το 2%.



Σχήμα 6.126: Επίρροή του αρχικού εντατικού πεδίου στο συντελεστή N_{c1} , για λόγο αντοχών $SR = 0,50$.

Στο Σχ.6.126 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για $SR = 0,50$ που αποτελεί τιμή αρκετά υψηλότερη αυτής του Σχ.6.126. Από ποιοτική άποψη τα διαγράμματα μεταβολής του ισοδύναμου συντελεστή N_{c1} συναρτήσεως της ανηγμένης πίεσης διεπιφάνειας είναι ανάλογα με αυτά της περίπτωσης $SR = 0,20$, δηλαδή παρατηρείται μια σχετικά ταχεία αύξηση του N_{c1} από το αβαρές έδαφος ($\gamma' = 0$) στο διάστημα των χαμηλών τιμών $\sigma'_{v,1}/s_{u,1}$, ενώ στη συνέχεια ο υπ' όψιν συντελεστής σταθεροποιείται πρακτικά. Η ποσοστιαία αύξηση του N_{c1} μεταξύ των ακραίων τιμών της ανηγμένης πίεσης διεπιφάνειας (με τιμή αναφοράς αυτή του αβαρούς εδάφους) είναι σημαντικά μικρότερη από αυτήν της περίπτωσης του Σχ.6.125 και συγκεκριμένα δεν υπερβαίνει το 5%. Η (σχεδόν) σταθεροποίηση του N_{c1} αρχίζει από τιμές $\sigma'_{v,1}/s_{u,1} = 0,15$ και $0,30$ (για τις δύο περιπτώσεις ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης), ενώ η τυχόν απόκλιση των αποτελεσμάτων από αυτά για διαφοροποιούμενες τιμές ανηγμένης πίεσης (στο πιθανό εύρος μεταβολής) δεν φαίνεται να υπερβαίνει το 1%.

Συμπερασματικά, η επίρροή της ανηγμένης πίεσης διεπιφάνειας, όπως φαίνεται από το σύνολο των αναλύσεων είναι σχετικά μικρή και δεν επιβεβαιώνει τον απλουστευμένο

μηχανισμό αστοχίας του Σχ.6.124, δηλαδή το μέγεθος $q_1 = \sigma'_{v1}$ δεν συμβάλλει στη φέρουσα ικανότητα του υποκείμενου στρώματος (φορτίο $V_{u,2}$) στο βαθμό που προβλέπεται από τις συμβατικές θεωρίες φέρουσας ικανότητας και τη σχέση (34). Ο μεγαλύτερος ρυθμός αύξησης του συντελεστή N_{c1} , από την τιμή του για το αβαρές έδαφος, παρατηρείται στις σχετικά χαμηλότερες τιμές της ανηγμένης πίεσης λόγω υπερκείμενου εδάφους, $\sigma'_{v1}/s_{u,1} \leq 0,075$. Η απόκλιση των τιμών της ανηγμένης πίεσης διεπιφάνειας σε κάθε περίπτωση με διαφορετικά δεδομένα B και γ'_1 από αυτά των αριθμητικών αναλύσεων, θα οδηγούσε σε πρακτικά αμελητέες διαφορές του ισοδυνάμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_{c1} ($< 1 - 2\%$). Η επιρροή της ανηγμένης πίεσης διεπιφάνειας στον υπ'όψιν συντελεστή, παρ' όλο που γενικά είναι μάλλον μικρή, φαίνεται ότι είναι σχετικά μεγαλύτερη για χαμηλές τιμές λόγου αντοχών (SR) και μικρά πάχη (H_1/B) της υπερκείμενης στρώσης.

9. Συμπεράσματα

9.1 Κύριο αντικείμενο του παρόντος Κεφαλαίου είναι η διερεύνηση του τρόπου ανάπτυξης της φέρουσας ικανότητας θεμελιώσεων επί δίστρωτου αργιλικού σχηματισμού, η εξέταση των μηχανισμών αστοχίας κατά περίπτωση και ο αναλυτικός υπολογισμός της οριακής πίεσης ή του οριακού φορτίου. Επί μέρους αντικείμενα είναι κατ' αρχάς η εξέταση άκαμπτης θεμελιολωρίδας, η διερεύνηση της επιρροής του σχήματος της θεμελίωσης (τετραγωνικό, κυκλικό ή δακτυλιωτό θεμέλιο) και στη συνέχεια η ανάλυση της έκκεντρης φόρτισης λόγω συνύπαρξης ροπής στο στοιχείο θεμελίωσης. Τέλος, εξετάσθηκε η επιρροή ορισμένων άλλων παραγόντων, πιο σημαντικών (όπως το βάθος θεμελίωσης) ή λιγότερο σημαντικών (όπως η ακαμψία του θεμελίου). Κύριος γεωμετρικός παράγοντας σε όλες τις περιπτώσεις είναι το ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης και βασική επίσης παράμετρος είναι ο λόγος αντοχών $SR = s_{u,2}/s_{u,1}$. Κατά περίπτωση υπεισέρχονται και άλλοι παράγοντες, όπως για παράδειγμα, η ανηγμένη εκκεντρότητα φόρτισης ή το ανηγμένο βάθος θεμελίωσης, κλπ. Σημειώνεται ότι η έως τώρα βιβλιογραφική επισκόπηση δείχνει ότι η έρευνα επικεντρώθηκε στην ανάλυση επιφανειακών θεμελίων, κυρίως λωριδωτών ή τετραγωνικών, που φορτίζονται κεντρικά. Εξετάσθηκε η κατά στρώσεις ανομοιογένεια μέσω του λόγου $s_{u,2}/s_{u,1} = 1/SR$ με διακύμανσή του από χαμηλές τιμές έως υψηλές και με ενιαίο τρόπο ανάλυσης και αξιολόγησης των αποτελεσμάτων. Οι αποκλίσεις από τον συνήθη τρόπο διερεύνησης στο πλαίσιο του παρόντος Κεφαλαίου είναι στοχευμένες, όπως π.χ. η επιλογή του λόγου SR αντί του αντιστρόφου του διευκολύνει την ερμηνεία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης και τη διατύπωση σχέσεων στατιστικής φύσεως, ενώ η ξεχωριστή εξέταση των περιπτώσεων $SR > 1$ ή $SR < 1$ κρίθηκε ως απαραίτητη λόγω των ριζικώς διαφορετικών μηχανισμών αστοχίας.

9.2 Βασικές επιλύσεις άκαμπτης λωρίδας

Από την εξέταση των μηχανισμών αστοχίας γενικώς, διακρίθηκαν 5 τύποι επιφανειών κατά την οριακή ισορροπία, εκ των οποίων 3 τύποι για ασθενέστερη την κάτω στρώση $SR < 1$ και 2 τύποι για $SR > 1$. Τα βασικότερα συμπεράσματα από τις αριθμητικές αναλύσεις συνοψίζονται, ως εξής

α) Ασθενέστερη κάτω στρώση ($SR < 1$)

i) Ο κυριότερος (εκ των τριών) τύπος αστοχίας είναι αυτός της διατμητικής διείσδυσης (III), όπως εξετάσθηκε από τους Meyerhof and Hanna (1978), που φαίνεται να αναπτύσσεται κυρίως για τις σχετικά μικρότερες τιμές του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης H_1/B και τις σχετικά μικρότερες τιμές του λόγου αντοχών SR . Με απλή ανάλυση ισορροπίας προκύπτει ότι ο ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας, N_{c1} (κατά τη σχέση $q_u = N_{c1} \cdot s_{u,1}$), στο αντίστοιχο εύρος τιμών των παραμέτρων, θα έπρεπε να συνδέεται με γραμμική σχέση με τον λόγο H_1/B . Η ανωτέρω υπόθεση επιβεβαιώθηκε από τις αριθμητικές αναλύσεις. Αντιθέτως, για υψηλές τιμές H_1/B είτε υψηλές τιμές SR (όπου όμως $SR < 1$), ο μηχανισμός αστοχίας είναι πρακτικά όμοιος με αυτόν του Prandtl (τύπος I), ενώ για ενδιάμεσες τιμές παραμέτρων, οι επιφάνειες ολίσθησης κατά την οριακή ισορροπία είναι ενδιάμεσες επίσης (τύπου II).

ii) Ο μηχανισμός αστοχίας φθάνει σε σχετικά μεγάλο βάθος για σχετικά χαμηλές τιμές λόγου αντοχών SR , ακόμη και για υψηλές τιμές ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης H_1/B . Για τιμές του λόγου αντοχών που πλησιάζουν την οριακή τιμή $SR = 1$, ο μηχανισμός περιορίζεται σε βάθος της τάξης του $0,7 \cdot B$, όπως και θεωρητικά προβλέπεται. Επομένως, τυχόν αρκετά μεγάλο πάχος της ανθεκτικότερης στρώσης δεν θα επέτρεπε την υπόθεση ότι η φέρουσα ικανότητα διαμορφώνεται βάσει της τιμής s_{u1} μόνο.

iii) Οι τιμές του ισοδύναμου συντελεστή N_{c1} , δίδονται σε διαγράμματα που σχεδιάσθηκαν για ευρύ φάσμα τιμών των παραμέτρων, επομένως έχουν την αντίστοιχη πρακτική σημασία. Γενικώς, υπάρχει καλή σύμπτωση με ανάλογες αναλύσεις της βιβλιογραφίας (τουλάχιστον για τις –μάλλον λιγότερες– περιπτώσεις που εξετάσθηκαν σε προγενέστερες έρευνες) με εξαίρεση τις προβλέψεις κατά Meyerhof and Hanna που δίνουν συστηματικά χαμηλότερες τιμές και δεν έχουν εξαχθεί από αριθμητικές αναλύσεις.

iv) Με συστηματική επεξεργασία δόθηκαν απλοί κλειστοί τύποι εκτίμησης του ισοδύναμου συντελεστή N_{c1} , συναρτήσεως των παραμέτρων H_1/B και SR . Επίσης, οριοθετήθηκε η περιοχή των ανωτέρω παραμέτρων, για την οποία διαπιστώθηκε γραμμική συσχέτιση του N_{c1} και H_1/B , με αντίστοιχο κλειστό τύπο στατιστικής προέλευσης.

β) Ασθενέστερη άνω στρώση ($SR > 1$)

Διακρίθηκαν δύο τύποι μηχανισμού αστοχίας, ο (IV), όπου η επιφάνεια αστοχίας εκτείνεται σε ένα μέρος της εντός της υποκείμενης στρώσης, υψηλότερης αντοχής και ο τύπος (V), όπου ο μηχανισμός περιορίζεται στην άνω στρώση μόνο. Για δεδομένο ανηγμένο πάχος H_1/B , με την αύξηση του λόγου αντοχών SR , ο μηχανισμός αστοχίας τείνει να περιορισθεί μετακινούμενος προς τα άνω, με αντίστοιχη αύξηση του ισοδύναμου συντελεστή N_{c1} . Από τα διαγράμματα $N_{c1} - SR$ για κάθε τιμή H_1/B φαίνεται σαφώς η αυξητική τάση του N_{c1} , που σχετικά γρήγορα σταθεροποιείται στην μέγιστη τιμή της, $\max N_{c1}$. Προφανώς, η οιαδήποτε περαιτέρω αύξηση της s_{u2} (επομένως και του λόγου SR) δεν συνεπάγεται την αύξηση του υπόψιν συντελεστή. Ο λόγος $\max N_{c1} / N_{c0}$ (όπου N_{c0} η βασική τιμή του ομοιογενούς εδάφους, δηλαδή για $SR = 1$) συνδέεται με απλή (στατιστική) σχέση υπερβολικής μορφής με το ανηγμένο πάχος H_1/B . Σχετικά αξιολογη αύξηση του N_{c1} (έναντι του N_{c0}) προκύπτει μόνο για μικρά ανηγμένα πάχη ($H_1/B < 0,25$), ενώ ουδεμία αύξηση παρατηρείται για

$H_1/B \geq 0,60$. Από πρακτική άποψη για $H_1/B > 0,50$ δεν φαίνεται κάποια ουσιαστική επιρροή της κάτω στρώσης στη φέρουσα ικανότητα.

9.3 Η επιρροή του σχήματος της θεμελίωσης εξετάστηκε με αντίστοιχες αναλύσεις για ορθογωνικό, τετραγωνικό και δακτυλιωτό θεμέλιο, ειδική περίπτωση του οποίου είναι και το κυκλικό.

α) Άκαμπτο τετραγωνικό θεμέλιο

Από τα αποτελέσματα αυτής της ομάδας αναλύσεων υπολογίσθηκαν οι τιμές του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N_{C,1}^*$ (κατά τη σχέση $q_u = N_{C,1}^* \cdot s_{u,1}$).

i) $SR < 1$: Οι μηχανισμοί αστοχίας, αναλόγως των δεδομένων H_1/B και SR , αποτελούν προσαρμογή των τύπων I, II, III της περίπτωσης άκαμπτης λωρίδας. Ο σαφής μηχανισμός διαμητικής διείδυσης φαίνεται να αναπτύσσεται για τιμές ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης μικρότερης των αντιστοιχών της λωρίδας ($H_1/B \leq 0,40$), ενώ οι τύποι I και II προσαρμόζονται στις τριδιάστατες συνθήκες της υπ' όψιν περίπτωσης. Ο μηχανισμός αστοχίας σε κάθε περίπτωση φθάνει σε μικρότερα βάθη σχετικά με τα αντίστοιχα της λωρίδας, ώστε να απομειώνεται η επιρροή της υποκείμενης ασθενέστερης στρώσης.

Δόθηκαν συστηματικά διαγράμματα μεταβολής του $N_{C,1}^*$, συναρτήσεως των μεγεθών H_1/B και SR και διαπιστώθηκε καλή προσέγγιση με διαθέσιμα (αλλά μάλλον περιορισμένα) βιβλιογραφικά δεδομένα που βασίσθηκαν επίσης σε 3D F.E. αναλύσεις. Προφανώς, στον ισοδύναμο συντελεστή $N_{C,1}^*$, ενσωματώνεται ο συντελεστής σχήματος (ή μορφής), αντίστοιχος του γνωστού που αφορά ομοιογενές έδαφος, σύμφωνα με την σχέση $N_{C,1}^* = s_c \cdot N_{C,1}$, όπου $N_{C,1}$, ο συντελεστής για λωρίδα (2D). Για $SR = 1$ από τις αριθμητικές αναλύσεις, επιβεβαιώθηκε η γενικά αποδεκτή τιμή $s_c = 1,20$, όμως η τιμή αυτή αυξάνεται αρκετά σημαντικά με την ελάττωση του λόγου αντοχών. Για πολύ χαμηλές τιμές SR υπολογίσθηκαν τιμές $s_c = 1,9 - 2,1$, οι οποίες υποδεικνύουν τη σημαντικότερη συμβολή της ανώτερης στρώσης στη φέρουσα ικανότητα για τετραγωνικά θεμέλια σε σχέση με τα λωριδωτά, δεδομένου ότι και αυτός ο πρόσθετος παράγοντας εκτός των τριαξονικών συνθηκών, ενσωματώνεται στην υπολογιζόμενη τιμή του ισοδύναμου συντελεστή σχήματος.

ii) $SR \geq 1$: Οι αναπτυσσόμενοι μηχανισμοί αστοχίας αποτελούν προσαρμογή των τύπων IV και V της λωριδωτής θεμελίωσης. Η αύξηση του συντελεστή $N_{C,1}^*$ με τη βαθμιαία αύξηση του λόγου αντοχών δεν φαίνεται σημαντική για τιμές ανηγμένου πάχους $H_1/B \geq 0,20$, ενώ ο υπ' όψιν συντελεστής σταθεροποιείται για τιμές του λόγου αντοχών μικρότερους από αυτούς της λωρίδας.

Από τη σύγκριση των λόγων $\frac{\max N_{C,1}}{N_{C,0}}$, $\frac{\max N_{C,1}^*}{N_{C,0}^*}$ ($N_{C,0}$, $N_{C,0}^*$, οι τιμές των συντελεστών για

λωριδωτή και τετραγωνική αντιστοιχώς, θεμελίωση σε ομοιογενές έδαφος) προκύπτει ότι ο μέγιστος λόγος για την τετραγωνική θεμελίωση είναι αρκετά μικρότερος αυτού της λωριδωτής. Αυτή η διαπίστωση ουσιαστικά αποδεικνύει την μειωμένη επιρροή της υποκείμενης στρώσης για τετραγωνική θεμελίωση. Η επαύξηση του συντελεστή $N_{C,1}^*$, έναντι

της τιμής του για ομοιογενές έδαφος φαίνεται πρακτικά αμελητέα για ανηγμένα πάχη ανώτερης στρώσης $H_1/B \geq 0,3$.

β) Δακτυλιωτή θεμελίωση

Για τη γεωμετρική προσομοίωση της δακτυλιωτής θεμελίωσης σε δίστρωτο έδαφος λαμβάνονται υπ' όψιν τα συγκεκριμένα μεγέθη της εξωτερικής και εσωτερικής ακτίνας του δακτυλίου (R_1, R_2), κυρίως δε το πλάτος έδρασης του δακτυλίου $b = R_1 - R_2$. Για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων των αξισυμμετρικών αναλύσεων προτιμήθηκαν οι παράμετροι ανηγμένου πάχους H_1/B , μορφής δακτυλίου b/R_1 , ειδικότερα δε, για τη σύγκριση με άλλες περιπτώσεις τέθηκε «πλάτος» $B = 2 \cdot R_1$, ίσο με την εξωτερική διάμετρο.

i) $SR < 1$: Οι αναπτυσσόμενοι μηχανισμοί εξαρτώνται κυρίως από τα μεγέθη H_1/b και b/R_1 (εκτός φυσικά από τον λόγο αντοχών) και είναι παραπλήσιοι αυτών της λωριδωτής θεμελίωσης, δηλαδή των τύπων I, II, III. Δόθηκαν συστηματικά διαγράμματα του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_{c1}^* , για ευρύ φάσμα των υπεισερχομένων παραμέτρων. Βάσει των αποτελεσμάτων προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- Για δεδομένες τιμές SR και b/R_1 , ο συντελεστής N_{c1}^* , συναυξάνεται με τον λόγο H_1/R_1 .
- Για συγκεκριμένη τιμή H_1/R_1 , ο συντελεστής N_{c1}^* , αυξάνεται με την μείωση του b/R_1 , για λόγους αντοχών $SR \leq 0,75 - 0,80$.
- Από τη σύγκριση των συντελεστών N_{c1}^* για διάφορες περιπτώσεις σχήματος θεμελίωσης προέκυψε ότι για κυκλική επιφάνεια ($b = R_1$) οι τιμές είναι ενδιάμεσες αυτών για λωρίδα και τετράγωνο, πλησιέστερες όμως, προς τις τιμές N_{c1} της τετραγωνικής θεμελίωσης. Επισημάνθηκε επίσης, ότι για συγκεκριμένο ανηγμένο πάχος H_1/B , η μειωτική επιρροή της υποκείμενης ασθενέστερης στρώσης στη φέρουσα ικανότητα είναι γενικά μικρότερη για δακτυλιωτή πλάκα.

ii) $SR > 1$: Στην ειδική περίπτωση της πλήρους κυκλικής πλάκας ($b/R_1 = 1$) τα συμπεράσματα είναι αντίστοιχα με αυτά της τετραγωνικής και συγκεκριμένα αξιοσημείωτη αύξηση του συντελεστή N_{c1}^* παρατηρείται μόνο για σχετικώς μικρά ανηγμένα πάχη π.χ. της τάξης $H_1/2R_1 \leq 0,15$.

Οι μηχανισμοί αστοχίας εξαρτώνται κυρίως από τους λόγους H_1/b και b/R_1 σε συνδυασμό και με τον λόγο αντοχών, είναι γενικά αντίστοιχοι με τους τύπους IV και V, με ορισμένες διαφοροποιήσεις, όπως η μη συμμετρική ανάπτυξή τους (ως προς το πλάτος b) είτε η ανάπτυξη δευτερογενών επιφανειών ολίσθησης, ειδικότερα στην περίπτωση του μηχανισμού IV. Η μορφή των διαγραμμάτων $N_{c1}^* - SR$ υποδεικνύει ότι ο ισοδύναμος συντελεστής σταθεροποιείται γενικά για τιμές $SR \geq 1,75$, ενώ βάσει των συγκεκριμένων

τιμών ο λόγος επαύξησης, $\frac{\max N_{c1}^*}{N_{c0}^*}$ μειώνεται (όχι όμως σημαντικά) με την αύξηση του ανηγμένου πλάτους έδρασης b/R_1 . Για συγκεκριμένο λόγο H_1/B (ή $H_1/2 \cdot R_1$), ο υπ' όψιν λόγος επαύξησης αυξάνεται με την αύξηση του b/R_1 , έχει την μέγιστη τιμή του για την πλήρη πλάκα, ενώ πρακτικά υπολογίσιμος είναι μόνο για τιμές $b/R_1 \geq 0,50$.

9.4 Έκκεντρη φόρτιση θεμελιώσεων σε δίστρωτο σχηματισμό

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τους δύο βασικούς τύπους της λωρίδας και του τετραγώνου. Πέραν των παραμέτρων H_1/B και SR στις αριθμητικές αναλύσεις προστίθεται η παράμετρος της ανηγμένης εκκεντρότητας, η επιρροή της οποίας διερευνήθηκε στα όρια $0 < e/B \leq 0,45$. Ως βάση διατύπωσης των αποτελεσμάτων υιοθετήθηκε η κατ'αρχάς αποδοχή της έννοιας του ισοδύναμου πλάτους, ενώ οι ισοδύναμοι συντελεστές υπό έκκεντρη φόρτιση $N_{C1,e}$ και $N^*_{C1,e}$ υπολογίσθηκαν συναρτήσει των υπεισερχομένων παραμέτρων.

α) Έκκεντρη φόρτιση λωρίδας

i) Ασθενέστερη υποκείμενη στρώση ($SR < 1$)

Ο μηχανισμός αστοχίας προσαρμόζεται αναλόγως της ανηγμένης εκκεντρότητας λόγω της προφανούς ανισοκατανομής των καθιζήσεων και της στροφής της άκαμπτης λωρίδας. Γενικά, παρατηρήθηκε μετατόπιση του μηχανισμού προς τα πάνω για αυξανόμενη τιμή e/B και σταθερές τις λοιπές παραμέτρους, επομένως ούτως ή άλλως θα αναμενόταν η αντίστοιχη επιρροή στον ισοδύναμο συντελεστή $N_{C1,e}$.

Το οριακό φορτίο (ανά μονάδα μήκους) γράφεται υπό τη μορφή $V_{u,e} = N_{C1,e} \cdot s_{u,1} \cdot (B - 2e)$ και με αυτή τη συμβατική έστω παραδοχή, υπολογίσθηκαν οι τιμές του $N_{C1,e}$ βάσει των οριακών φορτίων που έδωσαν οι αριθμητικές αναλύσεις. Στην ειδική περίπτωση ομοιογενούς εδάφους προέκυψαν τιμές ανεξάρτητες της ανηγμένης εκκεντρότητας, $N_{C1,e} = N_C \approx (2+\pi)$, ώστε να επιβεβαιώνεται η παραδοχή του ισοδύναμου πλάτους έδρασης. Αντιθέτως, η εξάρτηση του συντελεστή $N_{C1,e}$ από το μέγεθος e/b αποτυπώθηκε στα αντίστοιχα διαγράμματα, αναλόγως και των άλλων βασικών παραμέτρων H_1/B και SR . Γενικά, παρατηρήθηκε αυξητική τάση του συντελεστή $N_{C1,e}$ για αυξανόμενη ανηγμένη εκκεντρότητα, η οποία είναι μεγαλύτερη για τις χαμηλότερες τιμές του λόγου αντοχών. Η απομείωση του οριακού φορτίου λόγω εκκεντρότητας εξετάσθηκε μέσω του λόγου $V_{u,e}/V_{u,0}$ και παρατηρήθηκε, σύμφωνα και με τα προηγούμενα ότι είναι μικρότερη για τις χαμηλότερες τιμές λόγου αντοχών SR , ως αποτέλεσμα της σχετικά μειωμένης επιρροής της υποκείμενης ασθενέστερης στρώσης, συγκριτικά με την περίπτωση της κεντρικής φόρτισης. Διαπιστώνεται λοιπόν, ότι τα αποτελέσματα για έκκεντρη φόρτιση φαίνεται να συνδέονται περισσότερο με τον λόγο $H_1/B' = H_1/(B-2e)$, δηλαδή με αναφορά στο ιδεατό πλάτος B' και όχι με το συμβατικό ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης.

ii) Ασθενέστερη ανώτερη στρώση ($SR > 1$)

Αναλόγως με την προηγούμενη περίπτωση, οι μηχανισμοί αστοχίας (που ουσιαστικά αποτελούν τροποποίηση των τύπων IV και V), μετατοπίζονται προς τα πάνω. Τα αποτελέσματα όμως, αυτής της μετατόπισης είναι ο μειωμένος ρυθμός αύξησης των ισοδύναμων συντελεστών ($N_{C1,e} > N_{C0}$) συναρτήσει του λόγου αντοχών SR . Παρατηρήθηκε επίσης, ότι για συγκεκριμένη εκάστοτε τιμή του λόγου SR , ο συντελεστής $N_{C1,e}$ απομειώνεται με την αύξηση της εκκεντρότητας, δηλαδή του λόγου e/B και μάλιστα αρκετά σημαντικά για τις υψηλότερες τιμές του λόγου αντοχών. Προφανώς, για τιμές SR ελαφρώς μόνο μεγαλύτερες του 1, οι τιμές $N_{C1,e}$ τείνουν να σταθεροποιηθούν στην πρακτικά αμετάβλητη τιμή για το ομοιογενές έδαφος. Τα ανωτέρω συμπεράσματα επιβεβαιώνονται

από τα διαγράμματα $V_{u,e}/V_{u,o} - e/B$, όπου πλέον οι απομειώσεις του οριακού φορτίου λόγω εκκεντρότητας (έναντι αυτών του ομοιογενούς εδάφους) είναι ελαφρώς έστω μεγαλύτερες για $SR > 1$, επομένως συμπερασματικά για έκκεντρες φορτίσεις η επιρροή της υποκείμενης στρώσης στη φέρουσα ικανότητα είναι απομειωμένη.

iii) Διαγράμματα αλληλεπίδρασης

Η οριακή καμπύλη που συνδέει τους οριακούς συνδυασμούς V_u, M_u στο επίπεδο (V, M) εξετάσθηκε μέσω των αντιστοίχων ανηγμένων μεγεθών, $v = \frac{V_{u,e}}{V_{u,o}}$, $m = \frac{M_u}{V_{u,o} \cdot B}$. Η γνωστή

οριακή καμπύλη για ομοιογενές έδαφος είναι παραβολή, η οποία και παρεμβάλλεται των αντιστοίχων για $SR < 1$ (μεγαλύτερες τιμές m για συγκεκριμένο v) και $SR > 1$ (το αντίστροφο).

β) Έκκεντρη φόρτιση τετραγωνικού θεμελίου

i) Ασθενέστερη υποκείμενη στρώση ($SR < 1$)

Το οριακό φορτίο αστοχίας κατ' αναλογία με τις γνωστές επιλύσεις της πράξεως για ομοιογενές έδαφος γράφεται υπό τη μορφή: $V_{u,e} = N^*_{c1,e} \cdot s_{u1} \cdot B \cdot (B - 2e)$, βάσει δε αυτής της σχέσης υπολογίσθηκαν οι τιμές του ισοδύναμου συντελεστή $N^*_{c1,e}$, στον οποίο ενσωματώνεται ο συντελεστής σχήματος, καθώς και η επιρροή των άλλων υπεισερχομένων παραμέτρων. Κατ' αρχάς, η ανωτέρω σχέση επιβεβαιώθηκε ως προς τη θεώρηση της ισοδύναμης επιφάνειας, δηλαδή $B \cdot (B - 2e)$ για την περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους, δεδομένου ότι προέκυψε $N^*_{c,e} = N^*_{c0} = 6,2$, δηλαδή τιμή όση και για την κεντρική φόρτιση, επομένως ανεξάρτητη της ανηγμένης εκκεντρότητας e/B . Οι επιφάνειες αστοχίας μετατοπίζονται προς τα άνω αρκετά σημαντικά, για δεδομένες τιμές H_1/B και SR με την αύξηση της εκκεντρότητας. Σχετικές παρατηρήσεις διατυπώθηκαν στην παράγραφο §6.3.2. Ως αποτέλεσμα της προφανούς μείωσης της επιρροής της υποκείμενης, ασθενέστερης στρώσης στη φέρουσα ικανότητα για αυξανόμενη σχετική εκκεντρότητα, οι συντελεστές $N^*_{c1,e}$, αυξάνουν αντιστοίχως. Για τις τιμές του ανηγμένου πάχους H_1/B που εξετάσθηκαν και για τη χαμηλότερη τιμή του λόγου αντοχών $SR = 0,133$, ο ισοδύναμος συντελεστής αυξάνει για την τιμή ανηγμένης εκκεντρότητας $e/B = 1/3$ κατά 70 – 75% περίπου έναντι της τιμής του για την κεντρική φόρτιση. Η αυξητική αυτή επιρροή του μεγέθους e/B είναι μικρότερη για υψηλότερες τιμές SR , ενώ προφανώς αυτή μηδενίζεται για $SR = 1$ (ομοιογενές έδαφος). Ο λόγος $V_{u,e}/V_{u,o}$ που αποδίδει την απομείωση του οριακού φορτίου υπό εκκεντρότητα έναντι αυτού της κεντρικής φόρτισης έχει γενικά μεγαλύτερες τιμές έναντι των τιμών για ομοιογενές έδαφος και ειδικότερα οι απομειώσεις δεν είναι τόσο σημαντικές για τις χαμηλές τιμές του λόγου αντοχών SR (στο ομοιογενές έδαφος για $e/B = 1/3$, $V_{u,e}/V_{u,o} = 1/3$ επίσης).

ii) Ασθενέστερη ανώτερη στρώση ($SR > 1$)

Αναλόγως με την περίπτωση της λωριδωτής επιφάνειας, η εκκεντρότητα της φόρτισης έχει ως συνέπεια τη μετατόπιση προς τα άνω της επιφάνειας αστοχίας, δηλαδή κυρίως στην περιοχή της μικρότερης αστράγγιστης διαμητρικής αντοχής. Η αναμενόμενη αύξηση του ισοδύναμου συντελεστή $N^*_{c1,e}$, για αυξανόμενες τιμές του λόγου αντοχών SR , έναντι της τιμής του για ομοιογενές έδαφος (δηλ. $N^*_{c0} = 6,2$ περίπου), είναι μικρότερη για τις

μεγαλύτερες τιμές της ανηγμένης εκκεντρότητας. Ακόμη και για το σχετικά μικρό ανηγμένο πάχος $H_1/B = 0,15$, για $e/B = 1/3$, ο συντελεστής $N_{C1,e}^*$ ελάχιστα αυξάνει με την αύξηση του λόγου SR , ενώ για $H_1/B = 0,25$ και την ίδια τιμή ανηγμένης εκκεντρότητας παραμένει αμετάβλητος, με την τιμή που αντιστοιχεί στο ομοιογενές έδαφος. Ο λόγος $\frac{\max N_{C1}^*}{N_{C0}^*}$ είναι

μεγαλύτερος για την κεντρική φόρτιση και απομειώνεται για αυξανόμενες τιμές της ανηγμένης εκκεντρότητας. Προκύπτει λοιπόν και πάλι το συμπέρασμα ότι η τάση αύξησης της φέρουσας ικανότητας στο δίστρωτο σχηματισμό με $SR > 1$ είναι σαφέστερη για την κεντρική φόρτιση και απομειώνεται με την αύξηση της ανηγμένης εκκεντρότητας, ενώ η απομείωση της φέρουσας ικανότητας λόγω της έκκεντρης φόρτισης (μέσω του λόγου $V_{u,e}/V_{u,o}$) για συγκεκριμένη τιμή e/B φαίνεται μεγαλύτερη όσο ο λόγος αντοχών SR αυξάνει. Το πλεονέκτημα της παρουσίας ανθεκτικότερης υποκείμενης στρώσης αποδυναμώνεται κατά συνέπεια με την αύξηση του λόγου e/B .

iii) Διαγράμματα αλληλεπίδρασης

Οι οριακοί συνδυασμοί κατακορύφου φορτίου και ροπής εξετάσθηκαν κατ' αναλογία με την λωριδωτή θεμελίωση μέσω των ανηγμένων μεγεθών v , m , όπου: $m = \frac{1}{2} \cdot v \cdot (1 - v \cdot \frac{N_{C1}^*}{N_{C0}^*})$. Για

$SR < 1$ ισχύει $N_{C1}^* < N_{C1,e}^*$, επομένως για δεδομένη τιμή v προκύπτει τιμή m μεγαλύτερη της αντίστοιχης του ομοιογενούς. Το αντίθετο συμβαίνει για $SR > 1$. Τα ανωτέρω επιβεβαιώθηκαν από τις συγκριτικές αναλύσεις για $SR = 0,2, 1$ και 5 . Διαπιστώθηκε ότι στην τελευταία περίπτωση οι αποκλίσεις του διαγράμματος από αυτό του ομοιογενούς είναι πολύ μικρές και ειδικότερα για την μεγαλύτερη τιμή $H_1/B = 0,5$ είναι απολύτως αμελητέες.

9.5 Η επιρροή του βάθους θεμελίωσης, η οποία κατά κανόνα αγνοείται στη βιβλιογραφία, εξετάσθηκε για λωριδωτό, τετραγωνικό και κυκλικό θεμέλιο. Στην υπ' όψιν περίπτωση, κατά τη διατύπωση της σχέσης για την οριακή πίεση αστοχίας q_{u1} , στον όρο συνοχής, που εξετάσθηκε στις παραγράφους 2 έως 7 μέσω του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_{C1} ή N_{C1}^* , προστίθεται ο όρος βάθους θεμελίωσης που ουσιαστικά εξαρτάται από το μέγεθος q της πίεσης λόγω υπερκειμένων γαιών κατά τη στάθμη έδρασης. Με βάση την παρατήρηση διαφοροποίησης του μηχανισμού αστοχίας πραγματοποιήθηκαν δύο σειρές παραλλήλων αναλύσεων. Οι Επιλύσεις I με τα πραγματικά γεωμετρικά δεδομένα και οι Επιλύσεις II με την υποκατάσταση της υπερκείμενης της στάθμης έδρασης ζώνης εδάφους μέσω της αντίστοιχης επιφόρτισης q που εφαρμόζεται σε ιδεατή άνω επιφάνεια γαιών. Τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων αξιοποιήθηκαν μέσω των ακόλουθων σχέσεων:

- Για τις απλουστευτικές Επιλύσεις II: $q_u = N_{C1} \cdot s_{u,1} + \lambda_D \cdot q$.
- Για τις ακριβέστερες Επιλύσεις I: $q_u = N_{C1}^* \cdot d_c \cdot s_{u,1} + \lambda_D \cdot q$.

Στον συντελεστή N_{C1}^* έχει ενσωματωθεί ο συντελεστής σχήματος s_c (σύμφωνα με τις αναλύσεις των αντίστοιχων παραγράφων), ως d_c συμβολίζεται ο συντελεστής βάθους, ενώ ως λ_D ο «διορθωτικός» συντελεστής στον όρο του βάθους θεμελίωσης. Τα κυριότερα συμπεράσματα συνοψίζονται ως εξής:

- Στην ειδική περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους, οι Επιλύσεις II κατέληξαν στη διαπίστωση $\lambda_D = 1$ ακριβώς για λωρίδα (όπως συνήθως εφαρμόζεται στην πράξη) και $\lambda_D \approx 1$ για τετράγωνο ή κύκλο, δεδομένων των ελαφρώς υψηλότερων της μονάδας τιμών που προέκυψαν.
- Για λόγο αντοχών $SR < 1$, υπολογίσθηκε γενικά ότι $\lambda_D > 1$, με υψηλότερες τιμές του διορθωτικού συντελεστή για χαμηλότερες τιμές λόγου αντοχών SR και γενικά σημειώθηκε απομείωση του λ_D με την αύξηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης (D/B ή $D/2 \cdot R$).
- Ο συντελεστής βάθους από τις Επιλύσεις I για το ομοιογενές έδαφος φαίνεται συμβατός με τις βιβλιογραφικώς προτεινόμενες τιμές για την λωριδωτή θεμελίωση (π.χ. για $D/B = 1$, $d_c = 1,2$). Αντιθέτως, για τετράγωνο ή κύκλο οι τιμές από τις αναλύσεις είναι υψηλότερες κατά 20% έως 25% περίπου. Σχετικό σχόλιο διατυπώθηκε στην §8.3.
- Από τις ίδιες Επιλύσεις I (οι οποίες είναι πληρέστερες των Επιλύσεων II), για λόγο αντοχών $SR < 1$, προέκυψαν τιμές του συντελεστή βάθους d_c μειούμενες με τη μείωση του λόγου αντοχών, αλλά προφανώς αυξανόμενες με την αύξηση του σχετικού βάθους D/B για συγκεκριμένο λόγο αντοχών.
- Η μορφή του μηχανισμού αστοχίας φαίνεται να συνδέεται με τη δυνατότητα ή μη ανάπτυξης, μικρής έστω, εφελκυστικής αντοχής στην περιοχή ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων (άνω της στάθμης έδρασης). Εντούτοις, όλες οι αναλύσεις έγιναν με την παραδοχή μηδενικής εφελκυστικής αντοχής.

9.6 Η επιρροή της ακαμψίας της θεμελίωσης εξετάσθηκε για λωρίδα (2D συνθήκες) και μόνο για $SR < 1$. Οι συγκριτικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τις ακραίες περιπτώσεις της (πρακτικά) απολύτως άκαμπτης θεμελιολωρίδας και της απολύτως εύκαμπτης επιφάνειας της λωριδωτής φόρτισης. Ο μηχανισμός αστοχίας διαφοροποιείται στην εύκαμπτη επιφάνεια, ιδίως για τις χαμηλές τιμές ανηγμένου πάχους ανώτερης στρώσης και λόγου αντοχών, ως αποτέλεσμα των διαφοροποιούμενων μετατοπίσεων κατά μήκος της θεμελίωσης. Από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων προέκυψε ότι γενικά ο ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας έχει ελαφρώς έστω χαμηλότερες τιμές για εύκαμπτη επιφάνεια. Οι διαφορές είναι σαφέστερες για τα μικρότερα ανηγμένα πάχη H_1/B και για τις μικρότερες τιμές του λόγου αντοχών. Ενδεικτικά, σημειώνεται ότι η μέγιστη απόκλιση (της τάξης του 13,5% για το εύρος παραμέτρων που λήφθηκε υπ' όψιν), παρατηρήθηκε για $H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,133$, αντιθέτως για τις υψηλότερες τιμές $SR \geq 2/3$, οι διαφορές πρακτικά φαίνονται αμελητέες, ενώ οι τιμές συμπίπτουν απολύτως για το ομοιογενές έδαφος και φαίνεται να συγκλίνουν σε σχεδόν ταυτόσημα μεγέθη για το μεγαλύτερο από τα εξετασθέντα ανηγμένα πάχη $H_1/B = 0,50$.

9.7 Η επιρροή του αρχικού εντατικού πεδίου κατά τη στάθμη της διεπιφάνειας μεταξύ των δύο στρώσεων κρίθηκε απαραίτητο να εξετασθεί για δύο λόγους:

α) Στη βιβλιογραφία, ο υπ' όψιν παράγοντας κατά κανόνα (αν όχι πάντα) αγνοείται και αυτό ίσως σχετίζεται με την αντίληψη ότι η φέρουσα ικανότητα υπό αστράγγιστες συνθήκες είναι ανεξάρτητη των επί τόπου τάσεων λόγω ιδίου βάρους στο ομοιογενές έδαφος, επομένως αυτό θα ισχύει και για διστρωματικό αργιλικό έδαφος.

β) Από τις αριθμητικές αναλύσεις προέκυψε, ότι ιδίως για χαμηλές τιμές λόγου αντοχών SR , παρατηρείται σύνθετος μηχανισμός, που εκτός της διατμητικής διείδυσης περιλαμβάνει σαφή ανάπτυξη μηχανισμού τύπου Prandtl στην υποκείμενη στρώση, η οποία βρίσκεται σε βάθος H_1 και επομένως φορτίζεται με «ισοδύναμη» κατανεμημένη πίεση λόγω του ιδίου βάρους των υπερκειμένων. Οι αναλύσεις έγιναν με επιλογή ευλόγων τιμών του μοναδιαίου βάρους των δύο στρώσεων (γ_1, γ_2) και θα ήταν ενδιαφέρον, αν θα είχε επιρροή το μέγεθος $\gamma_1 \cdot H_1$ επί των αποτελεσμάτων. Εξετάσθηκε η περίπτωση λόγου αντοχών $SR < 1$, μόνο.

Οι σχετικές, πρόσθετες αριθμητικές αναλύσεις αποσκοπούσαν στη διερεύνηση της επιρροής της ανηγμένης πίεσης διεπιφάνειας (κανονικοποιημένης βάσει της διατμητικής αντοχής $s_{u,1}$) στον ισοδύναμο συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_{c1} και εξάγονται τα παρακάτω συμπεράσματα:

i) Ο συντελεστής N_{c1} είναι ανεξάρτητος του μοναδιαίου βάρους γ_2 της υποκείμενης στρώσης, λόγω των αστράγγιστων συνθηκών.

ii) Ο ανωτέρω συντελεστής επηρεάζεται από την ανηγμένη πίεση λόγω υπερκειμένων γαιών $\sigma'_{v1}/s_{u,1} = \gamma'_1 \cdot H_1/s_{u,1}$, δηλαδή σε αναφορά ενεργών και όχι ολικών τάσεων.

iii) Οι σχετικά μικρότερες τιμές του ισοδύναμου συντελεστή $N_{c,1}$ αντιστοιχούν σε αβαρές έδαφος (αρκετά συνήθης παραδοχή στη βιβλιογραφία για αστράγγιστες συνθήκες), ενώ υπάρχει σχετικά ταχεία αύξησή του, ακόμη και για χαμηλές τιμές $\sigma'_{v1}/s_{u,1}$ και τέλος, παρατηρείται πρακτική σταθεροποίησή του για τις υψηλότερες τιμές της ανηγμένης πίεσης διεπιφάνειας.

iv) Οι μέγιστες αποκλίσεις από την ελάχιστη τιμή του ισοδύναμου συντελεστή N_{c1} για αβαρές έδαφος στις υπ' όψιν αναλύσεις και το αντίστοιχο εύρος παραμέτρων που εξετάσθηκαν δεν υπερβαίνουν το 12%. Εντούτοις, οι πιθανές αποκλίσεις των πραγματικών περιπτώσεων της πράξης από τα μεγέθη που εφαρμόσθηκαν στις αναλύσεις, είναι πολύ μικρότερες (της τάξης του 1 - 2%), επομένως οι τιμές του N_{c1} που δόθηκαν δεν επηρεάζονται πρακτικά από τις τυχόν διαφοροποιήσεις του μεγέθους $\sigma'_{v1}/s_{u,1}$.

v) Η επιρροή της ανηγμένης πίεσης διεπιφάνειας διαπιστώθηκε μεν, αλλά κρίνεται ότι είναι σχετικά μικρή και σε κάθε περίπτωση το μέγεθος $\gamma'_1 \cdot H_1/s_{u,1}$ δεν συμβάλλει στην ανάπτυξη της φέρουσας ικανότητας της υποκείμενης στρώσης στο βαθμό που προβλέπεται από τις συμβατικές θεωρίες.

vi) Συμπερασματικά, η εφαρμογή του εκάστοτε μεγέθους γ'_1 , τουλάχιστον σε συνήθεις περιπτώσεις, δεν συνεπάγεται αποκλίσεις των υπολογισμών, αντιθέτως η τυχόν ανάλυση με θεώρηση αβαρούς εδάφους υποτιμάει γενικώς τη φέρουσα ικανότητα του δίστρωτου εδάφους.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Bandini, P. and Pham, H. (2011). "Bearing capacity of embedded strip footings in two-layered clay soils". *Geo-Frontiers* 2011, pp 332–341.
- Benmebarek, S., Benmoussa, S., Belouar, L. and Benmebarek, N. (2012). "Bearing capacity of shallow foundation on two clay layers by numerical approach". *Journal of Geotech. Geol. Eng.* 30, pp 907-923.
- Brinch Hansen, J. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity". *Bulletin* N° 28. Copenhagen, Denmark: Danish Geotechnical Institute.
- Brown, J.D. and Meyerhof, G.G. (1969). "Experimental study on bearing capacity in layered clays". *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.*, Mexico, Vol.2, pp 45–51.
- Burd, H.J. and Frydman, S. (1997). "Bearing capacity of plane strain footings on layered soils". *Canadian Geotech. Journal*, 34, pp 241-253.
- Butterfield, R. and Gottardi, G. (1994). "A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand". *Géotechnique* 44, N° 1, pp 181-184.
- Butterfield, R. and Tikof, J. (1979). "Contribution 7.28 to the discussion session on design parameters for granular soils". *Proceedings of the 7th European conference on design parameters in geotechnical engineering*, Brighton, UK, Vol.4, pp 259-261.
- Button, S.J. (1953). "The bearing capacity of footings on a two-layer cohesive subsoil". *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Zurich, Vol.1, pp 332–335.
- Chen, W.F. (1975). "Limit analysis and soil plasticity". Amsterdam: Elsevier.
- Houlsby, G.T. and Puzrin, A.M. (1999). "The bearing capacity of a strip footing on clay under combined loading". *Proc. R. Soc. London Ser. A.* 455, pp 893-916.
- Lee, J. K., Jeony, S. and Lee, S. (2016). "Undrained bearing capacity factors for ring footings in heterogeneous soil". *Computers and Geotechnics* 75, pp 103–111.
- Merifield, R.S., Sloan, S.N. and Yu, H.S. (1999). "Rigorous plasticity solutions for the bearing capacity of two-layered clays". *Géotechnique* 49, N° 4, pp 471–490.
- Merifield, R.S., and Nguyen, V.Q. (2006). "Two and three dimensional bearing capacity solutions for footings on two-layered clays". *Geomechanics and Engineering Int. Journal*, Vol.1, N° 2, pp 151-162.
- Meyerhof, G.G. (1953). "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loading". *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engn*, Zurich, 1, pp 440–445.
- Meyerhof G.G. and Hanna, A.M. (1978). "Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load". *Canadian Geotech. J.* 15, pp 565–572.
- Michalowski, R.L. and Shi, L. (1995). "Bearing capacity of footings over two-layered foundation soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, 121, pp 421–428.

- Moayed, R.Z., Rashidian, V. and Izadi, E. (2012). "Evaluation of bearing capacity of ring foundations on two-layered soil". *World Academy of Science, Engineering and Technology*, Vol.6, pp 950-954.
- Nguyen V.Q. and Merifield, R.S. (2012). "Two and three dimensional undrained bearing capacity of embedded footings". *Australian Geomechanics*, Vol. 47, N°2, pp 25–40.
- Παπαδοπούλου Κ. και Γ. Γκαζέτας (2014). "Φέρουσα ικανότητα Επιφανειακών Θεμελιώσεων επί Δίστρωτου Αργιλικού Εδάφους". Δημοσιεύθηκε στα *Πρακτικά του 7^{ου} Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής Μηχανικής*, Αθήνα.
- Pender, M. J. (2017). "Bearing capacity surfaces implied in conventional capacity calculations". *Géotechnique* 67, N° 4, pp 313-324.
- Poulos, H.G., Carter, J.P. and Small, J.C. (2001). "Foundations and Retaining structures- research and practice". General Report, *Proc.15th I.C.S.M.G.E.*, Vol.4, pp 2533-2548.
- Puzrin, A.M., Alonso E. and Pinyol N. (2010). "Bearing Capacity Failure: Transcona Grain Elevator, Canada". Chapter 4, pp.68–84 in the Book: "Geomechanics of Failures", Springer.
- Rao, P. Liu, Y. and Cui, J. (2015). "Bearing capacity of strip footings on two-layered clay under combined loading". *Computers and Geotechnics*, Vol.69, pp 210–218.
- Salgado R., Lyamin A.V, Sloan S. W, and Yu, H.S. (2004). "Two–and three–dimensional bearing capacity of foundations in clay". *Géotechnique*, 54 (5), pp 297–306.
- Salgado R., Lyamin A. and Lim J. (2013). "Foundation Failure Case Histories Reexamined Using Modern Geomechanics". Paper N° SOAP-9, *Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Chicago.
- Shiau, J.S., Lyamin, A.V. and Sloan, S.V. (2003). "Bearing capacity of a sand layer on clay by finite element limit analysis". *Canadian Geotech. Journal*, 40, pp 900-915.
- Taiebat, H. and Carter, J.P. (2002). "Bearing capacity of strip and circular foundations on undrained clays subjected to eccentric loads". *Géotechnique* 52, pp 61-64.
- Yu, L., Liu, J., Kong, X-j., and Hu, Y. (2011). "Three dimensional large deformation F.E. analysis of square footings in two layered clays". *Journal of Geotech. and Geoenv. Engrn*, ASCE, 137, N° 1, pp 52-58.
- Zhan, Y.G., Luan, M.T. (2011). "Bearing capacity of strip foundations on undrained two-layered subsoil subjected to V-H loading». *Proc.21th International Offshore and Polar Engineering Conference*, pp 441-450.
- Zhan, Y-G (2011). "Undrained bearing capacity behaviour of strip footings and two-layer clay soil under combined loading". *EJGE*, Vol.16, pp 251–268.
- Zhu, M. (2004). "Bearing capacity of strip footings on two-layer clay soil by finite element method". *Proc. Abaqus user's Conf.*, pp 777–787.
- Zhu, M. and Michalowski, R.L. (2005). "Bearing capacity of rectangular footings on two-layer clay". *Proc.16th I.C.S.M.G.E.*, Vol.2, pp 997–1.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΣΥΝΟΨΗ ΚΥΡΙΟΤΕΡΩΝ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΩΝ

Τα επί μέρους συμπεράσματα αναπτύχθηκαν στα αντίστοιχα Κεφάλαια της Δ/Δ και στο παρόν τελευταίο Κεφάλαιο συνοψίζονται τα κυριότερα από αυτά, αφού ενοποιούνται σε τρεις κύριες θεματικές ενότητες.

1. Τριδιάστατη συμπεριφορά αντιστηρίξεων με προεντεταμένες αγκυρώσεις

α) Εξετάσθηκαν δύο κύριοι εδαφικοί τύποι, οι S_1 που αντιστοιχεί σε αποσαθρωμένο ημίβραχο με ανάπτυξη διατμητικής αντοχής, κυρίως λόγω εσωτερικής τριβής (ϕ') και S_2 που προσομοιώνει πολύ στιφρή άργιλο με αντοχή οφειλόμενη κυρίως στην συνοχή, c' . Οι υπ' όψιν τύποι εξετάσθηκαν στο πλαίσιο εφαρμογής του γραμμικώς ελαστικού-ιδεατώς πλαστικού προσομοιώματος (EL-PL), ενώ παραλλαγές αυτών εξετάσθηκαν με το Hardening Soil Model (τύποι HS_1 και HS_2). Διερευνήθηκε η επιρροή σειράς γεωμετρικών και φορτικών δεδομένων επί του γενικού συντελεστή ασφαλείας, καθώς και επί των μετατοπίσεων επιφανείας, οριζοντίων και κατακορύφων.

β) Από τις 2D αναλύσεις προέκυψε ότι ένας από τους βασικότερους παράγοντες που επηρεάζουν τον γενικό συντελεστή ασφαλείας είναι η κανονικοποιημένη αντοχή των αγκυρίων, R . Ο ρυθμός αύξησης του SF με την αύξηση του R είναι υψηλότερος στην περίπτωση του εδαφικού τύπου S_1 , λόγω της αυξημένης ενεργοποίησης διατμητικής αντοχής, μέσω του όρου $\tan\phi'$. Ο μηχανισμός αστοχίας, αλλά και ο συντελεστής ασφαλείας SF επηρεάζεται από το ανηγμένο βάθος πάκτωσης των πασσάλων, D/H . Αντιθέτως, ο συντελεστής επί τόπου οριζοντίων πιέσεων K , δεν έχει επιρροή επί του SF.

γ) Από τις κυριότερες 3D αναλύσεις συμπεραίνεται ότι ο λόγος διαστάσεων της εκσκαφής L/H έχει ιδιαίτερως σημαντική επιρροή επί του SF. Για $L/H = 1$ ο συντελεστής ασφαλείας προέκυψε πολύ υψηλότερος από αυτόν των διδιάστατων αναλύσεων. Η ευνοϊκή επιρροή των τριαξονικών συνθηκών (λόγω της προφανούς συνεισφοράς στην ευστάθεια των διατμητικών δυνάμεων κατά τα άκρα) μειώνεται σημαντικά για $L/H > 2$. Επίσης, η ευνοϊκή επιρροή επί του SF για αυξανόμενο λόγο R βαίνει μειούμενη για χαμηλές τιμές του ανηγμένου μήκους μετώπου εκσκαφής L/H . Ειδικότερα, για $L/H = 1$ η αύξηση του R δεν συνεπάγεται πρακτικά αύξηση και του συντελεστή ασφαλείας, ιδίως για εδαφικό τύπο S_2 . Επίσης, υπό 3D συνθήκες, η ευνοϊκή επιρροή της αύξησης του κανονικοποιημένου βάθους έμπηξης D/H δεν είναι τόσο σημαντική όσο στις διδιάστατες συνθήκες.

Η δυνατότητα επέκτασης των συμπερασμάτων ως προς τον συντελεστή ασφαλείας κατά το σκέλος που αφορά στην συνάρτησή του με την κανονικοποιημένη συνολική αντοχή αγκυρίων, εξετάσθηκε με διάφορες διατάξεις καθ' ύψος αγκυρίων σε $n = 2$ έως 6 σειρές με αντιστοίχως μεταβαλλόμενο ύψος του πρηνούς εκσκαφής H . Διαπιστώθηκε ότι με καλή προσέγγιση, η επιλεγείσα κανονικοποίηση μέσω του όρου $R = \Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, μπορεί να έχει γενικότερη εφαρμογή.

δ) Ο σημαντικότερος παράγοντας που επηρεάζει τις οριζόντιες μετατοπίσεις u_x στην στέψη είναι ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων K , για σταθερές τιμές των υπολοίπων παραμέτρων. Επίσης, επιρροή έχει το ανηγμένο βάθος έμπηξης D/H υπό 2D συνθήκες ή

για σχετικά υψηλές τιμές L/H υπό 3D συνθήκες. Παρ' όλο που γενικώς οι μετατοπίσεις στέψης u_x γενικώς μειώνονται με την αύξηση του λόγου R , ειδικώς υπό 3D συνθήκες, επιρροή των δυνάμεων τάνυσης (αναλογικά προς τον όρο R), απομειώνεται. Για χαμηλούς λόγους L/H φαίνεται ότι οι μετατοπίσεις πρακτικά δεν επηρεάζονται από τον λόγο R .

ε) Για το απλό εδαφικό προσομοίωμα EL- PL και υπό διδιάστατες συνθήκες, η κατανομή των καθιζήσεων της άνω επιφάνειας εξαρτάται από τη φορά των κατακορύφων μετατοπίσεων στην στέψη ($x_0 = 0$). Στις περισσότερες περιπτώσεις αυτών των αναλύσεων προέκυψαν ανυψώσεις και όχι καθιζήσεις στην υπ' όψιν θέση, με αποτέλεσμα η κατανομή κατά μήκος της άνω επιφάνειας να είναι υπό μορφή κάμψης (κοίλα προς τα άνω). Αντιθέτως, υπό 3D συνθήκες κατά μήκος τομής με επίπεδο συμμετρίας της κάτοψης (στο μέσο των πλευρών), η μορφή της καμπύλης καθιζήσεων ήταν κυρτή (κοίλα προς τα κάτω), με καθιζήσεις (και όχι ανυψώσεις) στην θέση $x_0 = 0$. Η αναντιστοιχία αποτελεσμάτων ως προς την βασική μορφή της επιφάνειας καθιζήσεων ερμηνεύθηκε κατ' αρχάς με την αναπόφευκτα μη ακριβή προσομοίωση των πασσάλων κάτω από την στάθμη γενικής εκσκαφής υπό 2D συνθήκες, ως συνεχούς διαφράγματος και όχι ως διακριτών στοιχείων, όπως γίνεται υπό 3D. Με ακριβέστερο τρόπο διερευνήθηκε η κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων με εναλλακτική εφαρμογή του προσομοιώματος HSM, όπου η διαφοροποίηση του μέτρου ελαστικότητας για φόρτιση από αυτό της αποφόρτισης, επιτρέπει αντιπροσωπευτικότερες συναρτήσεις $u_y - x_0/H$ και παραλλήλως αμβλύνει σημαντικά το ανωτέρω μειονέκτημα προσομοιώσεως υπό τριδιάστατες συνθήκες.

στ) Από ανεξάρτητες αναλύσεις διαπιστώθηκε ότι η αποκλειστική επιρροή των δυνάμεων τάνυσης (πέραν δηλαδή του παράγοντα του αρχικού εντατικού πεδίου) εκδηλώνεται με αρκετά σημαντικές καθιζήσεις ακριβώς στην στέψη και στην γύρω περιοχή με αντίστοιχη τάση έντονης απομείωσης των u_y (έως και την ανάπτυξη ανυψώσεων) σε απόσταση από το μέτωπο. Βάσει αυτής της διαπίστωσης ερμηνεύεται η μορφή κατανομής των επιφανειακών u_y , οι οποίες κατά περίπτωση είναι καμπύλες κοίλες (μικρές δυνάμεις) ή κυρτές (υψηλές δυνάμεις αγκύρωσης).

Παρ' όλο που η συνήθης βιβλιογραφική κανονικοποίηση των μετατοπίσεων (που όμως αφορά κυρίως σε αντηριδωτές αντιστηρίξεις), γενικά επιτυγχάνεται μέσω των λόγων u_x/H και u_y/H , στην Δ/Δ παρουσιάζονται διαγράμματα κανονικοποιημένων μετατοπίσεων επιφάνειας υπό την μορφή $u_{x,y} \cdot (E/\gamma \cdot H^2) - x_0/H$, ώστε να ληφθεί υπ' όψιν ότι οι καθιζήσεις κλπ είναι ανάλογες του όρου $\gamma \cdot H^2$ (και όχι απλώς του ύψους H) και κατά προσέγγιση αντιστρόφως ανάλογες του μέσου μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, E .

2. Αστοχίες θεμελιώσεων – Η περίπτωση δίστρωτου αργιλικού σχηματισμού

α) Μεταξύ των περιπτώσεων αστοχίας θεμελιώσεων, ιδιαίτερα σημαντική είναι η γνωστή περίπτωση του συγκροτήματος σιλό δημητριακών στην Transcona. Η επανεξέταση του υπ' όψιν ιστορικού έγινε με 3D αναλύσεις που προσομοιώνουν με ακρίβεια την κατασκευή, την αλληλουχία φάσεων φορτίσεως και τις γεωτεχνικές συνθήκες. Από τις νέες αναλύσεις προέκυψαν τα εξής βασικά συμπεράσματα:

i) Ο συντελεστής ασφαλείας κατά την φάση φορτίσεως, όπου συνέπεσε και η αστοχία, υπολογίσθηκε από τις 3D αναλύσεις με τιμή $SF = 1,085$. Εντούτοις, αποδείχθηκε ότι οι μικρές έστω αποκλίσεις από την θεωρητική τιμή $SF = 1$, μπορεί να οφείλονται σε σειρά παραγόντων, όπως η δυσχέρεια ακριβούς εκτίμησης της θέσης του ασβεστολιθικού υποβάθρου.

ii) Στο πλαίσιο αναζήτησης των πιθανών αιτίων της αστοχίας εξετάσθηκε η ενδεχόμενη επιρροή αστάθειας λόγω κλίσεως υπό την υπόθεση αρχικής απόκλισης από την κατακόρυφη υπό γωνία $\omega_0 = 1^\circ$ και με υπολογισμό της δευτερογενούς κλίσης $\Delta\omega$ λόγω αρχικής εκτροπής του κέντρου βάρους της κατασκευής. Προέκυψε ότι τυχόν απόκλιση από την κατακόρυφο δεν θα συνέβαλε ουσιαστικώς στην τελική αστοχία. Από σύγκριση των προβλέψεων απλού-ελατηριωτού προσομοιώματος κατά Winkler και των 3D αναλύσεων (για έκκεντρες φορτίσεις) διαπιστώθηκε το εύρος γωνιών για τις οποίες παρατηρήθηκε σύγκλιση ή απόκλιση των αποτελεσμάτων μεταξύ των διαφορετικών εδαφικών προσομοιωμάτων.

iii) Διαπιστώθηκε ότι δύο ήταν τα βασικά αίτια της αστοχίας: a) Η ταχεία φόρτιση του εδάφους σε συνδυασμό με την παρουσία κυρίως μαλακής, κανονικά στερεοποιημένης στρώσεως, της οποίας η αστράγγιστη διαμητική αντοχή θα μπορούσε να αυξηθεί σε επαρκή βαθμό, αν η πλήρωση των σιλό με δημητριακά ήταν βραδεία είτε ο συντελεστής διαπερατότητας του εδάφους ήταν σημαντικά υψηλότερος. b) Η παρουσία ουσιαστικώς δίστρωτου αργιλικού σχηματισμού με ασθενέστερη την υποκείμενη στρώση. Με τα ερευνητικά μέσα εκείνης της εποχής, δεν αξιολογήθηκε, ούτε καν διαπιστώθηκε η δυσμενής αυτή στρωματογραφία.

Με αφορμή το προαναφερθέν ιστορικό περιστατικό της Transcona, έγινε συστηματική διερεύνηση της φέρουσας ικανότητας επιφανειακών θεμελιώσεων επί δίστρωτου αργιλικού εδάφους υπό αστράγγιστες συνθήκες, όπως στις υποπαραγράφους που ακολουθούν.

β) Για κεντρική κατακόρυφη φόρτιση διερευνήθηκε η επιρροή επί των συντελεστών φέρουσας ικανότητας (N_{c1} ή N^*_{c1}) αφ' ενός βασικών δεδομένων της στρωματογραφίας (SR και H_1/B), αφ' ετέρου του σχήματος φόρτισης (λωρίδας, ορθογωνίου, τετραγώνου, κύκλου και δακτυλιωτού θεμελίου). Από τις 3D ή τις αξισυμμετρικές αναλύσεις προέκυψε σειρά διαπιστώσεων, όπως οι εξής:

- Η περίπτωση $SR < 1$ είναι ιδιαίτερου ενδιαφέροντος, δεδομένου ότι ο μηχανισμός αστοχίας φθάνει μέχρι αρκετά σημαντικό βάθος, ακόμη και για σχετικώς μεγάλο ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης (H_1/B). Διαπιστώθηκαν 3 βασικοί τύποι αστοχίας μεταξύ των οποίων ο μηχανισμός διαμητικής διείσδυσης, ο μηχανισμός Prandtl και ο ενδιάμεσος μηχανισμός, διερευνήθηκαν τα όρια γραμμικής συσχέτισεως του συντελεστή $N_{c,1}$ με τον λόγο H_1/B και δόθηκαν αλγεβρικές εξισώσεις που βασίσθηκαν σε επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων.
- Για $SR > 1$ επισημάνθηκαν κυρίως για την λωρίδα δύο ακόμη τύποι μηχανισμών, ενώ η ευνοϊκή (σε αυτή την περίπτωση) επιρροή της υποκείμενης στρώσης εξετάσθηκε μέσω των συντελεστών λ_N και λ^*_N που ουσιαστικώς εκφράζουν την βελτίωση της φέρουσας ικανότητας. Ωστόσο, η παρουσία του δεύτερου στρώματος μπορεί πρακτικώς να αγνοηθεί εφόσον πρόκειται για λωρίδα, αν $H_1/B \geq 0,5$ και για $H_1/B \geq 0,25$ στην

περίπτωση τετραγώνου ή δακτυλιοειδούς θεμελίου. Κλειστές αναλυτικές σχέσεις δόθηκαν για τις μέγιστες τιμές $\max \kappa_{\text{N}}$ και $\max \kappa_{\text{N}}^*$, ως συνάρτηση του ανηγμένου πάχους H_1/B .

- Η επιρροή του σχήματος στη φέρουσα ικανότητα εξετάστηκε μέσω των αντίστοιχων συντελεστών s_c και σε ορισμένες περιπτώσεις δόθηκαν κλειστές αλγεβρικές σχέσεις, βάσει των 3D αναλύσεων.
- Τα επι μέρους συμπεράσματα για την επιρροή παραγόντων, όπως το βάθος θεμελίωσης και το αρχικό εντατικό πεδίο κατά την διεπιφάνεια των αργιλικών στρώσεων περιλαμβάνονται στο Κεφάλαιο 6. Σχετικά με την συνήθη παραδοχή αβαρούς εδάφους, συμπεραίνεται ότι αυτή συνεπάγεται υποτίμηση της φέρουσας ικανότητας, ενώ η τυχόν μη ακριβής εκτίμηση της ενεργού φαινομένης πυκνότητας γ'_1 δεν έχει πρακτική επίπτωση στα αποτελέσματα.

γ) Για συνδυασμένη φόρτιση (M,V) υπεισέρχεται ως επιπλέον παράμετρος η ανηγμένη εκκεντρότητα e/B . Από τις 3D αναλύσεις προέκυψαν τα εξής:

i) Η μεθοδολογία υπολογισμού βάσει του ενεργού πλάτους B' αντί του φυσικού B , επιβεβαιώθηκε ως προς την ακρίβειά της, τόσο για λωριδωτά όσο και για τετραγωνικά θεμέλια για ομοιογενές έδαφος. Κατόπιν αυτού, η διατύπωση των συντελεστών φέρουσας ικανότητας έγινε υπό την αντίστοιχη εφαρμογή ισοδυνάμου πλάτους B' και για δίστρωτο αργιλικό έδαφος.

ii) Για ανώτερη στρώση υψηλότερης αντοχής, $SR < 1$, η επιφάνεια αστοχίας (η οποία για κεντρική φόρτιση μπορεί να φθάνει σε μεγάλο βάθος), μετακινείται προς τα άνω για αυξανόμενο λόγο e/B , με αποτέλεσμα την ανόρθωση των συντελεστών $N_{C1,e}$ και $N_{C1,e}^*$. Αυτή η τάση μεταβολής είναι αξιοσημείωτη για χαμηλές τιμές SR και υψηλές τιμές H_1/B . Τόσο για λωριδωτά όσο και για ορθογωνικά θεμέλια, η δυσμενής επιρροή της παρουσίας της υποκείμενης ασθενέστερης στρώσης απομειώνεται με την αύξηση της εκκεντρότητας. Για υψηλές τιμές e/B , δεσπόζουσα επιρροή επί της φέρουσας ικανότητας έχει πλέον η αντοχή της ανώτερης στρώσης $s_{u,1}$.

iii) Για υποκείμενη στρώση υψηλότερης αντοχής $SR > 1$, γενικώς οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας αυξάνουν για αυξανόμενη τιμή SR . Η εκκεντρότητα φόρτισης έχει ως συνέπεια την μετατόπιση προς τα άνω των μηχανισμών αστοχίας, ώστε η ευνοϊκή επιρροή της υποκείμενης στρώσης συνεχώς να απομειώνεται. Για ανηγμένες εκκεντρότητες $e/B > 0,15$, για τετραγωνικά θεμέλια, ακόμη και για μικρό πάχος (H_1/B), η $\Phi.I.$ πρακτικώς εξαρτάται μόνο από την αντοχή της ανώτερης στρώσης, $s_{u,1}$.

iv) Η μορφή και οι μέγιστες τιμές των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης των κανονικοποιημένων τιμών οριακού κατακόρυφου φορτίου (v) και οριακής ροπής (m), εξαρτάται από τους λόγους των συντελεστών $\Phi.I.$ υπό έκκεντρη ή κεντρική φόρτιση, $N_{C1,e}/N_{C1}$ ή $N_{C1,e}^*/N_{C1}^*$ για λωριδωτά ή τετραγωνικά θεμέλια. Διαπιστώθηκε ότι η γνωστή παραβολή του ομοιογενούς εδάφους ($SR = 1$) παρεμβάλλεται μεταξύ των καμπύλων για $SR < 1$ και $SR > 1$. Για την πρώτη περίπτωση οι αποκλίσεις των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης είναι σημαντικές (για μειούμενο λόγο $SR < 1$), ενώ οι διαφορές των διαγραμμάτων για $SR = 1$ και $SR > 1$ είναι μικρές ή και αμελήσιμες.

3. Αστάθεια λόγω κλίσης υψηλών κατασκευών- Η περίπτωση του Πύργου της Πίζας

α) Η αστάθεια λόγω κλίσεως υψηλών κατασκευών εξετάσθηκε μέσω της απλής εξωτερικής ισορροπίας, όπου το πρόβλημα εντοπίζεται στην ικανότητα ή μη του συστήματος θεμελίωσης-εδάφους να αναπτύξει μέσω μηχανισμού ανακατανομής των εδαφικών αντιδράσεων, δυνάμεις εξισορρόπησης της ροπής του βάρους που μεταφέρεται υπό εκκεντρότητα λόγω δεδομένης γωνίας ω , απόκλισης από την κατακόρυφο. Η συνθήκη ευσταθείας είναι $M_R(\omega) \geq M_D(\omega)$, όπου $M_D(\omega)$ η ροπή λόγω εκτροπής του κέντρου βάρους της κατασκευής, ενώ $M_R(\omega)$ η μέγιστη ροπή επαναφοράς που μπορεί να αντιτάξει το σύστημα θεμελίου-εδάφους. Εξετάσθηκε αρχικά η αστάθεια λόγω κλίσης κατασκευής με ορθογωνικό ή κυκλικό θεμέλιο, με το απλό εδαφικό προσομοίωμα Winkler, αλλά με διαφοροποιημένους δείκτες για τη φόρτιση και την αποφόρτιση.

Ο λόγος των δεικτών εδάφους συμβολίσθηκε ως $(K_{s,u}/K_{s,L}) = f_k$, όπου $K_{s,u}$, $K_{s,L}$ οι δείκτες κατά την αποφόρτιση και φόρτιση. Βάσει του λόγου $f_k > 1$ υπολογίσθηκε τόσο για ορθογωνικό όσο και για κυκλικό θεμέλιο η ανηγμένη μετατόπιση του ουδέτερου άξονα, x_R/R , από τον άξονα συμμετρίας, καθώς και ο συντελεστής ασφαλείας (έναντι αστάθειας λόγω κλίσης), $FS = M_R/M_D$, συναρτήσει και της αρχικής εξεταζόμενης απόκλισης, ω . Δόθηκαν αναλυτικές σχέσεις τόσο για τον FS ($f_k > 1$), όσο και για τον λόγο επαύξησης του συντελεστή ασφαλείας FS/FS_1 , όπου FS_1 αντιστοιχεί στην απλή περίπτωση ενιαίου δείκτη εδάφους ($f_k = 1$).

β) Η σύγκλιση γειτονικών υψηλών κατασκευών λόγω αλληλεπίδρασης των θεμελιώσεών τους (π.χ. περίπτωση «kissing silos») εξετάσθηκε με 3D αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων υπό την υπόθεση γραμμικώς ελαστικού συνεχούς μέσου, αλλά και ελαστοπλαστικού κατά Mohr-Coulomb, όπου και προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

i) Η σύγκλιση γειτονικών υψηλών κατασκευών οφείλεται όχι μόνο στην αυτονόητη αλληλεπίδραση των γειτονικών θεμελιώσεων, λόγω της οποίας αναπτύσσεται «αρχική» γωνία απόκλισης (ή στροφής) $\omega_0 \approx \sin\omega_0$, αλλά και στις δευτερογενείς ανομοιομορφες καθιζήσεις που προέρχονται από την συγκέντρωση τάσεων επαφής που οφείλονται στην εκτροπή του κέντρου βάρους κάθε κατασκευής από την κατακόρυφο. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχει τόσο η «τελική» στροφή-απόκλιση από την κατακόρυφο, $\omega \approx \sin\omega$ όσο και ο συντελεστής επαύξησης της αρχικής κλίσης, δηλαδή ο λόγος $\sin\omega/\sin\omega_0$, βάσει του οποίου εκτιμάται ο βαθμός συμβολής επί της τελικής στροφής των δύο βασικών παραγόντων κατά τα ανωτέρω.

ii) Η «αρχική» γωνία $\omega_0 \approx \sin\omega_0$ υπολογίσθηκε αρχικά για γραμμικώς ελαστικό ομοιογενές έδαφος ως συνάρτηση της διαφοράς των συντελεστών επιρροής επί των καθιζήσεων $\Delta I = \max I - \min I$, η οποία οφείλεται στην αλληλεπίδραση των θεμελίων. Η γωνία ω_0 είναι ανάλογη τόσο της ανηγμένης φόρτισης $q^* = \frac{q \cdot (1 - \nu^2)}{E}$, όσο και του συντελεστή επιρροής επί της αρχικής στροφής, ΔI , ο οποίος εξαρτάται αποκλειστικά από την ανηγμένη ελεύθερη απόσταση S_0/B μεταξύ των γειτονικών τετραγωνικών θεμελίων πλευράς B που εξετάσθηκαν. Η συσχέτιση $\Delta I - S_0/B$ αποδόθηκε με πολύ καλή συσχέτιση μέσω ομογραφικής συνάρτησης και φαίνεται ότι για $S_0/B \leq 1$ γενικά η στροφή ω_0 λαμβάνει αρκετά υπολογίσιμες τιμές.

Αντιστοίχως η τιμή της τελικής στροφής $\omega \approx \sin\omega$, υπό την ίδια παραδοχή γραμμικώς ελαστικού μέσου εξαρτάται από τα μεγέθη S_0/B , q^* αλλά επιπροσθέτως από το ανηγμένο ύψος του κέντρου βάρους των κατασκευών h_s/B .

iii) Η επιρροή των αναπτυσσόμενων πλαστικών ζωνών (για ελαστοπλαστικό αργιλικό έδαφος υπό αστράγγιστες συνθήκες) εξετάσθηκε με αντίστοιχες 3D αναλύσεις και διαπιστώθηκε ότι η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας SF επί των «αρχικών» αποκλίσεων $\sin\omega_0$ δεν είναι σημαντική. Αντιθέτως, ο συντελεστής SF επηρεάζει σημαντικά τις τελικές στροφές ω (που ενδιαφέρουν περισσότερο). Από τον συσχετισμό των τελικών κλίσεων υπό πλαστικές συνθήκες ($\sin\omega_p$) και αυτών υπό ελαστικές ($\sin\omega_e$) προέκυψε ότι η επιρροή των δευτερογενών κλίσεων (λόγω εκτροπής του κέντρου βάρους) γίνεται σημαντικότερη στην περίπτωση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του εδάφους. Ο λόγος $\sin\omega_p/\sin\omega_e$ λαμβάνει υψηλές τιμές για χαμηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας και για μικρή ανηγμένη απόσταση θεμελίων S_0/B , π.χ. για $S_0/B = 0,2$ φθάνει μέχρι και την τιμή 8, ακόμη και για την σχετικά μικρή τιμή $q^* = 0,025$. Για σχετικά υψηλές τιμές της ανηγμένης φόρτισης διαπιστώθηκε μηχανισμός αστάθειας λόγω κλίσεως, όχι μόνο για χαμηλούς, αλλά και για σχετικά επαρκείς συντελεστές ασφαλείας έναντι θραύσης των μεμονωμένων στοιχείων θεμελίωσης, ακόμη και για περίπτωση όχι ιδιαίτερως υψηλών κατασκευών (π.χ. $h_s/B = 2$).

γ) Η περίπτωση του Πύργου της Πίζας

Ο τρόπος, οι φάσεις διερεύνησης και τα γενικά συμπεράσματα είναι τα ακόλουθα:

i) Δεδομένου ότι σύμφωνα με ορισμένους ερευνητές η κλίση του Πύργου αποδόθηκε σε πρόβλημα φέρουσας ικανότητας του εδάφους, αρχικά διερευνήθηκε αυτό το θέμα, κατόπιν συστηματικής αξιολόγηση των γεωτεχνικών δεδομένων. Συμπεραίνεται ότι μετά το πέρας της Α' φάσης κατασκευής, όπου είχε επιβληθεί ποσοστό περίπου 65% της τελικής φόρτισης (μέση πίεση 330 kPa έναντι 507 kPa), ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας ήταν $SF = 1,80 - 2,60$. Μετά το πέρας και της δεύτερης φάσης, οπότε η εξελισσόμενη εκκεντρότητα επηρέασε τον υπ' όψιν συντελεστή, υπολογίσθηκε με 3D F.E. αναλύσεις ότι ήταν κατ' ελάχιστον $SF = 1,50$ περίπου, για την μέγιστη εκδηλωθείσα κλίση (και εκκεντρότητα συνισταμένης). Παρ' όλο που αναμένονται εκτεταμένες πλαστικές παραμορφώσεις, επομένως και αυξημένες καθιζήσεις για συντελεστές Φ.Ι. αυτής της τάξης, εντούτοις δεν φαίνεται να ευσταθεί η άποψη ότι η κλίση του Πύργου οφείλεται σε ανάπτυξη μηχανισμού διατμητικής αστοχίας.

ii) Από την συσχέτιση των πιέσεων υπερστερεοποίησης των αργιλικών ζωνών με τις πρόσθετες πιέσεις από τη θεμελίωση του Πύργου, κατά φάση κατασκευής, διαπιστώθηκε ότι ενώ κατά την Α' φάση κατασκευής του Πύργου (μέση πίεση 330 kPa) δεν ξεπεράσθηκαν ουσιαστικά οι πιέσεις υπερστερεοποίησης, αντιθέτως μετά την προσθήκη των επιπλέον βαρών οι αργιλικές στρώσεις βάθους -10 m έως -30 m επηρεάσθηκαν σημαντικά, δεδομένου ότι η ανάπτυξη των επιπλέον μετατοπίσεων έγινε κατά τον κλάδο της πρωτογενούς συμπίεσης. Τα ανωτέρω ερμηνεύουν και τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων και της κλίσης του Πύργου που αναπτύχθηκε αμέσως μετά την επιβολή του 95% των συνολικών φορτίων.

iii) Η αστάθεια λόγω κλίσης εξετάσθηκε μέσω διαγραμμάτων $\sin\omega$ (ή $\sin\omega_s$)– e , όπου ω η γεωμετρική γωνία κλίσης του Πύργου, κατά περιόδους και ω_s η «αναμενόμενη» γωνία κλίσης για ροπή ανατροπής M_R που αντιστοιχεί στην εκκεντρότητα e και στην εκάστοτε γωνία ω . Κατόπιν ακριβούς προσομοίωσης του Πύργου, των φάσεων κατασκευής με τους αντίστοιχους χρόνους με χρήση των εδαφικών προσομοιωμάτων EL–PL, SSM και SSCM και λαμβάνοντας υπ’ όψιν το πιθανό εύρος διακύμανσης των παραμέτρων παραμορφωσιμότητας (C_C , C_R , C_a για φόρτιση, αποφόρτιση και δευτερογενή συμπίεση) διαπιστώθηκαν τα εξής:

- Για εκκεντρότητες φόρτισης $e > 2$ m (και $\omega > 4,7^\circ$), ενδεχομένως και μικρότερες είχε ανακύψει πρόβλημα αστάθειας λόγω κλίσης, δεδομένου ότι προκύπτει $\omega_s > \omega$. Σημειώνεται ότι το έτος 1990 ήταν $e = 2,30$ m και $\omega = 5,5^\circ$.
- Από την αντιπαραβολή των αποτελεσμάτων με συνεκτίμηση ή όχι των ερπυστικών παραμορφώσεων (προσομοιώματα SSCM και SSM) διαπιστώθηκε η σημαντική επιρροή των δευτερογενών καθιζήσεων, λόγω και των μεγάλων χρονικών διαστημάτων αναφοράς.
- Με χρήση του προσομοιώματος SSCM εκτός της κλίσης του Πύργου προσεγγίζεται πολύ ικανοποιητικά και η μέση καθίζηση το έτος 1990, δηλ. $s_m = 2,95$ m.

iv) Βάσει απλού προσομοιώματος του Πύργου, η ισοδύναμη στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης διατυπώνεται ως φθίνουσα συνάρτηση $K_\omega = K_\omega(\omega, t)$, της εκάστοτε γωνίας απόκλισης και του χρόνου.

v) Ως κύριο πιθανό αίτιο της αρχικής κλίσης του Πύργου (της τάξης της $\omega = 1,1^\circ$) που αναπτύχθηκε αμέσως μετά το πέρας της Α΄ φάσης (επιβολή φορτίων 65% των τελικών) εξετάσθηκε η ανομοιογένεια δομής της ανώτερης ιλυοαμμώδους στρώσης, πάχους περί τα 9 m, που περιλαμβάνει ασθενέστερες και πλέον συμπιεστές ζώνες ML κατά τη Νότια πλευρά, απ’ όπου και εκδηλώθηκε ως κλίση. Προφανώς, στην επαύξηση της κλίσης συνετέλεσε η διακύμανση της στάθμης υδάτων, λόγω συστηματικών αντλήσεων, δεδομένης της φύσης του εδάφους (κυρίως N.C. άργιλοι) και της σημαντικής διαφοροποίησης των δεικτών C_C και C_R .

Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Από την ανάπτυξη των επί μέρους θεμάτων της Δ/Δ προκύπτει ότι πρακτικά θέματα που παρουσιάστηκαν είναι πολυπαραμετρικά, η προσέγγισή τους γίνεται από τις απλούστερες στις συνθετότερες περιπτώσεις, επομένως υπάρχουν ευρύτατα περιθώρια περαιτέρω έρευνας. Ενδεικτικώς, κατά κατηγορία προβλημάτων αναφέρονται τα εξής:

1. Φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελίων επί δίστρωτου αργιλικού σχηματισμού:

Στη Δ/Δ αναλύθηκαν διάφοροι παράγοντες που επηρεάζουν την Φ.Ι. σε δίστρωτο αργιλικό σχηματισμό, όπως το σχήμα του θεμελίου, η συνδυασμένη φόρτιση (V,M), το βάθος θεμελίωσης κ.λ.π. Ενδιαφέροντα θέματα για περαιτέρω παραμετρική έρευνα είναι τα εξής:

α) Στην περίπτωση λόγου αντοχών $SR < 1$, η μεν ανώτερη στρώση να έχει σταθερή αστράγγιστη διατμητική αντοχή, όπως συνήθως συμβαίνει κατά προσέγγιση στην πράξη, η δε ασθενέστερη υποκείμενη να είναι N.C. με γραμμική αύξηση της $s_{u,2}$ με το βάθος.

β) Η επέκταση της "επίπεδης" θεώρησης συνδυασμένης φόρτισης (V, M) στην περιβάλλουσα στον χώρο V, M, H. Κατ' αρχάς, λόγω της πολυπαραγοντικής φύσης του προβλήματος για δίστρωτο αργιλικό σχηματισμό, θα μπορούσε να εξετασθεί παραμετρικά η επιρροή του λόγου των οριακών φορτίων, H_u/V_u .

γ) Η θεώρηση δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού, όπου η μία επηρεαζόμενη στρώση είναι μη συνεκτικής φύσης, δηλ. άμμος-άργιλος ή άργιλος-άμμος. Το θέμα αυτό έχει ιδιαίτερο πρακτικό ενδιαφέρον, αλλά η παραμετρική προσέγγισή του εμφανίζεται κατ' αρχήν ότι θα απαιτούσε ιδιαίτερες εκτεταμένες αναλύσεις.

δ) Η περίπτωση δίστρωτου αργιλικού σχηματισμού με πεπερασμένο πάχος της δεύτερης στρώσης, ώστε η παρουσία πολύ σκληρού υποβάθρου να επηρεάζει την φ.ι. της επιφανειακής θεμελίωσης. Αυτό μπορεί να εξετασθεί με την αναζήτηση διορθωτικών (αυξητικών) συντελεστών.

2. Αστάθεια λόγω κλίσης-δευτερογενής απόκλιση: Ενδιαφέροντα θέματα για περαιτέρω διερεύνηση είναι τα ακόλουθα: α) Η εξέταση της περίπτωσης σημαντικής χρονικής διαφοράς στην κατασκευή γειτονικών κτιρίων. Σε αυτή την περίπτωση, είναι απαραίτητη η εφαρμογή του προσομοιώματος SSCM.

β) Η διατύπωση κριτηρίων για την αστάθεια λόγω κλίσης μεμονωμένης υψηλής κατασκευής εδραζομένης σε N.C. σχηματισμό, με την εφαρμογή του προσομοιώματος SSCM, βάσει του λόγου H/B (ύψος προς μικρή διάσταση θεμελίωσης) και της εδαφικής συμπεριφοράς.

3. Τριδιάστατη συμπεριφορά αντιστηρίξεων με προεντεταμένες αγκυρώσεως: Πιθανά θέματα πρόσφορα για περαιτέρω διερεύνηση είναι τα εξής:

α) Η επέκταση των βασικών συμπερασμάτων της Δ/Δ για άλλους εδαφικούς τύπους.

β) Η προσεγγιστική αναλυτική σύνδεση των επιφανειακών καθιζήσεων με την ανηγμένη απόσταση από το μέτωπο.

γ) Η επιρροή της ακαμψίας επιφανειακών κατασκευών επί των καθιζήσεων.

δ) Η συνεκτίμηση των οριζοντίων μετατοπίσεων επιφανείας στην πρόβλεψη ζημιών επιφανειακών κατασκευών. Η μελέτη αυτή θα μπορούσε να γίνει κατ' αρχάς με χρήση του προσομοιώματος κατά Burland and Wroth.

ε) Στο πλαίσιο της διερεύνησης της επιρροής των εγκάρσιων διαφορικών καθιζήσεων επιφανείας για σχετικώς στενές εκσκαφές (όχι υψηλός λόγος L/B) η μελέτη διαφοροποίησης των δυνάμεων προέντασης κατά μήκος της όψεως του πρσανούς.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2.1	Γεωτεχνικές παράμετροι των εδαφών	σελ.17
2.2	Σταθερές γεωμετρικές παράμετροι (Κύριες αναλύσεις)	18
2.3	Παραμετρικές τιμές των εξεταζομένων παραγόντων	20

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3.1	Παράμετροι βραχομάζας-Έκθεση αξιολόγησης	153
3.2	Γεωτεχνικές παράμετροι αναλύσεων ευσταθείας λιγνιτορυχείου ανοικτής εκμετάλλευσης	166
3.3	Γεωτεχνικές παράμετροι των αναλύσεων πρσανών στην περιοχή Κοζάνης	181
3.4	Γεωτεχνικές παράμετροι νέων αναλύσεων ευσταθείας στην Περιφερειακή Λεωφόρο Αιγάλεω	193
3.5	Γεωτεχνικές παράμετροι των τριών υποθετικών εδαφών	201

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4.1	Γεωτεχνική τομή περιοχής σιλό στην Transcona (Εκτιμήσεις κατά Salgado et al, 2013)	217
4.2	Υπερπιέσεις του νερού για συντελεστές διαπερατότητας K_{y1} , K_{y2}	253

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5.1	Φυσικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων υπό την θεμελίωση του Πύργου της Πίζας	313
5.2	Γεωτεχνικές παράμετροι αναλύσεων	326
5.3	Στοιχεία των αναλύσεων για τη χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων	332

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

6.1	Γεωτεχνικές παράμετροι των δύο αργιλικών στρώσεων	374
6.2	Σύγκριση των συντελεστών Φ .I. και σχήματος για τετραγωνική θεμελίωση	400

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

2.1	Τυπικές περιπτώσεις κατάλυσης γενικής ευστάθειας αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις. Αστοχία τύπου GEO (κατά EC-7)	σελ.8
2.2	Τυπικές περιπτώσεις αστοχίας αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις λόγω δομικής ανεπάρκειας. Αστοχία τύπου STR (κατά EC-7)	10
2.3	Γεωμετρικά στοιχεία ανυποστήρικτης εκσκαφής	12
2.4	Σύγκριση συντελεστών ευσταθείας κατακορύφων πρηνών εκσκαφής: Στραγγιζόμενες συνθήκες (έδαφος φ', c')	12
2.5	Μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας ως συνάρτηση του λόγου L/H για ανυποστήρικτη εκσκαφή (H = 6 m): Έδαφος S ₁ , Αναλύσεις 3D	13
2.6	Μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας συναρτήσει του λόγου L/H για ανυποστήρικτη εκσκαφή (H = 12 m): Έδαφος S ₂ , Αναλύσεις 3D	14
2.7	Αυξητικός συντελεστής λόγω τριαξονικών συνθηκών I _f , ως συνάρτηση του λόγου L/H	14
2.8	Γεωμετρικά στοιχεία εκσκαφής αντιστηριζόμενης με προεντεταμένες αγκυρώσεις	16
2.9	Μηχανισμός αστοχίας στον εδαφικό σχηματισμό S ₁ (ζώνες πλαστικοποίησης): a) D/H = 0, b) D/H = 0,15	21
2.10	Μηχανισμός αστοχίας στον εδαφικό σχηματισμό S ₂ (χρωματική απεικόνιση των μετατοπίσεων): a) L ₁ , D/H = 0,15, b) L ₂ , D/H = 0,30	22
2.11	Επιρροή της κανονικοποιημένης αντοχής και του ελευθέρου μήκους αγκυρίων επί του συντελεστή ασφαλείας.	23
2.12	Επιρροή του αριθμού των αγκυρίων καθ' ύψος επί του συντελεστή ασφαλείας: D/H = 0,15, έδαφος S ₁	24
2.13	Επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφάλειας SF στο σχηματισμό S ₁ (μέσο μήκος L ₁)	25
2.14	Επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφάλειας SF στο σχηματισμό S ₂	26
2.15	Επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφαλείας: Έδαφος S ₁	26
2.16	Επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφαλείας: Έδαφος S ₂	27
2.17	Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K επί του συντελεστή ασφαλείας (D/H = 0,15): Αναλύσεις 2D	28
2.18	Παράδειγμα πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων σε κάτοψη και στο χώρο	29
2.19	Συντελεστής ασφαλείας ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής σχεδιασμού: Τετραγωνική εκσκαφή, L/H = 1, n = 3	30
2.20	Συντελεστής ασφαλείας ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Τετραγωνική εκσκαφή, L/H = 2,50, n = 3	31
2.21	Συγκριτικά διαγράμματα συντελεστών ασφαλείας για το σχηματισμό S ₁ : D/H = 0,15	32
2.22	Συγκριτικά διαγράμματα συντελεστών ασφαλείας για το σχηματισμό S ₂ : D/H = 0,15	33
2.23	Επιρροή του λόγου των πλευρών κάτοψης (L ≥ B): a) B= σταθερό, b) L = σταθερό	33
2.24	Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά την αστοχία: Έδαφος S ₁ , L/B = 1, L/H = 1	34
2.25	Επιρροή του λόγου πλευρών επί του συντελεστή ασφαλείας, για σταθερή μικρή πλευρά κάτοψης εκσκαφής (B/H = 1,0): Σχηματισμός S ₁	34
2.26	Επιρροή του λόγου πλευρών επί του συντελεστή ασφαλείας, για σταθερή μεγάλη πλευρά κάτοψης εκσκαφής (L/H = 2,5): Σχηματισμός S ₁	35
2.27	Εικόνα αστοχίας (χρωματική απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων): Έδαφος S ₂ , L/B = 2,50, L/H = 2,50	36
2.28	Επιρροή του λόγου πλευρών L/B, για σταθερή μικρή πλευρά κάτοψης εκσκαφής, (B/H = 1,0): Σχηματισμός S ₂	37
2.29	Επιρροή του λόγου πλευρών B/L για σταθερή μεγάλη πλευρά κάτοψης εκσκαφής (L/H = 2,50): Σχηματισμός S ₂	37

2.30	Επιρροή του σχετικού βάθους πάκτωσης επί του συντελεστή ασφαλείας ως συνάρτηση και της αντοχής αγκυρίων: Έδαφος S_1 , $L/H = 1$	38
2.31	Επιρροή του σχετικού βάθους πάκτωσης επί του συντελεστή ασφαλείας ως συνάρτηση και της αντοχής αγκυρίων: Έδαφος S_2 , $L/H = 1$	39
2.32	Αυξητικός συντελεστής λόγω βάθους πάκτωσης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Έδαφος S_1	39
2.33	Αυξητικός συντελεστής λόγω βάθους πάκτωσης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Έδαφος S_2	40
2.34	Επιρροή του βάθους έμπηξης επί της οριζόντιας μετατόπισης στέψης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Σχηματισμός S_1 , $K = 0,5$	42
2.35	Επιρροή του βάθους έμπηξης επί της οριζόντιας μετατόπισης στέψης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Σχηματισμός S_2 , $K = 0,5$	43
2.36	Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης επί των τιμών u_x για μέσο βάθος έμπηξης στο σχηματισμό S_1	44
2.37	Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης επί των τιμών u_x για μέσο βάθος έμπηξης στο σχηματισμό S_2	45
2.38	Συγκριτικά διαγράμματα κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στέψης: Περίπτωση $D/H = 0,15$	46
2.39	Προοπτική χρωματική απεικόνιση των μετατοπίσεων u_x : Περίπτωση $L/H = 2,50$, Σχηματισμός S_2 , αντοχή αγκυρίων C	47
2.40	Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση στέψης συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίου για $L/H = 1$, για τα εδάφη S_1 και S_2	48
2.41	Οριζόντιες μετατοπίσεις στη στάθμη στέψης για το σχηματισμό S_1 : $L/H = 2,50$	48
2.42	Οριζόντιες μετατοπίσεις στη στάθμη στέψης για το σχηματισμό S_2 : $L/H = 2,50$	49
2.43	Λόγος ακραίων μετατοπίσεων συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: $L/H = 2,50$, $K = 0,50$	50
2.44	Συγκριτικά διαγράμματα κανονικοποιημένης οριζόντιας μέγιστης μετατόπισης στέψης: $D/H = 0,15$, $K = 0,50$, Έδαφος S_1	50
2.45	Συγκριτικά διαγράμματα κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης στέψης, $D/H = 0,15$, $K = 0,5$, Έδαφος S_2	51
2.46	Χρωματική απεικόνιση κατανομής των οριζοντίων μετατοπίσεων u_x επί της επιφανείας του εδάφους (οριζόντιο επίπεδο $y = 0$): $K = 0,5$: Έδαφος S_2	52
2.47	Κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων, κατά μήκος του άξονα συμμετρίας: $L/H = 1$, Έδαφος S_2 ($K = 0,5$)	53
2.48	Οριζόντια μετατόπιση κατά μήκος του άξονα συμμετρίας, συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης x_0/H : Έδαφος S_1 , $L/H = 2,50$, Αντοχή αγκυρίων C	54
2.49	Οριζόντια μετατόπιση κατά μήκος του άξονα συμμετρίας, συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης x_0/H : Έδαφος S_2 , $L/H = 2,50$, Αντοχή αγκυρίων C	55
2.50	Βασικές μορφές της παραμορφωμένης επιφάνειας λόγω εκσκαφών: Α. Κυρτή, Β. Κοίλη	56
2.51	Παρατηρήσεις επιφανειακών καθιζήσεων για αντηριδωτές αντιστηρίξεις σε μέση έως πυκνή άμμο, κατά Ο' Rourke et al (1976)	57
2.52	Σύγκριση κανονικοποιημένων διαγραμμάτων καθιζήσεων επιφανείας σε μαλακή έως μέση άργιλο	57
2.53	Κατανομή καθιζήσεων επιφανείας στο κεντροβαρικό επίπεδο ανυποστήρικτης εκσκαφής: Έδαφος S_2 , $L/B = 1$	58
2.54	Κανονικοποιημένες μέγιστες μετατοπίσεις στέψης ως συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας: Ανυποστήρικτη εκσκαφή, $L/H = 2,50$, Έδαφος S_2	60
2.55	Κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων που οφείλονται αποκλειστικά στις δυνάμεις τάνυσης: $L/H = 1$, Έδαφος S_2	60
2.56	Καθίζηση στην στέψη ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων και του συντελεστή ουδέτερης ώθησης, Σχηματισμός S_1 , σχετικό βάθος έμπηξης, $D/H = 0$	61

2.57	Καθίζηση στην στέψη ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων και του συντελεστή ουδέτερης ώθησης, Σχηματισμός S_2 , σχετικό βάθος έμπηξης, $D/H = 0$	62
2.58	Κατανομή των καθιζήσεων (χρωματική απεικόνιση) για μηδενικό βάθος έμπηξης: Έδαφος S_2 – Αντοχή αγκυρίων B	63
2.59	Καθίζηση στην στέψη ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων και του συντελεστή ουδέτερης ώθησης, Σχηματισμός S_1 , σχετικό βάθος έμπηξης, $D/H = 0,3$	64
2.60	Καθίζηση στην στέψη ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων και του συντελεστή ουδέτερης ώθησης, Σχηματισμός S_2 , σχετικό βάθος έμπηξης, $D/H = 0,3$	65
2.61	Διανύσματα μετατοπίσεων για ανηγμένο βάθος έμπηξης $D/H = 0,40$: Έδαφος S_1 – Αντοχή αγκυρίων B	65
2.62	Μέγιστη επιφανειακή καθίζηση για μεγάλο βάθος έμπηξης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Σχηματισμός S_1 , $D/H = 0,3$	66
2.63	Μέγιστη επιφανειακή καθίζηση για μεγάλο βάθος έμπηξης ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων: Σχηματισμός S_2 , $D/H = 0,3$	66
2.64	Προοπτική απεικόνιση κατακορύφων μετατοπίσεων u_y : Σχηματισμός S_1 , $L/H = 1$	67
2.65	Προοπτική απεικόνιση κατακορύφων μετατοπίσεων u_y : Σχηματισμός S_2 , $L/H = 1$	68
2.66	Κατανομή των καθιζήσεων u_y κατά μήκος του άξονα συμμετρίας: $L/H = 1$, Έδαφος S_1 , $K = 0,5$	68
2.67	Κατανομή των καθιζήσεων u_y κατά μήκος του άξονα συμμετρίας: $L/H = 1$, Έδαφος S_2 ($K = 0,5$)	70
2.68	Κατακόρυφες μετατοπίσεις u_y για $L/H = 2,5$: Έδαφος S_1 , Αντοχή αγκυρίων A	70
2.69	Κατακόρυφες μετατοπίσεις u_y για $L/H = 2,5$: Έδαφος S_2 , Αντοχή αγκυρίων A	71
2.70	Κανονικοποιημένη καθίζηση επιφανείας ως συνάρτηση της απόστασης από το μέτωπο: Τομή στο μέσο της πλευράς, $L/H = 2,50$, Έδαφος S_1	72
2.71	Κανονικοποιημένη καθίζηση επιφανείας ως συνάρτηση της απόστασης από το μέτωπο: Τομή στο μέσο της πλευράς, $L/H = 2,50$, Έδαφος S_2	73
2.72	Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K επί της κανονικοποιημένης καθιζήσης επιφανείας (τομή στο μέσο της πλευράς): Έδαφος S_1 , $L/H = 2,5$, Αγκύρια B ($R = 0,073$)	74
2.73	Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K επί της κανονικοποιημένης καθιζήσης επιφανείας (τομή στο μέσο της πλευράς): Έδαφος S_1 , $L/H = 2,5$, Αγκύρια D ($R = 0,292$)	75
2.74	Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K επί της κανονικοποιημένης καθιζήσης επιφανείας (τομή στο μέσο της πλευράς): Έδαφος S_2 , $L/H = 2,5$, Αγκύρια B ($R = 0,073$)	76
2.75	Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K επί της κανονικοποιημένης καθιζήσης επιφανείας (τομή στο μέσο της πλευράς): Έδαφος S_2 , $L/H = 2,5$, Αγκύρια D ($R = 0,292$)	77
2.76	Προοπτικό κατανομή κατακορύφων μετατοπίσεων u_y , περίπτωση $L/H = 1$, Έδαφος S_1 , Αγκύρια τύπου B: a) Για τον βασικό συντελεστή ασφαλείας $SF_0 = 4,50$, b) Για μειωμένο συντελεστή, $SF = 2$	78
2.77	Επιρροή του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF επί των επιφανειακών καθιζήσεων: Έδαφος S_1 , $L/H = 1$, Αγκύρια τύπου B: a) Γραμμικώς ελαστικό έδαφος και βασικός $SF_0 = 4,5$, b) Μειούμενος συντελεστής ασφαλείας	79
2.78	Επιρροή του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF στις επιφανειακές καθιζήσεις: Βασικές εδαφικές ιδιότητες S_2 , $L/H = 1$, Αγκύρια τύπου C	80
2.79	Κατανομή κατακορύφων μετατοπίσεων u_y σε προοπτική, χρωματική, απεικόνιση, περίπτωση $L/H = 2,50$, Έδαφος S_1 , Αγκύρια τύπου B: a) Για το βασικό συντελεστή ασφαλείας $SF_0 = 2,07$, b) Για τον μειωμένο συντελεστή $SF = 1,15$	81

2.80	Επιρροή του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF επί των επιφανειακών καθιζήσεων: Έδαφος S ₁ , L/H = 2,5, Αγκύρια τύπου B: a) Γραμμικώς ελαστικό έδαφος και βασικός SF ₀ = 2,07, b) Μειούμενος συντελεστής ασφαλείας	82
2.81	Κατανομή κατακορύφων μετατοπίσεων u _y , σε χρωματική απεικόνιση επί του οριζοντίου επιπέδου (y = 0), περίπτωση L/H = 2,5, Έδαφος S ₂ , Αγκύρια A: a) Για τον βασικό συντελεστή ασφαλείας SF ₀ = 2,11, b) Για τον μειωμένο συντελεστή SF = 1,42	84
2.82	Επιρροή του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF επί των επιφανειακών καθιζήσεων: Έδαφος S ₂ , L/H = 2,5, Αγκύρια τύπου A	85
2.83	Συγκριτικά διαγράμματα u _y -R, Έδαφος S ₁	87
2.84	Συγκριτικά διαγράμματα κατανομής των u _y συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο: Σχηματισμός S ₁ , Αγκύρια B	87
2.85	Συγκριτικά διαγράμματα καθιζήσεων στέψης u _y συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυριών: Έδαφος S ₂	88
2.86	Συγκριτικά διαγράμματα κατανομής των u _y συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο: Σχηματισμός S ₂ , Αγκύρια B	89
2.87	Κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος της στέψης (x ₀ = 0): Έδαφος S ₂	90
2.88	Διαγράμματα u _y - x ₀ /H: Επιλύσεις 2D για ανηγμένο βάθος D/H = 0,30 και πλήρη συνάφεια (R _{int} = 1)	91
2.89	a: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, Έδαφος S ₂ , D/H = 0,30, Παραδοχή: R _{int} = 1 b: Διατμητικές τάσεις τ _{x,y} σε χρωματική απεικόνιση (R _{int} = 1)	92
2.90	a: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, Έδαφος S ₂ , D/H = 0,30, Παραδοχή: R _{int} = 0,01 b: Διατμητικές τάσεις τ _{x,y} σε χρωματική απεικόνιση (R _{int} = 0,01)	93
2.91	Επιρροή του συντελεστή απομείωσης της διατμητικής αντοχής επί των κατακορύφων μετατοπίσεων: Έδαφος S ₂ , ανηγμένο βάθος έμπηξης D/H = 0,30	94
2.92	Επιρροή του συντελεστή απομείωσης της διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας στη συσχέτιση u _y - x ₀ /H: Έδαφος S ₂ , D/H = 0,15	95
2.93	Συγκριτικά διαγράμματα κατανομής των u _y συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο: Σχηματισμός S ₂ , Αγκύρια B	96
2.94	a: Κανονικοποιημένη μετατόπιση u _x /H ως συνάρτηση του ύψους του πρανούς H: Έδαφος γραμμικώς ελαστικό (L.E.), b: Κανονικοποιημένη μετατόπιση u _x ·(E/γ·H ²) ως συνάρτηση του ύψους του πρανούς H: Έδαφος γραμμικώς ελαστικό (L.E.)	98
2.95	Υπερβολική συσχέτιση τάσεων-παραμορφώσεων από τυπική δοκιμή τριαξονικής θλίψεως τύπου C.I.D. (κατά Schanz et al, 1999).	100
2.96	Κατανομή των καθιζήσεων στον χώρο, Έδαφος S ₂ , L/H = 2,50, D/H = 0,15, Αγκύρια A: a) Προσομοίωμα γραμμικώς ελαστικό – ιδεατώς πλαστικό, b) Hardening Soil Model	101
2.97	Συγκριτικά διαγράμματα καθιζήσεων επιφανείας. Έδαφος S ₂ , K ₀ = 0,5, Αγκύρια A	102
2.98	Κατανομή των καθιζήσεων στο χώρο, έδαφος HS ₁ (προσομοίωμα HSM), L/H = 2,50, D/H = 0,15	103
2.99	Συγκριτικά διαγράμματα καθιζήσεων επιφανείας. Έδαφος S ₁ , K ₀ = 0,5, Αγκύρια A	103
2.100	Επιρροή της δύναμης τάνυσης επί των καθιζήσεων επιφανείας: Hardening Soil Model, Έδαφος S ₁	104
2.101	Αναλύσεις 2D, Κατανομή των καθιζήσεων για το έδαφος S ₂ , K ₀ = 0,5 και αγκύρια B: a) Γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό, b) Hardening Soil Model	106
2.102	Έδαφος S ₂ , K = 0,5, Αγκύρια B: Επιρροή του προσομοιώματος και του βάθους πάκτωσης επί των επιφανειακών καθιζήσεων	107
2.103	Αναλύσεις 2D: Κατανομή των καθιζήσεων για το έδαφος S ₁ , K = 0,5 και αγκύρια B: a) Γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό, b) Hardening Soil Model	108
2.104	Έδαφος S ₁ : Επιρροή του προσομοιώματος και του βάθους πάκτωσης επί των επιφανειακών καθιζήσεων, K ₀ = 0,5, Αγκύρια B	109
2.105	Ανηγμένες μετατοπίσεις άνω επιφανείας ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από το μέτωπο: Αναλύσεις 2D, R _{int} = 0,3, Αγκύρια παθητικά: a) Καθιζήσεις, b) Οριζόντιες μετατοπίσεις	111

2.106	Ανηγμένες μετατοπίσεις κατά τον άξονα συμμετρίας: Αναλύσεις 3D, $L/H = 2,50$, Αγκύρια παθητικά: α) Καθιζήσεις, β) Οριζόντιες μετατοπίσεις	113
2.107	Σύγκριση των τιμών της κανονικοποιημένης καθίζησης επιφανείας από 2D και 3D ($L/H = 2,50$), για παθητικά αγκύρια	115
2.108	Σύγκριση των τιμών της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης επιφανείας από αναλύσεις: 2D και 3D ($L/H = 2,50$), για παθητικά αγκύρια	115
2.109	Σύγκριση διαγραμμάτων κατανομής της κανονικοποιημένης καθίζησης επιφανείας ως συνάρτηση της δύναμης προέντασης και του συντελεστή K	117
2.110	Σύγκριση διαγραμμάτων κατανομής της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης επιφανείας, ως συνάρτηση της δύναμης προέντασης και του συντελεστή K	117
2.111	Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί του συντελεστή ασφαλείας, για έδαφος S_1 , $K = 0,5$ και $D/H = 0,15$	118
2.112	Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί του συντελεστή ασφαλείας, για έδαφος S_2 , $D/H = 0,15$: α) $K = 0,5$, β) $K = 1$	119
2.113	Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί του συντελεστή ασφαλείας: Αναλύσεις 3-D, έδαφος S_2 , $L/H = 2,50$	120
2.114	Μηχανισμός οριακής ισορροπίας-πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά την αστοχία, (Αγκύρια Β): α) Πάσσαλοι μέσης ακαμψίας, β) Εύκαμπτοι πάσσαλοι αντιστήριξης	121
2.115	Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί της κανονικοποιημένης επιφανειακής καθίζησης	122
2.116	Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης επιφανείας	123
2.117	Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης υπό 3D συνθήκες, επί των καθιζήσεων επιφανείας	124
2.118	Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί των οριζοντίων μετατοπίσεων επιφανείας υπό 3D συνθήκες	125
2.119	Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων επί της κατανομής των οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος	127
2.120	Σύγκριση διαγραμμάτων ροπών κάμψης (M) των πασσάλων αντιστήριξης, αναλόγως της ευκαμψίας: Αναλύσεις 2D, Έδαφος S_2 , $K = 0,5$	128
2.121	Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων επί της κατανομής των οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος: S_2 , $K = 1,0$	129
2.122	Συγκριτικά διαγράμματα ροπών κάμψης (M) των πασσάλων αντιστήριξης: 2D, Έδαφος S_2 , $K = 1,0$	130
3.1	Συγκεντρωτική παρουσίαση των γεωτεχνικών δεδομένων στο σταθμό 52+70 στην κάτω διώρυγα	140
3.2	Συγκεντρωτικό διάγραμμα αντοχής δοκιμών πτερυγίου στο σταθμό 52+70 στην κατώτερη διώρυγα	141
3.3	α) Διατομή ελέγχων στο σταθμό 52+70 της κατώτερης διώρυγας, β) Σκαρίφημα με τους κρίσιμους κύκλους αστοχίας κατά Kankare (1969)	142
3.4	Ζώνες πλαστικής ισορροπίας κατά την αστοχία της διατομής 52+70. Ανάλυση με ενεργές τάσεις υπό την παραδοχή ομοιογενούς εδάφους	144
3.5	Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία της διατομής 52+70. Ανάλυση με ενεργές τάσεις υπό την παραδοχή ανομοιογενούς εδάφους	146
3.6	Ανισοτροπία της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής s_u	146
3.7	Πλαστικές ζώνες για ανομοιογενή και ανισότροπη άργιλο	147
3.8	α) Σκαρίφημα κάτοψης περιοχής εισόδου της σήραγγας, β) Γενική άποψη της κατολίσθησης (Η φωτογραφία λήφθηκε από το σημείο Α, με διεύθυνση Α-ΝΑ)	149
3.9	Εικόνα της κύριας ρηγματώσεως πίσω από το μέτωπο (14 μήνες μετά την κατολίσθηση)	150
3.10	Εικόνα της αστοχίας μετώπου και των ζημιών του εκτοξευομένου σκυροδέματος	151

3.11	Ρηγματώσεις και απόσπαση τεμαχών του εκτοξευόμενου σκυροδέματος προστασίας του πρανούς	151
3.12	Εικόνα της ανώτερης ζώνης του φλύσχη: a) Στην κατώτερη βαθμίδα του πρανούς στο μέτωπο, b) Στην δεξιά πλευρά	154
3.13	Σύνοψη εκτιμήσεων της ζώνης αποσαθρωμένου φλύσχη: Παράμετροι διατμητικής αντοχής	155
3.14	Αντιπροσωπευτικά δίκτυα ροής: a) Περίπτωση ελεύθερης όψης του πρανούς, b) Αγκυρωμένο πέτασμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος	156
3.15	Παραμορφωμένο πέτασμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος λόγω των υψηλών υπερπίεσεων του ύδατος των πόρων	157
3.16	Μορφή αστοχίας σε αντιπροσωπευτική ανάλυση: Ολικές μετατοπίσεις σε χρωματική απεικόνιση	158
3.17	Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία	158
3.18	Κρίσιμοι συνδυασμοί παραμέτρων αντοχής από ανάστροφες αναλύσεις	159
3.19	a) Γενική άποψη της κατολίσθησης, b) Εγγύτερη φωτογραφία	161
3.20	Αντιπροσωπευτικές τομές στον χώρο της κατολίσθησης	162
3.21	Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα δοκιμών CIU	165
3.22	Αντιπροσωπευτικοί μηχανισμοί αστοχίας του πρανούς τομής B για ξηρές ή στραγγιζόμενες συνθήκες: a) $\phi' = 21,5^\circ$, $c = 53 \text{ kPa}$, b) $\phi' = 23,5^\circ$, $c = 55 \text{ kPa}$, c) $\phi' = 28,2^\circ$, $c = 25 \text{ kPa}$	167
3.23	Ενδεικτικά δίκτυα ροής με ανώτατη απόλυτη στάθμη προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα: a) 380 m (M), b) 400 m (H)	168
3.24	Αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις αστοχίας πρανούς: a), b) και d) για δίκτυο ροής M, c) για δίκτυο H	170
3.25	Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων για μέσο δίκτυο ροής (M)	171
3.26	Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων για δυσμενές δίκτυο ροής (H)	171
3.27	Σύγκριση αποτελεσμάτων αναλύσεων και μέσων τιμών παραμέτρων διατμητικής αντοχής από εργαστηριακές δοκιμές	172
3.28	Αντιπροσωπευτικά δίκτυα ροής στην τομή Γ: a) Μέσος υδροφόρος ορίζοντας, b) Δυσμενής	173
3.29	Ενδεικτικοί μηχανισμοί αστοχίας πρανούς στην τομή Γ: (a) έως (c): Δυσμενές δίκτυο ροής, (d): Μέσο	174
3.30	Σύγκριση οριακών καμπύλων $c' - \tan\phi'$ για τις τομές B και Γ	175
3.31	Περιβάλλουσες διατμητικής αντοχής από δοκιμές άμεσης διάτμησης CU: a) Επί δειγμάτων CL-CH, b) Επί δειγμάτων SC-CH	179
3.32	Τέσσερις περιπτώσεις προσωρινού υδροφόρου ορίζοντα	180
3.33	Τρεις περιπτώσεις μηχανισμού αστοχίας από τις αναλύσεις F.E. (πλαστικές ζώνες κατά την οριακή ισορροπία $SF = 1$)	182
3.34	Επιρροή της συνοχής c'_{II} επί του SF για διάφορα δίκτυα ροής και $\phi'_{II} = 31^\circ$	183
3.35	Εφελκυστικές ρωγματώσεις και δευτερεύοντες αναβαθμοί ολίσθησης επί των πρανών	184
3.36	Περιβάλλουσες διατμητικής αντοχής δοκιμών μαργαϊκής αργίλου από την στρώση (II)	186
3.37	Περιβάλλουσες παραμένουσας διατμητικής αντοχής επί δειγμάτων της στρώσεως (II)	187
3.38	a) Δίκτυο ροής, b) Μηχανισμοί αστοχίας του πρανούς	188
3.39	Κάτοψη του χώρου με τη σχηματική καταγραφή των αστοχιών και τις θέσεις των γεωτεχνικών ερευνών	189
3.40	Προκαταρκτικές αναλύσεις του φυσικού πρανούς: a) Ενδεικτικό δυσμενές δίκτυο ροής, b) Πλαστικές ζώνες κατά την υποθετική αστοχία, $SF = 1,10$ ($\phi' = 32^\circ$)	192
3.41	Ενδεικτική ανάλυση ενδιάμεσης φάσης: a) Δίκτυο ροής, b) Μηχανισμός αστοχίας ($SF = 0,95$)	194
3.42	Εντατικά μεγέθη επί των πασσάλων 3ης σειράς (Δεύτερη κατολίσθηση): a) Τέμνουσες δυνάμεις (Q), b) Διάγραμμα ροπών κάμψης (M)	195
3.43	Συνθήκες λειτουργίας υπό τελείως ξηρές συνθήκες: a) Μετατοπίσεις, b) και (c): Εντατικά μεγέθη Q, M	196

3.44	Αστοχία για ξηρές συνθήκες ($SF = 1,371$): a) Κατανομή πλαστικών ζωνών, b) και (c): Εντατικά μεγέθη Q, M	197
3.45	Ενδεικτική μεταβολή της μέγιστης ροπής κάμψης ως συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας	198
3.46	Γεωμετρικά στοιχεία διατάξεων πασσάλων	200
3.47	Παράδειγμα αναλύσεων 3D, για έδαφος S_2 , $L_p/H = 1,25$ και $s/d = 5$: a) Μηχανισμός αστοχίας, b) Απόκριση των πασσάλων κατά την αστοχία	202
3.48	Έδαφος S_1 : Επιρροή του ανηγμένου μήκους και της απόστασης πασσάλων επί του συντελεστή ασφαλείας	203
3.49	Έδαφος S_2 : Επιρροή του ανηγμένου μήκους και της απόστασης πασσάλων επί του συντελεστή ασφαλείας	204
3.50	Παράδειγμα 3D ανάλυσης, διάταξη II, έδαφος S_1 , $L_p/H = 0,5$, $s/d = 3$: a) Μηχανισμός αστοχίας, b) Απόκριση των πασσάλων κατά την αστοχία	205
3.51	Επιρροή της θέσης των πασσάλων (x_p/L_s) επί του συντελεστή ασφαλείας για εδαφικό τύπο S_1 (Διάταξη II)	206
3.52	Επιρροή της θέσης των πασσάλων επί του συντελεστή ασφαλείας για εδαφικό τύπο S_2 (Διάταξη II)	207
3.53	Μηχανισμός αστοχίας ($SF = 1,01$) και διαγράμματα (M), (Q): Διάταξη II, Έδαφος S_3 , $L_r/H = 1,25$, $s/d = 3$	207
3.54	Μηχανισμός αστοχίας ($SF = 1,01$) και διαγράμματα (M), (Q): Διάταξη II, Έδαφος S_1 , $L_r/H = 1,25$, $s/d = 3$	208
3.55	Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας επί της μέγιστης ροπής κάμψης: Διάταξη II, Έδαφος S_3 , $L_r/H = 1,25$	209
3.56	Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας επί της μέγιστης ροπής κάμψης: Διάταξη II, Έδαφος S_1 , $L_r/H = 1,25$	210
4.1	Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά τη φάση "λειτουργίας" του σιλό	219
4.2	Μηχανισμός ανάπτυξης οριζοντίων μετατοπίσεων κατά την αστοχία του σιλό	219
4.3	Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά την αστοχία του σιλό	220
4.4	Μεταβολή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής συναρτήσει του βάθους	221
4.5	Γεωμετρικά στοιχεία διστρωματικού προσομοιώματος	221
4.6	Μεταβολή του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N_{c,1}$ συναρτήσει του λόγου των παχών H_2/H_1 (πλάτος $B = 23,5$ m)	223
4.7	Μετατοπίσεις μετά το πέρας της κατασκευής του σκελετού (Φάση 1)	225
4.8	Υπερπιέσεις του ύδατος των πόρων μετά το πέρας κατασκευής του σκελετού	226
4.9	Κατακόρυφες μετατοπίσεις μετά το πέρας της 2 ^{ης} φάσης (πλήρωση με δημητριακά)	227
4.10	Υπερπιέσεις του ύδατος των πόρων κατά το τέλος της 2 ^{ης} φάσης	227
4.11	Κατανομή των υπερπιέσεων επί του επιπέδου κατά τη διεπιφάνεια μεταξύ των στρώσεων II και III	228
4.12	Χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων μέχρι το τέλος της 2 ^{ης} φάσης	229
4.13	Διάγραμμα $\Delta u - \log T$ που περιλαμβάνει την υπόθεση αποτόνωσης των υπερπιέσεων μετά την ολοκλήρωση της φόρτισης	230
4.14	Διάγραμμα $u_y - \log T$ που περιλαμβάνει την υπόθεση στερεοποίησης του εδάφους μετά την ολοκλήρωση της φόρτισης	230
4.15	Προσομοίωμα των σιλό με αρχική γωνία αποκλίσεως $\omega_0 = 1^\circ$	232
4.16	Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά τη φάση "λειτουργίας" των σιλό	233
4.17	Πλαστικές ζώνες-αρχόμενος μηχανισμός αστοχίας κατά τη φάση "λειτουργίας"- μερικής πληρώσεως των σιλό	234
4.18	Αρχική γωνία αποκλίσεως $\omega_0 = 1^\circ$. Κατανομή προσθέτων κατακορύφων μετατοπίσεων θεμελιώσεως: α) Λόγω μονίμων φορτίων, β) Κατά τη φάση "λειτουργίας" - μερικής πληρώσεως των σιλό	234
4.19	Αρχική γωνία αποκλίσεως $\omega_0 = 1^\circ$ -Κατανομή υπερπιέσεων του ύδατος κατά το πέρας της κατασκευής ($T = 300$ ημέρες)	236

4.20	Υπερπιέσεις του ύδατος κατά τη μερική πλήρωση των σιλό ($\Delta T = 30$ ημέρες)	236
4.21	Κατανομή προσθέτων κατακορύφων μετατοπίσεων θεμελιώσεως κατά τη φάση "λειτουργίας" των σιλό	237
4.22	Απλό προσομοίωμα κατασκευής με αρχική γωνία αποκλίσεως από την κατακόρυφο ω_0	238
4.23	Αυξητικός συντελεστής κλίσεων ως συνάρτηση της μέσης καθίζησης	239
4.24	a) Μη γραμμική συσχέτιση πιέσεων- καθιζήσεων, b) Μεταβολή του δείκτη εδάφους συναρτήσει της μέσης πίεσης	240
4.25	Τομή του επιχώματος στο King's Lynn κατά την αστοχία	243
4.26	Τυπική γεωτεχνική τομή στη θέση του δοκιμαστικού επιχώματος King's Lynn	244
4.27	Δοκιμαστικό επίχωμα King's Lynn: Ανάστροφη ανάλυση-Πλαστικές ζώνες	246
4.28	Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων λίγο πριν από την αστοχία-Ολικές μετατοπίσεις	246
4.29	Σχηματική τομή του επιχώματος James Bay	247
4.30	Τυπική γεωτεχνική τομή με γεωτεχνικά χαρακτηριστικά και παραμέτρους στη θέση R ₇ του επιχώματος James Bay	248
4.31	Μεταβολή με το βάθος των οριζοντίων μετατοπίσεων στη θέση του αποκλισημέτρου	249
4.32	Ανάλυση σε ολικές τάσεις-Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων	251
4.33	Ολικές τάσεις, παραδοχή ζώνης αδυναμίας, ολικές μετατοπίσεις κατά την αστοχία	252
4.34	Υπερπιέσεις του ύδατος επί οριζοντίου επιπέδου σε βάθος -7,50 m ως συνάρτηση της απόστασης από τον πόδα του πρανούς (για χρόνο $t = 2$ μήνες)	253
4.35	Ανάλυση σε ενεργές τάσεις-Περίπτωση χαμηλού συντελεστή διαπερατότητας K_{y2} , πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία	254
4.36	Ανάλυση σε ενεργές τάσεις, χαμηλός συντελεστής διαπερατότητας: Χρωματική απεικόνιση των ολικών μετατοπίσεων κατά την αστοχία	255
4.37	Τομή Α-Δ του δοκιμαστικού επιχώματος I-95 πριν την αστοχία	255
4.38	Τομή του δοκιμαστικού επιχώματος μετά την αστοχία	256
4.39	Γεωτεχνική τομή στη θέση του κέντρου του επιχώματος	257
4.40	Καθιζήσεις και οριζόντιες μετατοπίσεις του δοκιμαστικού επιχώματος	258
4.41	Δοκιμαστικό επίχωμα I-95-Γεωμετρικό προσομοίωμα των αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία	259
4.42	Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων κατά την αστοχία- Ανάλυση $\varphi = 0$, $c = s_u$	260
4.43	Ανάλυση $\varphi = 0$ με στερεοποίηση-Μορφή αστοχίας	261
4.44	Ανάλυση $\varphi = 0$ με στερεοποίηση-Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων πριν από την έναρξη κατασκευής της προσθήκης επιχώματος	262
4.45	Κατανομή οριζοντίων μετατοπίσεων u_x στη θέση του αποκλισημέτρου S1-2: Ανάλυση $\varphi = 0$ με στερεοποίηση	263
4.46	Σύγκριση καμπύλων χρονικής εξέλιξης των καθιζήσεων στο κέντρο του επιχώματος	264
4.47	Ανάλυση σε ενεργές τάσεις με στερεοποίηση-Ανάπτυξη πλαστικών ζωνών κατά την ολοκλήρωση της προσθήκης στο επίχωμα	265
4.48	Ανάλυση φ', c' με στερεοποίηση: Οριζόντιες μετατοπίσεις στη θέση του αποκλισημέτρου S1-2	265
5.1	Θεμελίωση υψηλής κατασκευής πριν και μετά τη στροφή κατά ω	270
5.2	Γενική περίπτωση άκαμπτης θεμελίωσης σε έδαφος Winkler: a) Κατανομή καθιζήσεων, b) Κατανομή εδαφικών αντιδράσεων	271
5.3	Ανηγμένη μετατόπιση του άξονα στροφής θεμελίου, ως συνάρτηση του λόγου δεικτών εδάφους	274
5.4	Αυξητική επιρροή του λόγου δεικτών εδάφους επί του συντελεστή ασφαλείας έναντι αστάθειας λόγω κλίσης: a) $\tan\omega = 0,03$, b) $\tan\omega = 0,10$	276
5.5	Κάτοψη κυκλικού θεμελίου σε έδαφος Winkler με $k_{s,U} > k_{s,L}$: Μετατόπιση άξονα περιστροφής κατά x_R	277
5.6	Κατανομή καθιζήσεων και τάσεων ακάμπτου κυκλικού θεμελίου σε έδαφος Winkler ($k_{s,U} > k_{s,L}$). Απόκλιση κατασκευής ω	278

5.7	Κυκλικό θεμέλιο: Ανηγμένη μετατόπιση του άξονα στροφής ως συνάρτηση του λόγου δεικτών εδάφους	279
5.8	Κεκλιμένα δίδυμα υψηλά σιλό κατά Bozozuk (1976)	282
5.9	Παράδειγμα επίλυσης (3D-F.E.M.) γειτονικών σιλό: a) Εικόνα επιλύσεων λόγω της αλληλεπίδρασης των θεμελιώσεων μόνο, b) Τελικές αποκλίσεις	282
5.10	Κατανομή καθιζήσεων του παραδείγματος: a) Αρχικές λόγω αλληλεπίδρασης μόνο, b) Τελικές καθιζήσεις	283
5.11	Χρωματική απεικόνιση των ισοτασικών επιφανειών (κατακόρυφες σ_y)	284
5.12	Προσομοίωση γειτονικών τετραγωνικών, ακάμπτων θεμελίων σε γραμμικώς ελαστικό έδαφος	285
5.13	Εικόνα μετατοπίσεων για ανηγμένη απόσταση τετραγωνικών θεμελίων, $S_0/B = 0,20$.	285
5.14	Συντελεστές επιρροής επί των καθιζήσεων γειτονικών τετραγωνικών θεμελίων: Ελαστική λύση	286
5.15	Συντελεστές αλληλεπίδρασης γειτονικών τετραγωνικών θεμελίων: Ελαστική λύση	286
5.16	Διαφορά συντελεστών επιρροής ως συνάρτηση του λόγου S_0/B : Ελαστική λύση	288
5.17	Αρχική γωνία απόκλισης λόγω αλληλεπίδρασης θεμελίων: Ελαστική λύση, τετραγωνικά θεμέλια.	288
5.18	Κανονικοποιημένη τελική απόκλιση ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης θεμελίων: Ελαστική λύση	289
5.19	Κανονικοποιημένη τελική κλίση ως συνάρτηση και της ανηγμένης φόρτισης θεμελίων: Ελαστική λύση	290
5.20	Συντελεστής επαύξησης της αρχικής κλίσης ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης θεμελίων: Ελαστική λύση	291
5.21	Συντελεστής επαύξησης της αρχικής κλίσης ως συνάρτηση της ανηγμένης φόρτισης.	292
5.22	Χρωματική απεικόνιση κατακορύφων μετατοπίσεων υψηλών γειτονικών σιλό: $S_0/B = 0,50$, $q^* = 0,025$, $h_s/B = 3$	293
5.23	Τελική κλίση ως συνάρτηση της ανηγμένης φόρτισης θεμελίων q^* : Ελαστική λύση, $h_s/B = 3$	293
5.24	Συγκριτικά διαγράμματα του λόγου κλίσεων: Ελαστική λύση	294
5.25	Απλουστευτική κατανομή τάσεων και καθιζήσεων κατά Winkler: a) Αρχική φάση, b) Τελική κατάσταση ισορροπίας	295
5.26	Πιθανά όρια διακύμανσης της αρχικής γωνίας κλίσης ως συνάρτηση του λόγου S_0/B (Ελαστική λύση)	297
5.27	Θεωρητική τιμή του λόγου f_k : Ελαστική λύση για τετραγωνική θεμέλια	298
5.28	Συντελεστής επαύξησης της αρχικής κλίσης $\sin\omega_0$: a) $h_s/B = 1,0$, b) $h_s/B = 2,5$	299
5.29	Εκτίμηση της αρχικής και τελικής απόκλισης ως συνάρτηση της συμπίεστότητας του εδάφους και της ανηγμένης απόστασης θεμελιώσεων	300
5.30	Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας SF επί της αρχικής κλίσης, $\sin\omega_0$	301
5.31	Τριδιάστατη εικόνα των πλαστικών ζωνών για $S_0/B = 0,50$: a) SF = 1,931, b) SF = 1,342, c) SF = 1,191	303
5.32	Συντελεστής επαύξησης της ελαστικής τελικής κλίσης ως συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας.	304
5.33	Τομή του πύργου κατά τη διεύθυνση της μέγιστης κλίσης και σχηματική απεικόνιση των φάσεων κατασκευής	308
5.34	Παρεμβάσεις στη βόρεια πλευρά για την ανάσχεση της κλίσεως (φωτ. Από P. Pierrotti, 2007)	309
5.35	Βαθμός φορτίσεως και εξέλιξη της κλίσεως συναρτήσει του χρόνου	310
5.36	a) Ενδεικτική γεωτεχνική τομή κατά τον άξονα B-N, b) Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα δοκιμών CPT, στον ανώτερο σχηματισμό A	312
5.37	Συντελεστής υπερστερεοποίησης, OCR (Associazione Geot. Italiana, 1991)	313

5.38	Διατμητική αντοχή αργίλου του Σχηματισμού Β, α) από επί τόπου δοκιμές πτερυγίου, β) από εργαστηριακές δοκιμές, κατά Mitchell et al (1977).	314
5.39	Δείκτης συμπίεστότητας C_c κατά Mitchell et al (1977)	315
5.40	Συντελεστής στερεοποιήσεως c_v των αργιλικών ζωνών (Mitchell et al, 1977)	316
5.41	α) Κάτοψη με τις θέσεις των δοκιμών CPT, β) Συγκριτικά διαγράμματα μεταβολής με το βάθος της αντοχής κώνου από δοκιμές CPT στη βόρεια και τη νότια πλευρά (Mitchell, 1977)	319
5.42	Περιβάλλουσα αντοχής της ανώτερης αργίλου ("Pancone"), κατά Berardi et al (1991)	320
5.43	Δείκτης κατ' όγκον συμπίεστότητας κατά την φόρτιση (λ_2) και την επαναφόρτιση (λ_1)	322
5.44	Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων αξιsymμετρικής ανάλυσης	325
5.45	Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία (Στρώση B_1 , $s_u = 50$ kPa)	327
5.46	Επιρροή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της αργιλικής στρώσης B_1 επί του συντελεστή ασφαλείας-Αναλύσεις υπό αξιsymμετρικές συνθήκες	328
5.47	Συντελεστής ασφαλείας ως συνάρτηση της εκκεντρότητας της φορτίσεως-Αναλύσεις υπό 3D συνθήκες (Δυσμενείς παράμετροι στρώσης Α)	329
5.48	Κατανομή των προσθέτων κατακορύφων τάσεων $\Delta\sigma_z$ κάτω από το μέσον του δακτυλίου θεμελίωσης (Μέση τελική πίεση 507 kPa, $r = 6,02$ m)	330
5.49	Διαγράμματα καθιζήσεων-χρόνου βάσει των προσομοιωμάτων SSM και SSCM: i) άνω, $s - t$, ii) κάτω, $s - \log t$	333
5.50	Διάγραμμα υπερπίεσεως $\Delta u - \log t$ στο μέσον της αργιλικής στρώσεως B_1 βάσει των προσομοιωμάτων SSM και SSCM ($r = 6,02$ m, $z = -15,5$ m)	334
5.51	Συνολικές ενεργές τάσεις κάτω από το μέσο της δακτυλιωτής θεμελίωσης: (Α) μετά την στερεοποίηση από τα φορτία Α' φάσεως και (F) μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής	336
5.52	Απλά γεωμετρικά προσομοιώματα κεκλιμένης κατασκευής: α) Σχηματική τομή του Πύργου, β) Μηχανικόν ανάλογο (ανεστραμμένο εκκρεμές) κατά Burland et al (2003)	338
5.53	Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων: α) Κάτοψη στη στάθμη θεμελίωσης, β) Προοπτικό του 3D προσομοιώματος	341
5.54	Ισοδύναμη θεμελίωση με τετραγωνικό δακτύλιο: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων επί κατακορύφου επιπέδου κατά τον άξονα Β-Ν	342
5.55	Στατικώς ισοδύναμο σύστημα για επιβολή ροπής ανατροπής Μ	343
5.56	Ανάπτυξη της κλίσης $\sin\omega_s$ ως συνάρτηση της εκκεντρότητας φόρτισης μόνο επί της θεμελίωσης: Προσομοίωμα EL-PL, ακραίες τιμές Ε	344
5.57	Επιρροή 3D για έκκεντρες φορτίσεις του Πύργου: α) Εικόνα στροφής του Πύργου για $e = 2,30$ m (έτος 1990), β) Διάγραμμα κλίσεων-εκκεντρότητας: Προσομοίωμα EL-PL, μέσες τιμές Ε	345
5.58	Επιρροή του χρόνου t επί των διαγραμμάτων εκκεντρότητας-κλίσης: Προσομοίωμα SSCM	346
5.59	Συγκριτικά διαγράμματα εκκεντρότητας-κλίσης βάσει εδαφικών προσομοιωμάτων EL-PL και SSCM	347
5.60	Μέση καθιζηση ως συνάρτηση της εκκεντρότητας	348
5.61	Κατανομή καθιζήσεων (προσομοίωμα SSCM, $e = 2,30$ m): α) Στην στάθμη θεμελίωσης, $max_s = 3,89$ m, β) Στην άνω επιφάνεια της στρώσης B_1 , $max_s = 2,47$ m.	348
5.62	Αστάθεια λόγω κλίσης: Εξέλιξη της απόκλισης του Πύργου	349
5.63	Αστάθεια λόγω κλίσης, συνεκτίμηση των δευτερογενών κλίσεων: α) Κατακόρυφος πύργος, Β' φάση κατασκευής, β) Αρχική απόκλιση $\omega_0 = 1,5^\circ$ μετά το πέρας της Β' φάσης, γ) Εξέλιξη της κλίσης, δ) Αστάθεια πύργου	352
5.64	Προσομοίωση της ανομοιογένειας της άνω ιλυοαμμώδους στρώσης Α	353
5.65	Ανομοιογένεια του υπεδάφους: α) Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, β) Κατανομή της υπερπίεσης του ύδατος	354
5.66	Συγκριτικά διαγράμματα κλίσης-χρόνου για ανομοιογενές έδαφος (SSCM): Φυσική κλίμακα (α) και λογαριθμική κλίμακα χρόνου t (β)	355

5.67	Χρονική καμπύλη καθιζήσεων ($u_y - \log t$ σε ημέρες) για τα ακραία σημεία της θεμελίωσης: Υπόθεση αρχικής απόκλισης, $\omega_0 = 1,1^\circ$	356
5.68	Εδαφική τομή και πιεζομετρικές στάθμες κάτω από την Piazza dei Miracoli (Associazione Geotecnica Italiana, 1991).	357
5.69	Πιεζομετρικές στάθμες σε στρώσεις του υπεδάφους, περιοχής του Πύργου της Πίζας (κατά Croce et al, 1981)	357
5.70	Επιρροή των διακυμάνσεων της πιεζομετρικής στάθμης επί της πρόσθετης στροφής του Πύργου, a_{NS} κατά την δεκαετία 1950–1960 (κατά Croce et al, 1981)	358
5.71	3D προσομοίωμα καταβιβασμού της στάθμης σε ομοιογενές έδαφος	362
5.72	3D προσομοίωμα καταβιβασμού της στάθμης σε ανομοιογενές έδαφος	363
5.73	Ενδεικτική επιρροή του καταβιβασμού στάθμης (και επαναφοράς) επί της κλίσεως $\sin \omega$	363
5.74	Συγκριτικά διαγράμματα εκκεντρότητας-κλίσεως για ομοιογενές έδαφος	365
5.75	Συγκριτικά διαγράμματα εκκεντρότητας-κλίσης για ομοιογενές και ανομοιογενές έδαφος	367
5.76	Στροφική δυσκαμψία θεμελίωσης ως συνάρτηση της γωνίας απόκλισης, ω_s	368
5.77	Στροφική δυσκαμψία θεμελίωσης ως συνάρτηση της γεωμετρικής γωνίας απόκλισης, ω	368
6.1	Γεωμετρικό προσομοίωμα και ενδεικτικό δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων	373
6.2	Μηχανισμός διατμητικής διείδυσης στην άνω στρώση	374
6.3	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας N_{C1} ως συνάρτηση των λόγων $s_{u,2}/s_{u,1}$ και H_1/B για άκαμπτη λωρίδα	375
6.4	Συντελεστής συσχέτισης λ_N για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας βάσει της αντοχής της ανώτερης στρώσης	376
6.5	Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/B = 0,75$ για διάφορους λόγους $s_{u,2}/s_{u,1}$ (1, 0,6 και 0,2)	377
6.6	Τροποποιητικός συντελεστής λ_N , ως συνάρτηση του ανηγμένου πάχους H_1/B	378
6.7	Μηχανισμοί αστοχίας για $H_1/B = 0,25$: a) $SR = 0,667$, b) $SR = 0,25$	379
6.8	Μηχανισμοί αστοχίας για $H_1/B = 1,50$: a) $SR = 0,5$, b) $SR = 0,333$, c) $SR = 0,133$	380
6.9	Συγκριτικά διαγράμματα φέρουσας ικανότητας N_{C1} για άκαμπτη λωρίδα	381
6.10	Στατιστική συσχέτιση του διορθωτικού συντελεστή λ_H με τον λόγο αντοχών SR	383
6.11	Διορθωτικός συντελεστής λ_B για θεμελιολωρίδα	384
6.12	Στατιστική προσέγγιση αριθμητικών αναλύσεων	385
6.13	Οριακή συσχέτιση των μεγεθών H_1/B - SR για τη γραμμική εξάρτηση $N_{C1} - (H_1/B)$	385
6.14	Οριακή γραμμική συσχέτιση των μεγεθών λ_N και H_1/B	386
6.15	Οριακό ανηγμένο πάχος της ανώτερης στρώσης για την επιρροή της υποκείμενης ασθενέστερης	387
6.16	Οριακές τιμές του ανηγμένου πάχους ως συνάρτηση του λόγου αντοχών	387
6.17	Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/B = 0,50$, $SR = 1,20$	388
6.18	Θεμελιολωρίδα σε δίστρωτο σχηματισμό με σκληρότερη την υποκείμενη στρώση, $H_1/B = 0,25$, Μηχανισμοί αστοχίας: a) $SR = 1,25$, Τύπος IV, b) $SR = 2,0$, Τύπος V	389
6.19	Ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας, N_{C1} , ως συνάρτηση του λόγου $SR > 1$	390
6.20	Θεμελιολωρίδα σε δίστρωτο έδαφος με $SR > 1$: Μέγιστος λόγος συντελεστών φέρουσας ικανότητας	391
6.21	Γραμμική συσχέτιση μεταξύ της οριακής τιμής του λόγου αντοχών και του αντιστρόφου του ανηγμένου πάχους ($SR > 1$)	391
6.22	Οριακός συσχετισμός ανηγμένου πάχους - λόγου αντοχών	392
6.23	Τροποποιητικός συντελεστής για τετραγωνικό θεμέλιο: $SR < 1$	393
6.24	Τροποποιητικός συντελεστής συναρτήσει του ανηγμένου πάχους της ανώτερης στρώσης σε τετραγωνικό θεμέλιο, για $SR < 1$	394
6.25	Σύγκριση συντελεστών για άκαμπτα λωριδωτά και τετραγωνικά θεμέλια ($SR < 1$)	394

6.26	Μηχανισμοί αστοχίας τετραγωνικής θεμελίωσης, με $H_1/B = 0,15$: a) $SR = 0,20$, b) $SR = 0,80$	395
6.27	Τετραγωνικό θεμέλιο σε δίστρωτο αργιλικό έδαφος για $H_1/B = 0,50$: a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,40$, c) $SR = 0,80$	396
6.28	Μηχανισμοί αστοχίας τετραγωνικής θεμελίωσης με $H_1/B = 0,75$: a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,50$	397
6.29	Συγκριτικά διαγράμματα συντελεστή φ. ικανότητας N^*_{c1} για άκαμπτο τετραγωνικό θεμέλιο	398
6.30	Συντελεστής σχήματος s_c ως συνάρτηση του λόγου αντοχών ($SR < 1$): a) τετραγωνικό θεμέλιο, b) και c) ορθογωνικό θεμέλιο	401
6.31	Μηχανισμός αστοχίας για τετραγωνικό θεμέλιο και $H_1/B = 0,20$: a) $SR = 1,25$, b) $SR = 3$	402
6.32	Τετραγωνική θεμελίωση: Ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας για $SR > 1$	403
6.33	Σύγκριση μεγίστων συντελεστών συσχέτισης για λωριδωτή και τετραγωνική θεμελίωση	404
6.34	Άκαμπτη δακτυλιωτή θεμελίωση επί δίστρωτου αργιλικού εδάφους: Συμβολισμοί	405
6.35	Επιρροή του λόγου b/R_1 επί του μηχανισμού αστοχίας σε ομοιογενές έδαφος: a) $b/R_1 = 0,10$, b) $b/R_1 = 0,25$, c) $b/R_1 = 0,50$, d) $b/R_1 = 0,75$	406
6.36	Ομοιογενές έδαφος: υποθετική εικόνα αστοχίας και πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων για: a) $b/R_1 = 0,333$, b) $b/R_1 = 0,667$	407
6.37	Δακτύλιος θεμελίωσης σε ομοιογενή άργιλο: Συντελεστής Φ.Ι. N^*_c ως συνάρτηση του κανονικοποιημένου πλάτους	408
6.38	Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/b = 0,375$: a) $SR = 0,20$, b) $SR = 0,50$, c) $SR = 0,667$	410
6.39	Ανάπτυξη μηχανισμού αστοχίας για $H_1/b = 0,75$ και $SR = 0,20$ (a) ή $0,50$ (b)	411
6.40	Ανηγμένο πάχος $H_1/b = 1,50$: Μηχανισμός αστοχίας για $SR = 0,133$ (a) και $SR = 0,50$ (c). Καμπύλες ίσων μετατοπίσεων κατά την αστοχία, για $SR = 0,20$ (b)	412
6.41	Ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας N^*_{c1} δακτυλιωτής επιφάνειας με $b/R_1 = 0,167$	413
6.42	Μηχανισμοί αστοχίας για $b/R_1 = 0,50$ και $H_1/b = 0,25$: a) $SR = 0,20$, b) $SR = 0,50$	414
6.43	Μηχανισμοί αστοχίας για $b/R_1 = 0,50$ και $H_1/b = 0,50$: a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,50$	415
6.44	Μηχανισμοί αστοχίας για $H_1/b = 1,00$: a) $SR = 0,20$, b) $SR = 0,667$	416
6.45	Ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας N^*_{c1} δακτυλιωτής επιφάνειας $b/R_1 = 0,50$	417
6.46	Δακτυλιωτή επιφάνεια με $b/R_1 = 0,75$: Μηχανισμός αστοχίας για $SR = 0,20$ (a) και $SR = 0,80$ (b)	418
6.47	Μηχανισμός αστοχίας κάτω από δακτυλιωτή επιφάνεια με $b/R_1 = 0,75$ και $H_1/b = 0,667$: a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,50$	419
6.48	Δακτυλιωτή επιφάνεια με $b/R_1 = 0,75$: Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/b = 1,333$: a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,667$	420
6.49	Δακτυλιωτή επιφάνεια με $b/R_1 = 0,75$: Ισοδύναμος συντελεστής φέρουσας ικανότητας N^*_{c1}	421
6.50	Επιρροή της μορφής του δακτυλίου επί του συντελεστή N^*_{c1} : Μικρό πάχος άνω στρώσης ($H_1/R_1 = 0,25$)	422
6.51	Επιρροή της μορφής του δακτυλίου επί του συντελεστή N^*_{c1} : Ενδιάμεσο πάχος άνω στρώσης ($H_1/R_1 = 0,50$)	423
6.52	Επιρροή της μορφής του δακτυλίου επί του συντελεστή N^*_{c1} : Μεγάλο πάχος άνω στρώσης: ($H_1/R_1 = 1,0$)	424
6.53	Επιρροή του σχήματος της φορτίζουσας επιφάνειας στο συντελεστή φέρουσας ικανότητας N^*_{c1} : Συγκριτικά διαγράμματα για $H_1/B = 0,25$	425
6.54	Επιρροή του σχήματος της φορτίζουσας επιφάνειας στο συντελεστή φέρουσας ικανότητας N^*_{c1} : Συγκριτικά διαγράμματα για $H_1/B = 0,50$	425
6.55	Συντελεστής συσχέτισης του ισοδύναμου συντελεστή φέρουσας ικανότητας αναλόγως της μορφής της φορτίζουσας επιφάνειας για $H_1/B = 0,25$	426
6.56	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας N^*_{c1} για κυκλική πλάκα ($SR \geq 1$)	427

6.57	Σύγκριση μεγίστων συντελεστών $\max \lambda_N, \max \lambda^*_N$ ($SR \geq 1$)	428
6.58	Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/b = 0,20$ και $b/R_1 = 0,167$: a) $SR = 1,25$, b) $SR = 1,75$	430
6.59	Ανάπτυξη μηχανισμών αστοχίας για $H_1/b = 0,20$ και $b/R_1 = 0,50$: a) $SR = 1,25$, b) $SR = 1,75$	431
6.60	Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/b = 0,20$ και $b/R_1 = 0,75$: a) $SR = 1,25$, b) $SR = 1,75$	432
6.61	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας N^*_{C1} για δακτυλιωτή πλάκα, για $H_1/b = 0,20$ ($SR \geq 1$)	433
6.62	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/R = 0,15$ και $b/R_1 = 0,50$: a) $SR = 1,00$, b) $SR = 1,25$, c) $SR = 1,75$	434
6.63	Βαθμιαία ανάπτυξη μηχανισμού αστοχίας για ανηγμένη καθίζηση δακτυλίου: a) $s/R_1 = 0,002$, b) $s/R_1 = 0,027$, c) $s/R_1 = 0,25$	436
6.64	Επιρροή της μορφής του δακτυλίου επί του συντελεστή N^*_{C1} : $H_1/R_1 = 0,15$	437
6.65	Έκκεντρο φορτίο αστοχίας σε λωριδωτή θεμελίωση: a) Παραδοχή ισοδύναμου πλάτους εδράσεως B' , b) Περίπτωση δίστρωτου αργιλικού εδάφους	438
6.66	Επιρροή της εκκεντρότητας στην απομείωση του οριακού φορτίου: Λωριδωτή θεμελίωση σε ομοιογενές έδαφος	439
6.67	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,20$: a) Κεντρική φόρτιση, b) Ανηγμένη εκκεντρότητα $e/B = 1/3$	441
6.68	Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,80$: a) Κεντρική φόρτιση, b) Ανηγμένη εκκεντρότητα $e/B = 1/3$	442
6.69	Συντελεστής $\Phi.I.$, $N_{C1,e}$ ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας: $H_1/B = 0,25$	443
6.70	Επιρροή της εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών SR στον συντελεστή $\Phi.I.$, $N_{C1,e}$: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$	444
6.71	Απομείωση οριακού φορτίου λωριδωτής θεμελίωσης ως συνάρτηση της εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών SR : Περίπτωση $H_1/B = 0,25$	445
6.72	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,50$ και $SR = 0,133$, a) Φόρτιση κεντρική, b) Ανηγμένη εκκεντρότητα $e/B = 1/3$	446
6.73	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,50$ και $SR = 0,667$, υπό εκκεντρότητα φόρτισης: a) $e/B = 1$, b) $e/B = 1/3$	447
6.74	Λωρίδα επί δίστρωτου εδάφους, $H_1/B = 0,50$: Συντελεστής $N_{C1,e}$ ως συνάρτηση της εκκεντρότητας και του SR	448
6.75	Επιρροή της εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών SR στον ισοδύναμο συντελεστή $N_{C1,e}$: a) $H_1/B = 0,50$, b) $H_1/B = 1$	449
6.76	Απομείωση οριακού φορτίου λωριδωτής θεμελίωσης ως συνάρτηση της εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών SR : Περίπτωση $H_1/B = 0,50$	450
6.77	Μηχανισμός αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $e/B = 0,10$: a) $SR = 1$, b) $SR = 1,35$, c) $SR = 1,75$	451
6.78	Επιρροή της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών ($SR \geq 1$) στο συντελεστή $N_{C1,e}$: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$	452
6.79	Επιρροή του λόγου αντοχών ($SR \geq 1$) ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας στο συντελεστή $N_{C1,e}$: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$	453
6.80	Απομείωση οριακού φορτίου ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών $SR > 1$: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$	453
6.81	Μηχανισμοί αστοχίας για $e/B = 0,30$ και $H_1/B = 0,15$. Περιπτώσεις: a) $SR = 1,0$, b) $SR = 1,20$, c) $SR = 1,50$	454
6.82	Επιρροή της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών ($SR \geq 1$) στο συντελεστή N_{C1} : Περίπτωση $H_1/B = 0,15$	455
6.83	Επιρροή του λόγου αντοχών ($SR \geq 1$) επί του συντελεστή $N_{C1,e}$ ως συνάρτηση και της ανηγμένης εκκεντρότητας: Περίπτωση $H_1/B = 0,15$	456
6.84	Απομείωση οριακού φορτίου ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών $SR > 1$: Περίπτωση $H_1/B = 0,15$	457
6.85	Διαγράμματα αλληλεπίδρασης V, M για λωρίδα εντός δίστρωτου αργιλικού εδάφους	458

6.86	Παράδειγμα πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων για 3D ανάλυση τετραγωνικού θεμελίου: $H_1/B = 0.50$, $e/B = 1/3$	460
6.87	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,133$: a) $e/B = 0$, b) $e/B = 0,20$ και c) $e/B = 0,40$	461
6.88	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $e/b = 0,25$ για: a) $SR = 1,0$, b) $SR = 0,333$, c) $SR = 0,133$	463
6.89	Συντελεστής Φ.Ι., $N^*_{C1,e}$, ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας για τετραγωνικό θεμέλιο: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$	464
6.90	Λόγος οριακών φορτίων ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας για τετραγωνικό θεμέλιο: Περίπτωση $H_1/B = 0,25$	465
6.91	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,50$ και $SR = 0,333$ για: a) $e/B = 0$, b) $e/B = 0,15$, c) $e/B = 0,333$: Τομή επιφανειών ίσων μετατοπίσεων με το κεντροβαρικό επίπεδο	466
6.92	Ισοδύναμος συντελεστής Φ.Ι., $N^*_{C1,e}$, ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας για τετραγωνικό θεμέλιο: Περίπτωση $H_1/B = 0,50$	467
6.93	Λόγος οριακών φορτίων ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας για τετραγωνικό θεμέλιο: Περίπτωση $H_1/B = 0,50$	468
6.94	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $e/B = 0,20$, a) $SR = 1$, b) $SR = 1,50$	469
6.95	Επιρροή του λόγου αντοχών επί του ισοδύναμου συντελεστή $N^*_{C1,e}$ ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας: Τετραγωνικό θεμέλιο, $H_1/B = 0,25$	470
6.96	Λόγος απομειωμένου φορτίου ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών: Τετραγωνικό θεμέλιο, $H_1/B = 0,25$	471
6.97	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $SR = 1,20$, περίπτωση $H_1/B = 0,15$: a) $e/B = 0,20$, b) $e/B = 0,333$	472
6.98	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για ανηγμένη εκκεντρότητα $e/B = 0,20$, $H_1/B = 0,15$ και: a) $SR = 1$, b) $SR = 1,35$, c) $SR = 2$	473
6.99	a: Συντελεστής Φ.Ι. ως συνάρτηση του λόγου αντοχών και της ανηγμένης εκκεντρότητας: Τετραγωνικό θεμέλιο, περίπτωση $H_1/B = 0,15$, b: Επιρροή του ανηγμένου πάχους και της εκκεντρότητας επί του μεγίστου τροποποιητικού συντελεστή	475
6.100	Λόγος απομειωμένου φορτίου ως συνάρτηση της ανηγμένης εκκεντρότητας και του λόγου αντοχών: Τετραγωνικό θεμέλιο, $H_1/B = 0,15$, $SR > 1$	476
6.101	Διαγράμματα αλληλεπίδρασης οριακών μεγεθών V_u , M_u τετραγωνικού θεμελίου επί δίστρωτου αργιλικού εδάφους: a) και b) Τετράγωνο, c) Ορθογώνιο με $L/B = 2$	477- 478
6.102	Λωρίδα θεμελίωσης σε βάθος: I) Πραγματική εικόνα προβλήματος, II) Απλουστευτική υποκατάσταση του βάθους θεμελίωσης	479
6.103	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας ομοιογενούς εδάφους και θεμελίωση σε βάθος ($D/B = 1/3$): a) Επίλυση I, b) Επίλυση II	481
6.104	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,50$ και $SR = 0,20$ θεμελιολωρίδας με ανηγμένο βάθος $D/B = 1,0$: a) Επίλυση I, b) Επίλυση II	483
6.105	Συγκριτικά διαγράμματα μεταβολής του διορθωτικού συντελεστή λ_D ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: $H_1/B = 0,50$, περίπτωση $SR = 1,0$ και $SR = 0,20$	484
6.106	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,20$ θεμελιολωρίδας με ανηγμένο βάθος $D/B = 0,50$: a) Επίλυση I, b) Επίλυση II	485
6.107	Μέγιστες τιμές του διορθωτικού συντελεστή λ_D (Επιλύσεις I) ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: $H_1/B = 0,25$	485
6.108	Ελάχιστες τιμές του διορθωτικού συντελεστή λ_D (Επιλύσεις II) ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: $H_1/B = 0,25$	486
6.109	Συντελεστής βάθους λωριδωτής θεμελίωσης σε δίστρωτο έδαφος: $H_1/B = 0,25$	487
6.110	Συντελεστής βάθους λωριδωτής θεμελίωσης σε δίστρωτο έδαφος: $H_1/B = 0,50$	488
6.111	Ελάχιστες τιμές του διορθωτικού συντελεστή λ_D (Επιλύσεις II): Τετραγωνικό θεμέλιο, $H_1/B = 0,25$	490

6.112	Μηχανισμοί αστοχίας δίστρωτου εδάφους για τετραγωνικό θεμέλιο, $H_1/B = 0,25$ και $SR = 0,333$: a) $D/B = 0,15$, b) $D/B = 0,75$	491
6.113	Συντελεστής βάθους για τετραγωνικό θεμέλιο, ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: $H_1/B = 0,25$	492
6.114	Μηχανισμοί αστοχίας δίστρωτου εδάφους για κυκλικό θεμέλιο, $H_1/2R = 0,25$ και $SR = 0,133$: a) $D/B = 0,167$, b) $D/B = 1,0$	493
6.115	Διορθωτικός συντελεστής λ_D (Επιλύσεις II) ως συνάρτηση του λόγου $D/2R$: Κυκλική θεμελίωση, $H_1/2R = 0,25$	495
6.116	Συντελεστής βάθους ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: Κυκλικό θεμέλιο, $H_1/2R = 0,25$	495
6.117	Μηχανισμοί αστοχίας για $D/B = 1/3$, Κυκλικό θεμέλιο: a) $SR = 0,133$, b) $SR = 0,50$	496
6.118	Διορθωτικός συντελεστής λ_D (Επιλύσεις II) ως συνάρτηση του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: Κυκλικό θεμέλιο, $H_1/2 \cdot R = 0,50$	497
6.119	Συντελεστής βάθους συναρτήσει του ανηγμένου βάθους θεμελίωσης: Κυκλικό θεμέλιο, $H_1/2 \cdot R = 0,50$	497
6.120	Μηχανισμός αστοχίας για $D/B = 1,0$ και $SR = 1$: (a) και (b) παραδοχή μηδενικής εφελκυστικής αντοχής, (c) περιορισμένη εφελκυστική αντοχή	499
6.121	Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας για $H_1/B = 0,25$ και λόγο αντοχών $SR = 0,167$: a) Πρακτικώς άκαμπτη θεμελιολωρίδα, b) Απολύτως εύκαμπτη επιφάνεια φορτίσεως	501
6.122	Εύκαμπτη επιφάνεια σε δίστρωτο σχηματισμό με $H_1/B = 0,50$: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας: a) $SR = 1,0$, b) $SR = 0,133$	502
6.123	Σύγκριση τιμών του ισοδύναμου συντελεστή N_{C1} για δύσκαμπτη και εύκαμπτη θεμελιολωρίδα	503
6.124	Απλουστευμένος μηχανισμός διατμητικής διείδυσης: Ισοροπία δυνάμεων	504
6.125	Επιρροή του αρχικού εντατικού πεδίου στο συντελεστή N_{C1} , για λόγο αντοχών $SR = 0,20$	505
6.126	Επιρροή του αρχικού εντατικού πεδίου στο συντελεστή N_{C1} , για λόγο αντοχών $SR = 0,50$	506