



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
*Τομέας Γεωτεχνικής*

**ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ**  
**Αγγελικής Ε. Αραπάκου**

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

***Διερεύνηση παραγόντων αναπτύξεως των διαφορικών  
καθιζήσεων και εκτίμηση των συνεπειών τους***

**Επιβλέπων:** Παπαδόπουλος Βασίλειος, Αν. Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιανουάριος 2022







**NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS**  
**SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING**  
*Geotechnical Department*

**DOCTORAL THESIS**  
**Angeliki E. Arapakou**

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

***Investigation of factors affecting differential settlements  
and impact assessment***

**Supervisor:** Papadopoulos Vasileios, Associate Professor NTUA

Athens, January 2022





**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
*Τομέας Γεωτεχνικής*

**ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ**  
**Αγγελικής Ε. Αραπάκου**

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. Βασίλειος Παπαδόπουλος, Αν. Καθηγητής ΕΜΠ ε.σ.
2. Γεώργιος Γκαζέτας, Ομότιμος Καθηγητής ΕΜΠ
3. Μιχαήλ Καββαδάς, Καθηγητής ΕΜΠ

**ΕΠΤΑΜΕΛΗΣ ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ**

1. Βασίλειος Παπαδόπουλος, Αν. Καθηγητής ΕΜΠ ε.σ.
2. Γεώργιος Γκαζέτας, Ομότιμος Καθηγητής ΕΜΠ
3. Μιχαήλ Καββαδάς, Καθηγητής ΕΜΠ
4. Γεώργιος Μπουκοβάλας, Καθηγητής ΕΜΠ
5. Νικόλαος Γερόλυμος, Αν. Καθηγητής ΕΜΠ
6. Αχιλλέας Παπαδημητρίου, Αν. Καθηγητής ΕΜΠ
7. Κωνσταντίνος Λουπασάκης, Αν. Καθηγητής ΕΜΠ  
(Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων-Μεταλλουργών, ΕΜΠ)

Αθήνα, Ιανουάριος 2022

Copyright ©Αγγελική Ε. Αραπάκου, 2022.  
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).*

## Ευχαριστίες

*Ευχαριστώ ιδιαίτερα τον επιβλέποντα κ. Παπαδόπουλο Β. για την συνεχή και ουσιαστική καθοδήγησή του, κατά την διάρκεια εκπόνησης της Δ/Δ μου καθώς και για την διαρκή ενθάρρυνση. Ευχαριστώ την συμβουλευτική επιτροπή, κ. Γκαζέτα Γ. και κ. Καββαδά Μ. για τις εύστοχες παρατηρήσεις τους. Επίσης, ευχαριστώ τα μέλη της εξεταστικής επιτροπής, κ. Μπουκοβάλα Γ. για τις πολύτιμες συμβουλές του, τον κ. Γερόλυμο Ν., τον κ. Παπαδημητρίου Α. και τον κ. Λουπασάκη Κ. για τις πολύ χρήσιμες παρατηρήσεις τους.*



## **ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ**

### **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Διερεύνηση παραγόντων αναπτύξεως των διαφορικών καθιζήσεων και εκτίμηση των συνεπειών τους

- I. Τεχνικό πρόβλημα..... i
- II. Σκοπός της διατριβής ..... ii
- III. Προεπισκόπηση των περιεχομένων της διατριβής ..... ii

### **EXTENDED SUMMARY**

Investigation of factors affecting differential settlements of shallow foundations and impact assessment

- I. Introduction..... I
- II. Scope of work ..... II
- III. Effect of soil simulation on settlements of independent shallow foundations ..... III
- IV. Effect of soil-structure interaction on differential settlements and critical forces of framed structures under 2D conditions ..... VII
- V. Time-dependent soil – structure interaction ..... XVI
- VI. 2D and 3D Interaction analyses of independent shallow foundations ..... XX
- VII. 3D and 2D interaction analyses of framed structures..... XXIV
- VIII. General Conclusions ..... XXVIII

### **1<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ**

- 1.1 Εισαγωγικά στοιχεία γεωτεχνικού σχεδιασμού ..... 1
- 1.2 Μελέτη επιφανειακών θεμελιώσεων ..... 4
- 1.3 Καθιζήσεις επιφανειακών θεμελιώσεων ..... 5
  - 1.3.1 Καθιζήσεις σε συνεκτικά εδάφη ..... 6
  - 1.3.2 Καθιζήσεις σε μη συνεκτικά εδάφη ..... 12
- 1.4 Αλληλεπίδραση ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους ..... 25
- 1.5 Συμπερασματικές παρατηρήσεις ..... 28
- 1.6 Βιβλιογραφικές αναφορές ..... 30

### **2<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΚΑΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ**

- 2.1 Εισαγωγή ..... 36
- 2.2 Κριτήρια παραμορφώσεων κτηρίων ..... 39
- 2.3 Λειτουργικά κριτήρια και επιτρεπόμενες μετατοπίσεις γεφυρών ..... 57
- 2.4 Συμπερασματικές παρατηρήσεις ..... 65
- 2.5 Βιβλιογραφικές αναφορές ..... 67

### **3<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΕΠΙΡΡΟΗ ΑΝΟΜΟΙΟΓΕΝΕΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΣΕ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ – ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΖΩΝΩΝ**

- 3.1 Εισαγωγή ..... 74
- 3.2 Έλεγχος αποτελεσμάτων προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων ..... 84

3.3	Ανάπτυξη καθιζήσεων σε ανομοιογενές διστρωματικό έδαφος .....	85
3.4	Ανάπτυξη καθιζήσεων σε ανομοιογενές έδαφος με γραμμικά αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας .....	89
3.4.1	Μεταβολή ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας.....	89
3.4.2	Κανονικοποιημένα διαγράμματα καθιζήσεων κυκλικής πλάκας φορτίσεως σε έδαφος με χαμηλό αρχικό μέτρο ελαστικότητας $E_0$ και σταθερό ρυθμό αύξησης .....	96
3.4.3	Επιρροή ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας $E$ .....	97
3.5	Επιρροή αναπτύξεως πλαστικών ζωνών.....	99
3.5.1	Εισαγωγικά στοιχεία επιλύσεων.....	99
3.5.2	Αποτελέσματα των επιλύσεων .....	100
3.6	Συμπεράσματα.....	109
3.7	Βιβλιογραφικές αναφορές .....	113

#### 4<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΕΩΣ ΠΛΑΙΣΙΩΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

4.1	Εισαγωγή.....	117
4.2	Βασικά στοιχεία επιλύσεων .....	120
4.2.1	Αναλύσεις αλληλεπιδράσεως–Προσομοίωση πλαισιωτών κατασκευών....	120
4.2.2	Προσομοίωση εδάφους και θεμελιώσεως .....	122
4.2.3	Παρουσίαση αποτελεσμάτων .....	124
4.3	Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα αναλύσεων .....	125
4.3.1	Επιρροή ακαμψίας πλαισίου επί των εντατικών μεγεθών .....	126
4.3.2	Επιρροή του τύπου θεμελιώσεως.....	145
4.3.3	Επιρροή ακαμψίας θεμελιώσεως .....	150
4.3.4	Επιρροή του τύπου του πλαισίου .....	154
4.3.5	Έλεγχος της μεταβολής των κρισίμων εντατικών μεγεθών με την αύξηση του αριθμού των ορόφων του πλαισίου .....	156
4.3.6	Επιρροή του εδαφικού προσομοιώματος.....	159
4.3.7	Πρόσθετες παρατηρήσεις .....	176
4.3.8	Θεώρηση ανομοιογενούς εδάφους με γραμμικώς αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας με το βάθος.....	183
4.4	Συμπεράσματα.....	195
4.5	Βιβλιογραφικές αναφορές .....	203

#### 5<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΧΡΟΝΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΦΑΣΕΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.1	Εισαγωγή.....	206
5.2	Επιρροή της στερεοποίησεως στην ανάπτυξη καθιζήσεως.....	211
5.3	Βασικά στοιχεία επιλύσεων .....	213
5.4	Αποτελέσματα αναλύσεων .....	217
5.5	Σύγκριση προσομοιώσεων με στερεοποίηση και ταχεία στράγγιση .....	218
5.5.1	Επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας $K$ επί των διαφορικών καθιζήσεων για επιλύσεις Mohr-Coulomb.....	219
5.5.2	Επιρροή του συντελεστή $K$ επί των εντατικών μεγεθών ανωδομής για επιλύσεις Mohr-Coulomb.....	222



5.5.3	Επιρροή του $K$ επί των ροπών κάμψεως του τελευταίου ( $5^{ου}$ ) ορόφου για επιλύσεις Mohr-Coulomb .....	234
5.5.4	Επιρροή του $K$ επί των ροπών κάμψεως της πλάκας θεμελιώσεως για επιλύσεις Mohr-Coulomb .....	236
5.5.5	Πρόσθετες επιλύσεις για γραμμικώς ελαστικό έδαφος .....	238
5.6	Σύγκριση αποτελεσμάτων από επιλύσεις με προσομοίωση της κατασκευής σταδιακά ή σε μια φάση .....	242
5.6.1	Σύγκριση μεταξύ προσομοιώσεως σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής υπό την ενιαία υπόθεση ταχείας στραγγίσεως .....	242
5.6.2	Σύγκριση αποτελεσμάτων προσομοιώσεως σταδιακής κατασκευής με στερεοποίηση και προσομοιώσεως με κατασκευή σε μία φάση υπό ταχεία στράγγιση .....	251
5.7	Συμπεράσματα .....	258
5.8	Βιβλιογραφικές αναφορές .....	261

## 6° ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΕΩΣ ΑΝΕΞΑΡΤΗΤΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ

6.1	Εισαγωγή .....	265
6.2	Παράμετροι και εισαγωγικά στοιχεία αναλύσεων .....	268
6.3	Συντελεστής αλληλεπίδρασης $\beta$ .....	269
6.4	Συγκριτικές 2D και 3D αναλύσεις για τετραγωνικά θεμέλια .....	270
6.4.1	Γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα .....	272
6.4.2	Γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb .....	276
6.5	Συγκριτικές 2D και 3D αναλύσεις για πεδילוδοκούς .....	279
6.5.1	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για γραμμικώς ελαστικό και γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό έδαφος .....	280
6.6	Συγκριτικές αναλύσεις γραμμικώς ελαστικού και ελαστοπλαστικού προσομοιώματος .....	286
6.6.1	Επιρροή εδαφικού προσομοιώματος για τετραγωνικά πέδιλα .....	286
6.6.2	Επιρροή εδαφικού προσομοιώματος για πεδילוδοκούς .....	286
6.7	Συμπεράσματα .....	288
6.8	Βιβλιογραφικές αναφορές .....	292

## 7° ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΕΣ 3D ΚΑΙ 2D ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΕΩΣ ΠΛΑΙΣΙΩΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

7.1	Βιβλιογραφική ανασκόπηση .....	295
7.2	Σκοπός κεφαλαίου .....	299
7.3	Δεδομένα αναλύσεων .....	300
7.3.1	Προσομοίωση της ανωδομής .....	300
7.3.2	Προσομοίωση εδάφους και θεμελιώσεως .....	301
7.3.3	Παρουσίαση αποτελεσμάτων .....	303
7.4	Σύγκριση αποτελεσμάτων 3D και 2D αναλύσεων αλληλεπιδράσεως .....	304
7.4.1	Γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα .....	304
7.4.2	Γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα για καθαρώς συνεκτικό έδαφος .....	315

7.4.3	Γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα για καθαρώς μη συνεκτικό έδαφος .....	321
7.5	Σύγκριση αποτελεσμάτων για γραμμικώς ελαστικό ή ελαστοπλαστικό προσομοίωμα για καθαρώς συνεκτικό έδαφος.....	323
7.6	Σύγκριση γραμμικώς ελαστικού και ελαστοπλαστικού προσομοιώματος για καθαρώς μη συνεκτικό έδαφος .....	329
7.7	Συμπεράσματα .....	333
7.8	Βιβλιογραφικές αναφορές .....	337
<b>8° ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>		<b>340</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ .....</b>		<b>349</b>
Κατάλογος Πινάκων .....		350
Κατάλογος Σχημάτων .....		352

## **Διερεύνηση παραγόντων αναπτύξεως των διαφορικών καθιζήσεων και εκτίμηση των συνεπειών τους**

Αγγελική Αραπάκου

### **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

#### **I. Τεχνικό πρόβλημα**

Ο σχεδιασμός επιφανειακών θεμελιώσεων είναι ένα από τα σπουδαιότερα θέματα που απασχολεί τον τομέα γεωτεχνικής μηχανικής. Κύριο σκέλος του αποτελεί η εκτίμηση των αναμενόμενων εδαφικών παραμορφώσεων, με στόχο την επιλογή του κατάλληλου τύπου αλλά και των διαστάσεων της θεμελιώσεως. Ο σχεδιασμός προϋποθέτει αφενός μεν επαρκείς συντελεστές ασφαλείας έναντι θραύσεως του εδάφους αφετέρου δε καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις οι οποίες θα πρέπει να περιορίζονται μέσα στα θεωρούμενα ως ανεκτά όρια. Τα μέχρι σήμερα γνωστά κριτήρια παραμορφώσεων επιφανειακών θεμελιώσεων, όπως προτείνονται από διάφορους ερευνητές, αφορούν κυρίως σε τιμές της στροφής  $\theta = \Delta s / l$  και έχουν προκύψει εμπειρικά από παρατηρήσεις καθιζήσεων και βλαβών σε υπάρχοντα κτίρια, χωρίς ουσιαστικώς να λαμβάνουν υπόψη ακαμψία ανωδομής ή θεμελιώσεως. Ο Ευρωκώδικας 7 (EC-7), συνόψισε τα παλαιότερα αυτά κριτήρια, και έδωσε συστάσεις για τον σχεδιασμό με τιμές που αφορούν την γωνιακή απόκλιση ή σχετική στροφή ως εξής:  $\beta = \theta \pm \omega = \Delta s / l \pm \omega = 1/500$  ώστε να αποφευχθεί μια οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, παρέχοντας δηλαδή έναν συντελεστή ασφαλείας έναντι ρηγματώσεως, και αντιστοίχως  $\beta = 1/150$ , προκειμένου να αποφευχθεί μία οριακή κατάσταση αστοχίας, πάνω από την οποία έχουν παρατηρηθεί βλάβες στην ανωδομή. Σε ορισμένες περιπτώσεις σχεδιασμού στην πράξη, ακολουθείται ακόμη και σήμερα η παλαιότερη πρακτική του υπολογισμού της ανωδομής με θεώρηση ακλόνητων στηρίξεων, επομένως αγνοώντας πλήρως την αλληλεπίδραση ανωδομής-θεμελιώσεως-κατασκευής, παραδοχή η οποία σε αρκετές περιπτώσεις μπορεί να οδηγήσει σε λανθασμένους υπολογισμούς. Επίσης, η συνηθέστερη μεθοδολογία υπολογισμού με συνεκτίμηση της ακαμψίας της ανωδομής είναι σύμφωνη με το ελατηριωτό προσομοίωμα Winkler, ωστόσο μπορεί να μην είναι επαρκής σε όλες τις περιπτώσεις.

Με βάση τα ανωτέρω, η παρούσα διδακτορική διατριβή εξετάζει το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης υπό συνθήκες στατικές σε συνδυασμό με τα κριτήρια των παραμορφώσεων που συστήνονται από τον EC-7, προκειμένου να διερευνηθούν διάφοροι παράγοντες επιρροής όπως ακαμψία ανωδομής, τύπος και ακαμψία θεμελιώσεως, μέτρο ελαστικότητας εδάφους, προσομοίωμα εδάφους (ομοιογενούς ή

ανομοιογενούς), χρονικός παράγοντας και τύπος προσομοίωσης ως προς το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων (2D ή 3D).

## II. Σκοπός της διατριβής

Η παρούσα διδακτορική διατριβή έχει ως κύριο σκοπό την συστηματική εξέταση των σπουδαιότερων παραγόντων που επηρεάζουν την ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων και των συνεπειών τους, στο πλαίσιο της αλληλεπιδράσεως ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους, ώστε να διερευνηθούν και οι πιθανές αποκλίσεις από τις συνήθεις παραδοχές οι οποίες λαμβάνονται υπόψη κατά τον σχεδιασμό επιφανειακών θεμελιώσεων.

Για τον σκοπό αυτό μελετήθηκαν:

**α)** τυπικές περιπτώσεις ανεξάρτητων θεμελίων σε έδαφος ανομοιογενές γραμμικώς ελαστικό ή γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό, προκειμένου να διερευνηθεί λεπτομερώς η επιρροή του βασικού εδαφικού προσομοιώματος στην ανάπτυξη των καθιζήσεων, δεδομένου ότι η αντίστοιχη εδαφική συμπεριφορά επηρεάζει προφανώς και τα παραμορφωσιακά μεγέθη,

**β)** τυπικοί πλαισιωτοί φορείς μέσω 2D αριθμητικών αναλύσεων με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων, προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή της σχετικής ακαμψίας της ανωδομής τους (συνολική ή κατά ορόφους), του τύπου και της ακαμψίας της θεμελιώσεως καθώς και του εδαφικού προσομοιώματος στις προβλεπόμενες διαφορικές καθιζήσεις και τα εντατικά μεγέθη των πλαισιωτών κατασκευών,

**γ)** η επιρροή του χρονικού παράγοντα στις προκαλούμενες διαφορικές καθιζήσεις και τα εντατικά μεγέθη πλαισιωτής κατασκευής λόγω της χρονικής εξέλιξης των καθιζήσεων ή λόγω της χρονικής εξέλιξης των διαφόρων φάσεων της κατασκευής σε σχέση με την κατασκευή σε μία μόνο φάση, υπό 2D συνθήκες,

**δ)** η δυνατότητα προσομοιώσεως ενός πραγματικού προβλήματος επιφανειακής θεμελιώσεως υπό 2D συνθήκες δεδομένων των δυσκολιών εφαρμογής 3D αναλύσεων, με στόχο την διατύπωση προτάσεων για χρήση διορθωτικών συντελεστών,

**ε)** 3D και 2D παραμετρικές αναλύσεις για τυπικές περιπτώσεις κτιριακών έργων που είχαν βασικό στόχο την σύγκριση των αποτελεσμάτων προκειμένου να εντοπισθούν και να σχολιασθούν οι κρίσιμες διαφορές που αφορούν σε αντίστοιχα μεγέθη διαφορικών καθιζήσεων, ροπών κάμψεως ανωδομής και θεμελιώσεως, και αξονικών φορτίων υποστρωμάτων πλαισιωτών φορέων.

## III. Προεπισκόπηση των περιεχομένων της διατριβής

Όπως προαναφέρθηκε, αντικείμενο της παρούσας διδακτορικής διατριβής είναι η μελέτη του προβλήματος της αλληλεπιδράσεως ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους κατά τον σχεδιασμό επιφανειακών θεμελιώσεων. Στο πλαίσιο αυτό, μια εκτενής αναδρομή στην διεθνή βιβλιογραφία, που αφορά σε θέματα γεωτεχνικού σχεδιασμού

και συγκεκριμένα την καταγραφή μεθόδων εκτιμήσεως των καθιζήσεων επιφανειακών θεμελιώσεων σε συνεκτικά ή μη συνεκτικά εδάφη και την περιγραφή μεθοδολογιών με αναλύσεις αλληλεπιδράσεως από διάφορους ερευνητές, παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 1.

Σημειώνεται ότι, στο πλαίσιο της παρούσας διδακτορικής διατριβής, πριν την εκτέλεση των βασικών παραμετρικών αναλύσεων, κρίθηκε σκόπιμο να γίνει σύνοψη και καταγραφή των κριτηρίων και των οριακών και επιτρεπόμενων τιμών παραμορφώσεων επιφανειακών θεμελιώσεων όπως έχουν συσταθεί από διάφορους ερευνητές σύμφωνα με την διεθνή σχετική βιβλιογραφία και με βάση τον Ευρωκώδικα 7, τα οποία παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 2. Η σύνοψη αυτή έγινε προκειμένου να ληφθούν υπόψη τα γνωστά κριτήρια αποδοχής των υπό ενδιαφέρον μεγεθών κατά την παραμετρική διερεύνηση και να ελεχθεί η αξιοπιστία των σχετικών αποτελεσμάτων. Ουσιαστικής σημασίας στον σχεδιασμό μιας θεμελιώσεως φαίνεται ότι είναι η επιλογή του κατάλληλου εδαφικού προσομοιώματος, η οποία μπορεί να επηρεάσει σε μεγάλο βαθμό την ανάπτυξη των καθιζήσεων, το πρωτογενές αίτιο της δημιουργίας του μηχανισμού αλληλεπιδράσεως. Για τον λόγο αυτό, στο Κεφάλαιο 3 μελετήθηκαν ανεξάρτητα επιφανειακά κυκλικά θεμέλια μέσω 2D αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων, για περιπτώσεις διστρωματικού εδάφους με σταθερά μέτρα ελαστικότητας κατά στρώση για διάφορους λόγους ( $E_1/E_2$ ) καθώς και για περιπτώσεις μονοστρωματικού εδάφους με γραμμικώς αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας συναρτήσει του βάθους. Η επιφάνεια θεμελιώσεως θεωρείται ως απολύτως εύκαμπτη ή απολύτως άκαμπτη και το έδαφος προσομοιώνεται ως γραμμικώς ελαστικό προκειμένου να υπολογισθούν οι απόλυτες καθιζήσεις και να συγκριθούν με τις αντίστοιχες βάσει των απλών ελαστικών επιλύσεων. Γενικώς, ανεξαρτήτως της ακαμψίας του θεμελίου, τα αποτελέσματα που αφορούν σε διστρωματικό έδαφος δείχνουν ότι για λόγους  $E_1/E_2 > 1$  (δηλαδή πιο στιφρό άνω στρώμα) η ρεαλιστική προσομοίωση του δίστρωτου σχηματισμού δίδει μικρότερα μεγέθη καθιζήσεων από εκείνα της ελαστικής επίλυσης με παραδοχή κατανομής τάσεων του ομοιογενούς εδάφους, ιδίως όσο αυξάνει ο λόγος αυτός. Για εύκαμπτο θεμέλιο και στην περίπτωση ασθενέστερου άνω στρώματος ( $E_1/E_2 < 1$ ) ο υπολογισμός των καθιζήσεων θα μπορούσε να γίνει μέσω ελαστικής επίλυσης, αφού τα αντίστοιχα αποτελέσματα σχεδόν ταυτίζονται ακόμη και για χαμηλούς λόγους  $E_1/E_2$ . Αντιθέτως, στο άκαμπτο θεμέλιο η ακριβής επίλυση του δίστρωτου σχηματισμού φαίνεται σημαντική όσο πιο μικρό είναι το πάχος της άνω στρώσεως, αφού δίδει μεγαλύτερες εκτιμήσεις καθιζήσεων έναντι της συμβατικής επίλυσης. Στην περίπτωση κανονικά στερεοποιημένων αργίλων, άμμων ή ιλύων, όπου μπορεί να γίνει παραδοχή γραμμικής μεταβολής του μέτρου ελαστικότητας με το βάθος, η εδαφική συμπεριφορά πλησιάζει εκείνη του προτύπου Gibson και συνεπώς για τον σχεδιασμό μπορεί εύλογα να χρησιμοποιηθεί το απλούστερο προσομοίωμα ιδεώδους εδάφους Winkler, ενώ δεν ισχύει το ίδιο στην περίπτωση υπερστερεοποιημένων αργίλων. Τέλος, εξετάζεται η ανάπτυξη πλαστικών ζωνών σε ομοιογενές έδαφος θεμελιώσεως για την διερεύνηση της επιρροής του

συντελεστή ασφαλείας επί των αναπτυσσομένων καθιζήσεων σε εύκαμπτα και άκαμπτα κυκλικά ή λωριδωτά θεμέλια υπό 2D συνθήκες. Το έδαφος προσομοιώνεται αφενός μεν ως γραμμικώς ελαστικό αφετέρου δε ως γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb προκειμένου να συγκριθούν οι αντίστοιχες απόλυτες καθιζήσεις. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι, για συνεκτικά εδάφη και συντελεστή ασφαλείας  $SF > 2$ , η επαύξηση των καθιζήσεων έναντι του ελαστικού εδάφους δεν είναι σημαντική, επομένως ο υπολογισμός θα μπορούσε να γίνει βάσει γραμμικώς ελαστικού προσομοιώματος, ενώ δεν ισχύει το ίδιο για μη συνεκτικά εδάφη, όπου ακόμη και για  $SF > 3$ , οι επαυξήσεις καθιζήσεων είναι σχετικά μεγάλες, ειδικότερα για άκαμπτα θεμέλια, λόγω των εκτεταμένων πλαστικών ζωνών.

Στην συνέχεια, στο Κεφάλαιο 4, πραγματοποιήθηκε παραμετρική διερεύνηση της αλληλεπιδράσεως ανωδομής-θεμελιώσεως-εδάφους για τυπικούς πλαισιωτούς φορείς 2 ή 5 ανοιγμάτων με 1 έως 4 ορόφους, υπό 2D συνθήκες, με μεταβαλλόμενη σχετική ακαμψία ως προς το έδαφος. Η θεμελίωση των πλαισίων προσομοιώνεται με μεμονωμένα στοιχεία (πέδιλα) ή ομαδικού τύπου (πλάκα κοιτοστρώσεως). Το έδαφος προσομοιώνεται ως γραμμικώς ελαστικό ή ως γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb για τις ακραίες περιπτώσεις καθαρώς συνεκτικού ή καθαρώς μη συνεκτικού. Βασικές παράμετροι κατά την παρουσίαση των αποτελεσμάτων είναι καταλλήλως διατυπωμένος συντελεστής (δείκτης) σχετικής ακαμψίας για την ανωδομή ( $R_b = \Sigma E_b x l / E x l^3$ ) και αντίστοιχα συντελεστής (δείκτης) σχετικής ακαμψίας για την πλάκα θεμελιώσεως ( $R_f = E_b x l / E x l^3$ ). Ο δείκτης σχετικής ακαμψίας έχει προκύψει ακολουθώντας τους συμβατικούς τύπους με σκοπό να αποτυπώσει με έναν αντιπροσωπευτικό τρόπο την σχετική ακαμψία του πλαισίου, λαμβάνοντας υπόψη τόσο την ακαμψία της ανωδομής ή της θεμελίωσης όσο και του εδάφους. Διερευνάται η επίδραση διαφόρων παραγόντων επί του λόγου των αναπτυσσομένων ροπών κάμψεως (στα πλαίσια είτε στην πλάκα κοιτοστρώσεως) και των αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων για υπολογισμό λαμβανομένης ή όχι υπόψη της αλληλεπιδράσεως. Δίδονται σε ορισμένες περιπτώσεις αλγεβρικής φύσεως συσχετίσεις του λόγου των ροπών κάμψεως ή των αξονικών φορτίων ως συνάρτηση του συντελεστή σχετικής ακαμψίας της ανωδομής. Επίσης, εξετάζεται η μεταβολή της ανηγμένης μέγιστης διαφορικής καθιζήσεως ως προς την μέγιστη απόλυτη. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων δείχνουν ότι οι οριακές και επιτρεπόμενες τιμές παραμορφώσεων που συνιστώνται από τον Ευρωκώδικα 7, είναι ενδεικτικές και όχι απόλυτες για κάθε έργο. Για μέσης ακαμψίας ή σχετικώς δύσκαμπτη ανωδομή σε συμπιεστό έδαφος (δηλαδή ενδεικτικώς  $R_b > 0.02$ , στα πλαίσια που εξετάστηκαν), αν ο σχεδιασμός έχει γίνει χωρίς να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση, τότε τα εντατικά μεγέθη ενδεχομένως είναι κρίσιμα με συνέπεια βλάβες στην ανωδομή, ακόμη και για τιμές της σχετικής στροφής πολύ μικρότερες από  $1/500$  της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας. Για εύκαμπτη ανωδομή (με τιμές ενδεικτικώς  $R_b < 0.009$ , στα πλαίσια που εξετάστηκαν) ή πολύ άκαμπτη θεμελίωση όπου και δεν εκδηλώνονται διαφορικές καθιζήσεις (για τιμές  $0.001 < R_f < 1$ ), ο υπολογισμός θα μπορούσε να περιορισθεί στην απλή μέθοδο

αναλύσεως χωρίς συνεκτίμηση αλληλεπιδράσεως. Σημαντική φαίνεται η επίδραση του γενικού συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας του εδάφους στις διαφορικές καθιζήσεις και τα εντατικά μεγέθη των πλαισίων. Διαπιστώνεται ότι για συντελεστή  $R_b > 0.01$  περίπου (που αντιστοιχεί σε εύκαμπτο πλαίσιο), οι διαφορικές καθιζήσεις και τα εντατικά μεγέθη βάσει προσομοιώματος Mohr-Coulomb για συνεκτικό έδαφος απομειώνονται έναντι αυτών του γραμμικώς ελαστικού για χαμηλούς συντελεστές ασφαλείας, ενώ εντονότερες είναι οι σχετικές αποκλίσεις που αφορούν σε έδαφος μη συνεκτικό ακόμη και για  $SF=3$ . Τέλος, από τις αναλύσεις για την περίπτωση ανομοιογενούς εδάφους με γραμμικώς αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας, διαπιστώνεται σημαντική επίδραση του ρυθμού αυξήσεως ( $m$ ) του μέτρου  $E$  με το βάθος, στην εκτίμηση των εντατικών μεγεθών και των διαφορικών καθιζήσεων, ειδικότερα για χαμηλούς ρυθμούς  $m$ . Παρατηρείται δραστική αύξηση των διαφορικών καθιζήσεων με την μείωση του ρυθμού αύξησης ( $m$ ) του μέτρου  $E$  όσο απομειώνεται η σχετική ακαμψία του πλαισίου. Για πλαίσια αυξημένης σχετικής ακαμψίας όπου φαίνεται αναγκαίος ο υπολογισμός με ανάλυση αλληλεπιδράσεως, διαπιστώνεται μεγάλη διαφοροποίηση στα αντίστοιχα μεγέθη των ροπών κάμψεως ανωδομής με την μείωση του ρυθμού  $m$  για  $m < 5 \text{MPa/m}$ , για το κτίριο που μελετήθηκε.

Μια επιπλέον σημαντική παράμετρος που υπεισέρχεται στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως είναι και η επιρροή του χρονικού παράγοντα η οποία μελετήθηκε στο Κεφάλαιο 5. Εκτελέστηκαν 2D αριθμητικές αναλύσεις με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων για την περίπτωση 5όροφου πλαισίου 2 ανοιγμάτων θεμελιωμένου με μεμονωμένα στοιχεία (πέδιλα) ή με πλάκα κοιτοστρώσεως. Κύριος σκοπός είναι η διερεύνηση επί της αλληλεπιδράσεως ανωδομής-θεμελιώσεως-εδάφους: i) Της επίδρασης της χρονικής εξελίξεως των καθιζήσεων με την υπόθεση ότι η εξέλιξη της στερεοποίησης σε κορεσμένες αργίλους είναι το μόνο αίτιο της χρονικώς εξαρτώμενης αναπτύξεως των καθιζήσεων και ii) Της επίδρασης της κατά φάσεις κατασκευής του πλαισίου σε σχέση με την κατασκευή του σε μία μόνο φάση. Συγκρίνονται αποτελέσματα από επιλύσεις που έγιναν υπό την ενιαία παραδοχή σταδιακής κατασκευής του πλαισίου είτε με θεώρηση ταχείας στράγγισης του ύδατος από το έδαφος ή με διαδικασία στερεοποίησης του εδάφους. Εξετάζεται η σχετική επιρροή αντιπροσωπευτικών συντελεστών διαπερατότητας και μέτρων ελαστικότητας του εδάφους στις διαφορικές καθιζήσεις και τα εντατικά μεγέθη του πλαισίου. Διαπιστώνεται σημαντική απομείωση των ροπών κάμψεως της ανωδομής έναντι αυτών της προσομοιώσεως με ταχεία στράγγιση για χαμηλούς συντελεστές διαπερατότητας και χαμηλά μέτρα ελαστικότητας, με ουσιαστική επίδραση και της ακαμψίας της θεμελιώσεως. Οι διαφορές αυτές παρατηρούνται στις περιπτώσεις εύκαμπτων θεμελιώσεων με αποτέλεσμα την επιβάρυνση της ανωδομής, ενώ για άκαμπτη ή ακόμη και μέσης ακαμψίας θεμελίωση τα αντίστοιχα μεγέθη δεν διαφοροποιούνται, δεδομένων των πολύ μικρών διαφορικών καθιζήσεων που αναπτύσσονται. Τέλος, συγκρίνονται αποτελέσματα από επιλύσεις με θεώρηση είτε κατασκευής του πλαισίου κατά φάσεις ή σε μία μόνο φάση. Οι συγκρίσεις καταλήγουν σε μεγαλύτερες



διαφορικές καθιζήσεις για σταδιακή κατασκευή και σημαντικά διαφορετικά αντίστοιχα εντατικά μεγέθη κυρίως της ανωδομής αλλά και της θεμελίωσης. Οι σχετικές αποκλίσεις οφείλονται στην διαφορετική ακαμψία της ανωδομής που λαμβάνεται κατά τους δυο τύπους προσομοίωσης αφενός μεν στην προοδευτική αύξηση της ακαμψίας του πλαισίου λόγω της σταδιακής κατασκευής του με αποτέλεσμα την σταδιακή ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων αφετέρου δε στην ενιαία ακαμψία του πλαισίου εξαιτίας της κατασκευής σε μία μόνο φάση. Όσο πιο άκαμπτη είναι η θεμελίωση τόσο μικρότερες διαπιστώνονται οι παραπάνω αποκλίσεις.

Στο Κεφάλαιο 6 έγιναν αναλύσεις υπό 3D συνθήκες για την εξέταση της αλληλεπίδρασης ανεξαρτήτων επιφανειακών θεμελίων ακάμπτων κατά κανόνα και μη συνδεδεμένων με στοιχεία ακαμψίας ανωδομής. Τα επιφανειακά θεμέλια προσομοιώνονται με τετραγωνικά πέδιλα ή πεδιλοδοκούς (λωριδωτά θεμέλια πεπερασμένου λόγου μήκους προς πλάτος) υπό διάφορους λόγους σχετικής αξονικής αποστάσεως  $s/b$ . Ο αριθμός των γειτονικών θεμελίων κυμαίνεται από 4 έως 10. Το έδαφος προσομοιώνεται ως γραμμικώς ελαστικό ή ως γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb στην περίπτωση καθαρώς συνεκτικού, με διάφορους λόγους σχετικού πάχους συμπιεστής στρώσεως  $z/b$ . Η αλληλεπίδραση μεταξύ των γειτονικών θεμελίων εξετάζεται μέσω ενός συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\beta$ , εξαρτώμενου από την αξονική απόσταση και το πάχος του συμπιεστού εδάφους. Ο συντελεστής  $\beta$ , ο οποίος υπολογίζεται μεγαλύτερος στην περίπτωση των λωριδωτών θεμελίων, λαμβάνει τιμές μέχρι και 0.5 για μικρές αξονικές αποστάσεις, ενώ απομειώνεται σημαντικά με την αύξηση της αξονικής απόστασης, για  $s/b > 3$ , και με την μείωση του πάχους  $z$ , έως ότου πρακτικά μηδενίζεται. Στην συνέχεια παρουσιάζονται αντίστοιχες 2D αναλύσεις για την προσομοίωση των θεμελίων με απειρομήκειες λωρίδες ίδιου πλάτους  $b$  με εκείνο των 3D επιβάλλοντας ομοιόμορφα κατανεμημένη πίεση, η οποία έχει προσαρμοσθεί αναλόγως της αξονικής αποστάσεως των θεμελίων, και συγκρίνονται τα αντίστοιχα μεγέθη των απολύτων καθιζήσεων. Κύριος σκοπός είναι η αναζήτηση ενός διορθωτικού συντελεστή  $\alpha$ , για την αναγωγή του πραγματικού μέτρου ελαστικότητας που εφαρμόζεται υπό 3D συνθήκες σε ισοδύναμο πλασματικό μέτρο  $E$  υπό 2D, ώστε τυχόν αναλύσεις υπό 2D συνθήκες για λόγους απλουστεύσεως να μην οδηγούν σε μεγάλες αποκλίσεις. Τέλος, διερευνάται η επιρροή της αναπτύξεως πλαστικών ζωνών μέσω του συντελεστή ασφαλείας κατά την εφαρμογή προσομοιώματος Mohr-Coulomb, επί των απολύτων καθιζήσεων και διαπιστώνονται μεγαλύτερες διαφορές στα αντίστοιχα μεγέθη μεταξύ 2D και 3D για χαμηλούς συντελεστές ασφαλείας ( $SF < 2.0$ ) έναντι εκείνων που υπολογίζονται βάσει παραδοχής γραμμικώς ελαστικού εδάφους.

Στο Κεφάλαιο 7 εξετάζεται η αλληλεπίδραση ανωδομής-θεμελίωσης-εδάφους υπό 3D συνθήκες για δύο κτίρια με πλαισιωτό 5όροφο φορέα και θεμελίωση επί πλέγματος πεδιλοδοκών. Στα κτίρια, το επαναλαμβανόμενο κατά μήκος επίπεδο πλαίσιο είναι το ίδιο, με διαφορά στην σχέση μήκους προς πλάτος. Παρουσιάζονται εκτεταμένες παραμετρικές αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία υπό συνθήκες 3D και 2D για λόγους



συγκρίσεως, και για έδαφος γραμμικώς ελαστικό ή γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb. Διερευνάται η επιρροή της σχετικής ακαμψίας των κτιρίων και των θεμελιώσεων ως προς το έδαφος μέσω του μεταβαλλόμενου μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, η επιρροή του πάχους του συμπιεστού στρώματος θεμελιώσεως και η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας του εδάφους επί των διαφορικών καθιζήσεων και εντατικών μεγεθών των πλαισίων. Τα αποτελέσματα από τις συγκρίσεις επιβεβαιώνουν την αναγκαιότητα της 3D προσομοιώσεως έναντι της 2D στις περιπτώσεις όπου ο λόγος των γεωμετρικών διαστάσεων των κτιρίων μήκους προς πλάτος ( $L/b$ ) δεν είναι αρκετά μεγάλος, ώστε να θεωρείται ότι προσεγγίζει την 2D προσομοίωση, καθώς και στις περιπτώσεις μεγάλης σχετικής ακαμψίας ανωδομής ως προς το έδαφος (δηλαδή κυρίως για χαμηλά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους). Για μεγάλη σχετική ακαμψία ανωδομής (δηλαδή σε περιπτώσεις χαμηλού  $E$  εδάφους), ουσιαστικής σημασίας είναι η επιλογή προσομοιώματος αλληλεπιδράσεως για τον σχεδιασμό και όχι η ακρίβεια στον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους. Στις περιπτώσεις υψηλού μέτρου ελαστικότητας εδαφών η συνεκτίμηση της αλληλεπιδράσεως δεν διαφοροποιεί τα αποτελέσματα, λόγω των ασήμαντων διαφορικών καθιζήσεων. Οι σχετικές αποκλίσεις μεταξύ 3D και 2D προσομοιώσεως μειώνονται με την αύξηση του πάχους του συμπιεστού εδάφους θεμελιώσεως, λόγω μεγαλύτερου βάθους επιρροής της απειρομήκουσ λωρίδας με αποτέλεσμα αυξημένες καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις. Σε κάθε περίπτωση, το κατάλληλο εδαφικό προσομοίωμα φαίνεται ότι αποτελεί τον πιο σημαντικό παράγοντα που υπεισέρχεται στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως. Απλουστευτικές αναλύσεις με βάση την παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους δίδουν αποτελέσματα που αποκλίνουν από εκείνα των επιλύσεων βάσει γραμμικώς ελαστικού ιδεατώς πλαστικού εδάφους, ακόμη και για υψηλούς SF, τόσο υπό 3D συνθήκες αλλά και υπό 2D. Οι διαφορές αυτές είναι σημαντικές λόγω των εκτεταμένων πλαστικών ζωνών στα άκρα των θεμελίων που οδηγούν σε αρκετά μικρότερες διαφορικές καθιζήσεις έναντι εκείνων του γραμμικώς ελαστικού εδάφους ακόμη και για  $SF > 2.5$ . Τέλος, ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται στην περίπτωση κυρτής μορφής παραμορφώσεως εδάφους, δηλαδή όταν εκδηλώνονται αρνητικές διαφορικές καθιζήσεις, όπου αναμένεται να συμβεί για χαμηλούς συντελεστές ασφαλείας. Όπως δείχνουν οι μετρήσεις, τα όρια των επιτρεπομένων παραμορφώσεων, θα πρέπει να είναι περισσότερο συντηρητικά έναντι των ορίων που προτείνονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 για την κοίλη μορφή παραμορφώσεως.

Από την διερεύνηση των παραπάνω παραμέτρων σε περιορισμένο αριθμό τύπων πλαισιωτών φορέων συμπεραίνεται ότι η παρούσα διδακτορική διατριβή μπορεί να αποτελέσει έναν οδηγό για τον Μηχανικό προκειμένου να κατανοήσει πως επηρεάζεται ή πως μεταβάλλεται το κάθε μέγεθος που υπεισέρχεται στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως ώστε να επιλέξει την κατάλληλη μέθοδο αναλύσεως. Στο πλαίσιο της διατριβής αποδείχθηκε ότι η σχετική μεθοδολογία που ακολουθείται σήμερα καθώς και τα όρια που προτείνονται από τον EC-7 είναι καθοδηγητικά ενώ σε ορισμένες

περιπτώσεις, όπως π.χ. άκαμπτη ανωδομή, μπορεί να μην ισχύουν. Σε εκείνες τις περιπτώσεις όπου δεν είναι επαρκής η μεθοδολογία, η ακριβής επίλυση, όπως με αριθμητική ανάλυση, φαίνεται αναγκαία. Επίσης, οι διορθωτικοί συντελεστές που εκτιμήθηκαν είναι δυνατόν να εφαρμοσθούν σε τύπους πλαισίων αντίστοιχους εκείνων που εξετάσθηκαν στην παρούσα διατριβή δεδομένου ότι τα αποτελέσματα εξαρτώνται από τον τύπο του φορέα, και όχι σε αποτελέσματα απλών μεθόδων, όπως π.χ. επί ακλόνητων στηρίξεων. Τέλος, διαπιστώθηκε η αναγκαιότητα των 3D αναλύσεων σε όλες τις περιπτώσεις. Ωστόσο, όπου κρίνεται δύσκολη η εφαρμογή τους, μπορούν να πραγματοποιηθούν 2D επιλύσεις με κατάλληλη τροποποίηση των δεδομένων μέσω διορθωτικών συντελεστών για αναγωγή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους προκειμένου να απομειωθούν οι αποκλίσεις από τις 3D συνθήκες.

## ***Investigation of factors affecting differential settlements of shallow foundations and impact assessment***

### **EXTENDED SUMMARY**

#### **I. Introduction**

A major consideration of the design of shallow foundations is the estimation of the expected soil deformations. Foundation design requires sufficient safety factors against soil failure and settlements and differential settlements within allowable limits. According to Eurocode 7, it seems that an average value of the relative rotation or angular distortion  $\beta = \theta \pm \omega = \Delta s/l \pm \omega = 1/500$  is generally acceptable for serviceability limit state (SLS), whereas a maximum value of  $\beta = 1/150$ , above which superstructure damage is observed, should be considered in order to prevent an ultimate limit state (ULS). The assessment of these values, which appear to be acceptable for many purposes, lies in observations of superstructure damages in various types of structure. It is noted that the design criterion should be closely associated with the selection of the suitable calculation method, ensuring the safety and the economic viability of structures. The design of a shallow foundation can be carried out either by the conventional non-interaction analysis, in which the influence of the structural stiffness on the calculation of settlements is neglected and the superstructure is assumed to rest on unyielding support, or by the realistic approach of soil-structure interaction in which superstructure, foundation and soil are considered as components of a single system for analysis and design of the structure and its foundation. The conventional method of analysis is usually performed in order to simplify mathematical models, but it may result in a design that is either unnecessarily costly or unsafe. Therefore, sometimes it becomes imperative to perform soil – structure interaction analysis. The selection of more realistic models for soil behaviour also seems to be very important. Additionally, soil – structure interaction studies usually do not take into account the non-linearity of the soil behavior, which can sometimes lead to a conservative approach of the design. A rational analysis should include actual support flexibility and recognition of the non-linear and heterogeneous nature of the soil, together with non-linear soil-structure interaction effects. This would result in overall stiffness of the soil-foundation-structure system, realistic to the existing conditions. Furthermore, the significant contribution of the numerical analysis, using finite elements or finite differences under 2D or 3D conditions, on the foundation design undoubtedly, should not be forgotten.

## II. Scope of work

The overall scope of the present thesis is to thoroughly investigate the key factors affecting soil-foundation-structure interaction and the developed settlements and differential settlements, considering the general approach of the available acceptance criteria, and to identify possible discrepancies derived when following the traditional requirements for the design of shallow foundations.

The accomplishment of the above objectives is based on:

- A detailed literature survey covering the main topics in the static design of shallow foundations with particular emphasis on the available methodologies used in current practice for the prediction of settlements; on the various methods which perform soil-structure interaction analysis; and on the allowable deformation limits specified by various researchers as well as recommended according to Eurocode 7.
- The execution of 2D finite element analyses for typical cases of independent shallow foundations resting on heterogeneous soils with linear elastic or linear elastic-perfectly plastic behaviour. The aim here is to provide a detailed examination of the effect of soil simulation on the induced settlements, given that there is considerable influence of the soil behaviour on the aforementioned magnitudes.
- A broad parametric investigation performed with the aid of 2D numerical analyses using finite elements, for typical framed structures founded on shallow footings, aimed at identifying the general trends in the variation of the predicted differential settlements and critical forces of the superstructure and foundation resting on homogeneous linear elastic or elastoplastic soils. An intention is to correlate the angular distortion between adjacent footings or the variations of critical forces with the relative rigidity of the superstructure. The main parameters examined are the type and rigidity of the foundation, the simulation of the soil behaviour through the effect of the global safety factor, and the modulus of elasticity of the soil.
- Comparisons between results obtained by 3D and 2D numerical analyses of soil – structure – interaction, using finite element mesh, for typical framed structures founded on a grid of strip footings, in order to detect and discuss possible differences. The main parameters under examination are the relative stiffness of the structure expressed by the variation of the elastic modulus  $E$  of the soil, the simulation of the soil behaviour, and the thickness of the compressible soil layer.
- A parametric investigation performed through a number of 2D and 3D numerical analyses, simulating isolated footings or strip spread footings resting on linear elastic or linear elastic-perfectly plastic soils, in order to define correction factors to eliminate the corresponding differences observed between 2D and 3D results. Hence a real foundation problem could be properly simulated under plane

strain conditions. In this way the complexity often presented in the use of 3D models can be avoided.

- An extensive investigation of the time-dependent soil-structure-interaction effects of multi-storey framed structures which aims to find differences between single-phase and multi-phase simulations and between consolidation process and rapid drainage of soil. The most important parameters under examination are the type and rigidity of the foundation, the stiffness of the superstructure, the compressibility of the soil, and the simulation of the building based on its gradual construction or in only one phase.

### III. Effect of soil simulation on settlements of independent shallow foundations

The selection of appropriate soil models seems to be crucial in designing shallow foundations, since it may drastically affect the development of settlements. The principal cause which activates the interaction mechanism is the development of settlements. Hence, in *Chapter 3*, a detailed parametric investigation is performed through a number of 2D numerical analyses, simulating cases of soil heterogeneity (two-layered soil profiles and single-layered soils whose elastic modulus increases linearly with depth) or cases of homogeneous soils in which plastic zones are developed. The main purpose is to study the effect of soil simulation on the predicted settlements of independent shallow foundations and to identify possible divergences derived when conventional calculation methods are used in current practice. Parametric analyses are carried out for circular or strip shallow footings subjected to uniformly distributed load using the 2D finite element program PLAXIS V.8. A validation of the numerical analyses is performed for circular footings resting on homogeneous soils in order to predict and compare settlements with those calculated by the conventional elastic solutions and DIN 4019.

#### a. Two-layered soils

Circular footings under uniformly distributed load resting upon two-layer soil profiles are considered for the numerical analyses, using the axisymmetric model. Hence only one half of the model is taken into consideration. The effects of various parameters on the settlement response are investigated. These parameters are the rigidity of the footings, the relative thickness of the overlying soil layer, the ratio of elastic modulus ( $E_1/E_2$ ) of the two soil layers and the Poisson's ratio. The intention is to estimate settlements of the non-homogeneous two-layer soil and compare them with the corresponding magnitudes calculated when the stress distribution is assumed in homogeneous soil.

The most important findings are presented in Figure 1 and summarized in the following:

- Accurate simulation of two-layer soil profiles, in which the top layer is stiffer than the bottom one ( $E_1/E_2 > 1$ ), seems to be necessary for the computation of

settlements induced underneath circular footings. The use of a simple conventional elastic analysis may overpredict settlements resulting in an uneconomic design of the foundation.

- The settlement response in two-layer soils, in which the upper layer is more compressible ( $E_1/E_2 < 1$ ), is influenced by the thickness of the top layer and the rigidity of the footing. More specifically, in the case of rigid footings, an increase in the thickness of the top soil seems to decrease the induced settlement. This indicates the minor influence of the bottom layer on settlements so that the soil behaviour tends to that presented in profiles assuming stress distribution in homogeneous soils. In contrast, the smaller the thickness  $z$  is, the greater the influence of the bottom soil layer is, on the development of settlements, demonstrating much higher magnitudes than those derived by conventional analyses. This is obviously attributed to much higher normal vertical stresses developed on the interface between the two soil layers. However, settlements developed below flexible footings (in cases of  $E_1/E_2 < 1$ ) may be reasonably estimated through conventional elastic analyses based on the principle of superposition.

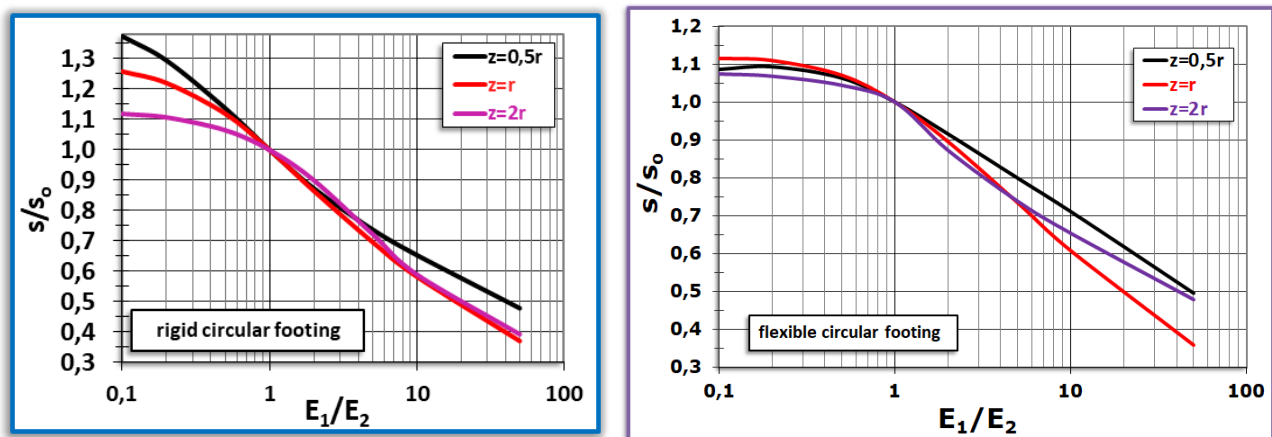


Figure 1: Variation of settlement's ratio versus elastic modulus ratio

**b. Soil profiles considering linear change of elastic modulus**

Analyses are performed for circular footings under axisymmetric load. 2D parametric investigation includes simulations which relied on the soil profiles below:

- i) Heterogeneous single soil layer whose elastic modulus increases in linear proportion with depth according to the equation  $E = E_0 \cdot (1 + f \cdot z/r)$ , where  $E_0$  is the modulus of elasticity at the ground surface,  $f$  is the rate of increase of the elastic modulus,  $z$  is the thickness of the compressible soil layer and  $r$  is the radius of the footing. Typical constant values of Poisson's ratio are assumed for the soil layer.
- ii) Homogeneous soil described by a constant modulus of elasticity  $E = E_0$  and constant values of Poisson's ratio  $\nu$ .

The intention is to compare the settlements estimated according to the above soil models, investigating the effect of the  $f$  rate, the rigidity of the footing, the thickness of the compressible soil and the Poisson's ratio on the development of settlements. The results are presented below:

- The assumption of homogeneous soil in comparison to the actual case, where elastic modulus increases linearly with depth through a constant rate  $f$ , overpredicts settlements, especially for high values of the parameter  $f$  (Figure 2). This difference becomes more intense for large thickness of the compressible soil layer or high value of Poisson's ratio, while it is not affected by the rigidity of the footing.

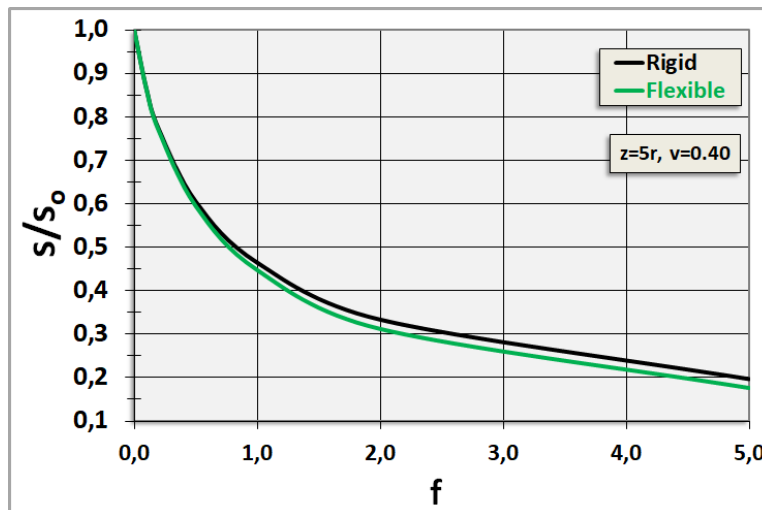


Figure 2: Variation of settlement's ratio versus the rate of increase  $f$

- An extensive investigation of the various rates of increase  $m$  (in MPa/m), confirmed the Gibson's theory, which suggests that the settlements of footings resting on the aforementioned types of heterogeneous soils are practically independent of the size of the loaded footing, even in cases of very low rates  $m$  (Figure 3).

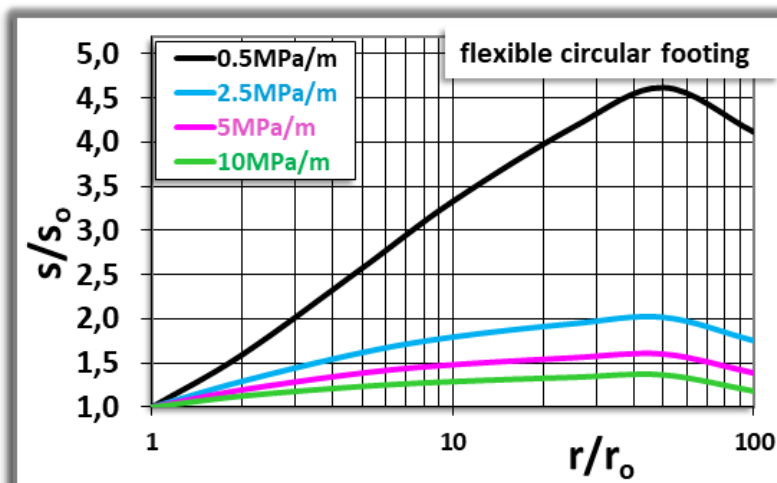
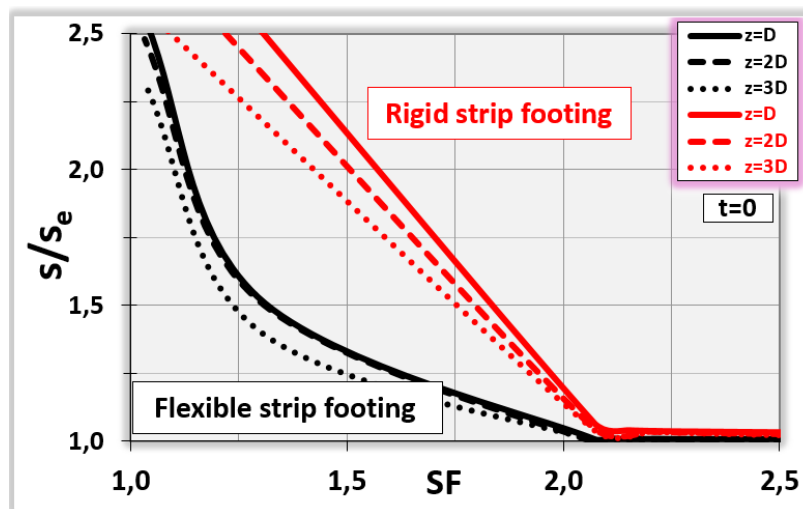


Figure 3: Variation of settlement's ratio versus ratio  $r/r_0$  for flexible circular footing

### c. Development of plastic zones in homogeneous soils

Assessing the effect of the development of plastic zones on settlements of spread foundations, several factors are investigated in cases of circular or strip footings subjected to uniformly distributed load. These factors are the thickness of the compressible soil layer, the stiffness of the footing, the embedment of the footing, the factor of safety (SF) and the type of the soil (purely cohesive or cohesionless). The determination of the safety factor is based on the reduction of the strength parameters of the soil, the friction angle  $\phi$  and the cohesion  $c$ , or the increase in the loading. Soil is simulated either as linearly elastic, determined by  $E$ ,  $\nu$  parameters, or as linearly elastic-perfectly plastic medium according to Mohr-Coulomb's failure criterion. The analyses attempt to provide comparisons between the corresponding settlements. The main findings are summarized below.

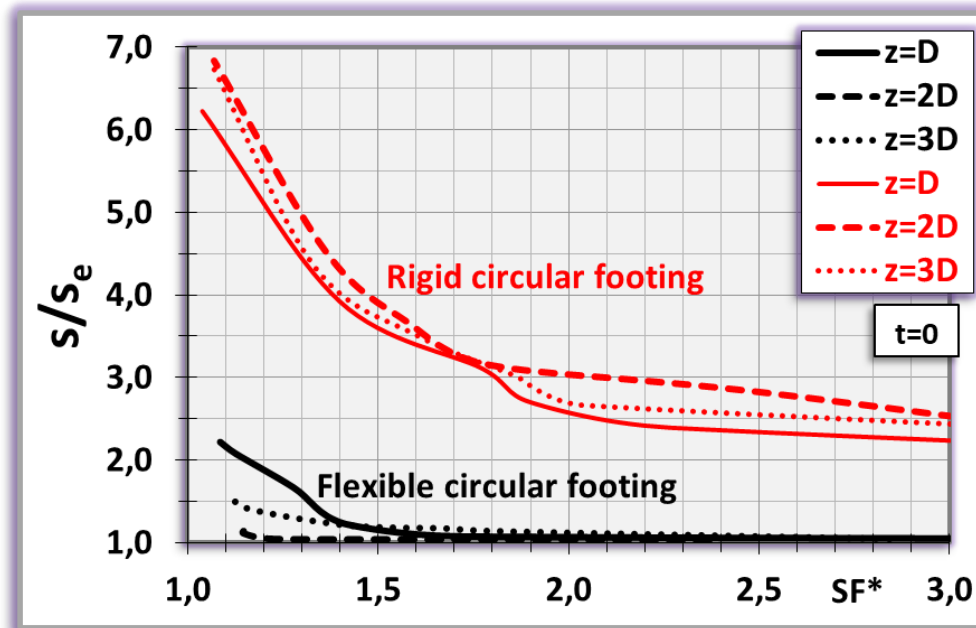


**Figure 4:** Variation of settlement's ratio on cohesive soils versus safety factor for strip footings

- Major differences between the corresponding results achieved by the above two soil models, linear elastic or Mohr-Coulomb elastic-plastic in the case of purely cohesive, are presented in cases of low SF values ( $SF < 2.0$ ) with much lower settlements according to linear elastic soil model, depending on the rigidity and the embedment of the footing, the thickness of the compressible soil layer (Figure 4). Increasing the thickness of the soil layer, a considerable reduction is observed on the estimated settlements, which is attributed to lower contact pressures. It should also be noted that an increase in the embedment depth or an increase in the rigidity of the footing increases the aforementioned divergence derived when linear elastic analyses are performed. However, the linear elastic assumption for the prediction of settlements in cohesive soils seems to compare well with the linear elastic perfectly plastic one, when the safety factor is higher than 2.
- In cases of purely cohesionless soils, settlements are estimated much higher than those calculated according to linear elasticity even for high SF values ( $SF > 3.0$ ),



especially below rigid footings, due to the high stress concentration at the centre of the footings which causes extensive plastic deformation zones (Figure 5).



**Figure 5:** Variation of settlement's ratio on cohesionless soils versus safety factor for circular footings

#### IV. Effect of soil-structure interaction on differential settlements and critical forces of framed structures under 2D conditions

The aim of *Chapter 4* is to identify the general trends in the effects of key parameters on the soil–foundation–structure interaction. All conventional and interaction analyses are carried out by means of the 2D finite element program PLAXIS V.8. The broader research includes single-storey to four-storey framed structure models consisting of 2 or 5 spans ( $l=5m$ ), subjected to typical loads. The total length of the frame is  $L=5 \cdot l=25m$  and the uniformly distributed load applied on the plate of each floor is  $q=15kN/m^2$ . The detailed parametric study is conducted by varying the relative stiffness of the superstructure determined by the factor  $R_b = \sum E_b x J / E x l^3$ , which is actually the sum of the rigidities of all floors, representing the relation between the stiffness of the superstructure and the stiffness of the soil, based on corresponding conventional coefficients concerning mainly the relative stiffness of the foundation and the soil, where  $E_b$  is the modulus of elasticity of the concrete,  $J$  is the moment of inertia of the beam,  $E$  is the elastic modulus of the soil and  $l$  is the span length of the frame. Two types of shallow foundation are examined: a) isolated footings (or longitudinal strip footings) and b) raft foundation (or cross strip footing), aimed at investigating their effects on the interaction problem. The relative stiffness of the raft foundation is considered by the factor  $R_F = E_b x J / E x L^3$ , where  $J$  is its moment of inertia and  $L$  is its total width. Individual footings are simulated with rigid plates

and foundation slab with thickness  $d_f$  or  $d_r$  in the case of flexible or quite rigid, respectively. All structural elements are simulated with linear beam elements. Considering the engineering practice, the equivalent thickness of the beams of the frames,  $d$ , was calculated according to the height of the beams and the spacing between the frames, for several cases of equivalent beam stiffness (flexible, mid-flexible, rigid).

The soil is treated as: a) a homogeneous, isotropic, linearly elastic continuum described by the elastic modulus  $E$  and the Poisson's ratio  $\nu$ , b) linearly elastic perfectly plastic medium according to Mohr-Coulomb's failure criterion in the case of purely cohesive or purely cohesionless, or c) non-homogeneous single soil layer whose elastic modulus increases linearly with depth. Since the deformability of the soil has perhaps the most important influence on the interaction problem, a wide range of values of the elastic modulus  $E$  of the soil were considered in the parametric analyses. It should also be noted that conventional analyses do not take into account soil – structure interaction, which means that displacements and rotations of the foundation are negligible. This case was approached by considering extremely high values of the elastic modulus of the soil, which are related to practically “uncompressible” soil's behaviour.

The effect of soil-structure interaction on the developed differential settlements  $\Delta s$  between two adjacent columns and on the critical forces of the structure is thoroughly investigated. The magnitudes of maximum rotation ( $max\vartheta$ ) and maximum relative rotation or angular distortion ( $max\beta$ ) are equal, since the frames and their loadings are symmetrical. The main purpose of this investigation it to find out in which cases interaction analyses are important or in which cases conventional non-interaction analyses could be performed providing accurate results.

**a) Evaluation of differential settlements in homogeneous soils**

- In the case of perfectly flexible superstructure and foundation, which is in fact an hypothetical case, settlements  $s$ , differential settlements  $\Delta s$  and rotations  $\Delta s/l$ , would be practically inversely proportional to the elastic modulus  $E$  of the soil. In this case, these values would be significantly influenced by the variation of the elastic modulus  $E$ . The above theoretical magnitudes of  $\Delta s/l$  are strongly reduced when superstructure's rigidity increases due to the interaction mechanism. In cases of flexible or semi-flexible superstructures supported on isolated footings, the developed rotations are highly influenced by the elastic modulus  $E$  of the soil (Figure 6). Flexible superstructures resting on very soft soils experience relative rotations larger than the recommended limiting value of  $1/500$  according to Eurocode 7, which is considered acceptable for many structures, or even values of rotations above the ultimate limit state, which is responsible for the onset of structural damage. On the other hand, the magnitudes of differential settlements and rotations induced on

very stiff soils do not seem to be practically affected by the rigidity of the superstructure.

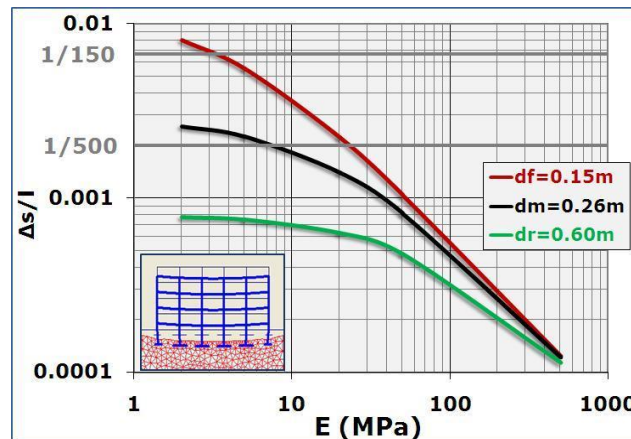


Figure 6: Effect of soil modulus on the relative rotation  $\beta=\theta$  of isolated footings

- It is indicated that the compressibility of the soil mass in close relation to the stiffness of the superstructure plays major role in the performance of the frame-foundation-soil system.
- The development of differential settlements underneath isolated footings supporting frames with high relative stiffness seems to vary significantly depending on the number of spans and in a lesser extent on the number of storeys, as depicted in Figure 7.
- The behavior of frames supported on flexible mat foundations tends towards the behaviour of those founded on isolated footings.

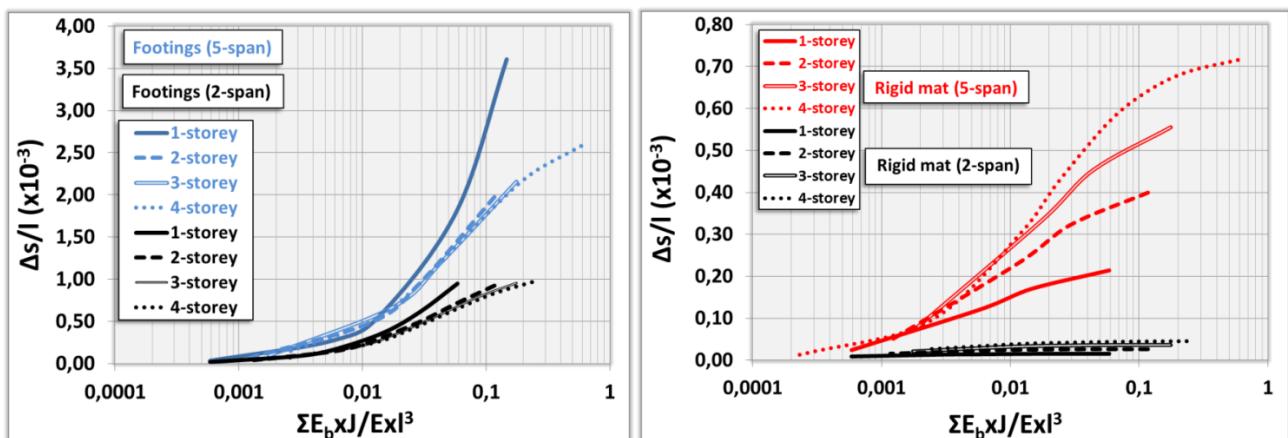
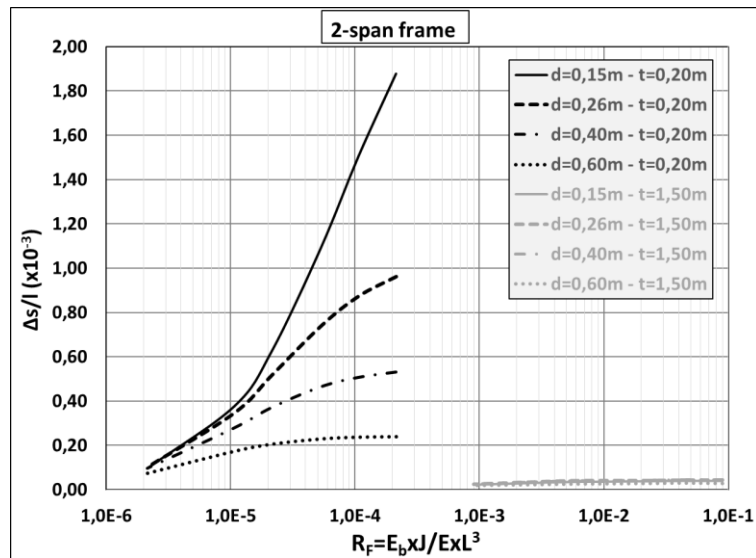


Figure 7: Variation of the rotation versus relative stiffness of the superstructure

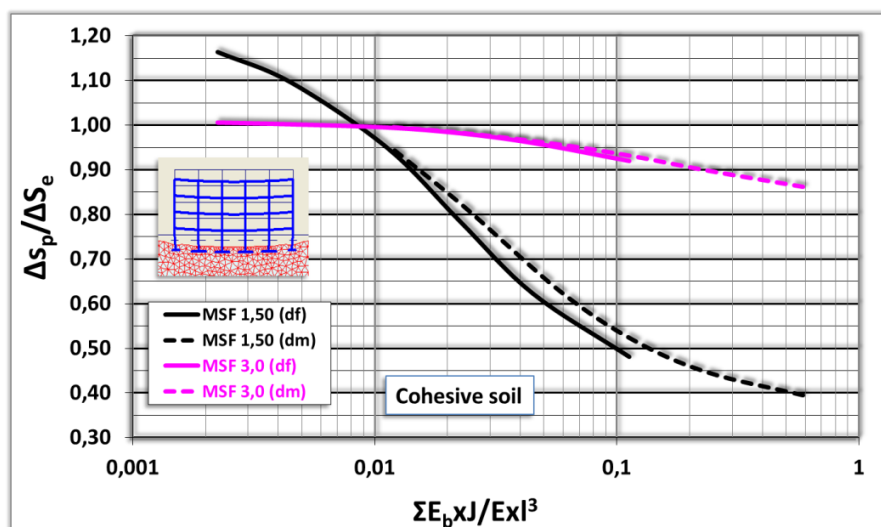
- Differential settlements of mat foundations are significantly influenced both by the relative rigidity factor  $R_b$  and the relative stiffness of the foundation  $R_F$  (Figures 7 and 8). In case of rigid raft foundation, differential settlements are almost negligible even for high  $R_b$  values. In case of flexible foundations (footings or flexible raft foundation with values of  $R_F < 10^{-4}$ ), large differential settlements are developed,

which are drastically reduced with the increase in the stiffness of the superstructure, due to the redistribution of stresses.

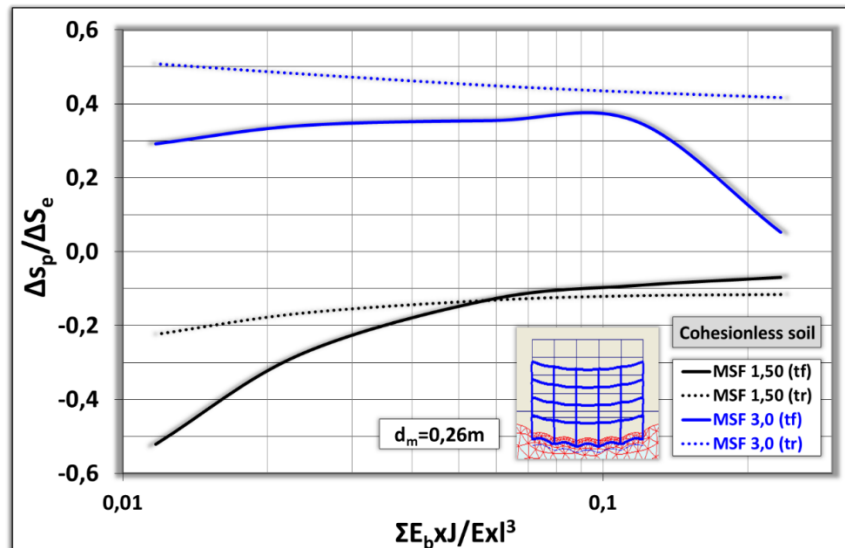


**Figure 8:** Variation of the rotation of raft foundation versus relative stiffness of the foundation

- According to linearly elastic perfectly plastic soil model for cases of cohesive soils, plastic zones are extended at the edges of the foundation, especially in rigid foundations, in cases of low shear strength values; hence an appreciable amount of increase is profound in the corresponding settlements, consequently reducing differential settlements, as expected. Thus, the dimensionless ratio  $\Delta s_p / \Delta s_e < 1$  drastically decreases mainly as the global safety factor decreases or as the relative stiffness of the superstructure increases for values of approximately  $R_b > 0,02$  (Figure 9). Differential settlements beneath rigid raft foundation are reduced as a result of the stress distribution, but they do not seem to depend upon the rigidity of the superstructure.



**Figure 9:** Variation of the rotation versus  $R_b$  factor in the case of isolated footings



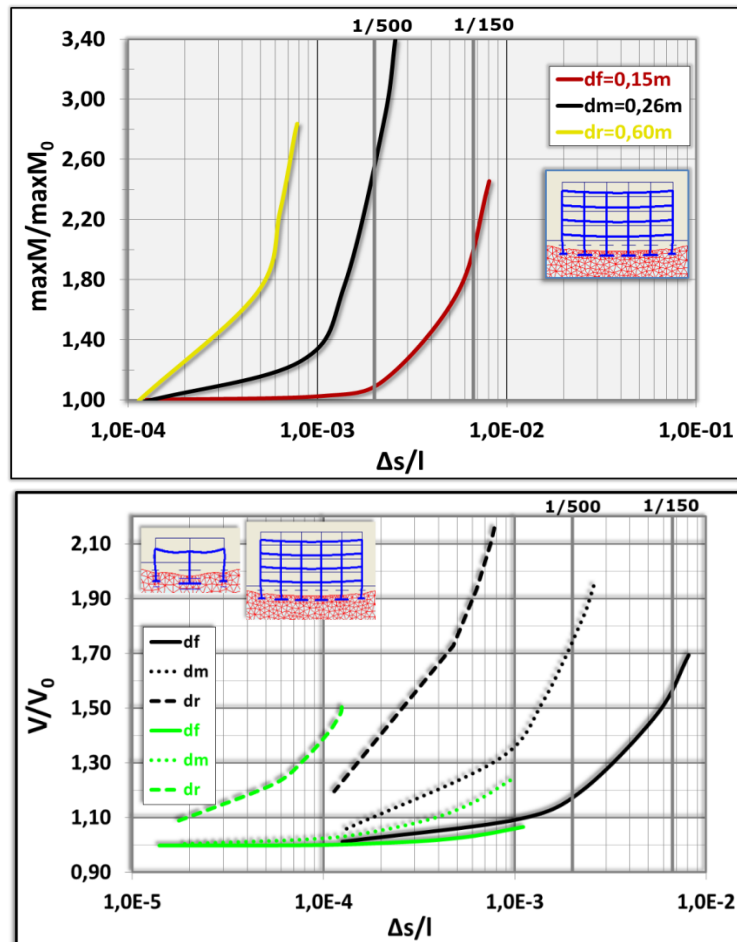
**Figure 2:** Variation of the ratio of differential settlements versus  $R_b$  factor in case of raft foundation

- Divergences between linear elastic and elastoplastic soil models are profound in the case of purely cohesionless soils, as illustrated in Figure 10, especially concerning raft foundations, even for high values of the global safety factor (SF). This is attributed to much larger plastic deformation zones developed at the edge of the foundation, than in purely cohesive soils, which result in negative differential settlements, for low SF values.

#### **b) Response of the superstructure and the foundation in homogeneous soils**

Parametric analyses are carried out for flexible, semi-flexible and rigid frames supported on flexible or quite rigid foundations. The symbols  $M_0$  and  $V_0$  represent results derived by conventional analyses of frames assuming unyielding supports. The main concepts here are the evaluation of possible divergences in the results between interaction and non – interaction analyses and the assessment of the impact of an unsuccessful selection of the elastic soil modulus  $E$ . The results can be summarized as follows:

- Soil-foundation-superstructure interaction could be omitted in cases of flexible superstructures (indicatively  $R_b < 0,009$ ) or rigid foundations (indicatively  $R_f > 10^{-3}$ ). Interaction analyses seem to be indispensable in cases of flexible foundations.
- Bending moments and axial forces of rigid framed structures display more critical redistributions than those calculated in cases of flexible superstructures. These redistributions are observed even when developed rotations (or relative rotations) are much lower than  $\beta = 1/500$  (SLS), as illustrated in Figure 11.
- On the contrary, flexible frames present significant redistributions of bending moments and axial forces when large relative rotations take place, higher than  $\beta = 1/150$  (SLS).



**Figure 11:** Variation of critical forces versus rotation of isolated footings

- The advantage of small differential settlements induced in rigid foundations is evident, although large bending moments are generally developed in the foundation. A decrease in the relative stiffness of the foundation slab drastically decreases its bending moments. A uniform correlation is clearly presented among the values of the relative rigidity factor referring to the raft foundation.
- Since there is no effect of the number of floors on the redistribution of critical forces, except for the case of the single-storey building, these magnitudes could be expressed in the form of polynomial or exponential equations, as depicted in Figure 12, concerning support moments of the beam element at the 1<sup>st</sup> storey level.
- Comparisons of the results between linear elastic and elastoplastic soil models show substantial differences in the corresponding bending moment's values in cases of flexible foundations, crucially affected by the global safety factor. For low values of the global safety factor, the calculated ratio  $M_p/M_e$  drastically decreases with the increase in the total relative rigidity factor of the superstructure, when  $R_b > 0,02$  approximately, as a result of the variation of  $\Delta s_p/\Delta s_e$  ratio.

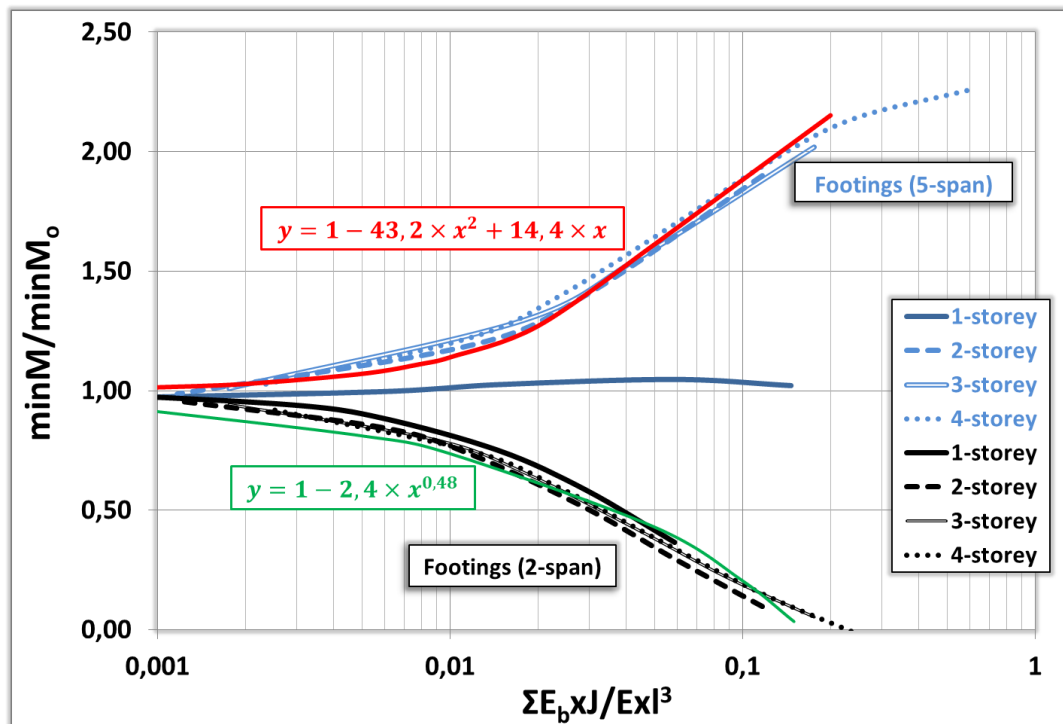


Figure 12: Mathematical expressions of bending moment's ratio (support position) versus the relative rigidity factor  $R_b$  in the case of isolated footings

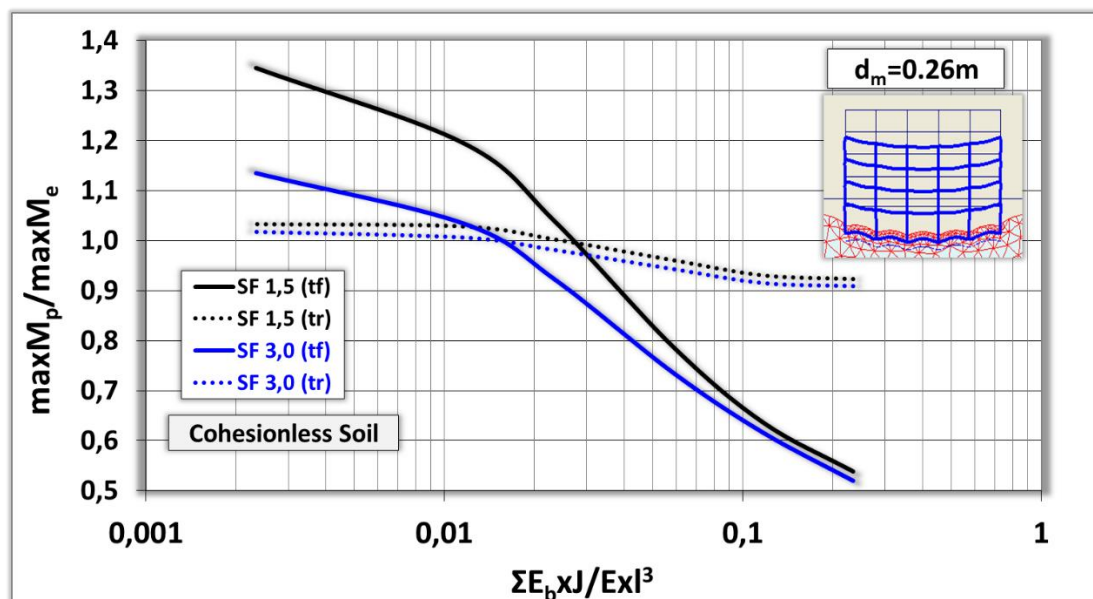


Figure 13: Variation of bending moment's ratio (span position) versus  $R_b$  for raft foundations

- The effect of plastic zones developed in purely cohesionless soils on the critical forces of the superstructure is more intense than in purely cohesive soils, even for high values of the global safety factor. This is profound as the stiffness of the frame increases, as expected, consequently causing higher settlements at the edges of the foundation than in the centre. Therefore the developed rotations (or



relative rotations) are much lower than the corresponding ones taking place in the case of flexible superstructures. As a result of this plastic deformation mechanism, a further redistribution of bending moments and axial forces of the superstructure is activated. Figure 13 is a diagram illustrating an indicative variation of the critical forces ratio versus the  $R_b$  parameter, that depicts the significant differences in case of flexible raft foundation even for high SF values.

**c) SSI analyses in heterogeneous soils**

Parametric analyses are carried out for heterogeneous soils whose elastic modulus increases linearly with depth according to the equation  $E = E_0 + m \cdot z$ , where  $E_0 = 500 \text{ kPa}$  is the elastic modulus at the ground level,  $m$  is the rate of increase ranging from  $0,5 \text{ MPa/m}$  to  $10 \text{ MPa/m}$  and  $z$  is the thickness of the soil layer which is taken equal to  $2 \cdot L = 20 \text{ m}$ . To simplify the problem in hand, all analyses are performed for the single-storey frame building consisting of 2 spans ( $l = 5 \text{ m}$ ) supported on isolated footings. Two constant values of Poisson's ratio are examined for the soil layer,  $\nu = 0.495$  or  $\nu = 0.30$ , in order to investigate its effect on the development of differential settlements. The effect of the superstructure stiffness on the differential settlements and critical forces of the frame is also examined through a wide range of values. The footings are assumed to be placed at the ground surface or at  $1 \text{ m}$  depth below the ground surface. The results from the above analyses were compared with the corresponding ones achieved from analyses considering homogeneous soils with an equivalent modulus of elasticity.

Increased  $m$  rates drastically reduce relative rotations taking place in quite flexible superstructures, whereas in rigid superstructures the small differential settlements do not seem to significantly change with respect to different  $m$  rates, as shown in Figure 14. Hence, the effect of the superstructure stiffness is evident in cases of small  $m$  values (lower than almost  $4 \text{ MPa/m}$ ). It seems that soil-structure interaction (SSI) analysis is more necessary in cases of low  $m$  rates of elastic modulus, having considerable impact on the bending moments of the superstructure.

In such cases the conventional non-interaction analyses may mislead the estimation of the critical forces of the superstructure. These results are influenced by the stiffness of the superstructure. SSI analysis seems to be essential for the assessment of the above magnitudes in cases of semi-rigid and rigid superstructures, as shown in the representative diagram in Figure 15. The same conclusion has been already drawn in the previous parametric analyses concerning homogeneous soils. The embedment depth of the footings also plays an important role on the redistribution of bending moments. Precisely, the difference between interaction and non interaction analyses becomes larger as the embedment depth increases.



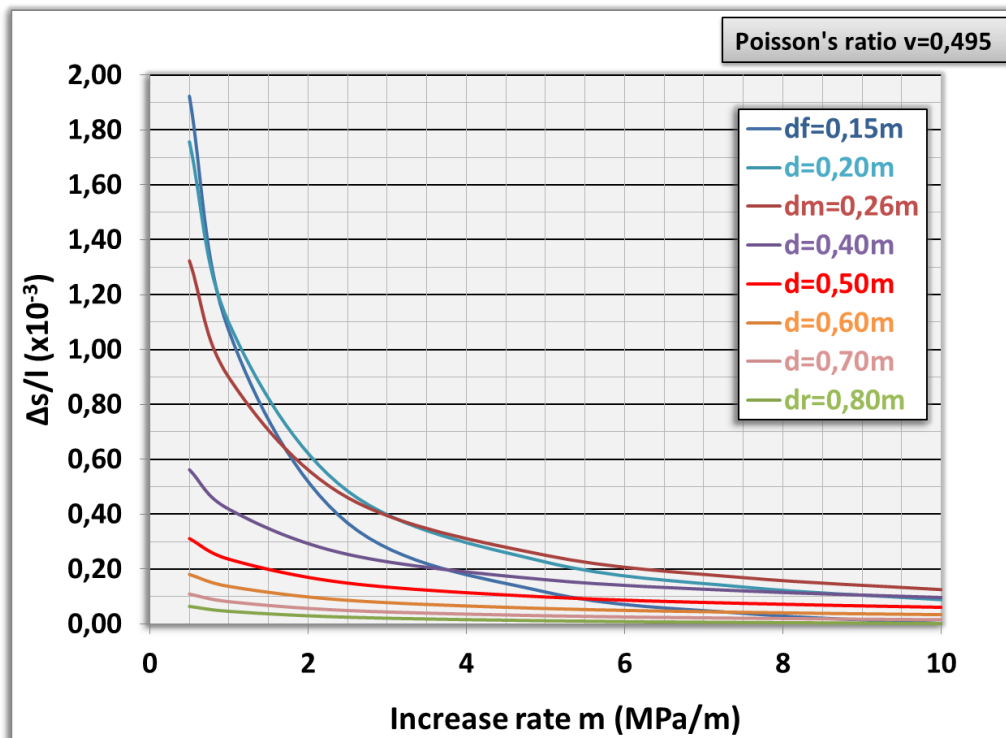


Figure 14: Variation of rotation versus variation of m rate for different superstructure's stiffnesss

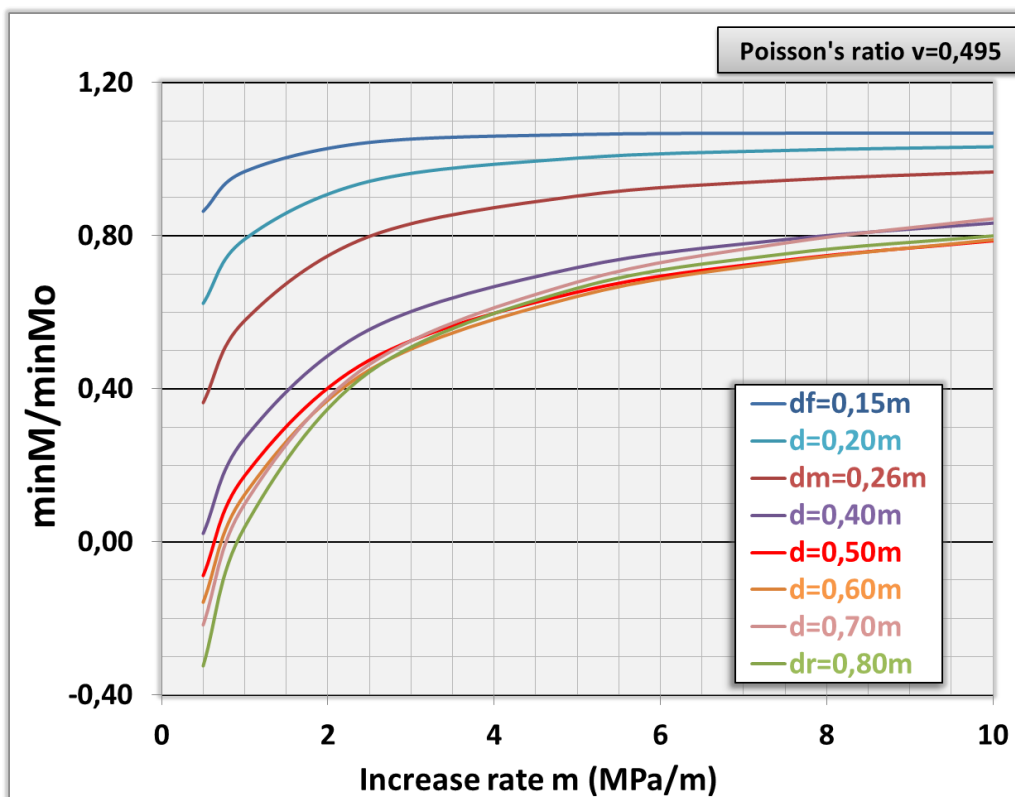


Figure 15: Variation of bending moment's ratio (support) versus m rate for different superstructure's stiffnesss

The differential settlements of the examined heterogeneous soil profiles are much lower than those calculated for the homogeneous soil assuming an equivalent constant modulus of elasticity. Furthermore, there is considerable effect of Poisson's ratio on the developed relative rotations presenting larger values in the case of  $\nu=0,30$  than in the case of  $\nu=0,495$ , attributed to the dependence of vertical stresses on the Poisson's ratio in cases of heterogeneous soils, which does not apply in homogeneous soils.

## V. Time-dependent soil – structure interaction

The scope of this study presented in *Chapter 5* is to investigate the time-dependent soil – structure – interaction problem considering the variation of the structure's relative rigidity versus time through multi-phase analyses as well as taking into account the consolidation settlements. To avoid addressing additional uncertainties in the multiparametric interaction problem, 2D finite element simulation, taking into account the consolidation process or drained conditions, is employed to describe soil – structure interaction system. The numerical investigation of the consolidation phenomenon involves the stepwise loading of the subsoil due to construction. Immediately after the construction of each storey (zero time), immediate settlement occurs and water slowly flows away the soil pores, due to low permeability. Finally, after the completion of the whole construction, excess pore water pressure dissipates resulting in the development of total settlements (immediate and consolidation settlements).

The numerical analyses are carried out by means of the 2D finite element program PLAXIS V.8. Results derived for a five-storey framed building of two spans with 5m length each, assuming a representative medium stiffness, resting on mat or isolated footings, are presented. All structural elements of the frame and the foundation are simulated with linear beam elements. Individual footings are simulated with rigid plate of specific thickness (external footings width=1.5m, internal footing width=3.5m), whereas foundation slab respectively with its actual thickness  $t$ . Three cases of flexibility for the foundation slab, very flexible ( $t_f=0.20\text{m}$ ), semi rigid ( $t_m=0.70\text{m}$ ) or quite rigid ( $t_r=1.50\text{m}$ ) are studied, according to the rigidity criteria proposed by Hetenyi (1946) and Vesic (1961), on the basis of  $\lambda$  term, in which:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k \cdot b}{4E_b \cdot J}}$$
, where  $k$ : modulus of subgrade reaction,  $b$ : foundation width,  $E_b$ : Young modulus of the concrete material of the foundation and  $J$ : moment of inertia. The required material properties assigned for the linear beam elements are the flexural stiffness  $E_b \cdot J$  and the axial stiffness  $E_b \cdot A$  ( $A$ : cross sectional area per m beam). The rigidity of the superstructure or foundation depends on the thickness of the structural elements. The foundations are placed 1m below ground surface. Presence

of water table is assumed at the foundation level. Closed ground water flow and consolidations boundaries are chosen. Between the foundation and the soil, interface elements are assumed. 15-node soil elements were selected, and the corresponding interface elements were defined by five pairs of nodes. For the thickness of these elements the default value of the virtual thickness factor 0.1 was applied. In the case of linearly elastic soil medium the properties of the interface elements were considered like those of the soil, except for Poisson's ratio ( $\nu_i=0.45$ ). In the case of elastoplastic soil model no reduction of  $c_u$  along the interface was taken into account, therefore the soil properties and the interface elements were the same (except for the Poisson's ratio). The interface elements permitted both separation and slip. However, the Mohr-Coulomb criterion was used to distinguish between elastic behaviour, where small displacements can occur within the interface, and plastic interface behaviour when permanent slip may occur (depending on the shear stresses and interface shear strength). Nevertheless, neither separation nor slip were observed, due to small eccentricities of the resultant loads on the foundations and the very low horizontal components. The compressible layer is assumed with thickness  $z$  which is considered with specific value. The underlying soil layer is assumed as perfectly incompressible.

The main parametric analyses are conducted for homogeneous soil with linear elastic –perfectly plastic behaviour according to Mohr-Coulomb's criterion as purely cohesive with constant undrained shear strength  $c_u=50\text{KPa}$  ( $\phi=0$ ). These analyses result in total safety factor value against soil failure  $SF=3.75$  obtained by the process of  $\phi$ - $c$  reduction, so that results cannot not be affected by the shear strength behaviour. Since the deformability of the soil has an important influence on the interaction problems, representative values of elasticity soil modulus  $E$  are included in the parametric analyses ( $E=3\text{MPa}$  to  $E=50\text{MPa}$ ). Analyses considering linear elastic soil idealization are also performed to investigate if the corresponding results are influenced by the soil simulation. Three types of analyses are conducted:

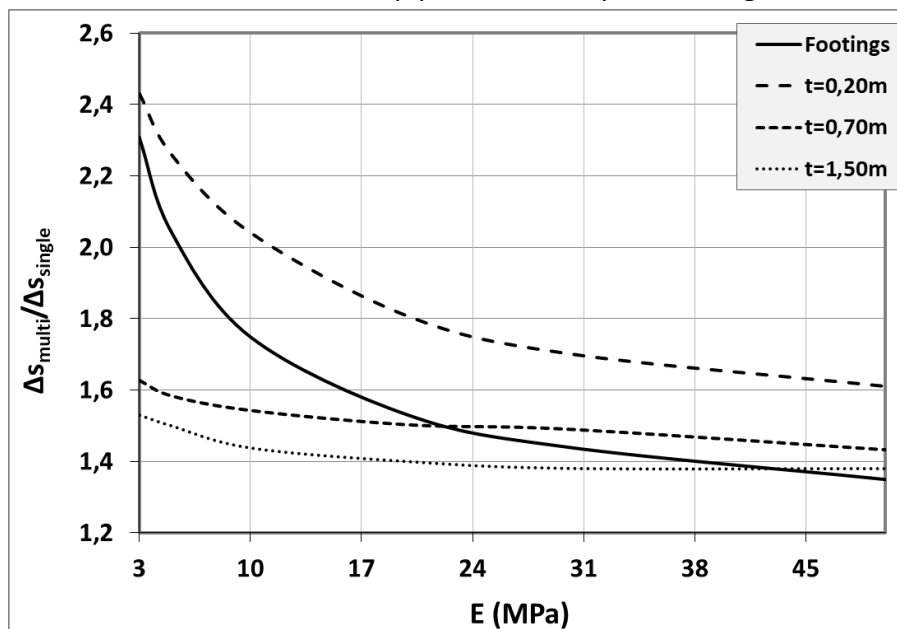
- **Multi-phase simulation considering consolidation:** The calculation process consists of 6 construction phases defined in the staged construction mode of the Plaxis calculation program. In the first calculation stage both the foundation and the first floor of the frame are activated. During this phase a construction period (time interval) of 20 days, within which consolidation also occurs, is introduced to allow the excess pore pressures to dissipate. The second construction phase consists of the activation of the second floor of the frame, introducing another construction period of 20 days. Similarly, in the next three phases (3, 4 and 5) the next floors (3<sup>rd</sup>, 4<sup>th</sup> and 5<sup>th</sup>) are gradually activated, respectively, inserting construction periods of 20 days, from which the final settlements might be defined. The consolidation analyses include the development of both consolidation and immediate settlements. The last (6<sup>th</sup>) phase is again a consolidation analysis to a minimum pore water pressure which

is introduced with an estimated value of  $\min \Delta u = p = 1 \text{ kN/m}^2$ . Representative values of the permeability coefficient  $k$  are selected with  $k_v = k_h = 10^{-8}, 10^{-7}, 10^{-6} \text{ cm/sec}$  (or  $k_v = k_h = 10^{-5}, 10^{-4}, 10^{-3} \text{ m/sec}$ ).

- **Multi-phase simulation considering drained conditions:** The calculation procedure consists of 5 construction phases. In the first calculation stage both the foundation and the first floor of the frame are activated. Immediate pore water dissipation is assumed, that is pore water pressures are practically ignored (Rapid drainage). In the next phases the next floors of the frame are gradually activated.
- **Single-phase simulation considering drained conditions:** The foundations and the superstructure are simultaneously activated in only one construction stage assuming that water rapidly drains from the soil.

The most important findings derived by the above analyses are the following:

- The results obtained by the conventional design procedure involving single-phase simulation of a multi-storey frame building are significantly different from those based on the detailed multi-step process, as depicted in Figure 16.



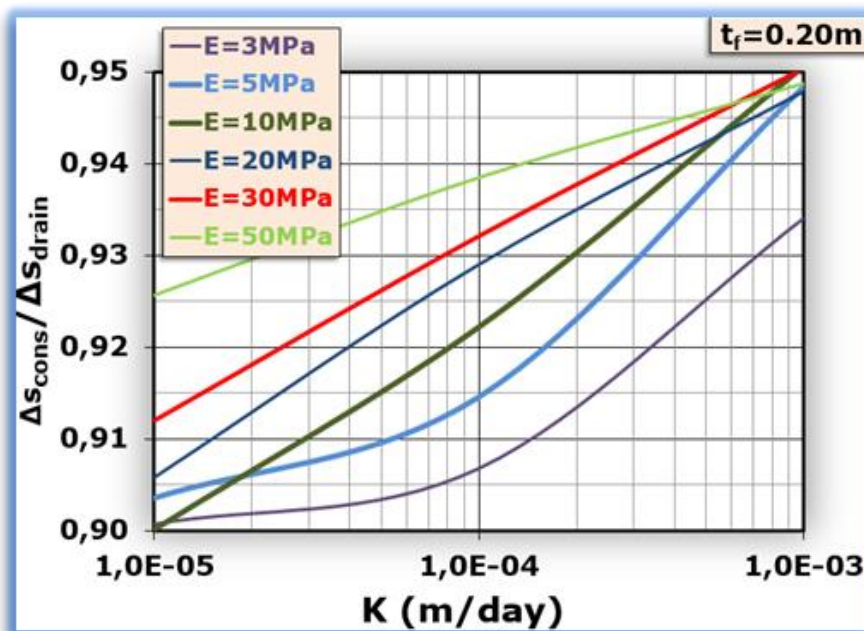
**Figure 36:** Comparison of differential settlements between single and multi-phase

- It is obvious that the progressive increase in the superstructure's stiffness through the construction of each storey level results in large differential settlements due to much larger settlements beneath the centre of the foundation than at the edges. On the other hand, the total load, applied to the foundation elements, from the entire frame constructed in only one phase, causes significant redistribution of pressures which increase settlements at the edge of the foundation and therefore reduce the differential settlements. Other major parameters affecting these differences are the rigidity of the foundation and the elastic soil modulus  $E$ . The above differences decrease as the stiffness of the foundation or the modulus of

elasticity of the soil increases. Consequently, there is significant effect of the aforementioned differences on the response of bending moments of both the superstructure and the foundation. Despite that the analyses dealt with saturated clay soil, it is certain that exactly the same conclusion would still apply in cases of cohesionless soils (which is not actually investigated herein but no consolidation problem could arise).

➤ The multi-phase design analyses assuming drained conditions, could predict differential settlements and critical forces of the structure with an acceptable degree of accuracy in cases of rigid foundations.

➤ The multi-phase design procedure involving drained conditions may overestimate differential settlements or bending moments of the superstructure in cases of flexible foundations, depending on the permeability coefficient  $K$  and the compressibility of the soil (Figure 17). For low values of the coefficient  $K$  it seems that it takes a period of time for the consolidation settlements to be fully developed after the construction of each storey which means that the dissipation of excess pore water pressure is faster at the edge of the foundation than at the center. Hence, it is found that  $\Delta s_{cons} < \Delta s_{drain}$ , consequently affecting the magnitude of bending moments of the superstructure. However, this is not observed for high values of  $K$  coefficient, where the speed of dissipation of excess pore pressures is almost the same beneath all positions of the foundation. Thus, in such cases, the analyses assuming rapid drainage of soil could provide similar results with those achieved by consolidation analyses. Corresponding conclusions are drawn for the effect of the elastic modulus  $E$  of the soil on the above differences.



**Figure 17:** Comparison of differential settlements between undrained and drained conditions

## VI. 2D and 3D Interaction analyses of independent shallow foundations

Considering the various uncertainties coupled with difficulties involved in the use of 3D analyses of geotechnical problems, there is need for studying the applicability of simpler 2D models, whereas in fact they cannot always provide reliable and accurate predictions of footing settlements. The scope of Chapter 6 is to investigate the possible differences from employing plane strain conditions for the design of shallow footings in order to simplify the problem at hand. Analyses are carried out for independent rigid square footings or strip footings (flexible or rigid), of width  $b$  and axial distance  $S$ , identical equally loaded by means of three dimensional (PLAXIS 3D Foundation) or two dimensional finite element (PLAXIS V.8) models. For this purpose, interaction factors are defined according to the predicted settlements and comparisons are made between results obtained under 2D and 3D simulations. The effects of the axial spacing, the relative thickness of the compressible soil layer, the layout of the footings and the safety factor against soil failure on the settlements are thoroughly examined. Since the results are presented in a nondimensional form, the magnitudes of the width  $b$  and the distributed load  $p$  are of minor importance. The foundation under two dimensional analyses is simulated correspondingly with elongated rectangular plate of appropriate relative rigidity values which correspond to flexible or quite rigid. The new adjusted uniform load is  $p'=pb/S$ . The soil below the foundation is simulated according to two models: **a)** Homogeneous, isotropic, linearly elastic continuum with parameters  $E=20\text{MPa}$  and  $\nu=0.30$ , or **b)** Linearly elastic perfectly plastic soil model according to Mohr-Coulomb's failure criterion. Results from analyses concerning purely cohesive clayey soils with undrained shear strength value  $c_u=40\text{KPa}$ , are presented. The values of the safety factor against soil failure are chosen either relatively high or low, estimated under 3D simulation, based on the applied load  $p$ .

Interfaces consist of interface elements. 15-node soil elements were selected herein and the corresponding interface elements were defined by five pair of nodes. In the case of linearly elastic medium the properties of the interface elements were considered like those of the soil, except for Poisson's ratio ( $\nu_i=0.45$ ). In the case of elastoplastic soil model according to Mohr-Coulomb's failure criterion the value of the strength reduction factor  $R_{\text{inter}}=1.0$  was chosen. The effects of the thickness  $z$  of the soil layer and the axial distance  $S$  between adjacent footings on the developed settlements are investigated considering various cases of relative thickness  $z/b$  ranging from 1 to 10, and different cases of normalized axial spacing  $S/b=1$  to 5. Different cases concerning the number of the footings  $n$  designed are also examined. In order to verify the numerical results, additional finite element analyses were performed for independent shallow footings (square footings under 3D conditions and strip infinite footings under 2D conditions) and the calculated settlements were

compared with those estimated by the solutions presented for stiffness coefficients

$$K_v = \frac{4,54Gb}{1-\nu} \left( 1 + 1,3 \frac{1,13b}{H} \right) \text{ (for square footings – 3D simulation) and}$$

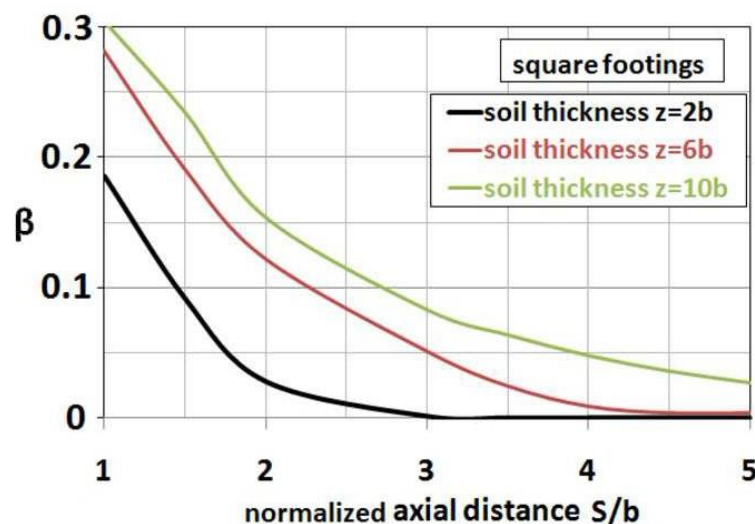
$$K_v = \frac{0,73G}{1-\nu} \left( 1 + 3,5 \frac{b}{H} \right) \text{ (for strip footings – 2D simulation). Comparisons showed}$$

good agreement with  $\frac{K_v}{K_{vF.E.M.}} = 0,95 - 1,04$ , where  $K_{vF.E.M.} = \frac{pA}{s}$ ,  $p$ : the applied load,

$A$ : the surface of the footing,  $s$ : the calculated settlement.

Results from the parametric analyses concerning rigid square or strip footings simulated under 3D conditions concerning interaction factor  $\beta$  are the following:

✓ The values of the interaction factor  $\beta$  are significantly affected both by the thickness of the compressible soil layer and the axial distance between the footings. As shown in Figure 18, in the case of square footings the interaction factor  $\beta$  takes values between 0 and 0.30. It is obvious that  $\beta$  decreases with the increase in the normalized axial distance. For relative axial distances  $S/b > 4$ ,  $\beta$  generally tends to zero, which means almost unimportant interaction between the footings. It is also noted that the increase in the thickness  $z$  increases the interaction between the footings, as expected.



**Figure 18:** Variation of interaction factor  $\beta$  versus normalized axial distance in the case of square footings

✓ In the case of strip footings the values of the interaction factor  $\beta$  are calculated comparatively higher than those for the case of square footings. For values of the relative axial spacing  $S/b > 5$ , there is almost no interference. The effect of the thickness  $z$  is more intense in the case of strip footings obviously due to the larger zone of influence compared to that of the square footings. However, the corresponding analyses assuming small thickness  $z$  of the soil layer provide results demonstrating good agreement with those derived by the analyses of square footings, in which interaction is negligible ( $\beta=0$ ) for much smaller normalized axial distance ( $S/b > 2$ ).



The outcomes of the comparisons between the corresponding settlements obtained under 2D and 3D models are summarized below:

✓ Under 3D simulation, maximum or minimum settlements are measured below the central footing or its adjacent, respectively, whereas the magnitudes of interest under 2D conditions are the maximum settlements. It is generally noticed that 2D analyses tend to underestimate settlements. This underestimation should be attributed to the increased contact pressures developed beneath square footings because of the higher applied load rather than the adjusted one applied on the infinite plate of the 2D model, the interference between the footings and the zone of influence. In cases of large thickness of the compressible soil layer, settlements under 2D conditions increase due to the large depth of influence, resulting in less difference between 2D and 3D analyses. To improve the accuracy of the predicted settlements of footings when 2D analyses are performed, a correction factor  $\alpha$  should be introduced to appropriately adjust the elastic modulus of the soil  $E_{(3-D)}$ , where applicable, according to the relation:  $E_{(2-D)} = \alpha * E_{(3-D)}$ . Results are presented in the diagram on Figure 19 illustrating the variation of the correction factor  $\alpha$ , determined according to the discrepancy presented between settlements  $s_{(3-D)}$  and  $s_{(2-D)}$ , versus the relative thickness of the compressible soil layer  $z/b$ .

✓ It is clear that in cases where the axial distance is relatively low ( $S/b < 1.5$ ) results of 2D simulation could reasonably obtain a good approximation in regards to the 3D ones, especially when the thickness of the compressible soil layer is larger than almost  $2.5b$  ( $z > 2.5b$ ), where the correction factor  $\alpha$  tends to 1. In such cases, the uniform load applied on the infinite plate, which is adjusted according to the low  $S/b$ , is higher than the adjusted one according to the high  $S/b$ , resulting in large settlements, which are approximately the same with those of the square footings.

✓ The number of the footings ( $n=4$  or  $n=10$ ) does not seem to have any influence on the results.

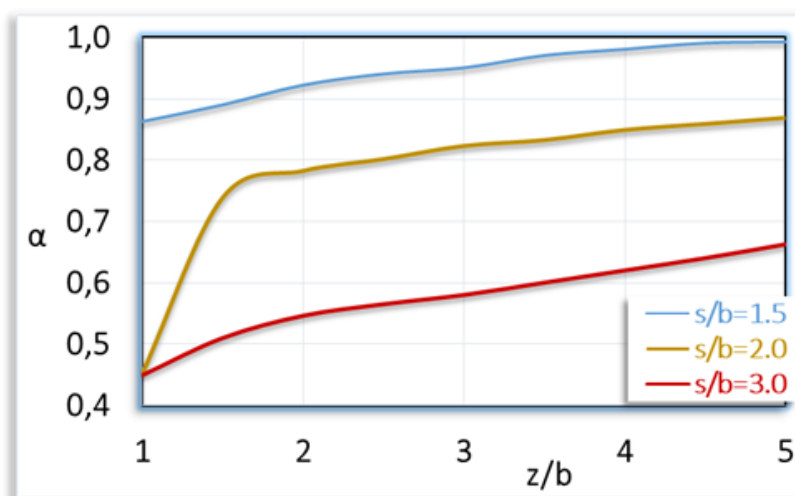
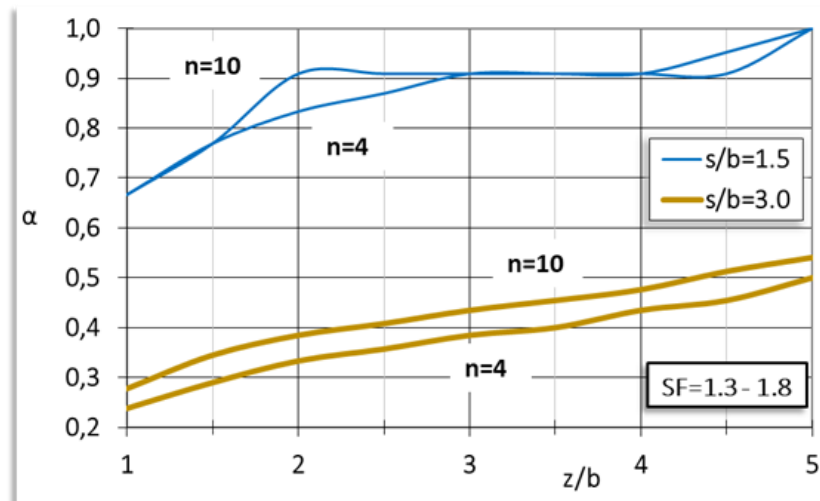


Figure 19: Correction factor  $\alpha$ : linear elastic analyses





**Figure 20:** Correction factor  $\alpha$ : elastoplastic analyses (low SF)

- ✓ The elastoplastic analyses show the need to use the appropriate correction factor  $\alpha$  mainly as the factor of safety (SF) decreases (Figure 20). The discrepancy between 2D and 3D results is much higher than that presented in the simple linear elastic analyses, whereas in cases of high SF values the corresponding correction factors are almost the same.
- ✓ It should be also noted that the results from elastoplastic analyses are slightly influenced by the number of the footings ( $n=4$  or  $n=10$ ), as depicted in Figure 20.
- ✓ The values of the correction factor  $\alpha$  are verified by applying the adjusted elastic modulus  $E$  of the soil under 2D conditions.
- ✓ As far as strip footings are concerned, minimum and maximum settlements along their central axis are the magnitudes of interest. It is obvious that in cases where adjacent strip footings are not closely spaced ( $S/b=3.0$ ) notable are the differences between 2D and 3D models. The maximum settlements obtained from the 2D analyses are much lower than those from the 3D simulation of rigid strip footings. This underestimation of settlements is more evident as the thickness  $z$  of the soil layer decreases.
- ✓ In cases of closely spaced strip footings ( $S/b=1.5$ ), despite that 2D analyses should be expected to give satisfactory estimates of settlements, however, the corresponding results may be misleading, providing overestimations of settlements, especially when the thickness  $z$  of the soil increases. This is obviously attributed to the depth of influence below the plates modeled under 2D plain strain conditions which is much larger comparing to that of the detailed 3D simulation of strip footings.
- ✓ It is interesting to note that the results from the above executed analyses remain almost the same either in the case of 4 or 10 strip footings.
- ✓ Consequently, particular attention needs to be paid when modeling strip footings under plain strain conditions. The above results confirm that the simple 2D

analyses could not be very convenient to study the settlement response of strip footings, considering that they can only predict magnitudes on the axis of symmetry. It is also found that the corresponding 2D results concerning the inner footings cannot be compared reasonably well with those of the 3D analyses.

✓ Comparisons between 3D linear elastic and elastoplastic analyses reveal that the design of square or strip footing resting on purely cohesive soils could be employed assuming that soil behaves as linearly elastic when safety factors are higher than 2,5 ( $SF > 2,5$ ).

## VII. 3D and 2D interaction analyses of framed structures

The main objective of *Chapter 7* is to study the soil-foundation-superstructure interaction under 3D and 2D conditions, aimed at researching and identifying trends in the variation of differential settlements and critical forces concerning two hypothetical building structures supported on a grid of strip footings-soil mass system. 2D and 3D finite element analyses of two five-storey frames with different longitudinal dimensions with aspect ratio  $L/b=1,125$  (Building A) or  $L/b=1,875$  (Building B), by means of the programs PLAXIS V.8 and PLAXIS 3D Foundation, are carried out considering homogeneous soils with linearly elastic or linearly elastic perfectly plastic behavior. The effects of several important parameters on the soil-structure interaction problem are investigated. All structural elements of the frames and the foundations are simulated with linear beam elements. A representative medium stiffness of the superstructure is taken account. The total height of each building is  $H=2xh=15m$ , the uniformly distributed load on the plate of each floor is  $w=11.042kN/m^2$ , the beam's flexural stiffness is  $E_b x J_b = 45.686 \times 10^4 kNm^2$  or  $9.518 \times 10^4 kNm^2/m$  for the 3D or 2D models, respectively. The embedment of the footings is 1.2m and the widths of external and internal footings are 1m and 1.6m, respectively. The flexural rigidity of the foundation  $E_b x J_b$  is calculated according to the equivalent thickness of each strip footing.

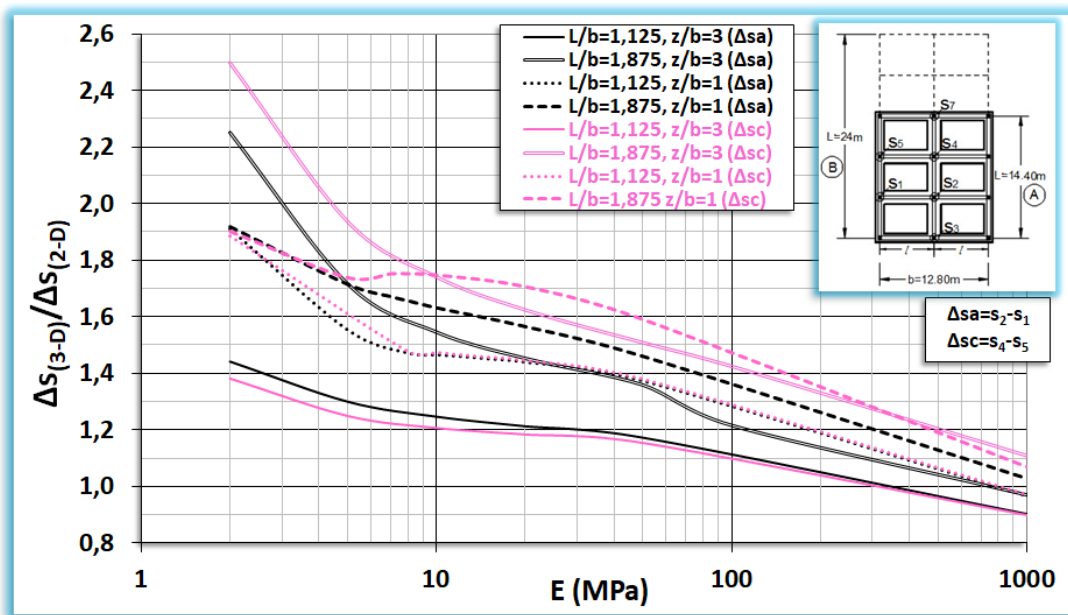
- **Results of the parametric analyses**

Numerical analyses are performed in terms of comparing the 3D versus 2D simulation and the linearly elastic versus elastic perfectly plastic soil model. The key parameters involved in the analyses are the elastic modulus  $E$  of the soil, the thickness  $z$  of the compressible soil layer below the foundation level and the "global" safety factor ( $SF$ ) against soil failure in the case of elastoplastic soil idealization. The examined simulation cases are shown in Table 1. Results of the analyses are illustrated as a function of the elastic soil modulus or the "global" safety factor and are presented in diagrams using the notations  $\Delta s/l$ ,  $M_1$ ,  $M_{1,0}$ ,  $M_H$ ,  $M_{H,0}$ ,  $M_p$ ,  $M_e$ ,  $\Delta s_p$ ,  $\Delta s_e$ , where  $M_1$  is the bending moment of the beam at the first storey level and  $M_H$  is the bending moment of the strip footing. The above subscripts  $0$ ,  $e$  and  $p$  represent,

respectively, results from non interaction analyses, linearly elastic and elastoplastic analyses.

The major findings of the particular investigation are the following:

- Undoubtedly, the grid of strip footings supporting structures aids in limiting differential settlements between adjacent columns in any case, as confirmed by the executed analyses, demonstrating small levels of differential settlements predicted both under 2D and 3D conditions.



**Figure 21:** Comparison of differential settlements between 2D and 3D simulation (L.E. soil)

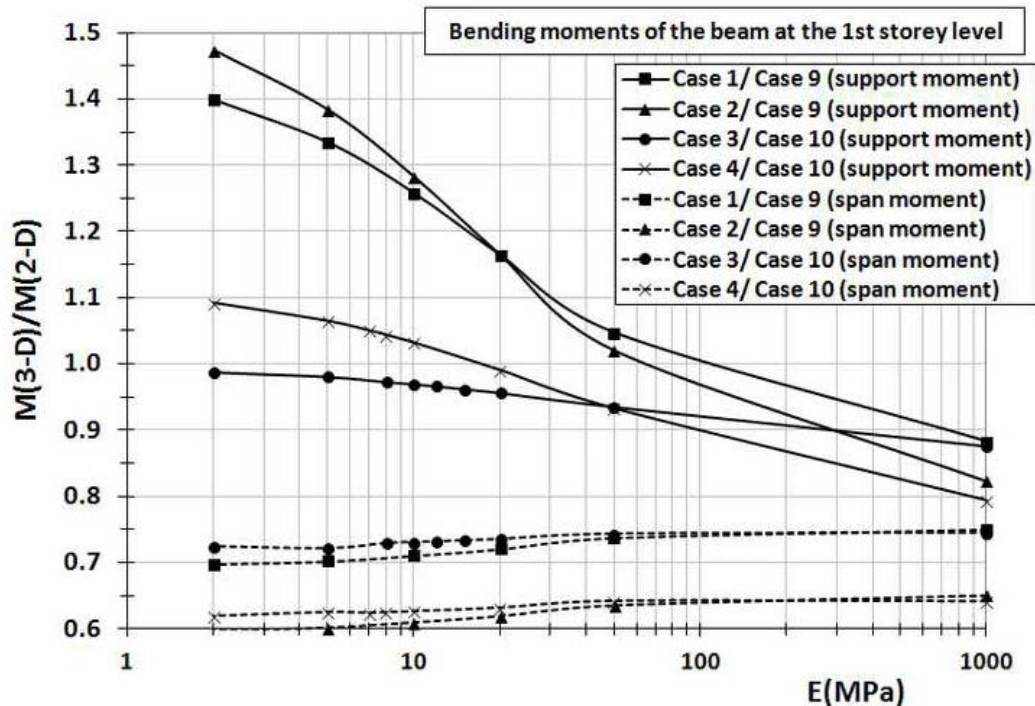
- 2D linearly elastic analyses might underpredict differential settlements comparing to the magnitudes achieved on the basis of 3D simulations. This discrepancy is more evident as the thickness of the soil layer increases or the relative stiffness of the frame increases (Figure 21). The differential settlements are responsible for the onset of the relative rotation which consequently affects the flexural moments of the superstructure and the foundation. More specifically, the support moments at the storey levels are higher in the case of the 3D analyses than in the 2D, whereas the opposite is observed for the span moments, as illustrated in Figure 22. The effect of the structure’s geometry seems to be also important on the aforementioned differences especially as the compressibility of the soil increases. Considering the quite small width of the strip footing, the effect of the thickness of the soil layer on the rotations and on the flexural moments depends upon the interference among the strip footings. The zone of influence of the foundation depends on the width of the building and not on the width of the individual foundation elements.

**Table 1:** List of the simulation cases

<i>Simulation Cases</i>	<i>Type of analysis</i>	<i>Soil Simulation</i>	<i>Soil parameters</i>	<i>Building geometry</i>	<i>Thickness of the soil layer (m)</i>
<b>Case 1</b>	3D	Linear elastic	$E, \nu=0.30$	Building A	40
<b>Case 2</b>	3D	Linear elastic	$E, \nu=0.30$	Building B	40
<b>Case 3</b>	3D	Linear elastic	$E, \nu=0.30$	Building A	14
<b>Case 4</b>	3D	Linear elastic	$E, \nu=0.30$	Building B	14
<b>Case 5</b>	3D	Mohr-Coulomb	$c_u \neq 0, \phi=0$	Building A	40
<b>Case 6</b>	3D	Mohr-Coulomb	$c_u \neq 0, \phi=0$	Building B	40
<b>Case 7</b>	3D	Mohr-Coulomb	$c_u \neq 0, \phi=0$	Building A	14
<b>Case 8</b>	3D	Mohr-Coulomb	$c_u \neq 0, \phi=0$	Building B	14
<b>Case 9</b>	2D	Linear elastic	$E, \nu=0.30$	-	40
<b>Case 10</b>	2D	Linear elastic	$E, \nu=0.30$	-	14
<b>Case 11</b>	2D	Mohr-Coulomb	$c_u \neq 0, \phi=0$	-	40
<b>Case 12</b>	2D	Mohr-Coulomb	$c_u \neq 0, \phi=0$	-	14

➤ The need to analyze a soil-foundation-superstructure problem under 3D than 2D conditions seems to be indispensable for high relative rigidity structures. It is clear that the building geometry plays an important role in choosing the appropriate modeling, namely the detailed 3D simulation is essential when the aspect ratio ( $L/b$ ) of the frames are not large enough to theoretically approach 2D conditions.

➤ The executed analyses for purely cohesive soils, including linear elastic perfectly plastic idealization of the soil, show larger  $\Delta_s$  under 3D simulation, even for high global SF values, because of the significant interaction between the strip footings. This interaction is more intense in the case of Building B with aspect ratio  $L/b=1,875$ , as against the smaller one  $L/b=1,125$ . For  $SF < 2,0$ , 3D analyses predict negative values of  $\Delta_s$ , which means larger settlements at the edges of the strip footings than at the center, due to the extension of plastic points.  $\Delta_s$  under 2D conditions are obviously lower than the corresponding ones under 3D analyses because of much higher SF values. This can consequently affect the evaluation of critical forces of the structure. In the beam elements of the superstructure more variation is seen in the support moments than in the span moments. As far as foundation is concerned, 2D simulation seems to predict magnitudes of bending moments much larger than under 3D conditions, especially along the span.



**Figure 22:** Comparison of bending moments at the first storey level between 2D and 3D simulation (L.E. soil)

- The comparison between 2D and 3D results for purely cohesionless soils highlights their considerable differences even in cases of higher safety factors than  $SF=2,5$ . Precisely, for  $SF=2,0$ , negative are the calculated  $\Delta s$  under 3D simulation but with higher absolute values than those derived by the 2D analyses, in cases of very low values of elastic modulus  $E$ , as depicted in Figure 23. Despite that the  $SF$  values under 2D conditions are large enough ( $SF=5,0$ ), small  $\Delta s$  are developed because plastic zones are still concentrated at the edges of the foundation. This also contributes to the difference between 2D and 3D results.
- The comparison between linear elastic and elastoplastic interaction 3D and 2D analyses highlights their considerable differences even in cases of high safety factors. Precisely, for the case of purely cohesive soils, the assumption of linear elastic soil could be applied in 3D analyses for  $SF>4,0$  while in 2D analyses for  $SF>8,0$ . On the other hand, for the case of purely cohesionless soils the corresponding differences are presented even for higher  $SF$  values than those calculated for cohesive soils, both under 2D or 3D conditions.
- The selection of the appropriate simulation of the soil behavior seems to play the most important role in the interaction problem, providing a realistic modeling of the soil-foundation-structure system, leading to reliable and accurate predictions of settlements.

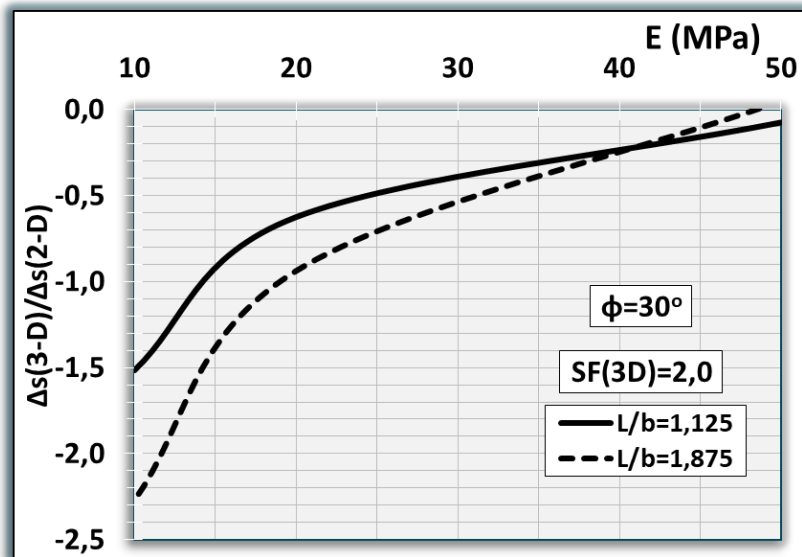


Figure 23: Comparison of  $\Delta s$  between 2D and 3D simulation (cohesionless soil)

### VIII. General Conclusions

The main conclusions conducted in the context of the present thesis are summarized and given below.

1. An extensive investigation of the soil simulation effect on the developed settlements of typical independent shallow footings resulted in the following:

1.1. In cases of two-layered soil models consisting of a softer top layer than the underlying one, elastic solutions taking into account stress distribution in homogeneous soils could be reasonably used to predict settlements beneath flexible footings. However, these approximate solutions seem to underestimate settlements below rigid footings, especially for small thickness of the top soil layer. In cases where the top soil is less compressible, the precise simulation of the two-layered soil seems necessary due to lower predicted settlements.

1.2. In order to design shallow foundations resting on heterogeneous soils whose elastic modulus changes linearly with depth, such as on normally consolidated clays or silts or even sands, the simplest Winkler model could be easily implemented. This could not be applied in cases of overconsolidated clays, owing to the constant elastic modulus  $E$ .

1.3. The study on the development of plastic zones in homogeneous soils shows that there is considerable effect of the safety factor on the settlements, hence the simulation of the soil's behavior according to the elastic perfectly plastic idealization seems indispensable especially for low values of the safety factor ( $SF < 2,0$ ). This conclusion concerns cases of purely cohesive soils. In cases of purely cohesionless soils, settlements predicted by the elastoplastic Mohr-Coulomb soil model, are significantly higher than those obtained by the linear

elastic soil simulation even for high SF values especially below rigid footings, because of extensive plastic zones.

2. The results obtained from the systematic examination of factors affecting soil-structure interaction as well as settlements and differential settlements developed in typical framed structures by means of 2D and 3D finite element numerical analyses, provide interesting guidelines for the design of shallow foundations, which are summarized as follows:

2.1 The available performance-based criteria, associated with the allowable deformation limits, seems to be indicative rather than absolute for every construction project. The well-known criterion recommended for the maximum relative rotation  $\Delta s/l \leq 1/150$ , aiming at avoiding structural damage, should not be generally adopted. More specifically, rigid or semi-rigid superstructures could potentially suffer serious damage, if the design model is based on analyses in which interaction is not included, even when the induced relative rotations are much lower than the aforementioned limit, because of the developed large magnitudes of their critical forces. In contrast, flexible superstructures might sustain maximum relative rotations of  $\Delta s/l = 1/150$ . It is worth noting that conventional non-interaction analyses could be performed only in cases of rigid foundations (approximately  $10^{-3} < R_F < 1$ ) or very flexible superstructures (approximately  $R_b < 0,009$ ). The values of  $R_F$  and  $R_b$  are calculated for the specific cases of the examined frames.

2.2 An attempt to correlate the predicted rotations as well the relative variation of critical forces with the relative stiffness of typical framed structures built on isolated strip footings or raft foundations, it is found that the level of reliability and validity of the proposed rigidity criteria might be diminished because they practically ignore both the stiffness of the superstructure and of the foundation.

2.3 Consequently, the methodology used in today's engineering practice seems to be sufficient in cases of rigid foundations, or very flexible superstructures or "incompressible" soils, otherwise an accurate i.e. numerical analysis is needed.

2.4 Correlation functions assessing the critical forces of the superstructure and the foundation are formed with regard to the relative stiffness of the superstructure, in that cases where the corresponding variation is not affected by the number of storeys of the frames based on the soil-structure interaction effect.

2.5 The appropriate simulation of the soil behavior seems to be very important in most cases employing soil-structure interaction analyses due to the considerable influence of the global safety factor against soil failure on the differential settlements. For purely cohesive soils, in cases of global safety



factors  $SF > 2,5$ , soil-structure interaction analyses could be performed under the simplest model of linearly elastic soil behavior. This is not concluded for purely cohesionless soils, presenting significant corresponding differences even for higher SF values.

2.6 The investigation of the nonhomogeneity (for soils whose elastic modulus increases linearly with depth under constant rate  $m$ ) shows the significant effect of the rate increase of the soil modulus  $E$  on the soil-structure interaction problem. SSI analysis seems to be essential for the assessment of  $\Delta s$  and critical forces of the frames mainly in cases of semi-rigid and rigid superstructures, especially for low rates of increase.

3. Investigating the impacts derived from the evaluation of the corresponding results from calculation analyses considering single-phase as against multi-phase simulation of multi-storey buildings, remarkable discrepancy is observed regarding both differential settlements and critical forces of the structures. The parametric investigation indicated that the above discrepancy is strongly influenced by the different superstructure's rigidity which increases gradually after each construction phase, as against the total load from the entire frame building applied on the foundation, the stiffness of the foundation elements and the elastic modulus  $E$  of the soil.

4. Interaction analyses of independent shallow foundations (isolated footings or strip footings) result in proposed expressions of correction factors to decrease the real elastic modulus of the soil, and to adjust the applied loads, as so to be the input parameters under 2D conditions, in order to reduce the divergences. 3D simulation of shallow footings for high values of SF ( $SF > 2,5$ ), in cases of purely cohesive soils, could be performed under the assumption of linear elastic soil.

5. Comparing the corresponding differential settlements and critical forces of typical buildings by applying 2D and 3D numerical simulations based on the finite element method, significant divergences are obviously concluded, especially in cases of low elastic modulus  $E$ , of small thickness of the compressible soil, and of not large enough aspect ratio. The 3D simulation of the soil's behavior according to the elastic-perfectly plastic idealization seems indispensable even for high values of the safety factor ( $SF = 2,5$ ).

6. A final outcome clearly indicated from the parametric investigation is that SSI plays an important role in achieving precise results; hence, it is deemed more necessary to be taken into account in most calculation analyses rather than to accurately estimate the elastic modulus, especially in cases of soft soils. It is also confirmed that SSI analyses are necessary to be performed in cases of flexible foundations (indicatively for values of the relative stiffness between the foundation and the soil  $5 \times 10^{-5} < R_F = E_b \times J / E_s L^3 < 10^{-2}$ , depending on the total width  $L$  of the foundation) and in cases of rigid or semi-rigid superstructures (indicatively for values



of the relative stiffness between the superstructure and the soil  $R_b = \Sigma E_b x J / E x l^3 > 0,02$ ). SSI analyses are essential in cases of low values of the global safety factor, too. Results show that cohesionless soils seem to present more sensitive response than that of cohesive ones. It is evident that, in cases of very stiff soils, results derived by the conventional design procedure agree well with those of SSI analyses. Special attention should be paid on the spandrel type of settlement curve, which means the development of negative differential settlements, occurring in cases of low SF values. Results indicate that allowable deformation criteria should be more stringent as against the available ones proposed by Eurocode 7 for the concave type of settlement curve. 3D SSI analyses seem indispensable in most cases, mainly for not large enough values of elastic modulus E, for not large enough thickness of the compressible soil and for not large enough aspect ratio.

To sum up, a limited number of framed structure types was examined in the context of the present thesis, in order to investigate and define general trends in the variations of specific magnitudes as well as to qualitatively assess the effect of significant parameters on the SSI issue. Consequently, the derived correction factors could be used in such framed structures which match those examined herein. This thesis will be a guide to help Engineers comprehend what is important and what is not important so that they can choose the appropriate method of analysis.

# 1

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

---

### 1.1 Εισαγωγικά στοιχεία γεωτεχνικού σχεδιασμού

Ο σχεδιασμός θεμελιώσεων αποτελεί ένα από τα συχνότερα και σημαντικότερα προβλήματα που αντιμετωπίζονται στον τομέα της γεωτεχνικής μηχανικής. Βασική προϋπόθεση για έναν επιτυχή σχεδιασμό θεμελιώσεως αποτελεί η πολύ καλή γνώση των εδαφικών συνθηκών της υπό ενδιαφέρον περιοχής, η οποία αποκτάται στα πλαίσια της γεωτεχνικής έρευνας. Η γεωτεχνική έρευνα δίδει μια λεπτομερή και συστηματική περιγραφή των εδαφικών στρωμάτων η οποία τελικώς οδηγεί στην εκτίμηση των μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους, απαραίτητων για την εφαρμογή των καταλλήλων μεθόδων σχεδιασμού.

Μεγάλο μέρος της έρευνας που σχετίζεται με τον κλάδο της γεωτεχνικής μηχανικής έχει διεξαχθεί και συνεχίζει να διεξάγεται με σκοπό την βελτίωση και τελειοποίηση των υπάρχουσών μεθόδων σχεδιασμού, καθώς επίσης και την καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς της θεμελιώσεως όπως και των παραγόντων που επιδρούν σε αυτήν την συμπεριφορά. Ο πραγματικός στόχος της έρευνας αυτής είναι η εξέταση των βασικών χαρακτηριστικών της συμπεριφοράς μιας συγκεκριμένης θεμελιώσεως, η διερεύνηση των κρίσιμων παραμέτρων οι οποίες επηρεάζουν την συμπεριφορά αυτή, καθώς επίσης και η όσο το δυνατόν ακριβέστερη περιγραφή της. Ωστόσο, στην γεωτεχνική πρακτική, ο καταλληλότερος σχεδιασμός, η εκτίμηση των απαιτούμενων σχεδιαστικών

παραμέτρων καθώς και η λειτουργικότερη κατασκευή σε συνδυασμό πάντοτε με την οικονομικότερη λύση αποτελούν τον κύριο και σημαντικότερο σκοπό. Ιδανικά, λοιπόν, ο τελικός σχεδιασμός μιας θεμελιώσεως θα πρέπει αναμφισβήτητα να παρέχει ασφάλεια και ταυτόχρονα να αποφέρει το μικρότερο κατασκευαστικό κόστος. Με το κατασκευαστικό κόστος ασχολήθηκαν οι Wang and Kulhawy (2008), οι οποίοι δημιούργησαν μία σχέση υπολογισμού του ελάχιστου κατασκευαστικού κόστους, πραγματοποιώντας μια διαδικασία βελτιστοποίησης του γεωτεχνικού σχεδιασμού, εξετάζοντας λεπτομερώς την επιρροή συγκεκριμένων προϋποθέσεων σχεδιασμού.

Θα πρέπει να σημειωθεί επίσης, ότι παρά το γεγονός ότι παρατηρείται ένα μικρό «χάσμα» μεταξύ πρακτικής και έρευνας, τα κριτήρια για τον σχεδιασμό των θεμελιώσεων βασίζονται τόσο σε παλαιές εμπειρίες όσο και σε συμπεράσματα τα οποία έχουν προκύψει από έρευνες στον τομέα της γεωτεχνικής μηχανικής. Επιπλέον, η ανάπτυξη αριθμητικών αναλύσεων έχει προσφέρει και συνεχίζει να παρέχει το μέσον για την διεξαγωγή λεπτομερών αναλύσεων που αφορούν προβλήματα της γεωτεχνικής μηχανικής. Οι αναλύσεις με την βοήθεια πεπερασμένων στοιχείων και πεπερασμένων διαφορών, σύμφωνα με τις οποίες χρησιμοποιούνται όσο το δυνατόν περισσότερο ρεαλιστικά προσομοιώματα της εδαφικής συμπεριφοράς, μπορούν να οδηγήσουν σε ακριβέστερες επιλύσεις. Παράλληλα, κατά τις τελευταίες δεκαετίες, έχουν αναπτυχθεί πιθανοτικές μελέτες, μελέτες αξιοπιστίας και εκτιμήσεις επικινδυνότητας, οι οποίες είναι ιδιαίτερος δημοφιλείς και εφαρμόζονται ευρέως στον τομέα της γεωτεχνικής μηχανικής.

Η Επιτροπή της Ευρωπαϊκής Κοινότητας (Commission of the European Community) ασχολείται με την θέσπιση τεχνικών κανόνων για τον γεωτεχνικό σχεδιασμό οι οποίοι σήμερα παρουσιάζονται στον Ευρωκώδικα 7 (EN-1997), και αφορούν σε απαιτήσεις αντοχής, ευστάθειας, λειτουργικότητας και ασφάλειας. Βασικός στόχος αυτής της προσπάθειας είναι ο περιορισμός των τεχνικών εμποδίων σε διεθνή συνεργασία και η δημιουργία κοινών κανόνων (Il'ichev and Fadeev 2002). Κατά τον Ευρωκώδικα 7 έχουν τεθεί δύο κατηγορίες οριακών καταστάσεων: α) Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ultimate

limit state και β) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Serviceability limit state). Οι Ahmed and Soubra (2014) παρουσίασαν μία ανάλυση αξιοπιστίας για μία κυκλική θεμελίωση που υποβάλλεται σε υπό κλίση φόρτιση. Σκοπός τους ήταν ο προσδιορισμός της πιθανότητας αστοχίας και του επικρατέστερου τύπου αστοχίας τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS) όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS).

Παράλληλα, όσον αφορά στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS), ο Ευρωκώδικας 7 συνιστά τιμές μερικών συντελεστών ασφαλείας για τις φορτίσεις, τις εδαφικές παραμέτρους και το πρότυπο υπολογισμού, και προτείνει εκτίμηση των χαρακτηριστικών τιμών και των τιμών σχεδιασμού των παραμέτρων. Ο Orr (2000) διερεύνησε την επιλογή των χαρακτηριστικών τιμών και των μερικών συντελεστών κατά τους γεωτεχνικούς σχεδιασμούς που αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 7. Οι Orr et al. (2007) παρουσίασαν συγκεντρωτικά τα συμπεράσματα από ένα Διεθνές Συμπόσιο που πραγματοποιήθηκε στο Δουβλίνο το 2005, σε θέματα αξιολόγησης του Ευρωκώδικα 7. Συζητήθηκαν τα 10 παραδείγματα γεωτεχνικού σχεδιασμού τα οποία είχαν δοθεί σε Ευρωπαίους Μηχανικούς προκειμένου να προετοιμάσουν επιλύσεις για τον Ευρωκώδικα 7. Ένα βασικό συμπέρασμα από την επισκόπηση των παραδειγμάτων αυτών ήταν ότι επιτεύχθηκε ένα μεγάλο εύρος λύσεων λόγω της χρησιμοποίησης των διαφορετικών εθνικών προτύπων αλλά και λόγω των διαφορετικών υπολογιστικών προσομοιωμάτων και υποθέσεων σχεδιασμού που λήφθηκαν υπόψη.

Κατά το έτος 2002 ιδρύθηκε ένα Ευρωπαϊκό γεωτεχνικό φόρουμ, το οποίο ονομάζεται GeoTechNet (<http://www.geotechnet.org>), με σκοπό την ανταλλαγή των καλύτερων πρακτικών ιδεών και καινοτομιών στην γεωτεχνική μηχανική. Το GeoTechNet (2006) δημοσίευσε ένα έγγραφο στο οποίο διατυπώνεται πώς η εφαρμογή της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων (Finite Element Method) και της Μεθόδου Παρατηρήσεως (Observational Method) μπορεί να βοηθήσει οικονομικά αλλά και από άποψη προγράμματος τα έργα μηχανικού, καθώς επίσης και πώς μπορεί να οφελήσει την γεωτεχνική κοινότητα βελτιώνοντας την επιστημονική γνώση. Οι Nicholson et al. (2007)

παρουσίασαν μια γενική επισκόπηση για την χρήση της Μεθόδου Παρατηρήσεως στην Ευρώπη με στόχο την προβολή των θεμελιωδών αρχών της και των βελτιώσεων του Ευρωκώδικα 7 (EC-7) για την ενίσχυση της Μεθόδου αλλά και για τον προσδιορισμό με περισσότερη ακρίβεια των «αποδεκτών ορίων» τα οποία χρησιμοποιούνται κατά τον σχεδιασμό με την Μέθοδο Παρατηρήσεως. Επίσης διαπίστωσαν ότι ο πιο ολοκληρωμένος οδηγός της Μεθόδου Παρατηρήσεως είναι ο UK CIRIA guide 185 (1999) – Construction Industry Research and Information Association’s Report 185. Γενικώς, θα πρέπει να σημειωθεί ότι η Μέθοδος Παρατηρήσεως, κατά την οποία ο σχεδιασμός ενός έργου επανεξετάζεται στην διάρκεια της κατασκευής, θα ήταν καλύτερα να εφαρμόζεται σε περιπτώσεις που η πρόβλεψη της γεωτεχνικής συμπεριφοράς είναι δύσκολη.

## 1.2 Μελέτη επιφανειακών θεμελιώσεων

Οι επιφανειακές (αβαθείς) θεμελιώσεις εδράζονται σε μικρό βάθος σε σχέση με το πλάτος τους και χρησιμοποιούνται στην πλειοψηφία των συνηθισμένων δομικών έργων. Υπάρχουν τρεις γενικές κατηγορίες επιφανειακών θεμελιώσεων: α) Μεμονωμένα πέδιλα (ενώνονται με συνδετήριες δοκούς), β) πεδילוδοκοί-σχάρες πεδילוδοκών (τρόπος ομαδικής θεμελιώσεως) και γ) γενικές κοιτοστρώσεις (ενιαίες πλάκες φορτίσεως). Οι θεμελιώσεις έχουν ως στόχο την κατανομή των κατακορύφων φορτίων της ανωδομής σε επαρκή επιφάνεια θεμελιώσεως για την ανάπτυξη τάσεων στο έδαφος που να μπορεί να παραληφθεί με ασφάλεια από το εδαφικό υλικό χωρίς αστοχία αλλά ούτε και ανάπτυξη σημαντικών καθιζήσεων.

Ένα από τα κυριότερα θέματα σχεδιασμού επιφανειακών θεμελιώσεων αποτελεί η εκτίμηση των συνολικών και διαφορικών καθιζήσεων που αναμένεται να αναπτυχθούν υπό την επίδραση μιας φορτίσεως, καθώς επίσης και η εκτίμηση των πρόσθετων μετακινήσεων που μπορεί να οφείλονται σε διάφορους λόγους όπως π.χ. εξαιτίας των τυχόν μεταβολών στην υγρασία του υποκείμενου εδαφικού στρώματος. Η επιρροή της μεταβολής της στάθμης των υπογείων υδάτων στην ανάπτυξη καθιζήσεων απασχόλησε τον Mesci (2007) ο οποίος διερεύνησε τις συνθήκες τάσεως – παραμορφώσεως του

εδάφους και την δημιουργία καθιζήσεων εξαιτίας της αλλαγής στην στάθμη των υπογείων υδάτων.

Το αμέσως επόμενο ερώτημα μετά την εκτίμηση των καθιζήσεων σε μια θεμελίωση είναι εάν οι μετακινήσεις αυτές θα είναι επιτρεπτές έτσι ώστε να μην επηρεασθεί δυσμενώς η λειτουργία της κατασκευής. Το θέμα της επιτρεπόμενης καθιζήσεως περιλαμβάνει εκτός από λειτουργικά, και αισθητικά κριτήρια όπως π.χ. η αποφυγή της κλίσεως υψηλών κτιρίων, ή η αποφυγή μικρορηγματώσεων σε τοίχους πληρώσεως. Σημειώνεται, παράλληλα, ότι τα νέα κτήρια θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε η κατασκευή τους να μην επηρεάζει την ασφάλεια των ήδη υπάρχουσών γειτονικών κατασκευών. Οι Ronomarev and Kaloshina (2013) μελέτησαν την ανάπτυξη πρόσθετων καθιζήσεων σε υπάρχουσα επιφανειακή θεμελίωση (πεδιλοδοκοί) εξαιτίας της κατασκευής νέου κτηρίου θεμελιωμένου σε κοιτόστρωση. Διερεύνησαν την επιρροή διαφόρων παραγόντων, (όπως πάχος συμπιεστού εδάφους σε σχέση με το πλάτος κοιτοστρώσεως, απόσταση μεταξύ κοιτόστρωσης και πεδιλοδοκού, γεωλογικές συνθήκες και φόρτιση εδάφους από την κοιτόστρωση) στον υπολογισμό των πρόσθετων καθιζήσεων.

Ο σχεδιασμός μιας θεμελιώσεως προϋποθέτει επαρκείς συντελεστές ασφαλείας έναντι αστοχίας του εδάφους και καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις οι οποίες θα πρέπει να βρίσκονται μέσα στα θεωρούμενα ως ανεκτά όρια. Κύριος σκοπός του σχεδιασμού είναι η επιλογή του τύπου της επιφανειακής θεμελιώσεως, ο υπολογισμός των διαστάσεών της και η διαστασιολόγησή της.

### **1.3 Καθιζήσεις επιφανειακών θεμελιώσεων**

Για τις μεθόδους εκτίμησης των παραμορφώσεων σημειώνεται ότι έχουν προκύψει γενικώς αναλόγως του τύπου του εδάφους δηλαδή αν είναι συνεκτικό ή μη συνεκτικό. Έχουν αναπτυχθεί πολλές μέθοδοι εκτιμήσεως των καθιζήσεων ξεκινώντας από τις απλές παραδοσιακές συμβατικές προσεγγίσεις έως τις αναλυτικές αριθμητικές

μεθόδους με πεπερασμένα στοιχεία ή πεπερασμένες διαφορές αλλά και ακόμα πιο σύνθετες που περιλαμβάνουν διάφορες πιθανοτικές ή στοχαστικές αναλύσεις.

Οι διάφορες μέθοδοι πρόβλεψης–εκτίμησης των καθιζήσεων σε επιφανειακές θεμελιώσεις, γενικώς, μπορούν να διαχωρισθούν σε δύο κατηγορίες: α) σε εκείνες που αφορούν σε συνεκτικά εδάφη, κυρίως αργίλους, και β) σε εκείνες που αφορούν σε μη συνεκτικά εδάφη, κυρίως άμμους.

### **1.3.1 Καθιζήσεις σε συνεκτικά εδάφη**

Γενικά, όλες οι μέθοδοι εκτιμήσεως των καθιζήσεων που αφορούν σε συνεκτικούς σχηματισμούς, βασίζονται στην θεωρία ελαστικότητας είτε άμεσα ή έμμεσα. Η συνολική καθίζηση του συνεκτικού εδάφους αποτελείται ουσιαστικά από τρεις συνιστώσες οι οποίες είναι αντίστοιχα η άμεση καθίζηση, η καθίζηση από στερεοποίηση και η δευτερογενής καθίζηση. Η άμεση καθίζηση παρατηρείται αμέσως μετά την επιβολή της φορτίσεως και είναι αποτέλεσμα των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος. Η άμεση καθίζηση πραγματοποιείται με σταθερό όγκο και χωρίς αποστράγγιση του νερού των πόρων. Σε ψαθυρά εδάφη καθώς επίσης και σε κορεσμένες αργίλους και ιλύες η άμεση καθίζηση αποτελεί την ολική καθίζηση. Η καθίζηση λόγω στερεοποίησης πραγματοποιείται βαθμιαία, μετά το τέλος της άμεσης καθιζήσεως, με βαθμιαία απομάκρυνση του νερού των πόρων από το έδαφος και μεταφορά της φορτίσεως από το νερό στον στερεό σκελετό. Το φαινόμενο τελειώνει όταν η πίεση του νερού των πόρων εξισωθεί με τις υπάρχουσες οριακές υδραυλικές συνθήκες. Τέλος, η δευτερογενής καθίζηση παρατηρείται μετά το τέλος της καθιζήσεως λόγω στερεοποίησης σε συνάρτηση με τον χρόνο και δεν έχει σχέση με την μεταβολή της πίεσεως των πόρων. Η ανάπτυξη της δευτερογενούς καθιζήσεως, η οποία μπορεί να χαρακτηριστεί ως «ιξώδης» συμπεριφορά της δομής, παρατηρείται κυρίως σε οργανικές αργίλους και οργανικά εδαφικά υλικά.

Η παραδοσιακή προσέγγιση, αρχικά θεμελιωμένη από τον Terzaghi (1943), χρησιμοποιεί την μονοδιάστατη μέθοδο κατά την οποία η καθίζηση θεωρείται ότι

προέρχεται από στερεοποίηση εξαιτίας της αύξησης των ενεργών τάσεων η οποία και προκαλείται από αποτόνωση της υπερπίεσεως του ύδατος των πόρων. Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, η φόρτιση από την θεμελίωση προκαλεί μόνο κατακόρυφες παραμορφώσεις στο υπέδαφος, η καθίζηση που αναπτύσσεται οφείλεται στην στερεοποίηση και η αποτόνωση της υπερπίεσεως του ύδατος των πόρων συμβαίνει μόνο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Οποιαδήποτε τυχόν πλευρική διαρροή του νερού αμελείται και οι καθιζήσεις οι προκαλούμενες από άμεση διατμητική παραμόρφωση θεωρούνται ασήμαντες.

Οι Burland et al. (1977) παρουσιάζουν μία λεπτομερή μελέτη του λόγου της μονοδιάστατης καθιζήσεως προς την συνολική καθίζηση, και αποδεικνύουν ότι η ανισοτροπία του εδάφους μπορεί να έχει κάποια επιρροή σε αυτόν τον λόγο. Επίσης, υποστηρίζουν ότι, ενώ η καθίζηση η εκτιμώμενη μέσω μονοδιάστατης αναλύσεως  $s_{oed}$  προσεγγίζει πολύ καλά την συνολική τελική καθίζηση η οποία εκτιμάται από την τριδιάστατη ανάλυση  $s_{TF}$  για στιφρές αργίλους, καλύτερα προσεγγίζει την τελική καθίζηση από στερεοποίηση  $s_{CF}$  για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους. Για την υπερστερεοποιημένη άργιλο, η μονοδιάστατη ανάλυση φαίνεται ότι δίδει μια σχετικά αρκετά καλή προσέγγιση της καθιζήσεως με την αντίστοιχη τιμή της συνολικής καθιζήσεως που υπολογίζεται μέσω της τριδιάστατης αναλύσεως  $s_{TF}$  όταν ο λόγος Poisson του εδάφους είναι μικρότερος από περίπου  $\nu=0.35$ , ακόμη και στην περίπτωση σχετικώς μεγάλου πάχους εδαφικών στρωμάτων. Η μονοδιάστατη ανάλυση τείνει να υποεκτιμά την καθίζηση  $s_{oed}$  με την αύξηση του λόγου Poisson του εδάφους είτε με την αύξηση του σχετικού εδαφικού βάθους. Για μαλακές αργιλικές στρώσεις, η μονοδιάστατη ανάλυση δίδει μια αξιοσημείωτα καλή προσέγγιση της συνολικής τελικής καθιζήσεως αν ο λόγος Poisson του εδάφους είναι μικρότερος από  $\nu=0.35$  (Poulos et al. 2001).

Είναι γνωστό ότι οι τριδιάστατες επιδράσεις μπορούν να επιταχύνουν σημαντικά τον ρυθμό αύξησης των καθιζήσεων επιφανειακών θεμελιώσεων σε αργιλικούς σχηματισμούς, κυρίως εξαιτίας της ικανότητας αποτονώσεως της υπερπίεσεως του



ύδατος των πόρων τόσο κατακόρυφα όσο και οριζόντια. Από πρακτική άποψη, δεν είναι πάντοτε εφικτό να χρησιμοποιείται η ανάλυση διδιάστατης ή τριδιάστατης στερεοποίησης. Για τον λόγο αυτό, είναι δυνατό να προσαρμοσθεί η μονοδιάστατη στερεοποίηση χρησιμοποιώντας έναν ισοδύναμο συντελεστή στερεοποίησης,  $c_{ve}$ , πολλαπλασιάζοντας τον πραγματικό συντελεστή στερεοποίησης,  $c_v$ , με έναν γεωμετρικό παράγοντα  $R_f$  σύμφωνα με την σχέση:  $c_{ve} = R_f \cdot c_v$ . Οι τιμές του παράγοντα  $R_f$  προκύπτουν από επιλύσεις που αφορούν σε τριδιάστατο ρυθμό ανάπτυξης καθιζήσεων, όπως εκείνες που εκτιμώνται από τους Davis and Poulos (1972). Όσο το πάχος του στρώματος αυξάνει σε σχέση με το μέγεθος του πεδίου θεμελίωσης, ο παράγοντας  $R_f$  αυξάνει, επηρεάζοντας την επιτάχυνση του ρυθμού αναπτύξεως των καθιζήσεων εξαιτίας πλευρικής αποτονώσεως.

Θα πρέπει να σημειωθεί επίσης ότι η άμεση καθίζηση είναι αρκετά σημαντική και δεν μπορεί να αγνοηθεί, κυρίως όταν πρόκειται για στιφρές αργίλους. Συνεπώς, όταν χρησιμοποιείται η θεωρία μονοδιάστατης καθιζήσεως, θα πρέπει οπωσδήποτε να λαμβάνονται υπ' όψη οι παρακάτω σχέσεις:

- Για στιφρές υπερστερεοποιημένες αργίλους:  $s_{TF} = s_{oed}$ ,  $s_{CF} = s_{oed} - s_i$
- Για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους:  $s_{TF} = s_i + s_{oed}$ ,  $s_{CF} = s_{oed}$

όπου  $s_{TF}$  είναι η συνολική τελική καθίζηση,  $s_{oed}$  η μονοδιάστατη καθίζηση (από το συμπιεσόμετρο),  $s_i$  η άμεση καθίζηση και  $s_{CF}$  η τελική καθίζηση από στερεοποίηση.

Η άμεση καθίζηση μίας επιφανειακής θεμελίωσης που εδράζεται σε αργιλικό έδαφος οφείλεται αποκλειστικά στην παραμόρφωση της αργίλου υπό αστράγγιστες συνθήκες η οποία συμβαίνει σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα. Σε πολλές περιπτώσεις, η άμεση καθίζηση μπορεί να είναι μικρότερη σε μέγεθος συγκρινόμενη με την καθίζηση από στερεοποίηση, ωστόσο όμως έχει διαπιστωθεί ότι είναι αρκετά σημαντική, κυρίως όταν πρόκειται για συνεκτικά εδάφη υψηλής πλαστικότητας ( $PI \geq 50$ ) ή και οργανικά εδάφη (Foott and Ladd 1981).

Οι περισσότερες μέθοδοι εκτίμησης των άμεσων καθιζήσεων βασίζονται στην γραμμικώς ελαστική ανάλυση, η οποία μπορεί να παρέχει λογικά αποτελέσματα, δεδομένου ότι έχουν επιλεγεί «αντιπροσωπευτικές» εδαφικές παράμετροι. Οι Christian and Carrier (1978) χρησιμοποίησαν μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων προκειμένου να σχεδιάσουν διαγράμματα με σκοπό την εκτίμηση άμεσης καθιζήσεως πεδίων εδραζόμενων σε αργιλικό έδαφος, το οποίο προσομοίωσαν ως γραμμικώς ελαστικό μέσο. Σύμφωνα με τα αποτελέσματά τους, πρότειναν τον υπολογισμό της άμεσης καθιζήσεως  $\rho$  μέσω της σχέσεως:

$$\rho = I_1 \times I_2 \times q_b \times B/E_u$$

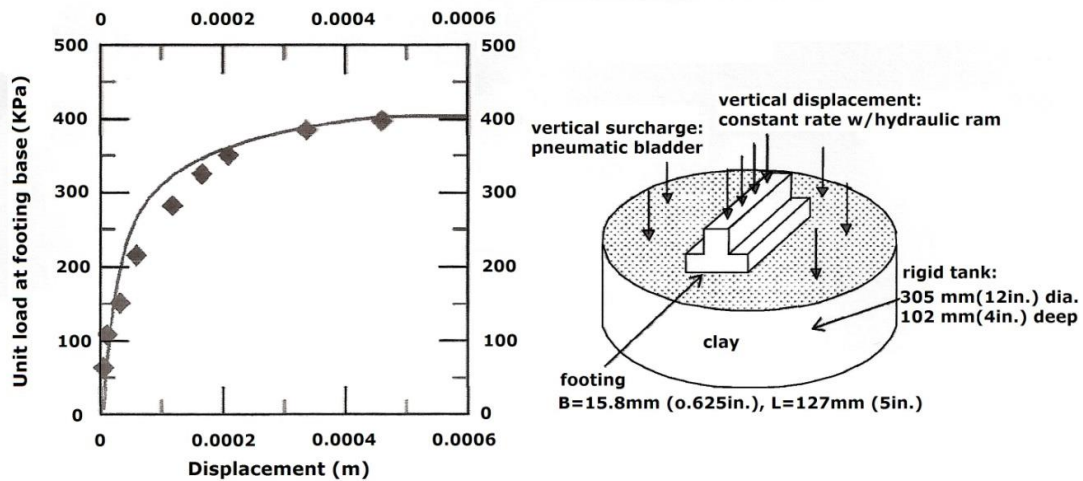
όπου  $I_1, I_2$ : συντελεστές επιρροής εξαρτώμενοι από το σχήμα των πεδίων, το πάχος της αργιλικής στρώσεως, το βάθος θεμελιώσεως,

$q_b$ : η φόρτιση στην βάση του πεδίου

$B$ : το πλάτος του πεδίου και

$E_u$ : το μέτρο Young.

Η εδαφική συμπεριφορά, ακόμη και σε περιπτώσεις που αναπτύσσονται πολύ μικρές παραμορφώσεις, είναι στην πραγματικότητα μη γραμμική, συνεπώς η παράβλεψη αυτής της ιδιαιτερότητας μπορεί τελικώς να οδηγήσει σε σημαντικά λάθη κατά την εκτίμηση των καθιζήσεων. Ο Kondner (1963) πρότεινε την χρήση μιας διπαραμετρικής υπερβολικής καμπύλης προκειμένου να προσομοιώσει την μη γραμμική συμπεριφορά τάσεως-παραμορφώσεως του εδάφους. Μία παράμετρος εισαγωγής που χρησιμοποιήθηκε στο συγκεκριμένο προσομοίωμα είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους  $c_u$ . Οι D' Arrolonia and Lambe (1970) εφάρμοσαν ένα διγραμμικό καταστατικό πρότυπο για την εκτίμηση της άμεσης καθιζήσεως πεδίων σε άργιλο. Οι Simon et al. (1974) χρησιμοποίησαν ένα υπερβολικό πρότυπο σε ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων για να αναπαράγουν τα αποτελέσματα από τα προσομοιώματα των Kinner and Ladd (1973).



**Σχήμα 1.1:** Σύγκριση αποτελεσμάτων αναλύσεως πεπερασμένων στοιχείων και δοκιμής προτύπου πεδίλου από τους Kinner and Ladd (1973)

Το πρότυπο αυτό συγχωνεύει χαρακτηριστικά του υπερβολικού και ταυτόχρονα του διγραμμικού προσομοιώματος. Η τεχνική αυτή επέτρεψε την προσομοίωση της συμπεριφοράς φόρτιση-καθίζηση μέχρι την αστοχία. Οι παράμετροι εισαγωγής υιοθετήθηκαν από τα αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών και δοκιμών άμεσης διατμήσεως οι οποίες εκτελέστηκαν από τους Kinner and Ladd (1973). Στο Σχήμα 1.1 δίδεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων με τα αποτελέσματα από την δοκιμή προτύπου πεδίλου (“test 200”) από τους Kinner and Ladd (1973). Οι Foye et al. (2008) εφάρμοσαν, επίσης, ένα μη γραμμικό ελαστικό-ιδεατώδες πλαστικό καταστατικό πρότυπο σε ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων για ένα αξονικά φορτιζόμενο πέδιλο εδραζόμενο σε αργλικό έδαφος. Βάσει των αποτελεσμάτων της παραπάνω αναλύσεως σχεδίασαν διαγράμματα προκειμένου να εκτιμηθούν οι άμεσες καθιζήσεις σε τετραγωνικά και ορθογωνικά πέδιλα καθώς και σε πεδילוδοκούς. Παράλληλα πρότειναν μια διαδικασία για την εκτίμηση των βασικών παραμέτρων εισαγωγής (αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u$  και αρχικό μέτρο διατμήσεως  $G_0$  του εδάφους) εξετάζοντας διάφορες τιμές αντιπροσωπευτικού βάθους επιρροής.

Επιπλέον, η ύπαρξη του φαινομένου του ερπυσμού περιπλέκει την πρόβλεψη και του μεγέθους αλλά και του ρυθμού αναπτύξεως των καθιζήσεων επιφανειακών θεμελιώσεων σε αργιλικά εδάφη. Οι περισσότερες πρακτικές μέθοδοι που σχετίζονται με θέματα ερπυσμού βασίζονται σε παρατηρήσεις του Buismann (1936) όπου ο ερπυσμός χαρακτηρίζεται μέσω μίας γραμμικής σχέσεως μεταξύ καθιζήσεως και λογαρίθμου του χρόνου. Η κλίση αυτής της σχέσεως (του λόγου) γενικά αντιστοιχεί στον συντελεστή δευτερογενούς συμπίεσεως  $C_{\alpha}$ , όπου:  $C_{\alpha} = \Delta e / \Delta \log t$ , όπου:  $\Delta e$  είναι η μεταβολή του λόγου κενών και  $t$  ο χρόνος. Οι Mesri and Godlewski (1977) διαπίστωσαν ότι ο  $C_{\alpha}$  σχετίζεται με τον δείκτη συμπίεστότητας  $C_c$  του εδάφους, όπως φαίνεται στον Πίνακα 1.1.

**Πίνακας 1.1:** Τιμές του λόγου  $C_{\alpha}/C_c$  για διάφορα εδάφη κατά Mesri and Godlewski (1977)

<i>Είδος εδάφους</i>	<i><math>C_{\alpha}/C_c</math></i>
Οργανικές ιλύες	0.035 – 0.06
Άμορφη και ινώδης τύρφη	0.035 – 0.085
Άργιλος Leda (Καναδάς)	0.03 – 0.06
Μεταπαγετώδεις άργιλοι Σουηδίας	0.05 – 0.07
Οργανικές άργιλοι	0.04 – 0.06

Οι Mesri et al. (1994) έδωσαν τις τιμές που φαίνονται στον Πίνακα 1.2. Αξίζει να σημειωθεί ότι, για υπερστερεοποιημένες αργίλους ο ρυθμός αναπτύξεως της καθιζήσεως από ερπυσμό είναι μικρότερος από τον αντίστοιχο για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους.

**Πίνακας 1.2:** Τιμές του λόγου  $C_{\alpha}/C_c$  για διάφορα εδάφη κατά Mesri et al. (1994)

<i>Έδαφος</i>	<i><math>C_{\alpha}/C_c</math></i>
Κοκκώδη εδάφη, και αδρανή υλικά	0.02 ± 0.01
Αργιλικός Σχιστόλιθος και Ιλυόλιθος	0.03 ± 0.01
Ανόργανες άργιλοι και ιλύες	0.04 ± 0.01
Οργανικές άργιλοι και ιλύες	0.05 ± 0.01
Τύρφη και Βάλτος	0.06 ± 0.01

Οι Αναγνωστόπουλος και Γραμματικόπουλος (2010) ανέπτυξαν ένα πρότυπο μη γραμμικής παλινδρόμησης το οποίο συσχετίζει τον δείκτη δευτερεύουσας στερεοποίησης  $C_\alpha$  ιλυωδών–αργιλικών εδαφών μέσης και χαμηλής πλαστικότητας με παραμέτρους όπως η αναλογία  $\sigma'_v/\sigma_p$  (ενεργός τάση/τάση προστερεοποίησης), ο δείκτης πρωτεύουσας στερεοποίησης  $C_c$ , το όριο υδαρότητας  $W_L$ , το όριο πλαστικότητας  $W_p$  και η περιεχόμενη υγρασία  $w$ . Η εξίσωση που προκύπτει από την ανάλυση μη γραμμικής παλινδρόμησης είναι η:

$$C_\alpha = 0.009 \cdot C_c^{0.8} \cdot (\sigma'_v/\sigma_p)^{0.03} \cdot (W_L)^{0.33} \cdot (W_p)^{-2.31} \cdot (w)^{2.12}$$

με συντελεστή συσχέτισης  $R^2=0.87$

Συμπερασματικά, παρατηρείται ότι εξετάζοντας όλα τα θέματα που αφορούν σε αναλύσεις για την εκτίμηση καθιζήσεων, το αντίστοιχο του φαινομένου του ερπυσμού και της δευτερογενούς καθιζήσεως είναι εκείνο για το οποίο έχει γίνει ελάχιστη πρόοδος κυρίως όσον αφορά στην εφαρμογή της έρευνας στην πράξη. Επομένως, επειδή δεν παρουσιάζεται άλλη μέθοδος με περισσότερο ικανοποιητική προσέγγιση, η μέθοδος του Buismann μπορεί να προσαρμοσθεί ώστε να παρέχει έστω και μία πρόχειρη εκτίμηση των καθιζήσεων από ερπυσμό.

### 1.3.2 Καθιζήσεις σε μη συνεκτικά εδάφη

Στα μη συνεκτικά εδάφη, στα οποία η συνοχή είναι ουσιαστικά μηδενική, ενώ αντίθετα η διαπερατότητά τους είναι πολύ μεγάλη, οι καθιζήσεις αναπτύσσονται ταχέως κάτω από την επιβολή μίας φορτίσεως και στην περίπτωση που αφορά σε μέσης πυκνότητας έως πυκνές άμμους οι προκαλούμενες καθιζήσεις έχουν σχετικά μικρή τιμή. Συχνά, οι καθιζήσεις που εκδηλώνονται σε άμμους ή χάλικες έχουν αρκετά χαμηλότερες τιμές από εκείνες που αναπτύσσονται σε αργιλικά εδάφη (Padfield and Sharrock 1983, Jardine et al. 1995). Επίσης, θα πρέπει να αναφερθεί ότι, λόγω της ελλείψεως της συνοχής, η συμπεριφορά των μη συνεκτικών εδαφών είναι μη γραμμική και για τον λόγο αυτό τα συγκεκριμένα υλικά δεν μπορούν να χαρακτηρισθούν τέλεια μέσω της θεωρίας γραμμικής ελαστικότητας. Επιπλέον, σημειώνεται ότι η θεωρία γραμμικής ελαστικότητας, στην περίπτωση των μη συνεκτικών εδαφών, μπορεί να οδηγήσει σε

υπερεκτιμήσεις των καθιζήσεων όταν πρόκειται για μεγάλες θεμελιώσεις, όπως π.χ. πλάκες γενικής κοιτοστρώσεως, εξαιτίας της παραδοχής του αρκετά μεγάλου βάθους επιρροής. Σύμφωνα με τους Berardi et al. (1991), για κυκλικά ή τετραγωνικά πέδιλα θεμελιώσεως μπορούν να ληφθούν αντίστοιχα τα επόμενα βάθη επιρροής:

$z_1=1.2 \cdot B$  έως  $1.8 \cdot B$ , όπου επιτυγχάνεται το 85% της καθιζήσεως

$z_2=0.8 \cdot B$  έως  $1.3 \cdot B$ , όπου επιτυγχάνεται το 75% της καθιζήσεως,

τα οποία εξαρτώνται από τις διαστάσεις της θεμελιώσεως, την διακύμανση του μέτρου ελαστικότητας συναρτήσει του βάθους καθώς επίσης και από τον συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας της φέρουσας ικανότητας.

Το πρόβλημα της εκτιμήσεως των καθιζήσεων σε μη συνεκτικούς σχηματισμούς είναι αρκετά πολύπλοκο και οφείλεται στους ποικίλλους παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της καθιζήσεως. Οι παράγοντες αυτοί μπορεί να είναι η κατανομή των τάσεων, η προϊστορία των τάσεων–παραμορφώσεων, η συμπιεστότητα του εδάφους, η δυσκολία λήψης αδιατάρακτων δειγμάτων κατά τις επί τόπου δοκιμές (Moorhouse 1972, Holzlohner 1984).

Ένας μεγάλος αριθμός μεθόδων έχει αναπτυχθεί προκειμένου να εκτιμηθούν οι καθιζήσεις επιφανειακών θεμελιώσεων σε μη συνεκτικά εδάφη. Αυτές οι μέθοδοι ποικίλλουν από θεωρητικές εμπειρικές μεθόδους οι οποίες αναπτύχθηκαν αρχικά για συντηρητικό σχεδιασμό πεδίων, έως σύνθετες μη γραμμικές μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων. Πολλές από αυτές τις μεθόδους βασίζονται σε στοιχεία από επί τόπου δοκιμές S.P.T. ή C.P.T., και ως εκ τούτου δεν είναι δυνατό να εξετασθεί ικανοποιητικά η θεωρητική σχέση μεταξύ των ποικίλλων μεθόδων.

Η δοκιμή S.P.T. (Standard Penetration Test), αν και είναι πολύ παλαιά, εξακολουθεί να αποτελεί την περισσότερο διαδεδομένη και συνήθη δοκιμή κατά τις διερευνήσεις του υπεδάφους για τον καθορισμό των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών των μη συνεκτικών εδαφών. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η συγκεκριμένη δοκιμή παρέχει μόνο μια παράμετρο αστοχίας του εδάφους, τον αριθμό κρούσεων  $N$  του προτύπου

δειγματολήπτη, η οποία είναι σχετικά δύσκολο να συσχετισθεί με μια παράμετρο παραμορφώσεως, που ουσιαστικά απαιτείται για τον υπολογισμό των καθιζήσεων. Ο Bowles (1987), χρησιμοποίησε την σχέση που ακολουθεί συνδυάζοντας το μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους με τον αριθμό κρούσεων  $N$ :

$$E = 7.5 + 0.5 \cdot N \text{ (MPa)}$$

Επίσης, ο αριθμός κρούσεων  $N$  (SPT) έχει συνδεθεί με το μέτρο παραμορφωσιμότητας  $E_s$  του εδάφους σύμφωνα με την σχέση  $E_s = 7.5 + 0.8N$  (MPa) από τους Papadopoulos and Anagnostopoulos (1987).

Μία από τις πιο συχνά εφαρμοζόμενες μεθόδους στην πράξη αποτελεί και η μέθοδος των Burland and Burbridge (1985) για πέδιλο εδραζόμενο σε κανονικά στερεοποιημένη άμμο. Η εξίσωση που ακολουθεί δίδει την μέση καθίζηση ( $\rho_c$  σε mm):

$$\rho_c = f_s \times f_1 \times q \times B^{0.7} \times I_c$$

όπου:  $f_s = \left[ 1.25 \times \frac{L/B}{L/B + 0.25} \right]^2$  και  $f_1 = \frac{H}{z_1} \times (2 - H/z_1)$  για  $H/z_1 \leq 1$

και  $z_1 = B^{0.75}$

με  $f_s$ : συντελεστής σχήματος

$f_1$ : διορθωτικός συντελεστής βάθους επιρροής

$q$ : καθαρή αύξηση ενεργού πείσεως στην στάθμη θεμελιώσεως (σε  $\text{KN/m}^2$ )

$B$ : πλάτος ορθογωνικού θεμελίου ή διάμετρος κυκλικής θεμελιώσεως (σε m)

$L$ : μήκος ορθογωνικού θεμελίου

$H$ : πάχος αμμώδους στρώσεως κάτω από την στάθμη θεμελιώσεως

$z_1$ : βάθος επιρροής

$I_c$ : δείκτης συμπίεστότητας, ο οποίος είναι συνάρτηση του αριθμού  $N$  (SPT) και υπολογίζεται ως:  $I_c = 1.71 / (N_{60})^{1.4}$ , όπου  $N_{60}$ : ο αριθμός  $N$  (SPT) διορθωμένος για τις επί τόπου διαδικασίες με απόδοση κινητικής ενέργειας στα στελέχη ίσης προς το 60% της θεωρητικής.

Οι Anagnostopoulos et al. (1991) πρότειναν μια μέθοδο εκτίμησης των καθιζήσεων άμεσα από την δοκιμή S.P.T., μέσω της επόμενης σχέσεως:

$$s = \frac{2.37 \times q^{0.87} \times B^{0.70}}{N^{1.20}}$$

όπου  $s$ : η καθίζηση,

$q$ : η πρόσθετη τάση

$B$ : το πλάτος της θεμελιώσεως

$N$ : η εκτιμώμενη μέση τιμή του αριθμού κρούσεων σε μια ζώνη επιρροής η οποία έχει βάθος ίσο με το πλάτος  $B$ .

Με την δοκιμή C.P.T. (Cone Penetration Test), είναι δυνατό να ληφθούν πιο αξιόλογα αποτελέσματα. Η ορθή επιλογή παραμέτρων συμπιεστότητας και μεθοδολογίας είναι οι κύριοι παράγοντες που επηρεάζουν το αποτέλεσμα της εκτιμώμενης καθιζήσεως. Η καθίζηση μπορεί να υπολογισθεί βάσει της ελαστικής μεθόδου. Η περισσότερο διαδεδομένη μέθοδος η οποία βασίζεται στην δοκιμή C.P.T. και η οποία χρησιμοποιείται για την εκτίμηση των καθιζήσεων επιφανειακών θεμελιώσεων σε μη συνεκτικούς σχηματισμούς είναι αναμφισβήτητα η μέθοδος του Schmertmann (1970). Η μέθοδος αυτή δίδει μια συσχέτιση μεταξύ του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας  $E$  και της αντοχής αιχμής του κώνου  $q_c$ , ωστόσο υποθέτει μία λογική κατανομή της κατακόρυφης παραμορφώσεως του εδάφους κάτω από την θεμελίωση. Η καθίζηση  $s$  της θεμελιώσεως δίδεται, βάσει της προσέγγισης αυτής, μέσω της επόμενης σχέσεως:

$$s = C_1 \times C_2 \times (q - \sigma'_{vo}) \times \int_0^{z_1} \left( \frac{I_z}{E} \right) dz$$

όπου  $C_1$ : διορθωτικός συντελεστής εξαρτώμενος από το βάθος θεμελιώσεως,  $C_2$ : διορθωτικός συντελεστής ερπυσμού,  $I_z$ : συντελεστής επιρροής των κατακόρυφων παραμορφώσεων, ο οποίος εκφράζει την κατανομή των ανηγμένων παραμορφώσεων με το βάθος και  $\sigma'_{vo}$ : η ενεργός πίεση λόγω υπερκειμένων γαιών. Το μέτρο  $E$  για ένα ομοιογενές έδαφος μπορεί να εκτιμηθεί μέσω της σχέσεως  $E = (2.5 \div 3.5) \cdot q_c$



(Schmertmann et al. 1978). Η καθίζηση του μη συνεκτικού εδάφους σύμφωνα με την μέθοδο των Schmertmann et al. (1978) εκτιμάται από την ακόλουθη σχέση:

$$\rho = C_1 \times C_2 \times C_3 \times q' \times \sum_{i=1}^n \frac{l_{zi} \times \Delta H_i}{x_i \times q_{ci}}$$

όπου:  $C_1$ : συντελεστής βάθους με  $C_1 = 1 - 0.5 \times \left( \frac{\sigma'_D}{q'} \right)$

$C_2$ : συντελεστής δευτερογενούς ερπυσμού με  $C_2 = 1 - 0.2 \times \log \left( \frac{t}{0.1} \right)$

$C_3$ : συντελεστής μορφής με  $C_3 = 1.03 - 0.03 \times \frac{L}{B}$

$q'$ : πίεση επαφής

$\sigma'_D$ : ενεργός τάση στην βάση του πεδίου/βάθος D

n: αριθμός εδαφικών στρωμάτων

$l_{zi}$ : συντελεστής επιρροής στο μέσον της εδαφικής στρώσεως

$\Delta H_i$ : πάχος του στρώματος i

$x_i$ : συντελεστής με τον οποίο πολλαπλασιάζεται η αντοχή κώνου  $q_{ci}$  για να εκτιμηθεί το μέτρο Young  $E_i$

t: χρόνος από την εφαρμογή της πιέσεως επαφής  $q'$  (σε χρόνια)

B και L: διαστάσεις πεδίου

Άλλες μέθοδοι οι οποίες βασίζονται στις επί τόπου δοκιμές SPT και CPT για την εκτίμηση καθιζήσεων μη συνεκτικών εδαφών παρουσιάζονται στην συνέχεια:

- Μέθοδος Meyerhof (1965):

$$\rho(in) = C_D \times \left( \frac{2 \times P}{N} \right) \times \left( \frac{2 \times B}{B + 1} \right)^2$$

Οι μεταβλητές της συγκεκριμένης εξίσωσης εκτιμώνται ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως και της μεθόδου Terzaghi (1967) όπως φαίνεται στην συνέχεια.

- Μέθοδος Terzaghi (1967):

$$\rho(\text{in}) = C_w \times C_D \times \left( \frac{3 \times P}{N} \right) \times \left( \frac{2 \times B}{B+1} \right)^2$$

όπου:  $C_w$ : διόρθωση του υδροφόρου ορίζοντα ( $1.0 \leq C_w \leq 2.0$ )

$$C_D: \text{διόρθωση του βάθους θεμελιώσεως} = 1 - \frac{D}{4 \times B}$$

B: πλάτος θεμελιώσεως (σε ft)

D: βάθος θεμελιώσεως (σε ft)

P: φέρουσα πίεση του πεδίου (σε tsf) και

N: αριθμός κρούσεων της δοκιμής SPT

- Μέθοδος Peck and Bazaraa (1969):

$$\rho(\text{in}) = C_w \times C_D \times \left( \frac{2 \times P}{N_B} \right) \times \left( \frac{2 \times B}{B+1} \right)^2$$

Ομοίως με την μέθοδο Terzaghi προσδιορίζονται οι παραπάνω μεταβλητές. Η παράμετρος  $N_B$  αντιστοιχεί στην διορθωμένη τιμή του αριθμού N (SPT) για την πίεση υπερκειμένων γαιών.

- Μέθοδος D' Arrolonia (1970):

$$\rho = \frac{q \times B}{M} \times \mu_0 \times \mu_1$$

όπου: q: η μέση πίεση του πεδίου

B: το πλάτος του πεδίου

M: το μέτρο συμπίεσότητας της άμμου

$\mu_0$ : διορθωτικός συντελεστής του βάθους θεμελιώσεως και

$\mu_1$ : διορθωτικός συντελεστής του πάχους της αμμώδους στρώσεως

- Μέθοδος των Schultze and Sherif (1973):

$$\rho(\text{cm}) = \frac{q \times B \times f}{1.71 \times N^{0.87}} \times \sqrt{B/B_1} \times (1 + 0.4 \times D/B)$$

όπου: q: η μέση πίεση του πεδίου ( $\text{Kg/cm}^2$ )

f: διορθωτικός συντελεστής για το σχήμα του πεδίου και το πάχος της αμμώδους στρώσεως

B: το πλάτος του πεδίου (cm)

$B_1 = 1\text{cm}$

N: αριθμός κρούσεων της δοκιμής SPT

D: βάθος θεμελιώσεως (σε cm)

- Μέθοδος Oweis (1979):

$$\rho = \sum_{i=1}^n \frac{q \times B}{E_i} \times (F_i - F_{i-1})$$

όπου: n: αριθμός εδαφικών στρωμάτων

q: η μέση πίεση του πεδίου

B: πλάτος πεδίου

$E_i$ : ισοδύναμο γραμμικό μέτρο του εδάφους για την στρώση i

$F_{i-1}$ : συντελεστής καθιζήσεως στην κορυφή της στρώσεως i

$F_i$ : συντελεστής καθιζήσεως στην βάση της στρώσεως i

- Θεωρία ελαστικότητας από τον Das (1983):

$$\rho = q \times B \times I \times \left( \frac{1 - \nu^2}{E} \right) \times C_d$$

όπου: q: η πίεση επαφής,

B: το πλάτος της θεμελιώσεως,

I και  $C_d$ : συντελεστές επιρροής και διορθώσεως εξαρτώμενοι από το σχήμα, την ευκαμψία της θεμελιώσεως, το βάθος ως προς την άκαμπτη βάση,

E: το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους και

$\nu$ : ο λόγος Poisson.

Επίσης, αναπτύχθηκαν μέθοδοι εκτιμήσεως των καθιζήσεων μη συνεκτικών εδαφών βάσει των αποτελεσμάτων των δοκιμών PMT (Pressuremeter test) και DMT (Dilatometer test). Στην πρώτη δοκιμή (PMT) βασίζεται η εξίσωση του Briaud (1992):

$$\rho = \frac{2}{9 \times E_D} \times q^* \times B_0 \times \left( \lambda_D \times \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9 \times E_C} \times q^* \times \lambda_C \times B$$

$$E_C = E_1$$

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \times \left[ \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 \times E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2.5 \times E_{6,7,8}} + \frac{1}{2.5 \times E_{9,16}} \right]$$

όπου:  $q^*$ : καθαρή πίεση επαφής με  $q^* = q - q_0$ ,  $q$ : μέση πίεση επαφής και  $q_0$ : συνολική κατακόρυφη τάση στο βάθος της βάσης του πεδύλου

$B_0$ : πλάτος αναφοράς, συνήθως 60cm (2ft)

$B$ : πλάτος ή διάμετρος του πεδύλου ( $B \geq B_0$ )

$\alpha$ : ρεολογικός συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο του εδάφους και τον λόγο  $E_k/\rho_i$ ,  $E_k$ : ισοδύναμο μέτρο πρεσσιομέτρου

$\lambda_c, \lambda_d$ : συντελεστές σχήματος εξαρτώμενες από τις διαστάσεις του πεδύλου:  $L$  και  $B$

Στην δεύτερη δοκιμή (DMT) βασίζεται η αναλυτική μέθοδος του Schmertmann (1986):

$$\rho = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma'_{vi}}{M_i} \times \Delta H_i$$

όπου:  $\Delta \sigma'_{vi}$ : αύξηση της ενεργού πίεσεως προκαλούμενη από την μέση πίεση  $q$  του πεδύλου στην στρώση  $i$  (χρησιμοποιώντας την μέθοδο του Boussinesq ή του Westergaard)

$M_i$ : εφαλτομενικό μέτρο παραμορφωσιμότητας της στρώσεως  $i$

$\Delta H_i$ : πάχος της στρώσεως  $i$ , συνήθως 200mm.

Οι Leonards and Frost (1988) παρουσίασαν επίσης μία μέθοδο εκτιμής των καθιζήσεων σε μη συνεκτικά εδάφη χρησιμοποιώντας συνδυασμό από αποτελέσματα δοκιμών PMT και DMT προκειμένου να προσδιορίσουν την πίεση προστερεοποίησης, και αποτελέσματα από την δοκιμή DMT για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους ή μέτρο Young ή μέτρο συμπίεστότητας. Τελικώς,

σύγκριναν τα αποτελέσματα της συγκεκριμένης μεθόδου με τα αντίστοιχα ήδη αποδεκτών μεθόδων.

Γενικώς, θα πρέπει να σημειωθεί ότι η άμεση καθίζηση πεδίων που εδράζονται σε μη συνεκτικά εδάφη συμβαίνει υπό στραγγιζόμενες συνθήκες και οφείλεται τόσο στην μεταβολή του όγκου όσο και στην παραμόρφωση (Burland and Burbidge 1985, Lee and Salgado 2002, Schmertmann 1970, Schmertmann et al. 1978). Οι καθιζήσεις υπό στραγγιζόμενες συνθήκες σε αμμώδη εδάφη συνήθως εκτιμώνται βάσει συντελεστών επιρροής (όπως π.χ. Harr 1966, 1977, Berardi et al. 1991, Lancellotta 1995). Οι Mayne andoulos (1999) εξέτασαν λεπτομερώς διάφορους συντελεστές επιρροής και κατέληξαν στην παρακάτω σχέση η οποία δίδει την καθίζηση επιφανειακής θεμελιώσεως:

$$\rho_{\text{center}} = \frac{q \times d \times I_G \times I_F \times I_E \times (1 - \nu^2)}{E_0}$$

όπου  $\rho_{\text{center}}$ : η καθίζηση στο κέντρο της θεμελιώσεως

$I_G, I_F, I_E$ : συντελεστές επιρροής εξαρτώμενοι από την ακαμψία της θεμελιώσεως, την ανομοιογένεια ή ομοιογένεια του εδάφους, το πάχος της εδαφικής στρώσεως, τις συνθήκες φορτίσεως (αστράγγιστες ή στραγγιζόμενες), το βάθος θεμελιώσεως.

Ο Paradooulos (1992) παρουσίασε μία μέθοδο η οποία περιλαμβάνει ένα απλοποιημένο πρότυπο για την κατανομή των εφαρμοζόμενων τάσεων με το βάθος, παρέχει συγκεκριμένα πειραματικά αποτελέσματα που αφορούν στην σχέση τάσεων–παραμορφώσεων σε μη συνεκτικά εδάφη, και προτείνει έναν τύπο για την εκτίμηση του βάθους επιρροής κάτω από το οποίο οι παραμορφώσεις μπορούν να θεωρηθούν αμελητέες. Οι τελικές σχέσεις υπολογισμού των καθιζήσεων, αν και έχουν την μορφή επιλύσεων ελαστικού τύπου, στην πραγματικότητα αποτελούν μη γραμμικές συναρτήσεις του πλάτους θεμελιώσεως και της εφαρμοζόμενης πίεσεως.

Οι Nova and Montrasio (1991) ασχολήθηκαν με την εκτίμηση καθιζήσεως και στροφής άκαμπτης επιφανειακής θεμελιώσεως η οποία εδράζεται στην ελεύθερη επιφάνεια

αμμώδους εδάφους και υποβάλλεται σε έκκεντρη και ταυτόχρονα υπό κλίση φόρτιση. Προκειμένου όμως να ληφθούν υπόψη οι γεωμετρικές επιδράσεις, όπως το μέγεθος της θεμελιώσεως και το βάθος της θεμελιώσεως, ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί η θεωρία αυτή στην πράξη, οι Montrasio and Nova (1997) εκτέλεσαν νέες πειραματικές δοκιμές, βασιζόμενοι στην προηγούμενη μελέτη τους (Nova and Montrasio 1991), μεταβάλλοντας τον λόγο διαστάσεων καθώς και τον λόγο βάθους θεμελιώσεως προς πλάτος θεμελιώσεως. Παράλληλα, εξέτασαν την επιρροή της τραχύτητας της θεμελιώσεως. Τελικώς, διαπίστωσαν αρκετά ικανοποιητική προσέγγιση μεταξύ της θεωρίας και των πειραματικών αποτελεσμάτων.

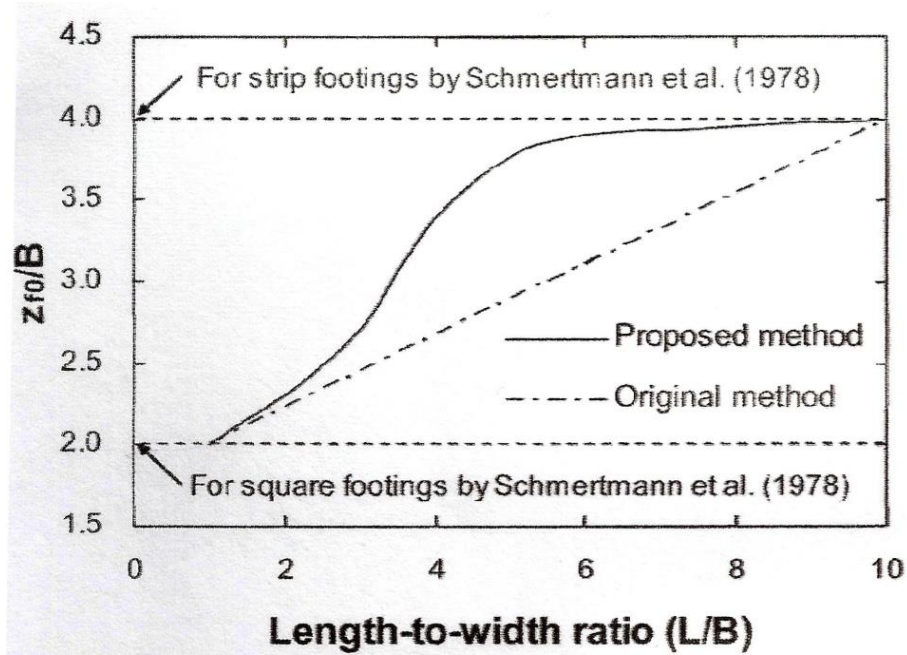
Επίσης, ιδιαίτερος σημαντικός φαίνεται να είναι και ο παράγοντας της ανομοιογένειας του εδάφους κατά τις γεωτεχνικές αναλύσεις. Ο Vrettos (1998) παρουσίασε απλές αλγεβρικές σχέσεις για την εκτίμηση της ελαστικής καθιζήσεως και στροφής ορθογωνικών πεδύλων σε ανομοιογενές έδαφος. Αν και οι σχέσεις αυτές έχουν προκύψει από επίλυση που αφορά σε τελείως άκαμπτα πέδιλα, εντούτοις, συμπέρανε ότι μπορούν να δώσουν ακριβείς εκτιμήσεις της μέσης καθιζήσεως και στροφής ακόμη και για εύκαμπτα πέδιλα. Με το πρόβλημα της ανομοιογένειας του εδάφους έχουν επίσης ασχοληθεί και άλλοι ερευνητές όπως ο Gibson (1967), ο Brown (1974), ο Oner (1990), ο Selvadurai (1996).

Η εφαρμογή των διαφόρων μεθόδων εκτιμήσεως των καθιζήσεων σε μη συνεκτικά εδάφη καθορίζεται με βάση τις συγκρίσεις μεταξύ υπολογισμένων και μετρημένων καθιζήσεων. Σύμφωνα με έρευνα που σχετίζεται με τις παραπάνω μεθόδους, διαπιστώνεται ότι οι απλές μέθοδοι οι οποίες βασίζονται στην θεωρία ελαστικότητας (περιλαμβανομένης και της μεθόδου Schmertmann) είναι δυνατό να παρέχουν λογικές εκτιμήσεις των καθιζήσεων πεδύλων υπό την προϋπόθεση ότι έχει επιλεγεί κατάλληλα το μέτρο διατμήσεως ή το μέτρο ελαστικότητας του αμμώδους εδάφους.

Σήμερα παρατηρείται σημαντική εξέλιξη και στις σύνθετες μεθόδους που χρησιμοποιούν πεπερασμένα στοιχεία οι οποίες εφαρμόζονται ευρέως σε προβλήματα

εκτιμήσεως καθιζήσεων. Οι Anderson et al. (2007) εξέτασαν διάφορες μεθόδους εκτιμήσεως των καθιζήσεων που βασίζονται σε αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών και χρησιμοποίησαν παράλληλα τα αποτελέσματα αυτά ως στοιχεία εισαγωγής σε αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία. Γενικά, διαπίστωσαν ότι είναι ιδιαιτέρως σημαντική η κατανόηση των εδαφικών συνθηκών σε κάθε περίπτωση προκειμένου να εκτιμηθούν όσο το δυνατόν καλύτερα οι αναμενόμενες καθιζήσεις ανεξαρτήτως του αν χρησιμοποιούνται οι παραδοσιακές συμβατικές μέθοδοι ή οι αριθμητικές μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων. Σύγκριση μεταξύ εκτιμώμενων και μετρημένων τιμών καθιζήσεων παρουσίασαν οι Turcek and Sul'ovska (2007). Χρησιμοποίησαν μια αναλυτική μέθοδο εκτιμήσεως των καθιζήσεων βασιζόμενοι σε αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών και παράλληλα πραγματοποίησαν και αντίστοιχες επιλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία, ενώ κατά την διάρκεια κατασκευής του έργου (πολύ υψηλό κτήριο) μετρήθηκαν οι συνολικές και διαφορικές καθιζήσεις. Η πρόβλεψη των καθιζήσεων διαπιστώθηκε αρκετά ικανοποιητική με αποτελέσματα που προσεγγίζουν τα πραγματικά δεδομένα. Οι Yamamoto et al. (2009) διερεύνησαν την επιρροή του μεγέθους της κυκλικής επιφανειακής θεμελιώσεως εδραζόμενη σε αμμώδη εδάφη πραγματοποιώντας αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων.

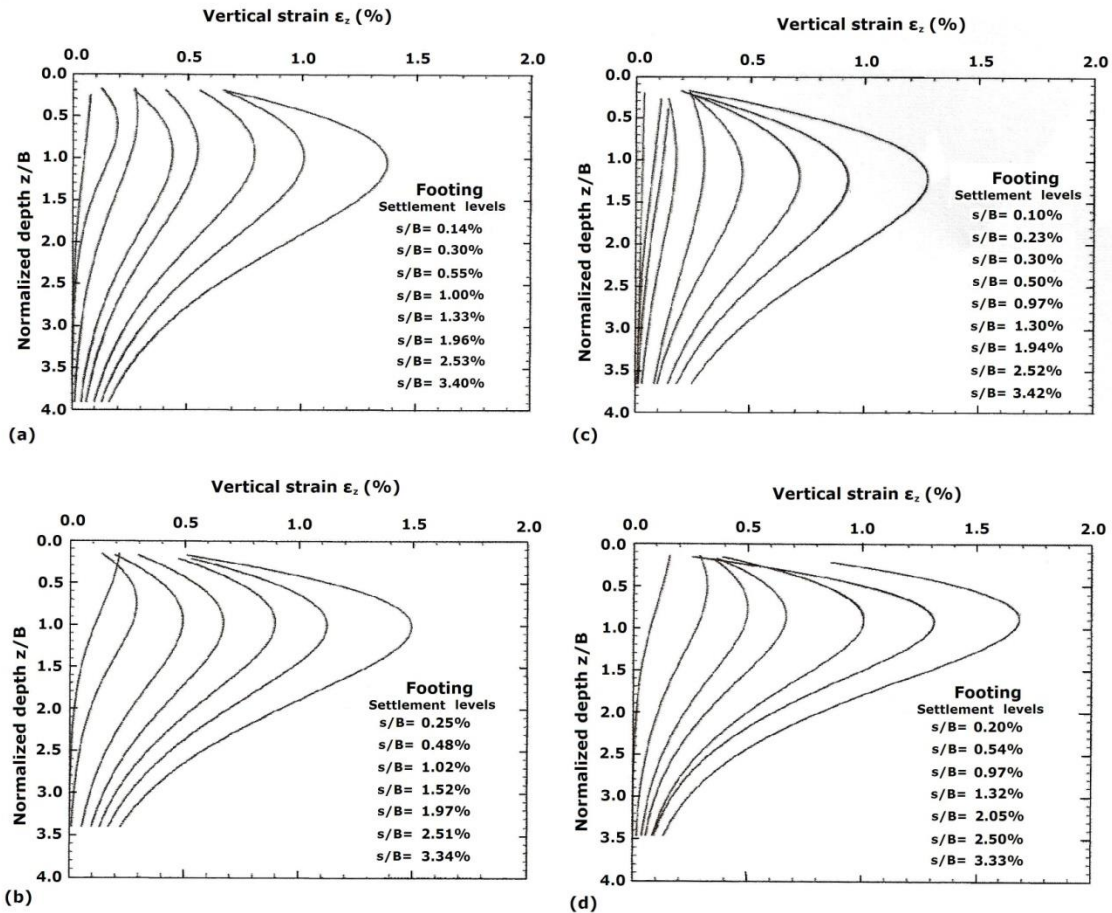
Οι Lee et al. (2008) χρησιμοποίησαν ως βάση την μέθοδο Schmertmann (Schmertmann 1970, Schmertmann et al. 1978) και την επέκτειναν προτείνοντας τελικώς την εκτίμηση καθιζήσεων σε μη συνεκτικά εδάφη λαμβάνοντας σοβαρά υπ' όψη τον λόγο διαστάσεως των πεδίων (μήκος/πλάτος) καθώς και την αλληλεπίδραση μεταξύ γειτονικών πεδίων. Πραγματοποίησαν τριδιάστατες μη γραμμικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων εκτελώντας παράλληλα και δοκιμές φορτίσεως πλακών σε αμμώδες έδαφος. Η μέθοδός τους βασίστηκε σε ένα διάγραμμα επιρροής παραμορφώσεως το οποίο εξαρτάται τόσο από την αλληλεπίδραση μεταξύ πεδίων που βρίσκονται σε κοντινή απόσταση μεταξύ τους όσο και από τον λόγο  $L/B$  (όπου  $L$ : μήκος του πεδίου και  $B$ : πλάτος του πεδίου). Ενδεικτικό διάγραμμα από τα αποτελέσματα τους δίδεται στο Σχήμα 1.2.



**Σχήμα 1.2:** Βάθη της ζώνης επιρροής παραμορφώσεως για ορθογωνικά πέδιλα με διαφορετικούς λόγους  $L/B$  (Lee et al. 2008)

Οι O'Loughlin and Lehane (2010) βασίσθηκαν στην μέθοδο Schmertmann et al. (1978) πραγματοποιώντας δοκιμές σε φυγοκεντριστή για προσομοίωμα πεδιλοδοκού σε ξηρή άμμο και κατέγραψαν τις μετακινήσεις του εδάφους με την χρήση της μεθόδου P.I.V. (Particle Image Velocimetry), μία τεχνική μέτρησης μετακινήσεων βασισμένη στην ανάλυση της κίνησης συγκεκριμένων σωματιδίων και στην φωτογραμμετρία κοντινής ανάλυσης που επιτυγχάνει υψηλής ακρίβειας αποτελέσματα στις μετρήσεις των μετακινήσεων. Σύμφωνα με τις μετρήσεις αυτές, απεικόνισαν την κατακόρυφη ανηγμένη παραμόρφωση με στόχο τελικώς τον υπολογισμό των αναμενόμενων καθιζήσεων σε πραγματικές περιπτώσεις πεδιλοδοκών εδραζόμενων σε αμμώδεις σχηματισμούς. Στο Σχήμα 1.3 δίδονται διαγράμματα τα οποία απεικονίζουν την μεταβολή της κατακόρυφης ανηγμένης παραμορφώσεως συναρτήσει του κανονικοποιημένου βάθους  $z/B$ , όπως παρουσιάζονται από τους O'Loughlin and Lehane (2010).





**Σχήμα 1.3:** Μεταβολή της κατακόρυφης ανηγμένης παραμορφώσεως συναρτήσει του κανονικοποιημένου βάθους από τους O'Loughlin and Lehane (2010)

Καταλήγοντας στις περισσότερο σύνθετες μεθόδους εκτιμήσεως των καθιζήσεων σημειώνεται η σημαντική συμβολή των πιθανοτικών και στοχαστικών προσεγγίσεων λόγω της αβεβαιότητας που παρουσιάζεται στις διάφορες εδαφικές παραμέτρους. Η χρήση πιθανοτικών προσεγγίσεων για την ανάλυση της καθιζήσεως και διαφορικής καθιζήσεως επιτρέπει την προσομοίωση των αβεβαιοτήτων αναλύοντας την επιρροή της διασποράς τους στην συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Επίσης τα τελευταία χρόνια τα νευρωνικά δίκτυα (neural networks) χρησιμοποιούνται ευρέως για την εκτίμηση των καθιζήσεων. Έχουν δείξει σημαντική ικανότητα εκτίμησης της πολύπλοκης, μη γραμμικής συμπεριφοράς των επιφανειακών θεμελιώσεων σε μη συνεκτικά εδάφη. Η δομή και λειτουργία των δικτύων αυτών περιγράφονται από τους

Hecht – Nielsen 1990 και Fausett 1994. Πολλοί ερευνητές χρησιμοποίησαν τέτοια δίκτυα προκειμένου να επιτύχουν όσο το δυνατόν ακριβέστερη εκτίμηση καθιζήσεων επιφανειακής θεμελιώσεως σε μη συνεκτικό έδαφος. Σχετικές μέθοδοι εκφεύγουν των ορίων της παρούσας διδακτορικής διατριβής και για τον λόγο αυτό δεν παρουσιάζονται λεπτομερή βιβλιογραφικά στοιχεία.

#### **1.4 Αλληλεπίδραση ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους**

Ο συνήθης «συμβατικός» τρόπος ανάλυσης γίνεται αγνοώντας την αλληλεπίδραση ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους, υπολογίζοντας τα συστήματα αυτά ως ανεξάρτητα μεταξύ τους. Αρχικά, επιλύεται η ανωδομή για τα διάφορα εξωτερικά φορτία θεωρώντας ότι εδράζεται σε ανυποχώρητες στηρίξεις, υπολογίζοντας τα φορτία διατομής της και τα φορτία που μεταφέρονται στην θεμελίωση. Στην συνέχεια επιλύεται η θεμελίωση για τα παραπάνω φορτία και τελικώς εκτιμώνται οι καθιζήσεις του εδάφους (λαμβάνοντας υπόψη τα φορτία της θεμελιώσεως) θεωρώντας την ανωδομή και την θεμελίωση ως απολύτως εύκαμπτες, οι οποίες παρακολουθούν ανεμπόδιστα τις καθιζήσεις. Ο τρόπος αυτός ανάλυσης ωστόσο, όπως άλλωστε είναι αναμενόμενο, τείνει να ξεπερασθεί αφού στην πραγματικότητα η αλληλεπίδραση είναι έντονη μεταξύ ανωδομής, θεμελιώσεως και εδάφους, και συνεπώς καταλήγει πιθανώς σε διαφορετικές λύσεις όσον αφορά στις διαστασιολογήσεις.

Σημειώνεται, επίσης, ότι οι αναλύσεις αλληλεπιδράσεως γίνονται συνήθως υπό την απλουστευτική θεώρηση γραμμικής ελαστικού εδάφους και ενδεχομένως τα αποτελέσματα να μην ανταποκρίνονται πάντοτε στην πραγματική εδαφική συμπεριφορά.

Γενικώς, οι αναλύσεις με βάση την μέθοδο της αλληλεπιδράσεως επηρεάζονται από ποικίλες παραμέτρους της ανωδομής (όπως π.χ. από την σχετική ακαμψία των υποστυλωμάτων και των δοκών των κτιρίων, από τις διαστάσεις των κτιρίων, τον τύπο σύνδεσης μεταξύ των δοκών και των υποστυλωμάτων, το μήκος και τον αριθμό των ανοιγμάτων των πλαισίων, το ύψος και τον αριθμό των ορόφων, από τις συνθήκες φόρτισης, κ.α.) καθώς και από την συμπεριφορά του εδάφους. Ουσιαστικής σημασίας

στο σύνθετο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως φαίνεται ότι είναι επίσης και η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων (άμεσες καθιζήσεις και καθιζήσεις λόγω στερεοποιήσεως του εδάφους).

Το θέμα της αλληλεπιδράσεως έχει απασχολήσει κατά καιρούς διάφορους ερευνητές. Οι Lee and Brown (1972) παρουσίασαν μία ανάλυση αλληλεπιδράσεως για ένα επταόροφο πλαίσιο τριών ανοιγμάτων και για έδαφος που συμπεριφέρεται σύμφωνα με το προσομοίωμα Winkler ή ως ελαστικό ημίχωρο. Ο Brown (1972) μελέτησε την επιρροή της σταδιακής κατασκευής στην συμπεριφορά της αλληλεπιδράσεως και διαπίστωσε ότι η ενεργός ακαμψία ενός κτηρίου κατά την διάρκεια κατασκευής του αποτελεί περίπου το μισό της ακαμψίας του όταν έχει ολοκληρωθεί η κατασκευή του.

Οι Noorzaei et al. (1994) παρουσίασαν μία μη γραμμική ανάλυση αλληλεπιδράσεως εδάφους – κατασκευής για ένα πενταόροφο πλαίσιο δύο ανοιγμάτων. Το έδαφος θεωρήθηκε ότι συμπεριφέρεται ως μη γραμμικώς ελαστικό και προσομοιώθηκε με το γνωστό υπερβολικό μοντέλο. Οι Noorzaei et al. (1995) ασχολήθηκαν με αναλύσεις αλληλεπιδράσεως ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους, λαμβάνοντας υπόψη την ελαστική – ιδεατώς πλαστική συμπεριφορά του συμπιεστού εδάφους. Επιχείρησαν συγκρίσεις μεταξύ των περιπτώσεων που λαμβάνεται υπόψη ή όχι η αλληλεπίδραση καθώς και θεωρώντας ότι το έδαφος συμπεριφέρεται ως γραμμικώς ελαστικό ή χρησιμοποιώντας υπερβολικού τύπου προσομοίωση. Οι Dasgupta et al. (1998) μελέτησαν την επιρροή τριών παραμέτρων (σχετική καμπτική δυσκαμψία υποστυλωμάτος ως προς τις δοκούς, αριθμός ορόφων και αριθμός ανοιγμάτων) στο αξονικό φορτίο και την ροπή υποστυλωμάτων σε τριδιάστατα πλαισιωτά κτίρια.

Οι Breysse et al. (2004) παρουσίασαν μία γενική προσέγγιση του προβλήματος της αλληλεπιδράσεως εδάφους–κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη τις επιρροές της εδαφικής ανομοιογένειας. Οι Houy et al. (2005) μελέτησαν την επιρροή διαφόρων λόγων ακαμψίας μεταξύ εδάφους και δομικού υλικού στο σύστημα έδαφος–κατασκευή–θεμελίωση, καθώς επίσης και την επιρροή της χωρικής μεταβλητότητας του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους στην ανακατανομή του φορτίου και της καθιζήσεως.

Επίσης, η ραγδαία εξέλιξη των υπολογιστών οδήγησε στην ανάπτυξη πιο ολοκληρωμένων συστημάτων αριθμητικής αναλύσεως. Οι μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων και πεπερασμένων διαφορών, χρησιμοποιούνται πλέον ευρέως προκειμένου να προσεγγισθεί το πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως με στόχο την επίτευξη ακριβέστερων και ταχύτερων λύσεων. Ο Hora (2008) πραγματοποίησε ελαστοπλαστική ανάλυση αλληλεπιδράσεως εδάφους–κατασκευής για ένα δυόροφο πλαίσιο δύο ανοιγμάτων χρησιμοποιώντας μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων. Θεώρησε ότι η ανωδομή συμπεριφέρεται με γραμμικώς ελαστικό τρόπο ενώ το έδαφος αντίστοιχα με ελαστοπλαστικό σύμφωνα με διάφορα κριτήρια διαρροής (Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Compromise cone, Axial extended cone). Οι Hora and Sarma (2008) διερεύνησαν την επιρροή της αύξησης των ανοιγμάτων και των ορόφων πλαισιωτών φορέων 2 ή 4 ανοιγμάτων στην αλληλεπίδραση του συστήματος εδάφους–κατασκευής καθώς και την επιρροή των παραμέτρων αυτών στις διαφορικές καθιζήσεις, με την χρήση μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων, προσομοιώντας την συμπεριφορά του εδάφους με το μη γραμμικό υπερβολικό μοντέλο. Οι Agrawal and Hora (2010) διερεύνησαν την επιρροή των διαφορικών καθιζήσεων στα εντατικά μεγέθη δυόροφων πλαισιωτών φορέων δύο ανοιγμάτων, στις ροπές κάμψεως της θεμελιώσεως και στην κατανομή των πιέσεων επαφής κάτω από την θεμελίωση. Προσομοίωσαν το έδαφος με το γνωστό μη γραμμικό υπερβολικό μοντέλο και πραγματοποίησαν αναλύσεις αλληλεπιδράσεως μέσω ισοπαραμετρικών πεπερασμένων – άπειρων στοιχείων (isoparametric finite-infinite elements).

Οι Barbato et al. (2010) εκτέλεσαν πιθανοτικές αναστροφές αναλύσεις βασιζόμενες σε προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία μη γραμμικής αποκρίσεως καθώς επίσης και ανάλυση ευαισθησίας της αποκρίσεως για δομικό σύστημα και για σύστημα εδάφους–κατασκευής. Οι Colasanti and Horvath (2010) και οι Horvath and Colasanti (2011) ασχολήθηκαν με προσομοιώματα εδάφους θεμελιώσεως για την βελτίωση της αναλύσεως της αλληλεπιδράσεως εδάφους–κατασκευής. Συγκεκριμένα, μελέτησαν λεπτομερώς πώς ένα προηγμένο προσομοίωμα εδάφους θεμελιώσεως μπορεί να

εφαρμοσθεί σε προβλήματα της πράξεως, με έμφαση στις θεμελιώσεις τύπου πλάκας χρησιμοποιώντας μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων.

Οι Shulyat'ev and Fedorovskii (2013) περιγράφουν το ιστορικό σχεδιασμού και κατασκευής του κτηρίου του Υπουργείου Εξωτερικών, αναλύουν τα αποτελέσματα από πολυετείς παρατηρήσεις καθιζήσεων, και εκτελούν συγκριτικές αναλύσεις που περιλαμβάνουν αλληλεπίδραση του πλαισίου του κτηρίου και του εδάφους θεμελιώσεως. Οι Fedorovskii and Shulyat'ev (2014) αναλύουν την αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους, θεμελιώσεως και ανωδομής για το ξενοδοχείο Ukraina βασιζόμενοι σε παρατηρήσεις καθιζήσεων και μετρήσεις των πιέσεων επαφής και των φορτίων που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα του πλαισίου. Με την βοήθεια αριθμητικής προσομοιώσεως αξιολογούν κάποιες προσεγγιστικές επιλύσεις για το συγκεκριμένο πρόβλημα και εξηγούν τις επιπτώσεις/αποτελέσματα που προκύπτουν κατά την αλληλεπίδραση μεταξύ κτηρίου και εδάφους θεμελιώσεως.

Οι Imanzadeh et al. (2014) μελέτησαν το θέμα της αλληλεπιδράσεως εδάφους–κατασκευής χρησιμοποιώντας μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων υπό μονοδιάστατες συνθήκες (1D finite element modeling) και υπό τριδιάστατες συνθήκες (3D finite element modeling) λαμβάνοντας υπόψη και την χωρική μεταβλητότητα του μέτρου Young  $E_s$  του εδάφους. Εκτίμησαν μέγιστες καθιζήσεις, μέγιστες διαφορικές καθιζήσεις και μέγιστες ροπές κάμψεως μέσω των δύο αυτών προσεγγίσεων συγκρίνοντας τα αποτελέσματα.

### **1.5 Συμπερασματικές παρατηρήσεις**

Κατά την μελέτη και τον σχεδιασμό των επιφανειακών θεμελιώσεων θα πρέπει να εξασφαλίζεται η επάρκεια της φέρουσας ικανότητας του εδάφους προκειμένου να μην υπάρχει αστοχία λόγω των φορτίων που μεταφέρονται στο έδαφος και η ανάπτυξη μικρών μετακινήσεων της θεμελιώσεως που δεν θέτουν σε κίνδυνο την στατικότητα και την λειτουργικότητα της κατασκευής, δηλαδή περιορίζοντας τις καθιζήσεις και τις διαφορικές καθιζήσεις σε επιτρεπτά όρια ανάλογα με το είδος της κατασκευής. Αφού

λοιπόν έχει επιλεγεί ο τύπος της θεμελιώσεως, προσδιορίζονται και οι τελικές της διαστάσεις.

Ο υπολογισμός των καθιζήσεων επιφανειακών θεμελιώσεων γίνεται λαμβάνοντας υπόψη το είδος του εδάφους (συνεκτικό ή μη συνεκτικό) αλλά και τις γενικότερες συνθήκες θεμελιώσεως. Κατά καιρούς έχουν προταθεί αρκετές μέθοδοι πρόβλεψης των καθιζήσεων από διάφορους ερευνητές, από απλές παραδοσιακές έως πιο σύνθετες προηγμένες μεθόδους χρησιμοποιώντας εξειδικευμένα γεωτεχνικά υπολογιστικά προγράμματα ιδίως με πεπερασμένα στοιχεία, όπως ήδη αναφέρθηκαν στο πλαίσιο του κεφαλαίου αυτού. Επίσης, έχουν συσταθεί από πολλούς ερευνητές κριτήρια επιτρεπόμενων τιμών παραμορφώσεων για την αποφυγή βλαβών ανάλογα με το είδος της κατασκευής, τα οποία παρουσιάζονται εκτενώς σε επόμενο κεφάλαιο της παρούσας διδακτορικής διατριβής.

Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι το έδαφος θεμελιώσεως, η θεμελίωση και η ανωδομή αποτελούν αναπόσπαστο σύνολο, δεδομένου ότι τα φορτία της ανωδομής οδηγούνται στην θεμελίωση και στην συνέχεια μεταφέρονται στο έδαφος. Το μέγεθος, η διάταξη και η λειτουργία της κατασκευής, τα χρησιμοποιούμενα υλικά, καθώς και τα επιβαλλόμενα φορτία θεωρούνται καθοριστικές παράμετροι που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά τον σχεδιασμό της θεμελιώσεως. Εξαιτίας της πολυπαραμετρικότητας του προβλήματος της αλληλεπίδρασης ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους έχει αναπτυχθεί κατά το παρελθόν πλήθος διαφορετικών προσεγγίσεων. Με την συνεχή όμως εξέλιξη των υπολογιστικών προγραμμάτων, πλέον υπάρχει πληθώρα λύσεων ακριβείας και ταχύτητας (στοιχεία τα οποία αναφέρονται εκτενώς στο παρόν κεφάλαιο). Ωστόσο, μέχρι το χρονικό σημείο της μεγάλης εξέλιξης των αριθμητικών μεθόδων, ο συνήθης τρόπος ανάλυσης θεωρούσε την ανωδομή, την θεμελίωση και το έδαφος ως ανεξάρτητα μεταξύ τους συστήματα που υπολογίζονται ξεχωριστά. Ο τρόπος αυτός που χαρακτηρίζεται «συμβατικός» και τείνει να ξεπεραστεί, επιλύει την κατασκευή με θεώρηση αμελήσιμων μετατοπίσεων και στροφών της θεμελιώσεως. Στην πραγματικότητα όμως υπάρχει έντονη αλληλεπίδραση ως προς τα παραμορφωσιακά και ως προς τα εντατικά μεγέθη μεταξύ του συστήματος

ανωδομή – θεμελίωση – έδαφος. Συνεπώς, είναι αναμενόμενο, η ανάλυση των κατασκευών, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση να οδηγεί συχνά σε διαστασιολογήσεις διαφορετικές από εκείνες της συμβατικής αναλύσεως. Σημειώνεται επίσης ότι οι αναλύσεις αλληλεπιδράσεως εκτελούνται συνήθως υπό την θεώρηση γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους, λόγω της απλότητας των καταστατικών σχέσεων και λόγω της ευκολίας προσδιορισμού των παραμέτρων εισαγωγής στο καταστατικό προσομοίωμα. Ωστόσο, η συνήθης αυτή παραδοχή δεν ανταποκρίνεται συχνά στην πραγματική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών. Στην παρούσα διδακτορική διατριβή μελετήθηκε λεπτομερώς το θέμα της αλληλεπιδράσεως ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους (εξετάζοντας παράλληλα την επιρροή του εδαφικού προσομοιώματος) με την βοήθεια διδιάστατου αλλά και τριδιάστατου υπολογιστικού προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων (μέσω παραμετρικών αναλύσεων που παρουσιάζονται σε επόμενα κεφάλαια).

## 1.6 Βιβλιογραφικές αναφορές

- Αναγνωστόπουλος, Κ., και Γραμματικόπουλος, Ι. (2010). Μοντέλο Προσδιορισμού του Δείκτη Δευτερεύουσας Στερεοποίησης Υπερστερεοποιημένων Αργιλικών Εδαφών. *Πρακτικά 6<sup>ου</sup> Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Τόμος 1, 35–42.
- Γιαννόπουλος, Κ. Π. και Zdravković, L. (2010). Συντελεστές φέρουσας ικανότητας για αστράγγιστη φόρτιση κωνικών θεμελιώσεων σε άργιλο. *Πρακτικά 6<sup>ου</sup> Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Τόμος 3, 203–210.
- Agrawal, R., and Hora, M. S. (2010). Effect of differential settlements on nonlinear interaction behaviour of plane frame - soil system. *Journal of Engineering and Applied Sciences* **5**, No.7: 75–87.
- Ahmed, A., and Soubra, A.-H. (2014). Reliability Analyses at Ultimate and Serviceability Limit States of Obliquely Loaded Circular Foundations. *Geotechnical and Geological Engineering* **32**: 729–738.
- Anagnostopoulos, A. G., Papadopoulos, B. P., and Kavvas, M. J. (1991). Direct estimation of settlements on sand, based on SPT results. *Proc. 10<sup>th</sup> Europ. Conf. Soil Mechs. Found. Eng.* Florence 1 & 2. Balkema, Rotterdam.



- Anderson, J. B., Townsend, F. C., and Rahelison, L. (2007). Load Testing and Settlement Prediction of Shallow Foundation. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* **133**, No. 12, 1494–1502.
- Barbato, M., Gu, Q., and Conte, J. P. (2010). Probabilistic push-over analysis of structural and soil-structure systems. *Journal of Structural Engineering*, Vol. **136**, No. 11, 1330–1341.
- Berardi, R., Jamiolkowski, M., and Lancellotta, R. (1991). Settlements of shallow foundations in sands: selection of stiffness on the basis of penetration resistance. *Geotech. Eng. Congress 1991*, ASCE, Reston, Va., 1, 185–200.
- Bowles, J. E. (1987). Elastic foundation settlements on sand deposits. *J. Geotech. Eng.* **113**, 846–860.
- Briaud, J.-L. (1992). The pressuremeter. *Balkema, Brookfield, Vt.*
- Breyse, D., Niandou, H., Elachachi, S., and Houy, L. (2004). A generic approach to soil-structure interaction considering the effects of soil heterogeneity. *Géotechnique*, Vol. **54**, No. 2, 143–150.
- Brown, P. T. (1972). The significance of Structure-Foundation Interaction. *Proc. 2<sup>nd</sup> Australia and Newzeland Conference on Geomech.* Brisbane, Australia, No.7514, pp.79–82.
- Brown, P. T. (1974). Influence of soil nonhomogeneity on raft behaviour. *Soils Found.* **14**, No. 1, 61–70.
- Buisman, A. S. (1936). Results of long duration settlement tests. *Proc. 1<sup>th</sup> ICSMFE.* Cambridge, Mass., Vol. **1**, 103–106.
- Burland, J. B., and Burbidge, M. C. (1985). Settlement of foundations of sand and gravel. *Proc. Institute of civil Engineers*, Vol. **78**, Thomas Telford, London, 1325–1381.
- Burland, J. B., Broms, B. B., and de Mello, V. F. B. (1977). Behaviour of foundations and structures. *Proc. 9<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mechs. Found. Eng. Tokyo*, Vol. **1**, 495–549.
- Christian, J. T., and Carrier, W. D. (1978). Janbu, Bjerrum and Kjaernsli's chart reinterpreted. *Can. Geotech. J.* **15**, 123–128.
- Colasanti, R. J., and Horvath, J. S. (2010). Practical Subgrade Model for Improved Soil-Structure Interaction Analysis: Software Implementation. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, Vol. **15**, No. 4, 278–286.
- D' Appolonia, D. J., and Lambe, T. W. (1970). Method for predicting initial settlement. *J. Soil Mech. And Found. Div.* **96**, No. 2, 523–544.
- D' Appolonia, D. J., D' Appolonia, E. D., and Brissette, R. F. (1970). Closure: Settlement of spread footings on sand. *J. Soil Mech. And Found. Div.*, **96**, No. 2, 754–762.
- Das, B. M. (1983). *Advanced soil mechanics*, Hemisphere, Washington, D.C.



- Dasgupta, S., Dutta, S.C., and Bhattacharya, G. (1998). Effect of Superstructure Rigidity on Differential Settlement of Foundation. *J. Structural Engrg., Structural Engineering Research Center, Madras, India*, pp.333–339.
- Davis, E. H., and Poulos, H. G. (1972). Rate of settlement under three dimensional conditions. *Géotechnique* **22**, No. 1, 95–114.
- Eurocode 7 (BS EN 1997-1:2004) “Geotechnical Design – Part 1: General Rules”.
- Fausset, L. V. (1994). *Fundamentals neural networks: Architecture, algorithms, and applications*, Prentice–Hall, Englewood Cliffs, N. J.
- Fedorovskii, V. G., and Shulyat’ev, S. O. (2014). Construction of the Ukraina hotel as an example of interaction between its bed, foundation, and superstructure. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **50**, No 6, 242–250.
- Foott, R., and Ladd, C. C. (1981). Undrained settlement of plastic and organic clays. *J. Geotech. Eng. Div.* **107**, No. 8, 1079–1094.
- Foye, K. C., Basu, P., and Prezzi, M. (2008). Immediate settlement of shallow foundations bearing on clay. *International Journal of Geomechanics* **8**, No. 5, 300–310.
- GeoTechNet Project GTC2-2000-33033, WP3: Innovation Design Tools in Geotechnics – Observational Method and Finite Element Method, editor Noel Huybrechts, BBRI. Reference also <http://www.geotechnet.org/>.
- Gibson, R. E. (1967). Some results concerning displacements and stresses in a non-homogeneous elastic half-space. *Géotechnique* **17**, No. 1, 58–67.
- Hammersley, J. M., and Handscomb, D. C. (1964). Monte Carlo methods. *Wiley Press*, New York.
- Harr, M. E. (1966). Foundations of theoretical soil mechanics. *McGraw-Hill*, New York.
- Harr, M. E. (1977). Mechanics of particulate media. *McGraw-Hill*, New York.
- Hecht-Nielsen, R. (1990). Neurocomputing, *Addison-Wesly*, Reading, Mass.
- Holzlohner, U. (1984). Settlement of shallow foundations on sand. *Jpn. Soc. Soil Mech. Found. Eng.* **24**, No. 4, 58–70.
- Hora, M. (2008). Elastoplastic soil–structure interaction analysis of building frame–soil system. *6<sup>th</sup> International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Arlington, VA, Paper No. 1.06.
- Hora, M., and Sharma, A. (2008). Effect of geometrical parameters on nonlinear soil–structure interaction behaviour of plane frame–soil system. *6<sup>th</sup> International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Arlington, VA, Paper No. 1.05.
- Horvath, J. S., and Colasanti, R. J. (2011). Practical Subgrade Model for Improved Soil-Structure Interaction Analysis: Model Development. *International Journal of Geomechanics, ASCE*, **11**, No.1: 59–64.

- Houy, L., Breyse, D., and Denis, A. (2005). Influence of soil heterogeneity on load redistribution and settlement of a hyperstatic three-support frame. *Géotechnique*, Vol. **55**, No. 2, 163–170.
- Il'ichev, V. A., Fadeev, A. B. (2002). European rules for geotechnical design “Eurocode 7: Geotechnical design”. *Soil Mechanics and Foundation Engineering* **39**, No. 6, 223–228.
- Imanzadeh, S., Denis, A., and Marache, A. (2014). Foundation and overall structure designs of continuous spread footings along with soil spatial variability and geological anomaly. *Eng. Struct.* **71**: 212–221.
- Jardine, R. J., Lehane, B. M., Smith, P. R., and Gildea, P. A. (1995). Vertical loading experiments on rigid pad foundations at Bothkenar. *Géotechnique*, London, U. K., **45**, No. 4, 575–597.
- Kinner, E. B., and Ladd, C. C. (1973). Undrained bearing capacity of footing on clay. *Proc. 8<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng. Moscow*, Springer, New York, 209–215.
- Kondner, R. L. (1963). Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils. *J. Soil Mech. And Found. Div.* **89**, Vol. 1, 115–143.
- Lee, I.K., and Brown, P.T. (1972). Structure–Foundation Interaction Analysis. *J. Struct. Div., ASCE*, 98, ST11, pp.2413–2431.
- Lee, J., and Salgado, R. (2002). Estimation of footing settlement in sand. *Int. J. Geomech.* **2**, No. 1, 1–28.
- Lee, J., Eun, J., Prezzi, M., and Salgado, R. (2008). Strain influence Diagrams for settlement estimation of both isolated and multiple footings in sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* **134**, No. 4, 417–427.
- Leonards, G. A., and Frost, J. D. (1988). Settlement of shallow foundations on granular soils. *J. Geotech. Eng.* **114**, No. 7, 791–809.
- Mayne, P. W., and Poulos, H. G. (1999). Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* **125**, No. 6, 453–460.
- Mecsi, J. (2007). Investigation of settlements due to the change of the ground water level in the subsoil. *Proc. 14<sup>th</sup> Eur. Conf. Soil Mech. and Geot. Eng. Madrid*, Vol. **2**, 773–778.
- Mesri, G., and Godlewski, P. M. (1977). Time and stress–compressibility interrelationship. *J. Ged. ASCE*, Vol. **103**, No. GT5, 417–430.
- Mesri, G., Lo, D.O.K., and Feng, T.-W. (1994). Settlement of Embankments on soft clays. *Geot. Spec. Pub.* 40, ASCE, Vol. 1, 8–56.
- Meyerhof, G.G. (1965). Shallow foundations. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, **91**, No. 2, 21–31.
- Montrasio, L., and Nova, R. (1997). Settlements of shallow foundations on sand: geometrical effects. *Géotechnique* **47**, No. 1, 49–60.

- Moorhouse, D. C. (1972). Shallow foundations. *Proc. Conf. Performance of Earth and Earth – Supported Structures*, Purdue Univ., Lafayette, Ind., 71–109.
- Nicholson, D. P. D., Huybrechts, N., Maertens, J. (2007). The observational method in geotechnics. *Proc. 14<sup>th</sup> Eur. Conf. Soil Mech. and Geot. Eng. Madrid*, Vol. **2**, pp. 371–380.
- Nicholson, D., Tse, C., Penny, C. (1999). The Observational Method in ground engineering – principles and applications. Report 185, CIRIA, London.
- Noorzaei, J., Viladkar, M.N., and Godbole, P.N. (1994). Nonlinear Soil – Structure Interaction in Plane Frames. *Engineering Computations*, Vol. **11**, pp. 303–316.
- Noorzaei, J., Viladkar, M.N., and Godbole, P.N. (1995). Elastoplastic Analysis for Soil–Structure Interaction in Framed Structures. *Int. J. of Computers and Structures*, 55 (5), pp. 797–807.
- Nova, R., and Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique* **41**, No. 2, 243–256.
- O’Loughlin, C. D., and Lehane, B. M. (2010). Nonlinear cone penetration test-based method for predicting footing settlements on sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* **136**, No. 3, 409–416.
- Oner, M. (1990). Vertical and horizontal deformation of an inhomogeneous elastic half-space. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* **14**, 613–629.
- Orr, T. L. L. (2000). Selection of characteristic values and partial factors in geotechnical designs to Eurocode 7. *Computers and Geotechnics*. Vol. **26**, Issues 3-4, 263–279.
- Orr, T. L. L., Bergdahl, U., Frank, R., Scarpelli, G., Simpson, B. (2007). Evaluation of Eurocode 7: Geotechnical design. *Proc. 14<sup>th</sup> Eur. Conf. Soil Mech. and Geot. Eng. Madrid*, Vol. **2**, 269–274.
- Oweis, I. S. (1979). Equivalent linear model for predicting settlements of sand bases. *J. Geotech. Eng. Div.* **105**, No. 12, 1525–1544.
- Padfield, C. J., and Sharrock, M. J. (1983). Settlements of structures on clay soils. *CIRIA Spec. Pub. 27*, CIRIA, London U. K., 132.
- Papadopoulos, B. P. (1992). Settlements of shallow foundations on cohesionless soils. *J. Geotech. Eng.* **118**, No. 3, 377–393.
- Papadopoulos, B. P., and Anagnostopoulos, A. G. (1987). Ground water effects on settlement estimation. *Proc. X ECSMFE*, Dublin, Vol. **2**, 725–729.
- Peck, R. B., and Bazaraa, A. R. S. (1969). Discussion of settlement of spread footings on sand. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, **95**, No. 3, 905–909.
- Ponomarev, A.B., and Kaloshina, S.V. (2013). Influence of slab foundations constructed in dense urban settings on settlement of existing buildings. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **50**, No. 5, 194–199.

- Rubinstein, R. U. (1981). Simulation and the Monte Carlo method. *Wiley Press*, New York.
- Schmertmann, J. H. (1970). Static cone to compute static settlement over sand. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, **96**, No. 3, 1011–1043.
- Schmertmann, J. H. (1986). Dilatometer to compute foundation settlement. *Use of in situ tests in geotechnical engineering*, GSP 6, ASCE, Reston, Va., 303–321.
- Schmertmann, J. H., Brown, P. R., and Hartmann, J. P. (1978). Improved strain influence factor Diagrams. *J. Geotech. Eng. Div.* **104**, No. 8, 1131–1135.
- Schultz, E., and Sherif, G. (1973). Prediction of settlements from evaluated settlement observations for sand. *Proc. 8<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Moscow*.
- Selvadurai, A. P. S. (1996). The settlement of a rigid circular foundation resting on a half-space exhibiting a near surface elastic non-homogeneity. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* **20**, 351–364.
- Shulyat'ev, S. O., and Fedorovskii, V. G. (2013). Settlement observations of the ministry of foreign affairs building in Moscow and comparison with calculated values. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **49**, No 6, 227–236.
- Simon, R. M., Christian, J. T., and Ladd, C. C. (1974). Analysis of undrained behaviour of loads on clay. *Soils and Foundations: Analysis and design in geotechnical engineering*, Austin, Tex., ASCE, New York, 51–84.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. *John Wiley*, New York.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). Soil mechanics in engineering practice, *Wiley*, New York.
- Turček, P., and Súl'ovská, M. (2007). Using the observation method for foundations of high-rise buildings. *Proc. 14<sup>th</sup> Eur. Conf. Soil Mech. and Geot. Eng. Madrid*, Vol. 2, 419–422.
- Vrettos, C. (1998). Elastic settlement and rotation of rectangular footings on non-homogeneous soil. *Géotechnique* **48**, No. 5, 703–707.
- Wang, Y., Kulhawy, F. H. (2008). Economic Design Optimization of Foundations. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* **134**, No. 8, 1097–1105.
- Yamamoto, N., Randolph, M. F., and Einav, I. (2009). Numerical study of the effect of foundation size for a wide range of sands. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* **135**, No. 1, 37–45.

# 2

## **ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΚΑΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΣΕ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ**

---

### **2.1 Εισαγωγή**

Ο σχεδιασμός των θεμελιώσεων έργων θα πρέπει να γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται ταυτόχρονα δύο βασικές απαιτήσεις. Αρχικά, τα φορτία της θεμελιώσεως δεν θα πρέπει να προκαλούν διατμητική αστοχία του εδάφους, δηλαδή δεν θα πρέπει να ξεπερνάται η οριακή φέρουσα ικανότητα του εδάφους. Δεύτερον, οι εδαφικές παραμορφώσεις δεν θα πρέπει να προκαλούν μετακινήσεις των θεμελιώσεων οι οποίες να ξεπερνούν τις τιμές που επιτρέπονται για το έργο. Γενικώς, έχει διαπιστωθεί ότι τόσο οι κατακόρυφες μετατοπίσεις, οι καθιζήσεις ή ανυψώσεις του εδάφους, όσο και οι οριζόντιες μετατοπίσεις έχουν εξίσου σημαντικό ενδιαφέρον.

Ο καθορισμός της επιτρεπόμενης καθιζήσεως ενός κτηρίου αποτελεί ένα αρκετά πολύπλοκο πρόβλημα. Είναι επίσης γνωστό ότι το πρόβλημα αυτό εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως π.χ. ο τύπος και το μέγεθος του έργου, το υλικό κατασκευής της ανωδομής, η ακαμψία της ανωδομής, οι λειτουργικές της απαιτήσεις, η θέση της σε σχέση με άλλες κατασκευές, ο ρυθμός ανάπτυξης των καθιζήσεων καθώς και η κατανομή τους. Επιπλέον, είναι σημαντικό να επισημανθεί αν η εκτίμηση της επιτρεπόμενης καθιζήσεως θα βασισθεί σε θέματα ασφάλειας, λειτουργίας και λειτουργικότητας του κτηρίου είτε σε θέματα που αφορούν στην εμφάνιση του

κτηρίου. Προφανώς, η καθίζηση που επηρεάζει την ασφάλεια ή την λειτουργία του κτηρίου δεν θεωρείται ανεκτή. Ωστόσο, σημαντική ρηγμάτωση σε αρχιτεκτονικά στοιχεία του έργου, η οποία επηρεάζει την εμφάνιση αλλά είναι πιθανό να μην επηρεάζει την λειτουργία ή την ασφάλεια του έργου, μπορεί να έχει σημαντικό ενδιαφέρον για πολλούς τύπους κατασκευών. Συνεπώς, είναι απαραίτητο να γίνεται ο διαχωρισμός μεταξύ κτηρίων για τα οποία η αισθητική εμφάνιση είναι σημαντική και εκείνων για τα οποία δεν είναι. Τελικώς, θα ήταν σκόπιμο να θεωρηθούν δύο βασικές κατηγορίες παραμορφώσεως:

- Επιτρεπόμενη (allowable) τιμή: υποδεικνύει την χαμηλότερη τιμή της παραμορφώσεως η οποία δεν ακολουθείται από ζημιές και δεν απαιτεί ιδιαίτερες επισκευαστικές εργασίες και
- Οριακή (ultimate) τιμή: δίδει την μεγαλύτερη τιμή της παραμορφώσεως, με πιθανότητα δημιουργίας βλαβών στην κατασκευή, υπό την προϋπόθεση ότι θα ακολουθήσει επισκευή. Ωστόσο, σε τέτοιες περιπτώσεις, η κατασκευή δεν χάνει την φέρουσα ικανότητά της αλλά μόνο όταν ξεπερασθεί η οριακή τιμή της παραμορφώσεως προκαλούνται βλάβες σε μεμονωμένα στοιχεία της κατασκευής ή και σε ολόκληρη την κατασκευή.

Έχουν διαμορφωθεί δύο διαφορετικές προσεγγίσεις για τον καθορισμό των οριακών ανεκτών παραμορφώσεων. Η πρώτη προσέγγιση περιλαμβάνει δομική ανάλυση, η οποία επιχειρεί να προσδιορίσει την οριακή παραμόρφωση που προκαλεί δομική βλάβη. Η δεύτερη προσέγγιση έχει στατιστικό χαρακτήρα. Δηλαδή, οι οριακές ανεκτές παραμορφώσεις εκτιμώνται μέσω μιας αναλύσεως λειτουργικής παρατήρησης κατασκευών (Zhang and Ng, 2005).

Οριακή Κατάσταση (LS=Limit State) θεωρείται η κατάσταση πέρα από την οποία το έργο αποτυγχάνει να πραγματοποιήσει με κάποιον τρόπο τον πραγματικό σκοπό για τον οποίο έχει αρχικά σχεδιασθεί. Η Οριακή Κατάσταση Σχεδιασμού (LSD=Limit State Design) έρχεται να συναντήσει τις απαιτήσεις για ασφάλεια, λειτουργικότητα και οικονομία. Η LSD γενικά αναφέρεται σε δύο τύπους οριακών καταστάσεων:

- i. Οριακή κατάσταση αστοχίας: αφορά στην μέγιστη ικανότητα φόρτισης του έργου.
- ii. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας: αφορά στην λειτουργικότητα και τις απαιτήσεις συντηρήσεως του έργου ώστε να εξασφαλίζεται η επαρκής συμπεριφορά του υπό αναμενόμενες συνθήκες (όπως π.χ. αναμενόμενες φορτίσεις, σεισμός).

Έχουν αναπτυχθεί αρκετοί κανονισμοί για τον σχεδιασμό οριακής καταστάσεως, όπως Eurocode 7 (Simpson et al., 1997; CEN, 2001; Orr, 2002), the Load and Resistance Factor Design (LRFD), bridge design specifications (AASHTO, 1997), the National Building Code of Canada (Becker, 1996), Reliability-based design of foundations for transmission line structures (Phoon et al., 1995), Chinese code for the design of building foundations (MOC, 2002), Geo-code of Japan (Honjo & Kusakabe, 2002).

Η τελευταία γενική παράγραφος του Ευρωκώδικα 7 (Eurocode 7 – Part 1) σχετικά με την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας σε απλή μετάφραση αναφέρει ότι:

*«Μια οριακή τιμή για μια συγκεκριμένη παραμόρφωση είναι η τιμή κατά την οποία μια οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, όπως π.χ. μη αποδεκτή ρηγμάτωση, κρίνεται ότι θα συμβεί στην υπό υποστήριξη κατασκευή. Η οριακή τιμή θα πρέπει να έχει συμφωνηθεί κατά τον σχεδιασμό της κατασκευής.»*

Ο Ευρωκώδικας 7 (EN 1997) θα πρέπει να εφαρμόζεται σε όλα τα προβλήματα αλληλεπιδράσεως κατασκευών με το έδαφος, μέσω θεμελιώσεων και κατασκευών αντιστηρίξεως. Αναφέρεται όχι μόνο σε κτιριακά έργα αλλά και σε γέφυρες και άλλα έργα μηχανικού. Επιτρέπει τον υπολογισμό των γεωτεχνικών δράσεων στις κατασκευές, καθώς επίσης και τις αντοχές του εδάφους οι οποίες αναπτύσσονται ως αποτέλεσμα των δράσεων των κατασκευών. Δίδει όλες τις συστάσεις και τους κανόνες για καλή πρακτική η οποία απαιτείται για ένα καθαρώς γεωτεχνικό έργο. Ο Frank (2006) αναφέρει ότι ο Ευρωκώδικας 7 δίδει έναν συγκεκριμένο αριθμό συντελεστών οι οποίοι θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όταν συνιστώνται οι επιτρεπόμενες τιμές των μετατοπίσεων. Είναι σημαντικό αυτές οι οριακές τιμές να θεσπίζονται με έναν ρεαλιστικό τρόπο, μετά από στενή συνεργασία του γεωτεχνικού με τον στατικό

μηχανικό. Εάν οι τιμές αυτές είναι υπερβολικά συντηρητικές, θα οδηγήσουν σε αντιοικονομικό σχεδιασμό.

Είναι επίσης σημαντικό, οι κατασκευές να χαρακτηρίζονται σύμφωνα με την ευαισθησία τους στις παραμορφώσεις:

- i. Εύκαμπτες κατασκευές: το έδαφος θεμελιώσεως παραμορφώνεται και η κατασκευή ακολουθεί την παραμόρφωση αυτή, κατά την επιβολή των φορτίσεων.
- ii. Κατασκευές μέσης ευκαμψίας: οι τιμές των διαφορικών καθιζήσεων εξαρτώνται από την ταυτόχρονη παραμόρφωση της θεμελιώσεως και της κατασκευής.
- iii. Άκαμπτες κατασκευές: η κλίση του κτιρίου είναι αυτό που ενδιαφέρει στις συγκεκριμένες περιπτώσεις.

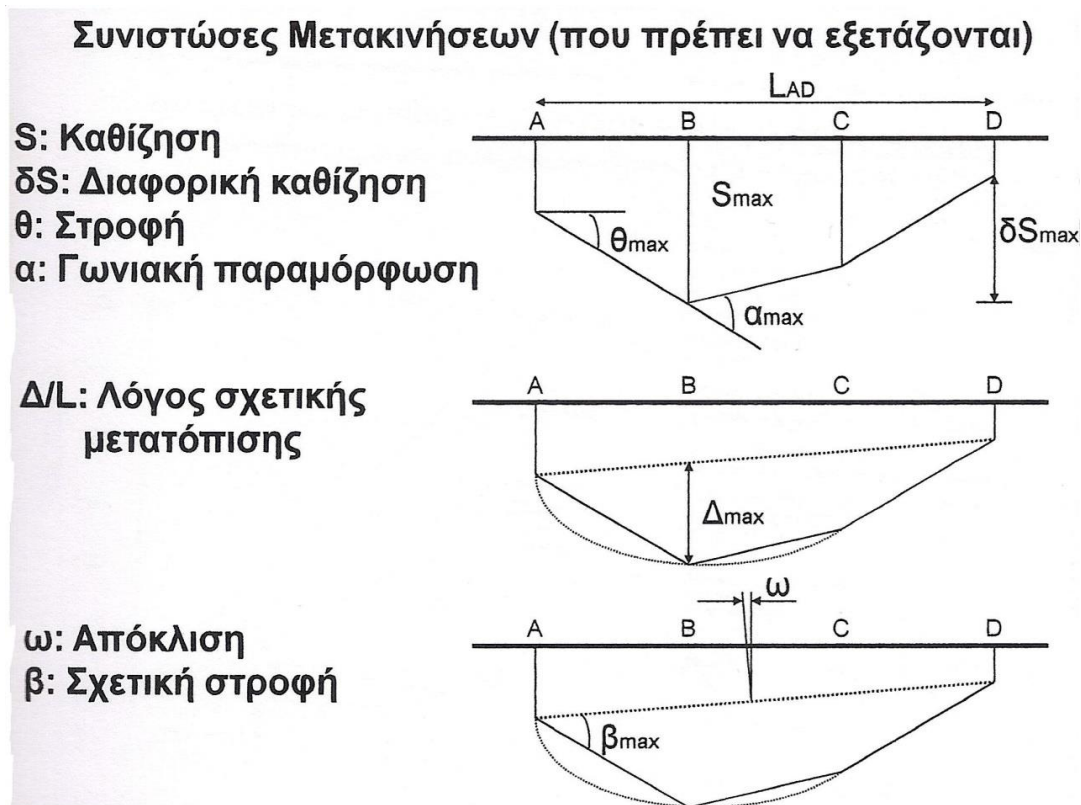
Οι Zhang and Ng (2005) μελέτησαν την μεταβλητότητα των ανεκτών παραμορφώσεων των κατασκευών και πρότειναν μία διαδικασία για την εφαρμογή πιθανοτικών κατανομών των οριακών ανεκτών τιμών. Για τον σκοπό αυτό εξετάστηκαν και αξιολογήθηκαν 171 γέφυρες και 95 κτίρια, που είχαν υποστεί συγκεκριμένη καθίζηση (κατακόρυφη παραμόρφωση) και επίσης 204 γέφυρες και 205 κτίρια τα οποία υπέστησαν συγκεκριμένη γωνιακή παραμόρφωση. Βασιζόμενοι στις παρατηρήσεις των παραμορφώσεων που θεωρούνται ανεκτές και μη ανεκτές, ανέπτυξαν πιθανοτικές κατανομές των οριακών ανεκτών καθιζήσεων και γωνιακών αποκλίσεων. Τελικώς, διαπίστωσαν ότι οι οριακές ανεκτές τιμές που εκτίμησαν από την μελέτη τους ήταν ιδιαίτερος χαμηλότερες από τις αντίστοιχες παρατηρηθείσες μη ανεκτές παραμορφώσεις (καθιζήσεις και γωνιακές αποκλίσεις).

## 2.2 Κριτήρια παραμορφώσεων κτηρίων

Γενικά, με τον όρο καθίζηση θεωρείται η κατακόρυφη μετατόπιση της θεμελιώσεως. Για τον λόγο ότι η βλάβη που παρουσιάζεται σε κάποιο έργο σχετίζεται κυρίως με τις διαφορές της καθιζήσεως στις διαφορετικές θέσεις του κτηρίου, η διαφορική καθίζηση έχει συνήθως μεγαλύτερο ενδιαφέρον από την απόλυτη τιμή της καθιζήσεως. Θα



πρέπει επίσης να αναφερθεί ότι η άμμος παρουσιάζει διαφορετικό πρόβλημα από την άργιλο. Στην πρώτη περίπτωση, επειδή οι καθιζήσεις προκαλούνται με ταχύ ρυθμό, το μεγαλύτερο ποσοστό της καθιζήσεως αναπτύσσεται πριν την τοποθέτηση των μη δομικών στοιχείων της κατασκευής, τα οποία είναι και τα περισσότερο ευαίσθητα σε παραμόρφωση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μην παρατηρούνται συχνά σημαντικές ζημιές σε κτήρια τα οποία θεμελιώνονται σε αμμώδη εδάφη (Polshin and Tokar, 1957). Οι συνολικές καθιζήσεις που προκαλούνται σε αργιλικά εδάφη είναι γενικά μεγαλύτερες από ότι σε αμμώδη εδάφη λόγω της διαδικασίας της στερεοποίησης. Ωστόσο όμως, οι διαφορικές καθιζήσεις οι οποίες είναι και οι περισσότερο επικίνδυνες για τα κτήρια, τείνουν να είναι υψηλότερες σε αμμώδη εδάφη εξαιτίας της ανομοιογένειας των εδαφών αυτών (Burland et al., 1977). Οι συνιστώσες των μετακινήσεων που εξετάζονται συνήθως παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.1 (Αναγνωστόπουλος, 2008).



Σχήμα 2.1: Συνιστώσες μετακινήσεων (Αναγνωστόπουλος, 2008)

Εξαιτίας της πολυπλοκότητας των αναλυτικών μελετών, σχεδόν όλα τα κριτήρια που αφορούν σε επιτρεπόμενα όρια καθιζήσεων έχουν θεσπισθεί εμπειρικά με βάση τις παρατηρήσεις των καθιζήσεων και των βλαβών σε υπάρχοντα κτίρια. Συνήθως, μια ποιοτική εκτίμηση του επιπέδου της βλάβης σχετίζεται με κάποιο μέγεθος διαφορικής καθιζήσεως. Επίσης, συχνά γίνεται προσπάθεια να συσχετισθεί η διαφορική καθίζηση με την απόλυτη μέγιστη καθίζηση. Μερικές φορές γίνονται εσφαλμένες υποθέσεις αναφορικά με την σχέση μεταξύ βλάβης και καθιζήσεως. Θα πρέπει να επισημανθεί ότι όλες οι ρωγματώσεις δεν είναι αποκλειστικά αποτέλεσμα της δημιουργίας καθιζήσεως αλλά και αντίστροφα η απουσία ρωγματώσεως δεν σημαίνει απαραίτητα ότι δεν έχει προκληθεί καθίζηση.

Ο Peck (1948) παρουσίασε μια εξαιρετική ιστορία περιπτώσεων θεμελιώσεως στο Σικάγο. Ασχολήθηκε με 60 κτήρια τα οποία είχαν κατασκευασθεί κατά το χρονικό διάστημα 1883–1895, με επιφανειακή θεμελίωση. Κάποια από αυτά τα κτήρια υπέφεραν πολύ γρήγορα μεγάλες ζημιές εξαιτίας της ανάπτυξης μεγάλων διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ βαρέως φορτισμένων τμημάτων και των γειτονικών τους ελαφρύτερα φορτισμένων. Το αποτέλεσμα από την εμπειρία της μελέτης αυτών των κατασκευών ήταν στην συνέχεια οι μηχανικοί να επιχειρούν να σχεδιάζουν κατασκευές οι οποίες να φορτίζονται κατανεμημένα ώστε να οδηγούν σε όσο το δυνατόν ομοιόμορφες καθιζήσεις. Τα βασικά σημεία τα οποία προέκυψαν από την παραπάνω μελέτη του Peck ήταν τα εξής:

- Η κατασκευή των κτηρίων αναμένεται να οδηγεί στην ανάπτυξη καθιζήσεων.
- Η διαφορική καθίζηση είναι περισσότερο κρίσιμη από την συνολική καθίζηση.
- Οι κατασκευές και οι θεμελιώσεις τους θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ελαχιστοποιούνται οι διαφορικές καθιζήσεις.
- Μεγάλες καθιζήσεις μπορεί να είναι ανεκτές υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπονομεύονται η ασφάλεια και η λειτουργία των κατασκευών.

Πολλές συσχετίσεις μεταξύ  $\Delta s$  και συνολικής καθιζήσεως έχουν συσταθεί από πολλούς ερευνητές. Οι Terzaghi and Peck (1948) πρότειναν ότι για πέδιλα εδραζόμενα σε άμμο η διαφορική καθίζηση δεν θα πρέπει να ξεπερνά το 75% της μέγιστης καθιζήσεως.

Επίσης, πρότειναν οριακή μέγιστη καθίζηση 25mm δεδομένου ότι οι συνηθισμένες κατασκευές μπορούν να αντέξουν 20mm διαφορική καθίζηση μεταξύ δύο γειτονικών υποστυλωμάτων. Για κοιτοστρώσεις η οριακή μέγιστη καθίζηση μπορεί να αυξηθεί σε 50mm.

Οι Skempton & MacDonald (1956) επέλεξαν την στροφή ως το κρίσιμο μέγεθος της καθιζήσεως για τον λόγο ότι οι περισσότερες από τις βλάβες που παρατηρήθηκαν στα εξετασθέντα κτήρια σχετίζονταν με παραμορφώσεις οφειλόμενες σε στροφές. Συμπέραναν επίσης ότι οι ρωγματώσεις της φέρουσας τοιχοποιίας ή των τοίχων πληρώσεως πλαισιωτών φορέων είναι πιθανό να εμφανισθούν όταν η στροφή ξεπεράσει την τιμή 1/300 και η κατασκευαστική βλάβη ενδέχεται να παρατηρηθεί όταν η στροφή ξεπεράσει την τιμή 1/150. Τελικώς, οι Skempton & MacDonald (1956) πρότειναν τιμή στροφής  $\theta=1/500$  ως κριτήριο σχεδιασμού το οποίο παρέχει κάποιον συντελεστή ασφαλείας έναντι ρωγματώσεως. Τελικώς συμπέραναν ότι για ένα ασφαλές όριο  $\theta=1/500$  η οριακή μέγιστη διαφορική καθίζηση φτάνει τα 25mm, ενώ η οριακή συνολική καθίζηση μπορεί να είναι 40mm για μεμονωμένα πέδιλα και 65mm για κοιτόστρωση.

Ο Bjerrum (1963) συγκέντρωσε τα παραπάνω στοιχεία και κατέληξε στις δικές του παρατηρήσεις που αφορούν στο λόγο της διαφορικής καθιζήσεως μεταξύ δύο σημείων προς την απόστασή τους ( $\Delta s/l$ ). Τα στοιχεία αυτά δίδονται στον Πίνακα 2.1. Επιπλέον, ο Bjerrum (1963) πρότεινε ένα μέγεθος πιθανής διαφορικής καθιζήσεως σε σχέση με την μέγιστη καθίζηση, εξαιτίας της ανομοιογένειας των εδαφικών σχηματισμών. Έτσι, για τις αργίλους είναι αναμενόμενο ότι  $\Delta s=(0.3\div 0.5)\cdot s_{\max}$ , ενώ για τις άμμους μπορεί να ισχύει  $\Delta s=(0.5\div 1.0)\cdot s_{\max}$ .

Οι Terzaghi et al. (1996) πρότειναν ότι, για πέδιλα σε άμμο, η διαφορική καθίζηση είναι απίθανο να ξεπεράσει το 75% της μέγιστης. Ο Coduto (1994) πρότεινε τιμή του λόγου της διαφορικής καθιζήσεως προς την μέγιστη μεταξύ 0.5 και 0.75 για εξαιρετικά ομοιογενή εδαφικά στρώματα.

Οι Grant et al. (1974) έδωσαν κάποιες συσχετίσεις μεταξύ της μέγιστης απόλυτης καθιζήσεως  $s_{\max}$  (μπορεί να εκτιμηθεί με μεγάλη ακρίβεια και σχετικά γρήγορα) και της

μέγιστης σχετικής στροφής  $\beta_{max}$  (Πίνακας 2.2) η οποία αποτελεί την πιο σημαντική παράμετρο για την αξιολόγηση της ζημιάς.

**Πίνακας 2.1:** Συσχέτιση του τύπου της κατασκευής και της επιτρεπόμενης στροφής ( $\Delta s/l$ ) κατά Bjerrum (1963)

Είδος κατασκευής	Επιτρεπ. $\Delta s/l$
• Ευαίσθητες μηχανολογικές εγκαταστάσεις	1/750
• Πλαισιωτές κατασκευές	1/600
• Συνήθη κτίρια, όπου δεν γίνονται ανεκτές οι ρηγματώσεις σε τοίχους πληρώσεως	1/500
• Συνήθη κτίρια για τα οποία επιτρέπονται μικρορηγματώσεις στους τοίχους πληρώσεως	1/300
• Άκαμπτα κτίρια με επιτρεπόμενη απόκλιση από την κατακόρυφο	1/250
• Όριο για το οποίο είναι δυνατόν να παρουσιασθούν ζημιές στο φέροντα οργανισμό	1/150
• Εύκαμπτες πλινθοδομές με $H/L < 1/4$ , χωρίς ρηγματώσεις	1/150

**Πίνακας 2.2:** Σχέση μεταξύ απόλυτης καθίζσεως και σχετικής στροφής (Grant et al., 1974)

Φύση Εδάφους	Τύπος θεμελιώσεως	$s_{max}/\beta_{max}$ ( $s_{max}$ σε mm)
Κοκκώδες έδαφος	Μεμονωμένα πέδιλα	15.000
Κοκκώδες έδαφος	Κοιτόστρωση	18.000
Συνεκτικό έδαφος	Μεμονωμένα πέδιλα	30.000
Συνεκτικό έδαφος	Κοιτόστρωση	35.000

Οι Burland et al. (1977) συγκέντρωσαν τα παρακάτω όρια επιτρεπόμενων τιμών για άμμους:

- Σε μεμονωμένα πέδιλα: 20mm διαφορική καθίζηση μεταξύ γειτονικών στυλών και αντίστοιχα μέγιστη καθίζηση 25mm (σύμφωνα με τους Terzaghi & Peck, 1948), ή σύμφωνα με τους Skempton & MacDonald (1956) 25mm διαφορική καθίζηση και 40mm συνολική καθίζηση (για στρόφη 1/500).
- Σε πλάκες γενικής κοιτοστρώσεως: μέγιστη καθίζηση 50mm σύμφωνα με τους Terzaghi & Peck (1948) και 40 έως 60mm σύμφωνα με τους Skempton & MacDonald (1956).

Ο Meyerhof (1953) μελέτησε ξεχωριστά την περίπτωση πλαισιωτών κτηρίων και την περίπτωση φέρουσας τοιχοποιίας από πλινθοδομή. Πρότεινε οριακές τιμές στροφών

1/300 για ανοιχτά πλαίσια, 1/1000 για κλειστά πλαίσια και 1/2000 για φέρουσες τοιχοποιίες ή συνεχής επικάλυψη από πλινθοδομή.

Οι Polshin & Tokar (1957) έχουν προτείνει οριακές τιμές που αφορούν στην στροφή οι οποίες κυμαίνονται από 1/500 έως 1/200 και προσεγγίζουν τις τιμές που έχουν δοθεί από τους Skempton & MacDonald (1956). Γενικώς, οι Polshin & Tokar (1957) υποστήριξαν τα κριτήρια των Skempton–MacDonald (1956) για πλαισιωτά κτήρια αλλά έθεσαν αυστηρότερα όρια για τις διαφορικές καθιζήσεις.

Ο Ménard (1967) προτείνει μια απλή μέθοδο για τον καθορισμό της διαφορικής καθιζήσεως από την απόλυτη καθίζηση, τον «δείκτη ετερογένειας» και την ακαμψία της κατασκευής. Τα επιτρεπόμενα όρια τα οποία συνιστά ο Ménard (1967) για την στροφή είναι:

- 1/3300 έως 1/1500 για οικιακά κτήρια
- 1/1250 έως 1/650 για βιομηχανικές κατασκευές.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές αυτές έχουν εκτιμηθεί με βάση καθιζήσεις προσδιορισμένες σύμφωνα με την μέθοδο του πρεσσιομέτρου, η οποία συχνά οδηγεί σε μικρότερες καθιζήσεις συγκριτικά με τις παραδοσιακές μεθόδους.

Ο Tomlinson (1980) αξιολόγησε τις διάφορες προτάσεις κριτηρίων και έδωσε τους Πίνακες 2.3 και 2.4 για κτήρια με οπλισμένη και μη οπλισμένη φέρουσα τοιχοποιία αντίστοιχα, οι οποίοι αναφέρονται και στην σχετική ειδική έκδοση της CIRIA (Padfield and Sharrock, 1983) και στο ISE (Institution of Structural Engineers, 1989).

**Πίνακας 2.3:** Όρια μετατοπίσεων για πλαισιωτά κτήρια με οπλισμένη τοιχοποιία (τιμές της στροφής  $\theta$  κατά Tomlinson 1980)

	<i>Skempton &amp; MacDonald (1956)</i>	<i>Meyerhof (1956)</i>	<i>Polshin &amp; Tokar (1957)</i>	<i>Bjerrum (1963)</i>
Βλάβη στον φέροντα οργανισμό	1/150	1/250	1/200	1/150
Ρηγματώσεις στους τοίχους	1/300 (συνιστάται 1/500)	1/500	1/500	1/500

**Πίνακας 2.4:** Όρια μετατοπίσεων για πλαίσια κτίρια με μη οπλισμένη τοιχοποιία (τιμές του λόγου της σχετικής μετατοπίσεως Δ/L κατά Tomlinson 1980)

	<i>Meyerhof (1956)</i>	<i>Polshin &amp; Tokar (1957)</i>	<i>Burland &amp; Wroth (1975)</i>
Ρωγμές λόγω κοίλης μορφής παραμορφώσεως του τοίχου	1/2500	L/H<3; 1/3500 έως 1/2500 L/H>5; 1/2000 έως 1/1500	1/2500, L/H=1 1/1250, L/H=5
Ρωγμές λόγω κυρτής μορφής παραμορφώσεως του τοίχου	-	-	1/5000, L/H=1 1/2500, L/H=5

Ο Holtz (1991) θεώρησε τις τρεις παραμέτρους οι οποίες είναι ευκολότερες στην αξιολόγηση, και συγκεκριμένα την συνολική καθίζηση, την διαφορική καθίζηση και την στροφή (Πίνακας 2.5).

**Πίνακας 2.5:** Επιτρεπόμενες μετατοπίσεις (Holtz, 1991)

<i>Μετακινήσεις</i>	<i>Συντελεστής Περιορισμού</i>	<i>Επιτρεπόμενη τιμή</i>
s	Σύνδεση με συστήματα αγωγών	15 – 30cm
s	Προσπελάσεις	30 – 60cm
s	Φέρουσες τοιχοποιίες	2.5 – 5cm
s	Συνήθεις πλαίσια κτίρια κατασκευές	5 – 10cm
s	Καπνοδόχοι, Σιλό	7.5 – 30cm
ω	Περιστροφή καπνοδόχων και πύργων	0.04H
Δs	Πολυώροφα κτήρια με φέρουσες τοιχοποιίες	0.0005 – 0.001L
Δs	Μονώροφα κτήρια με φέρουσες τοιχοποιίες	0.001 – 0.02L
Δs	Ρηγματώσεις σε κονιάματα	0.001L
Δs	Πλαίσια κτίρια κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα	0.0025 – 0.004L
Δs	Τοιχοποιίες των πλαίσια κτίρια κατασκευών από ωπλισμένα πλαίσια	0.003L
Δs	Μεταλλικές πλαίσια κτίρια κατασκευές	0.002L
Δs	Απλές μεταλλικές κατασκευές	0.005L

L: απόσταση μεταξύ δύο γειτονικών υποστυλμάτων. Οι υψηλότερες τιμές αντιστοιχούν στις περισσότερο εύκαμπτες κατασκευές και ομοιογενή εδάφη, ενώ οι χαμηλότερες σε άκαμπτες κατασκευές και ανομοιόμορφα εδάφη.

Ο Wahls (1981, 1994) συνόψισε τις ανεκτές παραμορφώσεις για διάφορους τύπους κατασκευών και σχολίασε τους παράγοντες που επηρεάζουν τις παραμορφώσεις αυτές.

Πίνακας 2.6: Επιτρεπόμενες και οριακές τιμές της στροφής κατά (Klerikov, 1989)

Τύπος κτιρίου	Αριθμ. ορόφ.	$\Delta s/l$ (1/2 του μήκους του κτιρίου)		Πλάτος ρωγμής σε τοίχους και θεμελίωση (σε mm)			
		Επιτρεπόμεν.	Οριακή	Επιτρεπόμεν.		Οριακή	
				Μέση	Μέγ.	Μέση	Μέγ.
1. Δημόσια κτίρια ιδιαίτερης σημασίας, όπως μνημεία, κτίρια με μεγάλους χώρους με ανοίγματα μεγαλύτερα από 18m.	1...3	0.002	0.0036	2	3	11	16
	4...5	0.0018	0.0022	2.5	4	6	9
2. Σχολεία, νοσοκομεία, θέατρα, κ.λ.π.	1...3	0.0024	0.004	3	5	15	25
	4...5	0.002	0.0026	4	6	8	12
3. Οικιακά κτίρια, ξενοδοχεία.	1...3	0.0028	0.004	6	9	15	25
	4...5	0.0022	0.0026	5	7	8	12
4. Κτίρια δημοσίων υπηρεσιών, συμπληρωματικά κτίρια.	1...3	0.0032	0.004	7	11	15	25
	4...5	0.0024	0.0026	7	10	8	12

Είναι ενδιαφέρον να σημειωθεί ότι ο Klerikov (1989) έκανε μια διάκριση μεταξύ επιτρεπομένων μετατοπίσεων, για τις οποίες οι κατασκευές δεν υφίστανται βλάβες και δεν απαιτούν ιδιαίτερες επισκευές, και οριακών μετατοπίσεων για τις οποίες είναι πιθανή η υποβάθμιση των κατασκευών που απαιτούν επισκευές χωρίς όμως να έχουν χάσει την φέρουσα ικανότητά τους. Έδωσε τις επιτρεπόμενες τιμές υπό κανονικές εδαφικές συνθήκες για κτήρια αλλά και για άλλες κατασκευές (αποθήκες, δεξαμενές, καμινάδες, πύργους) σύμφωνα με τα πρότυπα της USSR του 1974 και 1983 (SNIIP, 1983). Αυτές οι τιμές ισχύουν είτε για την στροφή ή για την κλίση (tilt-στην περίπτωση άκαμπτων κατασκευών). Επίσης, επανεκτίμησε τις τιμές που είχαν συσταθεί από το Αυστραλιανό πρότυπο του 1986 (Australian Standard, 1986) για οικιακά κτήρια, μαζί με τις τιμές που προέβλεπαν ο Sowers (1962) για κτήρια αλλά και διάφορες κατασκευές, οι Κοποναλον & Ιβανον (1985) για μεταλλικές δεξαμενές, οι Klerikov & Rosenfeld (1984) για κτήρια σε καταρρεύσιμα εδάφη, και ο Sotnikov (1984) για υπάρχοντα κτήρια πολύ κοντά σε νέα κτήρια, όπως αναφέρει ο Frank (1991). Στους Πίνακες 2.6 και 2.7 δίδονται επιτρεπόμενες και οριακές τιμές της στροφής από τον Klerikov (1989) για διάφορες κατηγορίες κτηρίων.



**Πίνακας 2.7:** Επιτρεπόμενες και οριακές τιμές της στροφής Δs/I (Κλερικόν, 1989)

Κατασκευές	Στροφή Δs/I	
	Επιτρεπόμενη	Οριακή
<b>A. Πλαισιωτά Κτήρια</b>		
1. Επιτόπου σκυροδετημένες δοκοί κατηγορίας B10 ή χαμηλότερης, με ορθογωνική θλιβόμενη ωπλισμένη διατομή που είναι μικρότερη από 20% της εφελκυσόμενης.	0.002	0.001/0.005
2. Οι ίδιες όπως προηγουμένως κατηγορίας όμως B10 ÷ B15, με ορθογωνική θλιβόμενη ωπλισμένη διατομή που είναι μεταξύ 20% και 30% της εφελκυσόμενης.	0.002	0.003/0.006
3. Οι ίδιες όπως προηγουμένως κατηγορίας όμως B15 ή και μεγαλύτερης, με ορθογωνική θλιβόμενη ωπλισμένη διατομή που είναι μεγαλύτερη από 50% της εφελκυσόμενης.	0.002	0.005/0.007
4. Προκατασκευασμένες δοκοί ωπλισμένου σκυροδέματος, σειρά 1.420-12.1.020.	0.002	0.007/0.01
5. Χαλύβδινες δοκοί και υποστυλώματα από χάλυβα St.3.	0.004	0.01/0.01
6. Υποστυλώματα ωπλισμένου σκυροδέματος διατομής άνω των 0.15m <sup>2</sup> .	0.002	0.002/0.004
7. Υποστυλώματα ωπλισμένου σκυροδέματος διατομής μικρότερης από 0.1m <sup>2</sup> .	0.002	0.004/0.008
<b>B. Κτήρια με επίπεδους τοίχους</b>		
8. Υπέρθυρα (πρέκια) σύνθετης διατομής για κατασκευές από τούβλα, που αποτελούνται από ωπλισμένο σκυρόδεμα και τούβλινη τοιχοποιία πάνω από αυτά.	0.002	0.004
9. Ίδια με πριν, που αποτελούνται από ωπλισμένο σκυρόδεμα σε συμμετρική διατομή και τούβλινη τοιχοποιία.	0.0024	0.007
10. Μεγάλα υπέρθυρα μεγάλων κτηρίων.	0.0024	0.01
11. :Υπέρθυρα σύνθετης διατομής μεγάλων κτηρίων, αποτελούμενα από το τμήμα πάνω από το άνοιγμα του χαμηλότερου φατώματος, το τμήμα του δαπέδου και το τμήμα κάτω από το άνοιγμα του υψηλότερου φατώματος κατά μήκος ανοιγμάτων:		
Παράθυρο	0.0016	0.005
Εξώστης	0.0016	0.01
Σημείωση: Ο αριθμητής έχει τιμές της Δs/I κατά το επίπεδο του πλαισίου, ο παρονομαστής έχει τιμές της Δs/I κατά την εγκάρσια διεύθυνση.		

Ο Αναγνωστόπουλος (2008) δίδει τον συγκεντρωτικό Πίνακα 2.8 για διαφορετικούς τύπους κατασκευής που αφορά σε οριακές τιμές παραμορφώσεων και συγκεκριμένα



τιμές της σχετικής στροφής  $\beta$  και τιμές του λόγου της σχετικής μετατοπίσεως  $\Delta/L$ , όπως παρουσιάζονται στο σχήμα 2.1. Ο Ali Akhavan-Zanjani (2009) παρουσίασε κριτήρια καθιζήσεων για χαλύβδινες δεξαμενές και πρότεινε επιτρεπόμενες τιμές συνολικής και διαφορικής καθιζήσεως και κλίσεως για δεξαμενές αποθήκευσης πετρελαίου με συγκεκριμένες διαστάσεις.

**Πίνακας 2.8:** Οριακές τιμές παραμορφώσεων (Αναγνωστόπουλος, 2008)

Τύπος κατασκευής		Κριτήριο	Οριακές τιμές
Κτίρια με σκελετό Οπλισμένες φέρουσες τοιχοποιίες	Δομική αστοχία	Σχετική στρόφη $\beta$	1/150 – 1/250
	Ρωγμές σε τοίχους	Σχετική στρόφη $\beta$	1/300 (συνιστάται και 1/500)
Μέγιστες καθιζήσεις		Μεμονωμένα πέδιλα	65mm (άργιλοι)
		Μεμονωμένα πέδιλα	45mm (άμμοι)
		Κοιτοστρώσεις	75 – 125mm (άργιλοι)
		Κοιτοστρώσεις	50 – 75mm (άμμοι)
		Σύνδεση με δίκτυα κοινής ωφέλειας	50 – 75mm (άμμοι)
		Σύνδεση με δίκτυα κοινής ωφέλειας	50 – 135mm (άργιλοι)
Διαφορικές καθιζήσεις		Μεμονωμένα πέδιλα	40mm (άργιλοι)
		Μεμονωμένα πέδιλα	30mm (άμμοι)
	Εμφάνιση απόκλισης		1/300
Μη οπλισμένες φέρουσες τοιχοποιίες	Ρωγμές λόγω κοίλης μορφής μετατοπίσεων	$\Delta/L$	1/2500 (L/H=1)
		$\Delta/L$	1/1250 (L/H=5)
	Ρωγμές λόγω κυρτής μορφής μετατοπίσεων	$\Delta/L$	1/5000 (L/H=1)
		$\Delta/L$	1/2500 (L/H=5)

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 (Eurocode 7, 1990), η μέγιστη επιτρεπόμενη σχετική στρόφη ώστε να αποφευχθεί μια οριακή κατάσταση λειτουργικότητας στην κατασκευή κυμαίνεται μεταξύ 1/2000 και 1/300, εξαρτώμενη από τον τύπο του κτηρίου, με μια συνήθη αποδεκτή τιμή στις περισσότερες περιπτώσεις 1/500. Προκειμένου να αποφευχθεί μια οριακή κατάσταση αστοχίας, η επιτρεπόμενη τιμή θα ήταν περίπου 1/150. Για κανονικές κατασκευές θεμελιωμένες με μεμονωμένα πέδιλα, οι συνολικές καθιζήσεις μέχρι 50mm είναι συχνά αποδεκτές (Frank, 2006). Το προσχέδιο του Ευρωκώδικα 7 συνιστά τα ίδια όρια με εκείνα των Terzaghi & Peck (1948) για αμμώδη

εδάφη και επισημαίνει ότι η μέγιστη επιτρεπόμενη συνολική καθώς και η αντίστοιχη διαφορική καθίζηση είναι πιθανό να αυξάνουν στην περίπτωση θεμελιώσεως σε αργιλικά εδάφη, εφ' όσον οι σχετικές στροφές παραμένουν μέσα σε αποδεκτά όρια και εφ' όσον οι συνολικές καθιζήσεις δεν προκαλούν προβλήματα στην κατασκευή (Frank, 1991).

**Πίνακας 2.9:** Οριακές τιμές για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (European Committee for standardization, 1994)

Παράμετρος	Τιμή	Σημείωση
s	25mm	Μεμονωμένα πέδιλα
s	50mm	Κοιτοστρώσεις
Δs	20mm	Ανοικτά πλαίσια
Δs	10mm	Πλαίσια με εύκαμπτες επενδύσεις και τοιχοποιίες
Δs	5mm	Πλαίσια με άκαμπτες επενδύσεις και τοιχοποιίες
β	1/500	-
Σημείωση: Οι τιμές αυτές αναφέρονται σε θεμελιώσεις σε άμμο. Σε άργιλο επιτρέπονται υψηλότερες τιμές.		

Θα πρέπει να διευκρινισθεί ότι ο Ευρωκώδικας 7 διατυπώνει ένα γενικό πλαίσιο δίνοντας έτσι στον μελετητή την δυνατότητα να χρησιμοποιήσει κατά την κρίση του κατάλληλες προτάσεις από την διεθνή βιβλιογραφία. Επίσης, συνιστά την χρήση της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων όπου η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής αναμένεται να είναι σημαντική. Έτσι το έδαφος προσομοιώνεται ως συνεχές μέσο και η κατασκευή προσομοιώνεται με την «πραγματική» της ακαμψία, με αποτέλεσμα η κατασκευή να επιδρά σημαντικά στην ανακατανομή των φορτίων και των εδαφικών μετακινήσεων, σε συνδυασμό με την παραμορφωσιμότητα του εδάφους. Οι ανεκτές τιμές των μετατοπίσεων (Πίνακας 2.9) όσον αφορά στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δίδονται από τον Ευρωκώδικα 1 (European Committee for standardization, 1994), ενώ αντίστοιχα οι οριακές τιμές μετατοπίσεων (Πίνακας 2.10) όσον αφορά στην οριακή κατάσταση αστοχίας παρουσιάζονται από τον Ευρωκώδικα 7 (European Committee for standardization, 1994). Θα πρέπει να αναφερθεί ότι οι οδηγίες που προτείνονται από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή είναι όμοιες με τα κριτήρια που έχουν αναπτυχθεί από τους Skempton and MacDonald (1956).

**Πίνακας 2.10:** Μέγιστες αποδεκτές τιμές μετατοπίσεων θεμελιώσεως (European Committee for standardization, 1994)

Παράμετρος	Τιμή	Σημείωση
$\beta$	1/2000 – 1/300*	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
$\beta$	1/150	Οριακή κατάσταση αστοχίας
s	50mm	Αποδεκτές τιμές για μεμονωμένα πέδιλα
$\Delta s$	20mm	Αποδεκτές τιμές για μεμονωμένα πέδιλα
$\Delta s$	10mm	Αποδεκτές τιμές για επιφανειακές θεμελιώσεις
$\Delta s$	<50% $s_{\text{calculated}}$	Αποδεκτές τιμές για επιφανειακές θεμελιώσεις
*Μία μέγιστη τιμή 1/500 της σχετικής στροφής είναι αποδεκτή για πολλές κατασκευές.		

Οι επιτρεπόμενες μετατοπίσεις των κτηρίων, γενικώς, έχουν θεσπισθεί βάσει στατιστικών στοιχείων τα οποία προέκυψαν από παρατηρήσεις σε φαινόμενα καθιζήσεων καθώς επίσης και σε βλάβες που έχουν υποστεί διάφορες κατασκευές. Η ζημιά/βλάβη που συνεπάγεται εξαιτίας της καθιζήσεως αποτελεί ένα μόνο μέρος του προβλήματος της λειτουργικότητας των κτηρίων (Burland et al., 1977). Το πρόβλημα της διαφορικής καθιζήσεως, όπως του ερπυσμού, της συστολής και των δομικών αποκλίσεων, θα πρέπει να αντιμετωπίζονται σχεδιάζοντας το κτήριο, και συγκεκριμένα τις επενδύσεις και τους διαχωριστικούς τοίχους, ώστε να μπορούν να προσαρμοσθούν στις μετακινήσεις και όχι να αντιστέκονται σε αυτές. Ο επιτυχημένος και οικονομικός σχεδιασμός και κατασκευή του συνολικού έργου απαιτεί συνεργασία μεταξύ γεωτεχνικού μηχανικού, στατικού μηχανικού και αρχιτέκτονα από τα αρχικά στάδια σχεδιασμού. Πολλοί είναι οι παράγοντες που θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά την «εκτίμηση» των ζημιών που υφίσταται μια κατασκευή εξαιτίας της καθιζήσεως της θεμελιώσεως. Μερικοί από τους παράγοντες αυτούς είναι ο τύπος και το μέγεθος της κατασκευής, οι εδαφικές ιδιότητες, οι τύποι των μη δομικών στοιχείων της κατασκευής (διαχωριστικοί τοίχοι και υλικά επικαλύψεως), οι χρόνοι κατασκευής, ο τύπος της θεμελιώσεως, ο ρυθμός και η ομοιομορφία των καθιζήσεων. Σε κάθε περίπτωση η ζημιά θα πρέπει να σχετίζεται με το κόστος των απαιτούμενων επισκευών (Maugeri et al., 1998). Συνεπώς, αν πρέπει να εξασφαλισθεί η λειτουργικότητα που αφορά στην αισθητική, είναι σχετικά δύσκολο να εκτιμηθεί η μη αποδεκτή ζημιά (Ricceri and Soranzo, 1985). Επιπλέον, η βλάβη η οποία θεωρείται αποδεκτή σε μια περιοχή είναι

πιθανό να μην είναι αποδεκτή σε μια άλλη περιοχή. Ωστόσο, είναι απαραίτητο να υπάρχει κάποια κατηγοριοποίηση των βλαβών των κτιρίων.

**Πίνακας 2.11:** Κατηγοριοποίηση των ορατών ζημιών σε τοίχους με σχετική αναφορά στην ευκολία επισκευής (Burland et al., 1977)

Επίπεδο βλάβης	Περιγραφή τυπικής βλάβης <sup>†</sup> (Ευκολία επισκευής υπογραμμισμένη)	Πλάτος ρωγμής (σε mm)
	Μικρές ρωγμές με πλάτος μικρότερο από 0.1mm θεωρούνται αμελητέες	
1. Πολύ ελαφριά	<u>Λεπτές ρωγμές που εύκολα αντιμετωπίζονται κατά την κανονική διακόσμηση.</u> Ίσως μεμονωμένη ελαφριά ρηγάτωση στο κτήριο. Ρωγμές στην εξωτερική τοιχοποιία από πλινθοδομή ορατές από πολύ κοντινή απόσταση.	>1
2. Ελαφριά	<u>Ρωγμές εύκολα πληρώσιμες. Πιθανώς απαιτείται διακόσμηση εκ νέου.</u> Αρκετές μικρές ρωγμές ορατές στο εσωτερικό των κτηρίων. Ρωγμές εξωτερικά ορατές <u>ώστε να είναι απαραίτητη κάποια επικάλυψη εξωτερικά για την εξασφάλιση στεγανότητας.</u> Οι πόρτες και τα παράθυρα ενδέχεται να έχουν κολλήσει ελαφρώς.	>5
3. Μέτρια	<u>Οι ρωγμές απαιτούν κάποιο άνοιγμα για την επιδιόρθωσή τους.</u> <u>Οι ρωγμές μπορούν να καλυφθούν με την κατάλληλα επένδυση.</u> <u>Η εξωτερική τοιχοποιία χρειάζεται επικάλυψη και ενδεχομένως τμήμα της πλινθοδομής απαιτεί αντικατάσταση.</u> Πόρτες και παράθυρα κολλημένα. Σωληνώσεις πιθανώς ρηγματωμένες. Συχνά η στεγανότητα μειωμένη.	5 έως 15* ή αριθμός ρωγμών ≥3
4. Σοβαρή	<u>Εκτεταμένες εργασίες επισκευής που περιλαμβάνουν αντικατάσταση τμημάτων τοίχων, κυρίως πάνω από πόρτες και παράθυρα.</u> Πλαίσια παραθύρων και πορτών παραμορφωμένα, το δάπεδο αποκλίνει αισθητά. Οι τοίχοι γέρνουν ή διογκώνονται αισθητά, εμφανίζεται κάποια απώλεια στην ικανότητα των δοκών.	15 έως 25* αλλά επίσης εξαρτάται και από τον αριθμό των ρωγμών
5. Πολύ σοβαρή	<u>Απαιτεί μεγάλη εργασία επισκευής που περιλαμβάνει μερική ή ολική ανακατασκευή.</u> Οι δοκοί χάνουν την ικανότητά τους, οι τοίχοι αποκλίνουν άσχημα και απαιτούν αντιστήριξη. Τα παράθυρα σπασμένα από την παραμόρφωση. Κίνδυνος αστάθειας.	συνήθως >25* αλλά εξαρτάται και από τον αριθμό των ρωγμών

<sup>†</sup> Εκτιμώντας την σοβαρότητα της βλάβης θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η τοποθεσία του κτιρίου ή της κατασκευής.  
\* Το πλάτος της ρωγμής είναι μόνο ένα μέρος της βλάβης και δεν θα πρέπει να λαμβάνεται μόνο αυτό ως το απευθείας μέτρο της βλάβης.

Οι Jennings and Kerrich (1962) επινόησαν μια απλή κατηγοριοποίηση των ζημιών σχετιζόμενες με την ευκολία επισκευής, μετά από μελέτη των οικονομικών επιπτώσεων ανύψωσης κτηρίων σε διογκούμενες αργίλους. Το Εθνικό Συμβούλιο Άνθρακα της

Αγγλίας (U.K. National Coal Board, 1975) έχει δημοσιεύσει μια επίσης απλή κατηγοριοποίηση των βλαβών από καθίζηση βάσει μεγάλης εμπειρίας. Οι MacLeod and Littlejohn (1974) πρότειναν μια κατηγοριοποίηση η οποία βασίζεται στις συστάσεις του Συμβουλίου Άνθρακα. Οι Burland et al. (1977) βασίσθηκαν στα παραπάνω στοιχεία και έδωσαν τον Πίνακα 2.11 για την σοβαρότητα της βλάβης, ανάλογα με την ευκολία επισκευής και ανάλογα με το πλάτος της ρωγμής.

Ο Sawatarnich (2003) πρότεινε βελτιωμένες εμπειρικές συσχετίσεις μεταξύ επί τόπου παρατηρήσεων και επιπέδου ζημιάς, που αφορούν σε τιμές της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, βάσει της γωνιακής παραμορφώσεως (σχετικής στροφής) μόνο, και οι οποίες δίδονται στον Πίνακα 2.12. Οι Fadeev et al. (2004) από την μελέτη που πραγματοποίησαν σε κτήρια θεμελιωμένα με γενική κοιτόστρωση πρότειναν ότι η υψηλή τιμή της μέσης καθιζήσεως, η οποία θεωρείται επικίνδυνη, μπορεί να ακολουθηθεί, με μεγάλη πιθανότητα, από εκδήλωση κρίσιμης κλίσεως.

Οι Schuster et al. (2009) εκτίμησαν την ζημιά ενός κτηρίου που προκαλείται από γειτονική εκσκαφή μέσω ενός δείκτη πιθανής ζημιάς (damage potential index – DPI) ο οποίος αποτελεί μία τροποποίηση της μέγιστης κύριας εφελκυστικής παραμορφώσεως  $\epsilon_p$ . Ο δείκτης DPI υπολογίζεται από την σχέση:

$$DPI = \epsilon_p / (1/200) \times 100$$

Όπου  $\epsilon_p = \epsilon_l \times (\cos\theta_{\max})^2 + \beta \times (\sin\theta_{\max}) \times (\cos\theta_{\max})$ ,  $\beta$ : γωνιακή απόκλιση,  $\epsilon_l$ : πλευρική παραμόρφωση,  $\theta_{\max} = (1/2) \times \tan^{-1}(\beta/\epsilon_l)$ . Στον Πίνακα 2.13 δίδονται επίπεδα ζημιάς σύμφωνα με τις τιμές του DPI. Ο λόγος  $d/H_e$  (όπου  $d$ : η απόσταση του κτηρίου από την εκσκαφή και  $H_e$ : το βάθος εκσκαφής) δείχνει τις συνθήκες κύρτωσης ή κάμψεως. Σύμφωνα με τους Finnno et al. (2005) η ζημιά αναμένεται να συμβεί σε χαμηλότερα επίπεδα της γωνιακής αποκλίσεως για συνθήκες κάμψεως συγκριτικά με τις συνθήκες κύρτωσης, συνεπώς οι τιμές του DPI θεωρητικά θα πρέπει να είναι μικρότερες στις συνθήκες κάμψεως για τα ίδια επίπεδα ζημιάς με τις συνθήκες κύρτωσης.

**Πίνακας 2.12:** Συσχέτιση μεταξύ επιπέδου σοβαρότητας ζημιάς και γωνιακής παραμορφώσεως κατά Sawatarnich (2003)

Επίπεδο ζημιάς	Αμελητέα-ελαφριά	Ελαφριά-μέτρια	Βαριά	Πολύ βαριά
Φέρουσα τοιχοποιία από πλινθοδομή και κατασκευές από ξύλινα πλαίσια	<1/2000	1/2000-1/1000	1/1000-1/300	>1/300
Ενισχυμένο σκυρόδεμα και κατασκευές από χαλύβδινα πλαίσια	<1/1000	1/1000-1/500	1/500-1/150	>1/150

**Πίνακας 2.13:** Επίπεδα ζημιάς κτηρίου σύμφωνα με τον DPI (damage potential index)

Επίπεδα ζημιάς κτηρίου λόγω γειτονικής εκσκαφής	DPI		Προστατευτικά μέτρα
	Συνθήκες κύρτωσης $d/H_e \leq 1.4$	Συνθήκες κάμψης $d/H_e > 1.4$	
1 Αμελητέα έως πολύ ελαφριά	0 – 15	0 – 10	Ανεκτή ζημιά. Δεν απαιτούνται μέτρα προστασίας.
2 Ελαφριά	15 – 25	10 – 20	
3 Ελαφριά έως μέτρια	25 – 35	20 – 30	Πιθανή ζημιά σε γειτονικά κτήρια μπορεί να είναι μη ανεκτή. Αν δεν εφαρμοσθούν μέτρα προστασίας θα πρέπει να γίνεται συνεχής έλεγχος των κτηρίων.
4 Μέτρια	35 – 60	30 – 50	Μη ανεκτή ζημιά. Το σχέδιο εκσκαφής θα πρέπει να επανεξετασθεί και πιθανώς να αλλάξει, ή κατάλληλη προστασία θα πρέπει να εφαρμοσθεί για τα γειτονικά κτήρια.
5 Σοβαρή	60 – 85	50 – 80	
6 Πολύ σοβαρή	>85	>80	

Οι Il'ichev et al. (2003) ασχολήθηκαν με μεθόδους μετρήσεως παραμορφώσεων σε κτήρια και τα κριτήρια για την εκτίμησή τους. Πρότειναν ότι η κυρτότητα της χαμηλότερης επιφάνειας της θεμελιώσεως θα πρέπει να χρησιμοποιείται ως το βασικό κριτήριο για την εκτίμηση των παραμορφώσεων σε κτήρια που είναι κατασκευασμένα κοντά σε περιοχές υπογείων εκσκαφών. Η κυρτότητα της χαμηλότερης επιφάνειας της θεμελιώσεως μπορεί να υπολογισθεί με αναλυτικά μέσα με βάση τις μετρήσεις των

καθιζήσεων με γεωδαιτική μέθοδο (geodetic method), καθώς επίσης με μετρήσεις των κλίσεων της θεμελιώσεως μέσω της μεθόδου της μικροκλίμακας (method of microleveling). Οι Zeitoun and Baker (1992) παρουσίασαν μια στοχαστική μέθοδο (stochastic integral formulation) για την ανάλυση της μεταβλητότητας της διαφορικής καθιζήσεως, προκειμένου να εφαρμοσθεί στην επίλυση δύο προβλημάτων: διαφορική καθιζήση μεταξύ πεδίων εδραζόμενων σε τυχαίο ελαστικό μέσο, και διαφορική καθιζήση δύο δοκών εδραζόμενων σε τρεις στηρίξεις. Οι Akbas and Kulhawy (2009) ανέπτυξαν εξισώσεις βασιζόμενες σε αναλύσεις αξιοπιστίας (Reliability – based design approach) προκειμένου να εκτιμήσουν την συμπεριφορά της διαφορικής καθιζήσεως για επιφανειακές θεμελιώσεις σε μη συνεκτικά εδάφη. Πραγματοποίησαν μια παραμετρική μελέτη η οποία περιλαμβάνει μία σειρά από προσομοιώσεις, προκειμένου να κατανοήσουν ποιες βασικές παράμετροι επηρεάζουν τις διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ δύο γειτονικών πεδίων. Τις αβεβαιότητες στο πρόβλημα των καθιζήσεων τις αντιμετώπισαν θεωρώντας ως τυχαίες μεταβλητές τις γεωτεχνικές παραμέτρους, την φόρτιση και το πρότυπο αβεβαιότητας. Η μελέτη ευαισθησίας που πραγματοποίησαν έδειξε ότι οι σημαντικότεροι παράγοντες που επηρεάζουν κατά την εκτίμηση του μεγέθους της διαφορικής καθιζήσεως είναι η απόσταση μεταξύ των πεδίων και ο συντελεστής μεταβλητότητας του αριθμού N της επί τόπου δοκιμής SPT και η επιτρεπόμενη γωνιακή παραμόρφωση.

Όσον αφορά στις φέρουσες τοιχοποιίες, η επιτρεπόμενη καθιζήση καθορίζεται με βάση τον λόγο της σχετικής μετατοπίσεως  $\Delta/L$ , ο οποίος αποτελεί ένα προσεγγιστικό μέτρο της καμπυλότητας της γραμμής παραμορφώσεως. Επίσης, ο λόγος της μέγιστης επιτρεπόμενης σχετικής μετατοπίσεως υποτίθεται ότι σχετίζεται με την ανάπτυξη του κρίσιμου επιπέδου εφελκυστικής παραμορφώσεως σε τοιχοποιία. Για τους τοίχους από πλινθοδομή, η κρίσιμη εφελκυστική παραμόρφωση θεωρείται ότι ισοδυναμεί με 0.05%. Ο χαμηλός ρυθμός ανάπτυξης των καθιζήσεων σε πλαστικές αργίλους επιτρέπει την εκδήλωση του φαινομένου του ερπυσμού στις κατασκευές και οδηγεί σε αύξηση της εφελκυστικής παραμορφώσεως καθώς και του λόγου της σχετικής μετατοπίσεως



κατά τον οποίο ξεκινά η ρωγμάτωση. Οι Burland & Wroth (1974), λαμβάνοντας υπόψη ότι η ορατή ρωγμάτωση αρχίζει όταν η εφελκυστική παραμόρφωση φτάσει μια κρίσιμη τιμή, πρότειναν ότι ένα κτήριο μπορεί να προσομοιωθεί ως μια απλή ορθογώνια δοκός. Ο λόγος σχετικής μετατοπίσεως ( $\Delta/L$ ) μπορεί να συσχετισθεί με την μέγιστη τιμή της εφελκυστικής παραμορφώσεως εξαιτίας καθαρής κάμψης ( $\epsilon_{b(max)}$ ) και ομοίως εξαιτίας καθαρής διατμήσεως ( $\epsilon_{d(max)}$ ). Κατά την έναρξη της ρωγματώσεως η οριακή τιμή της εφελκυστικής παραμορφώσεως  $\epsilon_{crit}$  θα ισούται είτε με την  $\epsilon_{b(max)}$  ή με την  $\epsilon_{d(max)}$ . Η τιμή του λόγου της σχετικής μετατοπίσεως κατά την οποία επιτυγχάνεται η κρίσιμη εφελκυστική παραμόρφωση,  $\epsilon_{crit}$ , χρησιμοποιείται ως το κριτήριο για την επιτρεπόμενη στροφή ή καθίζηση. Οι Burland and Wroth (1974) εξέτασαν την επιρροή της κρίσιμης εφελκυστικής παραμορφώσεως,  $\epsilon_{crit}$ , και του λόγου  $L/H$  της δοκού, όπου  $L$  το μήκος και  $H$  το ύψος της δοκού. Για μια δεδομένη τιμή του λόγου  $L/H$ , η οριακή τιμή του λόγου  $\Delta/L$  θα είναι ανάλογη της  $\epsilon_{crit}$ . Για χαμηλές τιμές του λόγου  $L/H$  κρίσιμη είναι η εφελκυστική παραμόρφωση λόγω καθαρής διατμήσεως, ενώ για μεγάλες τιμές του λόγου  $L/H$  αντίστοιχα κρίσιμη είναι η εφελκυστική παραμόρφωση λόγω καθαρής κάμψεως. Η επιτρεπόμενη τιμή του λόγου  $\Delta/L$  αυξάνει με την αύξηση του λόγου  $L/H$  όπου η δοκός γίνεται περισσότερο εύκαμπτη. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ιδιαίτερη σημασία για τους υπολογισμούς έχει η θέωση της θέσεως του ουδέτερου άξονα της δοκού κατά την παραμόρφωσή της. Οι Burland & Wroth (1974) δέχονται ότι κατά την παραμόρφωση ενός κτηρίου, εφ' όσον η ιδεατή καμπύλη καθιζήσεων που συνδέει τα στοιχεία της θεμελιώσεως έχει τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης), ο ουδέτερος άξονας του προσομοιώματος της δοκού θεωρείται ότι συμπίπτει με το κατώτερο μέρος της. Η παραδοχή αυτή αιτιολογείται από το γεγονός ότι τα στοιχεία της θεμελιώσεως παρουσιάζουν ικανή ακαμψία κατά την παραμόρφωσή της. Στην περίπτωση αυτή οι καθιζήσεις στα άκρα της δοκού είναι μεγαλύτερες από αυτές που αντιστοιχούν στο μέσον της. Αντίθετα, εάν η ιδεατή καμπύλη των καθιζήσεων που συνδέει τα στοιχεία θεμελιώσεως έχει τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης), ο ουδέτερος άξονας του προσομοιώματος της δοκού θεωρείται ότι βρίσκεται στο μέσον του ύψους της. Στην περίπτωση αυτή οι καθιζήσεις στο μέσον της δοκού είναι



μεγαλύτερες από εκείνες που αντιστοιχούν στα άκρα της. Για όλες τις τιμές του λόγου  $L/H$  όταν η ιδεατή καμπύλη της καθιζήσεως έχει τα κοίλα προς τα άνω κρίσιμη είναι η εφελκυστική παραμόρφωση εκ καθαρής διατμήσεως, ενώ όταν η καμπύλη καθιζήσεως έχει τα κοίλα προς τα κάτω κρίσιμη γίνεται η εφελκυστική παραμόρφωση εκ καθαρής κάμψεως εκτός από τις περιπτώσεις πολύ μικρών τιμών του λόγου  $L/H$ . Για την δεύτερη περίπτωση, οι επιτρεπόμενες παραμορφώσεις θα είναι σημαντικά μικρότερες από τις αντίστοιχες της πρώτης περιπτώσεως με συνέπεια να ισχύει το ίδιο και για τις επιτρεπόμενες διαφορικές καθιζήσεις. Επίσης, η επιτρεπόμενη τιμή του λόγου  $\Delta/L$  αυξάνει με την αύξηση του λόγου  $E/G$  (ελαστικές ιδιότητες του υλικού κατασκευής του κτιρίου) όπου  $E$  είναι το μέτρο Young και  $G$  το μέτρο διατμήσεως, καθώς και με την αύξηση του λόγου  $L/H$ .

- Για καθαρή κάμψη ισχύει:

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ \frac{L}{12t} + \frac{3EI}{2tLHG} \right\} \epsilon_{bmax}$$

- Για καθαρή διάτμηση ισχύει:

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ 1 + \frac{HL^2G}{18EI} \right\} \epsilon_{dmax}$$

όπου: για κτήρια φέρουσας τοιχοποιίας λαμβάνεται  $E/G=2.6$ , ενώ για κτήρια με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα λαμβάνεται  $E/G=12.5$ .

$I$  είναι η ροπή αδρανείας της ισοδύναμης δοκού μοναδιαίου πάχους, η οποία δίνεται ίση με  $H^3/12$  για συνθήκες κάμψης και  $H^3/3$  για συνθήκες κύρτωσης,  $t$  είναι η μέγιστη απόσταση του ουδετέρου άξονα από το άκρο της εφελκυστικής δοκού, και λαμβάνεται ίση με  $H/2$  για συνθήκες κάμψης και  $H$  για συνθήκες κύρτωσης. Συμπερασματικά, η θεώρηση των Burland & Wroth (1974) παρέχει έναν νοητικό μηχανισμό κατανόησης των παραγόντων που επηρεάζουν τις επιτρεπόμενες καθιζήσεις. Το προσομοίωμα της δοκού μπορεί να χρησιμοποιηθεί ώστε να εκφραστούν οι επιρροές της κρίσιμης εφελκυστικής παραμορφώσεως, του λόγου  $L/H$

της κατασκευής, της σχετικής ακαμψίας της θεμελιώσεως και της μορφής της ιδεατής καμπύλης καθιζήσεως.

### **2.3 Λειτουργικά κριτήρια και επιτρεπόμενες μετατοπίσεις γεφυρών**

Η οριακή κατάσταση είναι ένα σημείο στο οποίο η κατασκευή αποτυγχάνει με κάποιο τρόπο να εξυπηρετήσει τον σκοπό της λειτουργίας της (Paikowsky, 2005). Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS), αφορά στην λειτουργικότητα και τις απαιτήσεις συντηρήσεως μιας κατασκευής ώστε να εξασφαλίζεται η επαρκής συμπεριφορά υπό αναμενόμενες συνθήκες. Αντιθέτως με την οριακή κατάσταση αστοχίας, η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι περισσότερο υποκειμενική και αφορά στην καθημερινή χρησιμότητα της κατασκευής. Προκειμένου η κατασκευή να εξυπηρετεί τις απαιτήσεις της SLS, θα πρέπει να συμπεριφέρεται ικανοποιητικά κάτω από κανονικές συνθήκες φορτίσεως χωρίς να προκαλεί δυσφορία στους χρήστες δίνοντάς τους μια ανασφαλή αίσθηση, ούτε να οδηγεί σε διατάραξη των λειτουργιών του δομικού συστήματος, όπως π.χ. την διέλευση των οχημάτων σε μια γέφυρα. Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας γενικά μπορεί να χαρακτηριστεί με τρεις διαφορετικούς τρόπους: αποκλίσεις, ρηγματώσεις, δονήσεις. Μη αποδεκτές αποκλίσεις μπορεί να επηρεάσουν την αποδοτικότητα της χρήσης της κατασκευής. Ρωγμές και άλλες τοπικές βλάβες μπορεί να μειώσουν την διάρκεια του έργου και να επηρεάσουν την αποδοτικότητα των δομικών στοιχείων. Οι υπερβολικές δονήσεις είναι δυνατό να επηρεάσουν τα μη-δομικά στοιχεία ενώ οι αποκλίσεις και οι ρωγμές μπορεί επίσης να αλλοιώσουν την αισθητική εμφάνιση της κατασκευής. Οι αποκλίσεις και οι δονήσεις μπορούν παράλληλα να επηρεάσουν τις μετακινήσεις πάνω στην γέφυρα. Οι υπερβολικές αποκλίσεις, ρωγμές ή δονήσεις είναι πιθανό να προκαλέσουν δυσφορία σε μοτοσικλετιστές και πεζούς. Στις θεμελιώσεις, η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καθορίζεται από τις παραμορφώσεις ή τις καθιζήσεις των θεμελιώσεων καθώς και την φθορά της ανωδομής ή του συστήματος θεμελιώσεως.

Στον Πίνακα 2.14 παρουσιάζονται διάφορα προτεινόμενα κριτήρια από έρευνα μεγάλου δείγματος γεφυρών (Paikowski, 2005). Αντίστοιχα στον Πίνακα 2.15

παρουσιάζονται τα στοιχεία του παραπάνω δείγματος που εξετάστηκε με συνολικό αριθμό γεφυρών 13702 (8281 νέες κατασκευές και 5421 παλαιές κατασκευές).

**Πίνακας 2.14:** Προτεινόμενα κριτήρια – έρευνα NCHRP – TRB, μεγάλου δείγματος (Paikowski, 2005)

<i>Μορφή μετατόπισης</i>	<i>Στατικό σύστημα ανωδομής/Είδος βάθρου</i>	<i>Υλικό ανωδομής</i>	<i>Επίπεδο ορίου</i>
Διαμήκης γωνιακή παραμόρφωση	Αμφιέρειστο (Ισοστατικό)	Όλα	<0,5%
	Συνεχές (Υπερστατικό)	Όλα	<0,4%
Διαφορική κατακόρυφη μετατόπιση (Διάρκεια ζωής γέφυρας)	Ακρόβαθρο	Μέταλλο	<75mm
	Ακρόβαθρο	Σκυρόδεμα	<75mm
	Βάθρο	Μέταλλο	<50mm
	Βάθρο	Σκυρόδεμα	<50mm
Διαφορική κατακόρυφη μετατόπιση (Μετά την κατασκευή της γέφυρας)	Ακρόβαθρο	Μέταλλο	<50mm
	Ακρόβαθρο	Σκυρόδεμα	<50mm
	Βάθρο	Μέταλλο	<32mm
Οριζόντιες μετατοπίσεις	Βάθρο	Σκυρόδεμα	<38mm
	Ανεξάρτητου είδους βάθρου	Όλα	<38mm
Οριζόντιες μετατοπίσεις σε συνδυασμό με κατακόρυφες μετατοπίσεις	Ανεξάρτητου είδους βάθρου	Όλα	<25mm

**Πίνακας 2.15:** Στοιχεία δείγματος από έρευνα NCHRP–TRB, (Paikowski, 2005)

<i>Μορφή γέφυρας</i>	<i>Αριθμός ανοιγμάτων</i>	<i>Ποσοστό δείγματος</i>
Χωρίς αρμό	Ένα	10,7%
Χωρίς αρμό	Πολλαπλά	35,9%
Με αρμό	Ένα	27,5%
Με αρμό	Πολλαπλά αμφιέρειστα	8,5%
Με αρμό	Πολλαπλά, συνεχής φορέας	14,4%
Ειδικές	Καλωδιωτές, Κρεμαστές	2,5%

Ο Αναγνωστόπουλος (2008) αναφέρει ότι η οριακή κατάσταση λειτουργίας στις γέφυρες πραγματεύεται κριτήρια για τα οποία εξασφαλίζεται επαρκής συμπεριφορά υπό τις αναμενόμενες συνθήκες φόρτισης. Η καθιέρωση ενός κοινά αποδεκτού κριτηρίου καλής λειτουργίας συνδέεται με πολλούς παράγοντες όπως:

- Ποιότητα, άνεση και αίσθηση ασφάλειας κατά την διέλευση
- Εξασφάλιση ικανοποιητικής λειτουργίας των αρμών διακοπής
- Δομικές βλάβες
- Κόστος συνήθους και βαριάς συντήρησης στην διάρκεια ζωής του έργου.

Επίσης εκφράζει ότι ο καθορισμός τέτοιων κριτηρίων εμπεριέχει μεγάλο ποσοστό υποκειμενικής κρίσης, έτσι είναι δύσκολο να διατυπωθούν ενιαία κριτήρια.

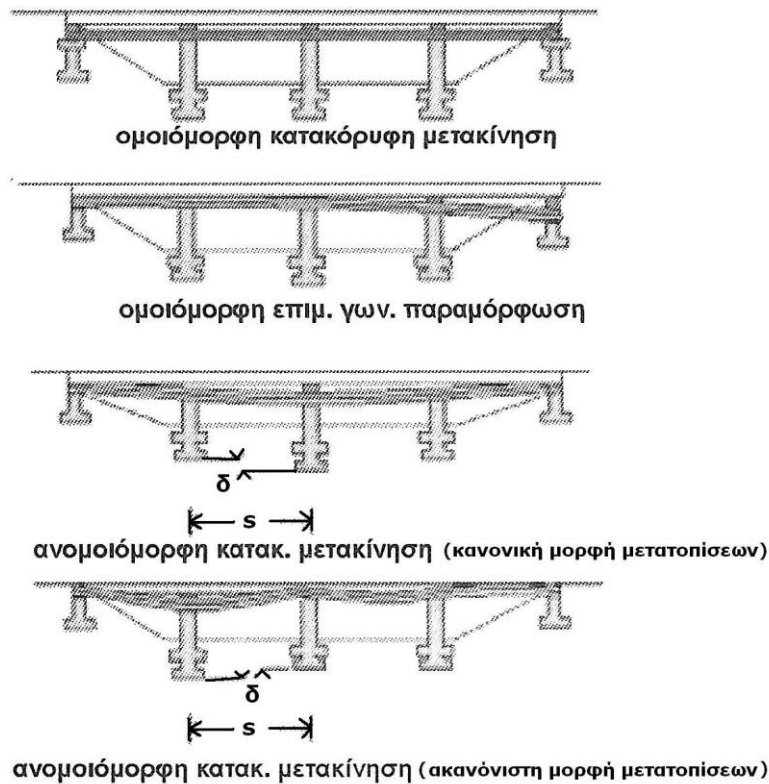
Η εκτίμηση της επίδρασης των μετατοπίσεων των θεμελιώσεων βάθρων στην ανωδομή των γεφυρών μπορεί να αξιολογηθεί με δύο τρόπους:

- Κριτήρια δομοστατικού σχεδιασμού
- Καταγραφή της επίδρασης των μετατοπίσεων από υπάρχουσες γέφυρες.

Ωστόσο, βάσει των αρχών του δομοστατικού σχεδιασμού προκύπτουν εξαιρετικά αυστηρά κριτήρια σε σχέση με καταγραφείσες μετατοπίσεις που θεωρούνται αποδεκτές σε πραγματικές γέφυρες. Επίσης, οι πραγματικές καταγραφές της συμπεριφοράς γεφυρών μέσω μετρήσεων των μετατοπίσεων αποτελούν πλέον έναν αξιόπιστο τρόπο για τον καθορισμό μέγιστων ανεκτών ορίων στην φάση λειτουργίας.

Οι τύποι παραμορφώσεως των γεφυρών λόγω μετατοπίσεων δίδονται στο Σχήμα 2.2 (TRB, 1991). Υπάρχουν λιγότερες διαθέσιμες παρατηρήσεις σε επιτρεπόμενες καθιζήσεις για περιπτώσεις γεφυρών απ' ότι για περιπτώσεις κτηρίων. Εντούτοις, υπάρχουν αρκετά ενδιαφέρουσες μελέτες ξεκινώντας από τον Bozozuk (1978, 1981), τον Walkinshaw (1978), τους Gifford et al. (1978), τον DiMillio (1982) και στην συνέχεια από τους Moulton et al. (1982), τον Wahls (1983) και τον Moulton (1986). Ο Bozozuk (1978, 1981) έχει προτείνει τα ακόλουθα όρια για καθιζήσεις  $s_v$  και για οριζόντιες μετατοπίσεις  $s_H$ , σύμφωνα με την διάκριση των μετατοπίσεων σε ανεκτές και μη ανεκτές. Ανεκτές θεωρούνται οι μετατοπίσεις σε μια γέφυρα όταν έχουν ως αποτέλεσμα σχετικώς μέτριες απαιτήσεις συντηρήσεως ανεξαρτήτως του μεγέθους των μετατοπίσεων. Μη ανεκτές θεωρούνται εκείνες οι μετατοπίσεις κατά τις οποίες απαιτούνται σημαντικές εργασίες συντηρήσεως είτε επισκευές.

Ανεκτές	$s_v < 50\text{mm}$ $s_H < 25\text{mm}$
Επιβλαβείς αλλά ανεκτές	$50\text{mm} \leq s_v \leq 100\text{mm}$ $25\text{mm} \leq s_H \leq 50\text{mm}$
Μη ανεκτές	$s_v > 100\text{mm}$ $s_H > 50\text{mm}$



**Σχήμα 2.2:** Τύποι παραμορφώσεως των γεφυρών λόγω μετατοπίσεων (TRB, 1991)

Οι Gifford et al. (1978) ανέφεραν τα αποτελέσματα από την μελέτη τους για καθιζήσεις που προέκυψαν σε 21 επιφανειακά πέδιλα γέφυρας σε μη συνεκτικά εδάφη. Η συνολική καθίζηση αυτών των πεδίων κυμάνθηκε μεταξύ των τιμών 0.5 έως 69mm (0.02 έως 2.72in.), με μία μέση τιμή τα 15mm (0.61in.). Τυπικά, σχεδόν το 70% της συνολικής καθιζήσεως πραγματοποιήθηκε μετά την τοποθέτηση του καταστρώματος της γέφυρας. Αξιολόγησαν 6 μεθόδους εκτίμησης καθιζήσεως για άμμους (Burland and Burbidge 1984, Schmertmann 1970 and Schmertmann et al. 1978, D' Appolonia et al. 1968, Peck and Bazaraa 1969, Terzaghi and Peck 1967, Hough 1959) και συμπέραναν ότι οι μέθοδοι των D' Appolonia et al. (1968) και Burland and Burbidge (1984) ήταν οι πιο ακριβείς. Οι μέθοδοι των Peck and Bazaraa (1969) τυπικά υποεκτίμησαν την πραγματική καθίζηση, ενώ οι μέθοδοι των Hough και Schmertmann την υπερεκτίμησαν. Ο DiMillio (1982) εξέτασε 148 γέφυρες θεμελιωμένες με επιφανειακά πέδιλα σε συμπιεσμένο έδαφος στην Washington. Όλες οι γέφυρες ήταν σε καλή

κατάσταση και καμία δεν εμφάνισε προβλήματα ασφάλειας ή λειτουργικότητας. Διαπίστωσε ότι οι γέφυρες θα μπορούσαν να αντέξουν εύκολα διαφορική καθίζηση της τάξεως των 25–76mm (1–3in.) χωρίς σοβαρό κίνδυνο. Επίσης εκτίμησε ότι τα επιφανειακά πέδιλα ήταν κατά 50–60% πιο οικονομικά συγκριτικά με την θεμελίωση με πασσάλους.

Ο Baus (1992) έλεγξε την καθίζηση 12 επιφανειακών πεδίων σε 3 γέφυρες στην Νότια Καρολίνα. Η συνολική καθίζηση κυμάνθηκε από 10 έως 56mm (0.4–2.2in.). Σύγκρινε την μέγιστη μετρημένη καθίζηση με εκτιμήσεις βάσει 6 μεθόδων (Alpan 1964, Hough 1959, Meyerhof 1965, Peck-Bazaraa 1969, Buisman-De Beer, και Schmertmann 1970, 1986) και συμπέρανε ότι οι μέθοδοι των Peck and Bazaraa (1969) και Hough (1959) παρείχαν καλύτερες εκτιμήσεις καθιζήσεως.

Επίσης, οι Sargand et al. (1999) μελέτησαν 30 επιφανειακά πέδιλα 5 γεφυρών στην περιοχή του Ohio κατά την διάρκεια κατασκευής αλλά και υπό συνθήκες λειτουργίας των γεφυρών. Επέλεξαν να εξετάσουν 4 παραμέτρους (συνολική καθίζηση, διαφορική καθίζηση, κλίση του βάθρου και πίεση επαφής στην βάση του πεδίου) προκειμένου να αξιολογήσουν την απόδοση των επιφανειακών πεδίων. Επέλεξαν 6 γνωστές μεθόδους εκτιμήσεως των καθιζήσεων (Terzaghi and Peck 1967, Peck and Bazaraa 1969, Schmertmann 1970 και Schmertmann et al. 1978, D' Arrolonia et al. 1968, Hough 1959, Burland and Burbidge 1984) για να συγκρίνουν τα αποτελέσματά τους με τις αντίστοιχες μετρημένες τιμές. Για την εκτίμηση της κλίσεως/στροφής των βάθρων επέλεξαν την μέθοδο των Tettinek and Matl (1953) και Taylor (1967). Από την έρευνά τους αυτήν απέδειξαν ότι τα επιφανειακά πέδιλα μπορούν επιτυχώς να υποστηρίξουν κατασκευές γεφυρών αυτοκινητοδρόμων και σε μη συνεκτικά και σε συνεκτικά εδάφη υπό την προϋπόθεση ότι είναι ευνοϊκές οι εδαφικές συνθήκες (δηλαδή όχι υψηλή στάθμη υπογείων υδάτων, καλά στερεοποιημένο έδαφος, κ.α.). Η συνολική καθίζηση των επιφανειακών πεδίων μετρήθηκε με τιμές που κυμάνθηκαν από 5 έως 36mm, και κανένα πέδιλο δεν υπέστη καθίζηση κατά την διάρκεια λειτουργίας των γεφυρών μεγαλύτερη από 51mm και επίσης δεν παρουσιάσθηκε σημαντική διαφορική καθίζηση. Γενικώς, οι Sargand et al. (1999) παρατήρησαν ότι υπήρχε λογική συμφωνία μεταξύ των

εκτιμώμενων και των μετρούμενων τιμών της πίεσεως επαφής κάτω από τα πέδιλα. Παράλληλα η θεωρητική εκτίμηση της κλίσεως/στροφής των βάθρων, στις περισσότερες περιπτώσεις, ήταν μικρότερη από την πραγματική τιμή της. Όσον αφορά στις εκτιμήσεις των καθιζήσεων σε μη συνεκτικό έδαφος, καμία από τις 6 μεθόδους δεν ήταν ακριβής για όλα τα πέδιλα που εξετάστηκαν. Αντιθέτως, η εκτίμηση καθιζήσεων σε συνεκτικό έδαφος γενικώς έδειξε καλή προσέγγιση συγκρινόμενη με τις μετρημένες τιμές. Μια εκτεταμένη μελέτη που σχετίζεται με τις επιτρεπόμενες μετατοπίσεις μεγάλων οδικών γεφυρών έγινε μεταξύ 1978 και 1983, από το Πανεπιστήμιο της Δυτικής Virginia με την χρηματοδότηση της Ομοσπονδιακής Διευθύνσεως Αυτοκινητοδρόμων – Federal Highway Administration (Moulton et al., 1985 και Moulton, 1986). Εξετάστηκαν 314 γέφυρες στην Αμερική και τον Καναδά. Στους Πίνακες 2.16 και 2.17 δίδονται τα αποτελέσματα για τα ακρόβαθρα και μεσόβαθρα, τα οποία μετακινήθηκαν. Έχει παρατηρηθεί ότι είναι αρκετά περισσότερες οι περιπτώσεις των επιφανειακών θεμελιώσεων κατά τις οποίες έχουν μετατοπισθεί και τα ακρόβαθρα αλλά και τα μεσόβαθρα, απ' ότι στις περιπτώσεις θεμελιώσεως με πασσάλους. Ωστόσο, οι μέσες τιμές των μετατοπίσεων (κατακόρυφες και οριζόντιες) που έχουν παρατηρηθεί γενικώς και στους δύο τύπους θεμελιώσεως, είναι μεγαλύτερες στην περίπτωση των πασσάλων (Πίνακας 2.18). Ο Πίνακας 2.19 δίδει τις προδιαγραφές για την λειτουργικότητα LRFD (Load and Resistance Factor Design) του AASHTO (American Association of State Highway Transportation Officials).

**Πίνακας 2.16:** Παρατηρήσεις βάθρων και μετατοπίσεις (Moulton, 1986)

	<i>Συνολικός αριθμός</i>		<i>% μετατοπισμένα</i>
	<i>Παρατηρήθηκαν</i>	<i>Μετακινήθηκαν</i>	
<b>Ακρόβαθρο</b>	580	439	76
<b>Μεσόβαθρο</b>	1068	269	25

**Πίνακας 2.17:** Τύπος μετατοπίσεως (Moulton, 1986)

	<i>Κατακόρυφη</i>	<i>Οριζόντια</i>	<i>Συνδυασμός</i>
<b>Ακρόβαθρο</b>	86%	31%	18%
<b>Μεσόβαθρο</b>	87%	19%	6%



**Πίνακας 2.18:** Μέσες παρατηρηθείσες τιμές μετατοπίσεων σε ακρόβαθρα και μεσόβαθρα γεφυρών με επιφανειακή και βαθιά θεμελίωση (Moulton, 1986)

	Επιφανειακές θεμελιώσεις		Θεμελίωση με πασσάλους	
	Ακρόβαθρο	Μεσόβαθρο	Ακρόβαθρο	Μεσόβαθρο
<b>Κατακόρυφες</b>	9.4cm	4.6cm	9.9cm	9.1cm
<b>Οριζόντιες</b>	6.1cm	7.9cm	6.9cm	8.1cm

**Πίνακας 2.19:** Προδιαγραφές AASHTO LRFD για λειτουργικότητα (Moulton, 1986)

Θεμελιώσεις	Κριτήρια	Αναφορά
<b>Πέδιλα</b>	$\Delta/l < 1/200$ απλού ανοίγματος $\Delta/l < 1/250$ συνεχής γέφυρα	
<b>Πάσσαλος και ομάδες πασσάλων</b>	$\delta h \leq 1.0$ inch όταν έχουμε συνδυασμό $\delta h$ & $\delta n$ $\delta h \leq 1.5$ inch όταν έχουμε μόνο $\delta h$	Moulton, 1986

Το μεγαλύτερο ποσοστό των βλαβών στις γέφυρες σχετίζεται άμεσα με τις οριζόντιες μετατοπίσεις είτε με τις οριζόντιες σε συνδυασμό με τις κατακόρυφες. Επίσης η δομική βλάβη είναι περισσότερο συχνή σε απλά εδραζόμενες γέφυρες απ' ότι σε συνεχείς γέφυρες, σε γέφυρες από σκυρόδεμα απ' ότι σε μεταλλικές γέφυρες, και σε γέφυρες με πολλά ανοίγματα απ' ότι σε γέφυρες με ένα άνοιγμα. Επιπλέον, η επιρροή του μήκους του ανοίγματος λαμβάνεται υπόψη μέσω της διαμήκου γωνιακής στροφής. Ο Frank (1991) αναφέρει την ανάλυση 204 γεφυρών σε όρους ανεκτής παραμορφώσεως από τον Moulton (1986): 144 γέφυρες χωρίς μη ανεκτές βλάβες και 60 με μη ανεκτές βλάβες. Για όλους τους τύπους ανοιγμάτων και τύπους γεφυρών (χαλύβδινες ή από σκυρόδεμα) που εξετάστηκαν μαζί, ανεκτές παραμορφώσεις είχαν: σχεδόν το 98% των παραμορφώσεων που ήταν μικρότερες από 1/1000, σχεδόν το 94% που ήταν μικρότερες από 1/250, μόνο το 43% εκείνων που ήταν μεταξύ 1/250 και 1/100 και το 7% εκείνων που ήταν μεγαλύτερες από 1/100. Οι απλά υποστηριζόμενες γέφυρες είναι λιγότερο ευαίσθητες στις γωνιακές παραμορφώσεις: το 97% των παραμορφώσεων μικρότερες από 1/200 ήταν επιτρεπόμενες για απλά υποστηριζόμενες γέφυρες (π.χ. διαφορική καθίζηση μικρότερη από 75mm για ένα μήκος ανοίγματος της τάξεως των 15m ή μικρότερη από 150mm για μήκος ανοίγματος 30m). Ενώ για τις συνεχείς γέφυρες διαπιστώθηκαν επιτρεπόμενες παραμορφώσεις το 94% εκείνων που ήταν



μικρότερες από 1/250 (60mm για 15m και 120mm για 30m). Επίσης, οι γέφυρες από σκυρόδεμα φαίνεται να είναι ελαφρώς πιο ανεκτικές στις γωνιακές παραμορφώσεις απ' ό τι οι μεταλλικές γέφυρες. Συμπερασματικά, ο Moulton (1986) έχει προτείνει τα ακόλουθα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία αντιστοιχούν σε κριτήρια λειτουργικότητας:

- 40mm (1.5inches) για οριζόντιες μετατοπίσεις,
- 1/200 για απλά εδραζόμενες γέφυρες και 1/250 για συνεχείς γέφυρες, όσον αφορά στην διαμήκη γωνιακή παραμόρφωση.

**Πίνακας 2.20:** Ανεκτά όρια κατακορύφων μετατοπίσεων γεφυρών (TRB, 1991)

<i>Κατακόρυφη μετατόπιση (mm)</i>	<i>Κριτήριο καλής λειτουργίας</i>	<i>Ερευνητής</i>
51	Μη επιβλαβής	Bozozuk (1978)
63	Ποιότητα διέλευσης	Walkinshaw (1978)
>63	Δομική βλάβη	Walkinshaw (1978)
102	Ποιότητα διέλευσης και δομική βλάβη	Grover (1978)
102	Επιβλαβής αλλά ανεκτή	Bozozuk (1978)
>102	Συνήθως μη ανεκτή	Wahls (1990)

**Πίνακας 2.21:** Ανεκτά όρια οριζοντίων μετατοπίσεων γεφυρών (TRB, 1991)

<i>Οριζόντια μετατόπιση (mm)</i>	<i>Κριτήριο καλής λειτουργίας</i>	<i>Ερευνητής</i>
25	Αποδεκτή	Bozozuk (1978)
38	Συνήθως ανεκτή	Moulton et al. (1978)
50	Δομική βλάβη	Walkinshaw (1978)
50	Ποιότητα διέλευσης και δομική βλάβη	Bozozuk (1978)
>50	Συνήθως μη ανεκτή	Wahls (1990)

Ο Wahls (1983) αναφέρει ότι, στην Βόρεια Αμερική, γενικά, η αποδεκτή τιμή της διαφορικής καθιζήσεως είναι τα 25mm, και λίγοι αποδέχονται την τιμή 50mm. Ο Hambly (1979) αναφέρει, ως σύνηθες όριο μια στροφή 1/800 για απλά εδραζόμενες γέφυρες και συνεχείς γέφυρες, ενώ σε κάποιες περιπτώσεις για τις απλά εδραζόμενες γέφυρες χρησιμοποιείται και η τιμή 1/200. Στους Πίνακες 2.20 και 2.21 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά ανεκτά όρια μετατοπίσεων από διάφορους ερευνητές.

## 2.4 Συμπερασματικές παρατηρήσεις

Μία από τις σπουδαιότερες προκλήσεις της σύγχρονης γεωτεχνικής μηχανικής είναι η ανάπτυξη μεθόδων εκτίμησης παραμορφώσεων θεμελιώσεων τέτοιες ώστε ο σχεδιασμός να οδηγεί σε ασφαλείς αλλά ταυτοχρόνως και οικονομικές κατασκευές. Επίσης, η έννοια της παραμορφώσεως μιας κατασκευής εξαιτίας της προκαλούμενης καθίζησεως εξακολουθεί να αποτελεί ένα αόριστο και υποκειμενικό θέμα. Πολλοί ερευνητές αντιμετωπίζουν τις κατασκευές ως παραμορφώσιμες όταν εμφανίζονται σημάδια στα τμήματα που συνδέουν τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, ενώ άλλοι ερευνητές αντίστοιχα όταν η κατασκευή έχει χάσει πλήρως την λειτουργικότητά της. Συνεπώς, σκόπιμα έχουν θεωρηθεί δύο βασικές κατηγορίες παραμορφώσεως: α) επιτρεπόμενη (χαμηλότερη τιμή παραμορφώσεως) η οποία δεν ακολουθείται από ζημιές και β) οριακή (μεγαλύτερη παραμόρφωση) η οποία προϋποθέτει επισκευές στην κατασκευή. Διάφοροι ερευνητές έχουν ασχοληθεί με την εκτίμηση επιτρεπόμενων και οριακών παραμορφώσεων οι οποίοι συνιστούν τιμές που αφορούν κυρίως σε στροφή  $\theta = \Delta s / l$ , γωνιακή παραμόρφωση (σχετική στροφή)  $\beta$ , σχετική μετατόπιση  $\Delta / L$ , είτε διαφορική ή μέγιστη καθίζηση της θεμελιώσεως.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7, η επιλογή των τιμών σχεδιασμού για τις οριακές μετατοπίσεις και παραμορφώσεις μιας θεμελιώσεως θα πρέπει να γίνεται λαμβάνοντας υπόψη πολλούς παράγοντες, όπως αναφέρονται λεπτομερώς στην παράγραφο 2.4.9 (prEN 1997–1:2004(E)) του Ευρωκώδικα 7. Είναι σημαντικό οι οριακές τιμές να προκύπτουν με έναν ρεαλιστικό τρόπο, μέσω στενής συνεργασίας γεωτεχνικού και δομοστατικού μηχανικού. Εάν οι τιμές αυτές είναι πολύ συντηρητικές θα οδηγήσουν σε αντιοικονομικό σχεδιασμό. Ο Ευρωκώδικας 7 διατυπώνει ένα γενικό πλαίσιο δίνοντας έτσι στον μελετητή την δυνατότητα να χρησιμοποιήσει κατά την κρίση του κατάλληλες προτάσεις από την διεθνή βιβλιογραφία. Στον Πίνακα 2.22 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά κριτήρια παραμορφώσεων θεμελιώσεων κτηρίων με βάση τον Ευρωκώδικα 7 καθώς και άλλων ερευνητών.

**Πίνακας 2.22:** Κριτήρια παραμορφώσεων επιφανειακών θεμελιώσεων κτηρίων

Ερευνητές	Κρίσιμο μέγεθος	Διαφορική καθίζηση	Μέγιστη καθίζηση
Terzaghi & Peck (1948)	-	$\Delta s \leq 0.75 \cdot \max s$ (στατιστική εκτίμηση) (πέδιλα σε άμμο) $\max \Delta s = 20 \text{mm}$	$\max s = 25 \text{mm}$ (πέδιλα σε άμμο) $\max s = 50 \text{mm}$ (κοιτόστρωση σε άμμο)
Skempton & MacDonald (1956)	Στροφή $\theta (\approx \Delta s/l)$	$\max \Delta s = 25 \text{mm}$	$\max s = 40 \text{mm}$ (πέδιλα)
	1/500 (κριτήριο σχεδιασμ.)		
	>1/300 (ρηγματ. φέρ. τοιχ) >1/150 (βλάβη κατασκ.)		$\max s = 65 \text{mm}$ (κοιτόστρωση)
Meyerhof (1953)	Στροφή $\theta (\approx \Delta s/l)$	-	-
	1/300 (ανοικτά πλαίσια)		
	1/1000 (κλειστά πλαίσια)		
	1/2000 (φέρουσες τοιχοπ.)		
Bjerrum (1963)	Στροφή ( $\Delta s/l$ )	$\Delta s/\max s = 0.3$ έως $0.5$ (Άργιλος) (στατιστική εκτίμηση)	-
	1/600 (πλαισιωτές κατασκ.)		
	1/500 (κτήρια χωρίς ρηγμ.)	$\Delta s/\max s = 0.5$ έως $1.0$ (Άμμος) (στατιστική εκτίμηση)	
	1/300 (κτήρια με ρηγματ.)		
	1/150 (όριο βλάβης)		
Menard (1967)	Στροφή $\theta (\approx \Delta s/l)$	-	-
	1/3300 έως 1/1500 (οικιακά κτήρια)	-	-
	1/1250 έως 1/650 (βιομηχανικές κατασκευές)	-	-
Klepikov (1989)	Στροφή ( $\Delta s/l$ )	-	-
	0.0022 έως 0.004 (οριακή) 0.0018 έως 0.0032 (επιτρ.)		
Holtz (1991)	-	$\Delta s/\max s = 0.5$ (στατιστική εκτίμηση)	$\max s = 5$ έως $10 \text{cm}$ (πλαισ. κατασκ.)
Coduto (1994)	-	$\Delta s/\max s = 0.5$ έως $0.75$ (ομοιογενή εδάφη) (στατιστική εκτίμηση)	-
Ευρωκώδικας 7	Σχετική στροφή $\beta [(\Delta s/l) \pm \omega]$	-	Πέδιλα: $\max s = 50 \text{mm}$
	Για SLS: 1/2000 έως 1/300 (συνήθης τιμή 1/500)		
	Για ULS: 1/150		

Με βάση τα αποτελέσματα και τις τιμές που δίνονται στην βιβλιογραφία από τους διάφορους ερευνητές φαίνεται ότι μία μέση τιμή γωνιακής αποκλίσεως ή σχετικής στροφής  $\beta=1/500$  είναι γενικώς αποδεκτή για αρκετές περιπτώσεις, ως κριτήριο σχεδιασμού, χωρίς ρηγματώσεις, δηλαδή παρέχοντας έναν συντελεστή ασφαλείας έναντι ρηγματώσεως, ενώ προκειμένου να αποφευχθεί μία οριακή κατάσταση αστοχίας θεωρείται μία μέγιστη τιμή  $\beta=1/150$ , πάνω από την οποία έχουν παρατηρηθεί βλάβες στην ανωδομή. Ωστόσο, οι τιμές αυτές έχουν προκύψει από παρατηρήσεις βλαβών σε κατασκευές και συνεπώς μπορεί να είναι ενδεικτικές και όχι απόλυτες για κάθε έργο. Το κριτήριο σχεδιασμού ουσιαστικά θα πρέπει να συνδέεται με την μέθοδο υπολογισμού για να είναι το κατάλληλο σε κάθε περίπτωση έτσι ώστε να καταλήγει τελικώς σε ασφαλείς αλλά και οικονομικές κατασκευές.

Ο Ευρωκώδικας 7, επίσης, συνιστά την χρήση των μεθόδων πεπερασμένων στοιχείων όπου η αλληλεπίδραση ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους αναμένεται να είναι σημαντική. Το έδαφος προσομοιώνεται ως συνεχές μέσο, η κατασκευή με την «πραγματική» της ακαμψία, επιδρώντας έτσι ουσιαστικά στην ανακατανομή των φορτίων και των εδαφικών μετακινήσεων σε συνδυασμό με την παραμορφωσιμότητα του εδάφους.

Όσον αφορά σε λειτουργικά κριτήρια και επιτρεπόμενες μετακινήσεις γεφυρών, σημειώνεται ότι θα πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής συμπεριφορά υπό τις αναμενόμενες συνθήκες φόρτισης. Διάφοροι ερευνητές έχουν προτείνει τρόπους καθορισμού ανεκτών ή μη ανεκτών επιπέδων μετακινήσεων των γεφυρών. Εντούτοις, λόγω της πολυπλοκότητας της μορφής των μετατοπίσεων, δεν είναι δυνατόν να καθιερωθούν ενιαία κριτήρια για το μέγεθος των κατακορύφων ή των οριζοντίων μετακινήσεων και των επιμήκων γωνιακών παραμορφώσεων των γεφυρών.

## 2.5 Βιβλιογραφικές αναφορές

Αναγνωστόπουλος, Α. (2008). Καθιζήσεις Επιφανειακών Θεμελιώσεων. 5<sup>η</sup> Αθηναϊκή Διάλεξη Γεωτεχνικής Μηχανικής. Ε.Μ.Π., Αθήνα.

- AASHTO (1997). *LRFD highway bridge design specifications, SI units*. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Akbas, S. O., and Kulhawy, F. H. (2009). Reliability-Based Design Approach for Differential Settlements of Footings on Cohesionless Soils. *J. of Geotech. And Geoenviron. Engrg.*, Vol. **135**, No. 12, 1779–1788.
- Ali Akhavan-Zanjani, (2009). Settlement Criteria for Steel Oil Storage Tanks. *Ejce*, Vol. 13, Bund. B.
- Alpan, I. (1964). Estimating the settlement of foundations on sands. *Civil Engineering and Public Works Rev.*, **59** (700), 14–15.
- Australian Standard (1986). Residential slabs and footings. AS 2870-1986, *Standards Association of Australia*, North Sydney.
- Baus, R. L. (1992). Spread footing performance evaluation in South Carolina. *Rep. No. F92-102*, South Carolina Department of Highways and Public Transportation and the Federal Highway Administration, Columbia, S. C.
- Becker, D. E. (1996). Limit states design for foundations. Part II: Development for national building code of Canada. *Can. Geotech. J.* **33**, No. 6, 984–1007.
- Bjerrum, L. (1963). Allowable settlements of structures. *Proc. Eur. Conf. SMFE*, Wiesbaden, Vo. **2**, 135–137.
- Bozozuk, M. (1978). Bridge foundations move. *Transportation Research Record* 678, 17–21.
- Bozozuk, M. (1981). Tolerable movements of bridge foundations. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mechs. and Fnd. Eng.*, Stockholm, **4**, 699–700. Balkema, Rotterdam, 1982.
- Burland, J. B., and Wroth, C. P. (1974). Allowable and differential settlement of structures, including damage and soil structure interaction. *Proc. Conf. on Settlement of Structures*, Cambridge University, 611–654.
- Burland, J. B., and Burbidge, M. C. (1984). Settlement of foundation on sand and gravel. *Institution of Civil Engineers*, Glasgow and West of Scotland Association.
- Burland, J. B., Broms, B. B., and De Mello, V. F. B. (1977). Behaviour of foundations and structures. State-of-the-art Rep., *Proc. 9<sup>th</sup> Int. Conf. SMFE*, Tokyo, Japanese Soc. Soil Mechs & Fdn Engng, Vo. **2**, 495–546
- CEN (2001). *Eurocode 7 part 1: Geotechnical design: General rules*, Final Draft prEN 1997-1. Brussels: European Committee for standardization (CEN).
- Coduto, D. P. (1994). *Foundation Design*, Prentice – Hall, Englewood Cliffs, N. J.
- D’ Appolonia, D. J., D’ Appolonia, E., and Brissette, R. F. (1968). Settlement of spread footings on sand. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, **94** (3), 735–760.
- DiMillio, A. F. (1982). Performance of highway bridge abutment supported by spread footings on compacted fill. *Rep. No. FHWA/RD-81/184*, Federal Highway Administration, Washington, D. C.

- Duncan, J., and Tan, C. (1991). Part 5 – Engineering Manual for Estimating Tolerable Movements of Bridges. Manual for the Design of Bridge Foundations, NCHRP Report, Issue Nr. 343, Publ. TRB, Washington D.C., 2219–2228.
- Eurocode 7. (1990). Geotechnics, Preliminary draft for the European Communities. *Geotechnik* **1**, 1–40.
- Eurocode 7 (BS EN 1997-1:2004). “Geotechnical Design – Part 1: General Rules”.
- European Committee for Standardization (1994). “Bases of Design and actions on structures.” *Eurocode 1*, Brussels, Belgium.
- Fadeev, A. B., Inozemtsev, V. K., and Lukin, V. A. (2004). Admissible deformations for slab foundations. *Soil mechanics and foundation engineering*, Vol. **41**, No. 2, 52–54.
- Finno, R. J., Voss, F. T., Jr., Rossow, E., and Blackburn, J. T. (2005). “Evaluating damage potential in buildings affected by excavations.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131 (10), 1199–1210.
- Frank, R. (1991). Some recent developments on the behaviour of shallow foundations. *Proc. 10<sup>th</sup> ECSMFE*, Florence, Vol. **4**, 1115–1141.
- Frank, R. (2006). General Presentation of Eurocode 7 on ‘Geotechnical Design’. *Πρακτικά 5<sup>ου</sup> Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*, Ξάνθη, Τόμος **4**, 133–142.
- “Geotechnical design, general rules-Part 1.” (1994). *Eurocode 7*, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Gifford, D. G., Wheeler, J. R., Kraemer, S. R., and McKown, A. F. (1978). Spread footings for highway bridges. *Rep. No. FHWA/RD-86/185*, Federal Highway Administration, Washington, D. C.
- Grant, R., Christian, J. T., and Vanmarcke, E. H. (1974). Differential Settlements of buildings. *J. Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, Vol. **100**, No. 9, 973–991.
- Hambly, E. C. (1979). Bridge foundations and substructures. *Building Research Establishment Report*, Garston, Watford.
- Holtz, R. D. (1991). Stress distribution and settlement of shallow foundations. *Foundations Engineering Handbook*, Fang, ed., Van Nostrand Reinhold, New York, N. Y., 166–216.
- Honjo, Y., and Kusakabe, O. (2002). Proposal of a comprehensive foundation design code: Geo-code 21 ver.2. *Proceedings of the international workshop on foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance based design*, Kamakura, 95–103.
- Hough, B. K. (1959). Compressibility as the basis for soil bearing value. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, **85** (4), 11–39.

- Il'ichev, V. A., Konovalov, P. A, and Nikiforova, N. S. (2003). New methods of measuring building deformations and criteria for their estimation. *Soil mechanics and foundation engineering*, Vol. **40**, No. 4, 120–126.
- ISE (1989). Soil – structure interaction, The real behaviour of structures. *Institution of Structural Engineers*, London.
- Jennings, J. E., and Kerrich, J. E. (1962). The heaving of buildings and the associated economic consequences, with particular reference to the Orange Free State Goldfields. *The Civ. Engr. In Sth Africa*, 5:5:122
- Klepikov, S. N. (1989). Performance criteria – Allowable deformations of buildings and damages. *Proc. of the 12<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechs. And Found. Eng.*, General Report, Rio de Janeiro, Vol. **4**, 2735–2744.
- Klepikov, S. N., and Rosenfeld, I. A. (1984). Metodicheskie ukazaniya po proektirovaniyu promyshchlennykh zdaniy na prosadochnykh gruntakh (in Russian – Instructions for designing projects of industrial buildings on collapsible soils), NIISK Gosstroya SSSR, Kiev.
- Konovalov, P. A., and Ivanov, Yu. K. (1985). Predelnye znacheniya srednykh i neravnomernykh osadok metallicheskih rezervuarov (in Russian – Limiting values of average and differential settlements of metallic tanks). *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*, n<sup>o</sup> 5.
- MacLeod, I. A., and Littlejohn, G. S. (1974). Discussion on Session 5. *Conf. Settlement of Structures*, Cambridge, Pentech Press, London, 792–795.
- Maugeri, M., Castelli, F., Massimino, M. R., and Verona, G. (1998). Observed and computed settlements of two shallow foundations on sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. **124**, No. 7, 595–605.
- Ménard, L. (1967). Règles d' utilisation des techniques pressiométriques et d' exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Notice Générale, *Centre d' Etudes Géotechniques Louis Ménard*, D/60/67, Paris.
- Meyerhof, G. G. (1965). Shallow foundations. *J. Soil Mech. & Found. Div.*, ASCE, **91** (SM2), 21–31.
- Meyerhof, G. G. (1953). Some recent foundation research and its application to design. *Struct. Engr*, Vol. **31**, 151–167.
- MOC (2002). Code for the design of building foundations. Beijing: Ministry of Construction.
- Moulton, L. K. (1986). Tolerable movement criteria for highway bridges. *Report No. FHWA-TS-85-228*. Federal Highway Administration, Washington, D. C.
- Moulton, L. K., GangaRao, H. V. S., and Halvorsen, G. T. (1985). Tolerable movement criteria for highway bridges. *Report No. FHWA/RD-85/107*. Federal Highway Administration, Washington, D. C.



- National Coal Board (1975). Subsidence Engineers Handbook. *National Coal Board Production Dept.*, U.K.
- Orr, T. L. L. (2002). Eurocode 7: a code for harmonized geotechnical design. *Proceedings of the international workshop on foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance based design*, Kamakura, 3–15.
- Padfield, C. J., and Sharrock, M. J. (1983). Settlement of structures on clay soils. *Construction Industry Research and Information Center (CIRIA)*, London.
- Paikowsky, S. G. (2005). Serviceability in the design of bridge foundations. *Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of EC*, Trinity College, Dublin, 251–261.
- Peck, R. B. (1948). History of building foundations in Chicago. *Engineering Exp. Station Bulletin*, No. 373, University of Illinois.
- Peck, R. B., and Bazaraa, A. R. S. (1969). Discussion of “Settlement of spread footings on sand,” by D’ Appolonia, D’ Appolonia, and Brissette. *J. Soil Mech. and Div.*, ASCE, **95** (3), 905–909.
- Phoon, K. K., Kulhawy, F. H., and Grigoriu, M. D. (1995). *Reliability-based design of foundations for transmission line structures*, Report TR-105000. Palo Alto, CA: Electric Power Research Institute.
- Polshin, D. E., and Tokar, R. A. (1957). Maximum allowable nonuniform settlement of structures. *Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. SMFE*, London, Vol. **1**, 402–406.
- Ricceri, G., and Soranzo, M. (1985). An analysis on allowable settlements of structures. *Rivista Italiana di Geotecnica*, Rome, Italy, XIX (4), 573–594.
- Sargand, S. M, Masada, T., and Engle, R. (1999). Spread footing foundation for highway bridge applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. **125**, No. 5, 373–382.
- Sawatpanich, A. (2003). Deterministic and reliability based assessment of existing building foundation systems adjacent to tunneling in soils. *Ph.D. thesis*, Cornell Univ., Ithaca, N.Y.
- Schmertmann, J. H. (1970). Static cone to compute static settlement over sand. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, **96** (3), 1011–1043.
- Schmertmann, J. H. (1986). Dilatometer to compute foundation settlement. *Proc., In Situ '86, Spec. Conf. on Use of In Situ Tests and Geotech. Engrg.*, ASCE, New York, 303–321.
- Schmertmann, J. H., Hartman, J. P., and Brown, P. R. (1978). Improve strain influence factor diagrams. *J. Geotech. Engrg., Div.*, ASCE, **104** (8), 1131–1135.
- Schuster, M., Kung, G. T.-C., Juang, C. H. and Hashash, Y. M. A. (2009). Simplified Model for Evaluating Damage Potential of Buildings Adjacent to a Braced Excavation. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 135 (12), 1823–1835.



- Simpson, B., Thompson, R., Findlay, J., and Bolton, M. (1997). Eurocode 7: Geotechnical design 1. General design rules: What happens now? *Proc. Instn Civ. Engrs Geotech. Engng* **125**, No. 1, 55–59.
- Skempton, A. W., and MacDonald, D. H. (1956). Allowable settlement of buildings. *Proc. Institution of Civil Engineers*, Part III, Vol. **5**, 727–768.
- SNiP (1983). Stroitelnye normy i pravila (SNiP 2.02.01.-83), *Osnovaniya zdaniy i sooruzhenij* (in Russian Standards and rules of construction, SNiP 2.03.01.-84, Foundations on buildings and structures), Strojizdat, Moscow, 1985.
- Sotnikov, S. N. (1984). O dopolnitelnykh sovместnykh deformatsiyakh zdaniy i osnovaniy, vznikayushchikh pri stroitelstve v rajonakh plotnoj zastrojki (in Russian – About additional interactive deformations of buildings and soils appearing in dense construction areas). *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*, n<sup>o</sup> 4, 17–19.
- Sowers, G. F. (1962). Shallow foundations. Chapter 6 in *Foundation Engineering*, G. A. Leonards (ed.), McGraw-Hill, New York.
- Taylor, P. W. (1967). Design of spread footings for earthquake loadings. *Proc., 5<sup>th</sup> Australia-New Zealand Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, 221–229.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1948). Soil mechanics in engineering practice. *John Wiley & Sons*, New York.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. Wiley, New York.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B., and Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*, 3<sup>rd</sup> Ed., Wiley, New York.
- Tettinek, W., and Matl, F. (1953). A contribution to calculating the inclination of eccentrically loaded foundations. *Proc., 3<sup>rd</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Vol. **1**, 1–8.
- Tomlinson, M. J. (1980). Foundation design and construction. *Pitman Press*, 4<sup>th</sup> Edition. (1986, *Longman Scientific & Technical*, U. K., 5<sup>th</sup> Edition).
- Wahls, H. E. (1983). Shallow foundations for highway structures. NCHRP Synthesis 107, Transportation Research Board, Washington, D. C.
- Wahls, H. E. (1981). Tolerable settlement of buildings. *J. Geotech. Engng*, ASCE **107**, No. 11, 1489–1504.
- Wahls, H. E. (1994). Tolerable deformations. Geotechnical Special Publication No. 40, 1611–1628. New York: ASCE
- Walkinshaw, J. L. (1978). Survey of bridge movements in the western United States. *Transp. Res. Rec. 678*, Washington, D. C., 6–11.
- Zeitoun, D. G., and Baker, R. (1992). A stochastic approach for settlement predictions of shallow foundations. *Géotechnique* **42**, No. 4, 617–629.

Zhang, L. M., and Ng, A. M. Y. (2005). Probabilistic limiting tolerable displacements for serviceability limit state design of foundations. *Géotechnique* **55**, No. 2, 151–161.

# 3

## **ΕΠΙΡΡΟΗ ΑΝΟΜΟΙΟΓΕΝΕΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΣΕ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ – ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΖΩΝΩΝ**

---

### **3.1. Εισαγωγή**

Στην πράξη, κατά τον σχεδιασμό επιφανειακών θεμελιώσεων, το έδαφος λαμβάνεται κατά κανόνα ως ομοιογενές υλικό. Στην πραγματικότητα όμως, όπως άλλωστε είναι σαφές, η ομοιογένεια είναι μια ανεπαρκής παραδοχή για τις περισσότερες πρακτικές εφαρμογές όπου τα εδάφη είναι συχνά πολυστρωματικά και έχουν ιδιότητες ακαμψίας οι οποίες μεταβάλλονται σημαντικά με το βάθος. Η μεταβολή των εδαφικών ιδιοτήτων με το βάθος μπορεί να οφείλεται στους διαφορετικούς γεωλογικούς σχηματισμούς είτε στην αύξηση της ακαμψίας του εδάφους (π.χ. μέτρο ελαστικότητας  $E$ ) με το βάθος εξαιτίας της αύξησης της ενεργού πίεσεως λόγω υπερκειμένων γαιών. Συνηθισμένη μορφή ανομοιογένειας του εδάφους αποτελεί η περίπτωση κατά την οποία η συμπίεστικότητα ποικίλλει σημαντικά με την αύξηση του βάθους.

Θα πρέπει επίσης να γίνει διάκριση μεταξύ της έννοιας της ανομοιογένειας και της ανισοτροπίας του εδάφους. Ο όρος ανισοτροπία αναφέρεται στην μεταβολή των ελαστικών σταθερών  $E$  και  $\nu$  αναλόγως της θεωρούμενης διεύθυνσεως ανεξάρτητα όμως από την θέση του θεωρούμενου εδαφικού στοιχείου. Θεωρείται π.χ. διαφορετική τιμή του μέτρου ελαστικότητας κατά την κατακόρυφη και την οριζόντια διεύθυνση, αλλά οι τιμές αυτές παραμένουν σταθερές συναρτήσει του

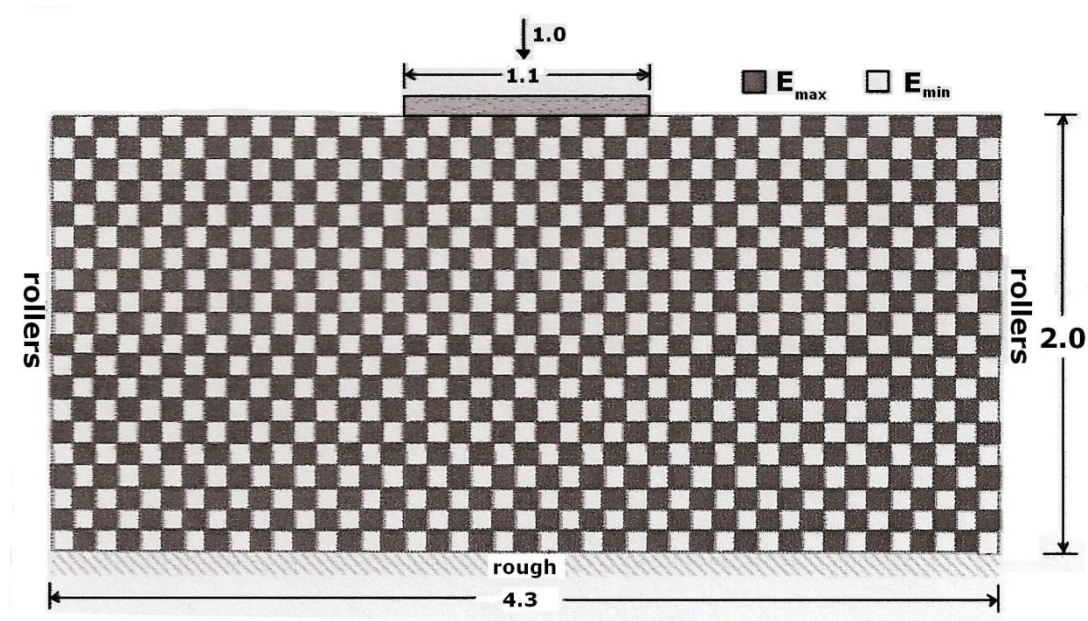
βάθους του εκάστοτε θεωρούμενου εδαφικού στοιχείου. Οι Hanson and Puja (1998) παρέχουν μία ολοκληρωμένη ανάλυση τάσεων για ένα εγκάρσιως ανισότροπο ομοιογενή ημίχωρο υπό κυκλική φόρτιση. Οι Caincros and James (1977) πρότειναν ότι η ανισοτροπία, η οποία ανιχνεύεται κυρίως σε υπερστερεοποιημένες αργίλους, είναι συνέπεια του τρόπου με τον οποίο το μέτρο ακαμψίας ποικίλλει με την διεύθυνση της πρόσθετης διάτμησης. Σύμφωνα με την θεωρία της ανισοτροπικής ελαστικότητας η μεταβολή του μέτρου Young ανάλογα με την διεύθυνση συνδέεται με την μεταβολή της ογκομετρικής αντίστασης σε διάτμηση. Ο Hooper (1975) παρουσίασε μια χρήσιμη σύνοψη για την καθίζηση μίας κυκλικά φορτιζόμενης περιοχής σε ένα εγκάρσια ανισότροπο μέσον. Εξέτασε την ακρίβεια της συμβατικής μονοδιάστατης αναλύσεως εκτιμώντας την συνολική καθίζηση στο κέντρο της ομοιόμορφης κυκλικής φορτίσεως στην επιφάνεια εγκάρσιως ανισότροπου ημίχωρου, και επίσης τις σχέσεις μεταξύ στραγγιζόμενων και αστράγγιστων παραμέτρων για το ίδιο έδαφος.

Η σημασία της ανομοιογένειας στις γεωτεχνικές αναλύσεις έχει αναγνωρισθεί εδώ και πολλά χρόνια. Λεπτομερείς αναφορές πολύ παλαιών εργασιών που αφορούν σε θέματα ανομοιογένειας του εδάφους δίδονται από τους Gibson (1974) και Selvadurai (1996). Η θεμελιώδης εργασία του Gibson (1967) για την απόκριση ενός γραμμικά ανομοιογενούς εδάφους με μηδενικό μέτρο ελαστικότητας στην φυσική επιφάνεια σε κατακόρυφο επιφανειακό φορτίο, έδωσε το έναυσμα για μεταγενέστερες μελέτες κατά τις οποίες έχουν αφαιρεθεί οι περιορισμοί ασυμπιεστότητας και/ή μηδενιζόμενου μέτρου ελαστικότητας στην φυσική επιφάνεια και οι οποίες λαμβάνουν υπόψη ποικίλλες περιπτώσεις φορτίσεων (Gibson and Sills, 1971; Brown and Gibson, 1972; Awojobi and Gibson, 1973; Rajapakse, 1990).

Επίσης, έχουν εφαρμοσθεί και τεχνικές πεπερασμένων στοιχείων για την διερεύνηση άκαμπτων ή εύκαμπτων κυκλικών πλακών στην επιφάνεια ενός εδάφους Gibson (Carrier and Christian, 1973; Boswell and Scott, 1975) χρησιμοποιώντας κατάλληλα όρια για μια προσέγγιση ημιχώρου.

Οι Griffiths and Fenton (2009) έλαβαν επίσης υπόψη την επιρροή της μεταβλητότητας της εδαφικής ακαμψίας θεωρώντας δύο διαφορετικές τιμές του μέτρου Young, μία μέγιστη  $E_{max}$  και μία ελάχιστη  $E_{min}$ , αλλά με σταθερό λόγο

Poisson  $\nu=0.25$ , όπως φαίνεται στο επόμενο σχήμα 3.1. Τα αποτελέσματα από τις υπόψη αναλύσεις έδειξαν ότι η μεταβολή της εδαφικής ακαμψίας οδηγεί σε μεγαλύτερες καθιζήσεις από εκείνες που προκύπτουν σε ένα ομοιογενές έδαφος με μία μέση τιμή ακαμψίας. Παράλληλα, εφάρμοσαν στοχαστικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων (SFEM) με τυχαίες τιμές του μέτρου Young  $E$  και σταθερή τιμή του λόγου Poisson  $\nu$  σε κάθε στοιχείο, καθώς επίσης και τυχαίες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων (RFEM), που περιλαμβάνουν ένα τυχαίο πεδίο εδαφικών ιδιοτήτων με ελεγχόμενη μέση και μόνιμη απόκλιση, και χωρική συσχέτιση μήκους, προκειμένου να εκτιμήσουν την συνολική καθίζηση.



**Σχήμα 3.1:** Σχέδιο με εναλλασσόμενες τιμές του μέτρου Young (Griffiths and Fenton, 2009)

Οι Fenton et al. (1996) εκτίμησαν πιθανοτικές μετρήσεις συνολικής και διαφορικής καθιζήσεως επιφανειακών θεμελίων σε ελαστικά εδάφη χρησιμοποιώντας ένα διδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων συνδυασμένο με προσομοίωμα Monte Carlo, λαμβάνοντας υπόψη την μεταβλητότητα του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους. Η προσομοίωση Monte Carlo επιχειρεί να δημιουργήσει ένα τυχαίο σύνολο τιμών από γνωστές κατανομές πιθανότητας κάποιων μεταβλητών οι οποίες περιλαμβάνονται σε ένα συγκεκριμένο πρόβλημα. Λεπτομέρειες της τεχνικής Monte Carlo δίδονται από πολλούς συγγραφείς (π.χ. Hammersley and Handscombe 1964, Rubinstein 1981).

Οι Nour et al. (2002) ανέλυσαν την μεταβλητότητα της καθιζήσεως και διαφορικής καθιζήσεως ενός ζεύγους θεμελιώσεων που εδράζονται σε τυχαίο ανομοιογενές εδαφικό μέσο. Οι τυχαίες εδαφικές ιδιότητες υπό ενδιαφέρον ήταν το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος Poisson. Η στατιστική πρόβλεψη της καθιζήσεως και διαφορικής καθιζήσεως έγινε χρησιμοποιώντας προσομοιώσεις Monte Carlo σε συνδυασμό με ντετερμινιστική μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων (DFEM).

Μία άλλη περίπτωση ανομοιογένειας εξετάστηκε από τους O'Loughlin and Lehane (2010), όπου η εδαφική ακαμψία μεταβάλλεται με το επίπεδο ανηγμένης παραμορφώσεως και μπορεί να αντιπροσωπευτεί ως συνάρτηση της αντοχής κώνου από την δοκιμή CPT και της αρχικής κατακόρυφης ενεργού τάσεως.

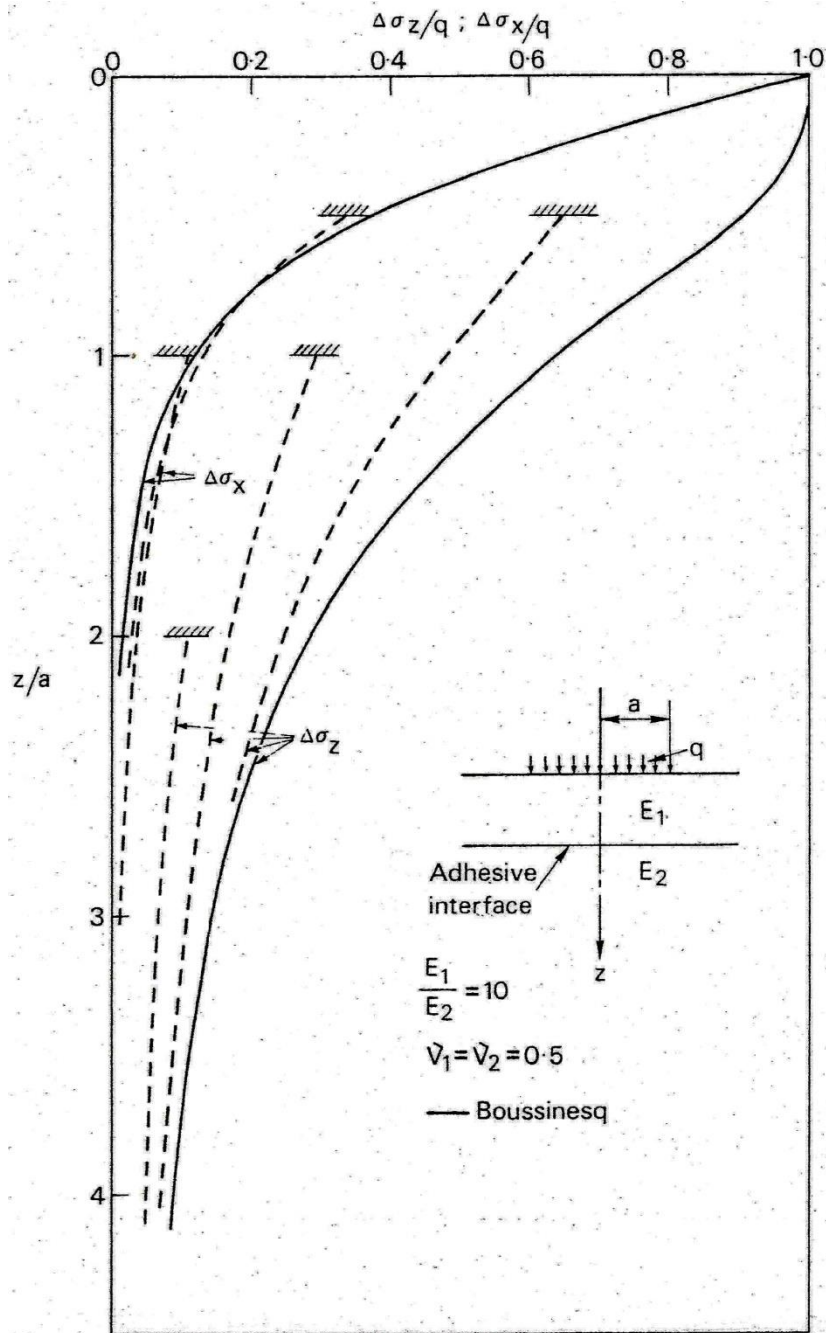
Οι πιο συνηθισμένες μορφές ανομοιογένειας που έχουν μελετηθεί από πολλούς ερευνητές μπορούν να καταταχθούν γενικώς στις επόμενες περιπτώσεις:

α) Διστρωματικό έδαφος:

Οι Roulos and Davis (1974) συνόψισαν τα αποτελέσματα του Fox (1948) για ένα διστρωματικό σύστημα τα οποία βοηθούν στην κατανόηση της επιρροής του πάχους του στρώματος και της σχετικής ακαμψίας στην κατανομή των τάσεων. Μειώσεις της ακαμψίας κοντά στην επιφάνεια δεν επηρεάζουν σημαντικά τις κατακόρυφες τάσεις (Giroud, 1970). Ωστόσο, η παρουσία ενός άκαμπτου άνω στρώματος επηρεάζει την κατανομή της κατακόρυφης τάσεως.

Το Σχήμα 3.2 απεικονίζει την κατανομή κατακόρυφης και οριζόντιας τάσεως κάτω από το κέντρο κυκλικής φορτίσεως για τρεις διαφορετικές τιμές του πάχους του άνω στρώματος με  $E_1/E_2=10$ , όπου  $E_1$  και  $E_2$  τα μέτρα ελαστικότητας των εδαφικών στρωμάτων (Burland et al., 1977). Είναι προφανές ότι η τιμή της  $\sigma_z$  κατά την διεπιφάνεια των στρωμάτων 1 και 2 εξαρτάται από τον λόγο των μέτρων  $E$ . Στην συγκεκριμένη περίπτωση όπου  $E_1 > E_2$  η κατακόρυφη τάση  $\sigma_z$  στην διεπιφάνεια είναι μικρότερη από του αντίστοιχου ομοιογενούς ελαστικού ισοτρόπου ημιχώρου. Οι Burland et al. (1977) συμπεραίνουν ότι για εδάφη τα οποία έχουν ελαστική αντίδραση σε μονοτονική αύξηση των τάσεων, οι συνολικές καθιζήσεις που επιτυγχάνονται από την κλασική μονοδιάστατη μέθοδο αναλύσεως, χρησιμοποιώντας την κατανομή κατακόρυφης τάσεως του Boussinesq, είναι ευμενείς συγκριτικά με τις τιμές που εκτιμώνται από άλλες εξελιγμένες μεθόδους.





**Σχήμα 3.2:** Επιρροή του άκαμπτου άνω στρώματος – ομοιόμορφη κυκλική φόρτιση (Burland et al., 1977)

Ο Burminster (1956) επέκτεινε προηγούμενη μελέτη του για την συγκεκριμένη περίπτωση όπου το μέτρο  $E_2$  τείνει στο άπειρο. Προετοίμασε διαγράμματα επιρροής για τάσεις και παραμορφώσεις υπό ομοιόμορφη ορθογωνική φόρτιση για τις περιπτώσεις με λόγους Poisson  $\nu=0.20$  και  $\nu=0.40$ . Ο Soving (1961) θεώρησε το ίδιο πρόβλημα αλλά για την περίπτωση όπου οι οριζόντιες διαστάσεις του στρώματος είναι περιορισμένες. Ο λόγος μεταξύ αυτών των οριζοντίων διαστάσεων

και της περιοχής φορτίσεως λήφθηκε πολύ μεγάλος και η διεπιφάνεια λεία. Δημιούργησε εξισώσεις για τον υπολογισμό των τάσεων και παραμορφώσεων και προετοίμασε διαγράμματα για την συγκεκριμένη περίπτωση όπου  $v=0.50$ . Ο Roulos (1967) χρησιμοποίησε την θεωρία του Burminster για να υπολογίσει συντελεστές επιρροής για τις τάσεις και παραμορφώσεις της επιφάνειας εξαιτίας σημειακής φορτίσεως για τις περιπτώσεις με  $v=0, 0.20, 0.40$  και  $0.50$ . Στην συνέχεια, με ολοκλήρωση των συντελεστών αυτών, υπολόγισε αντίστοιχους συντελεστές επιρροής για τις περιπτώσεις γραμμικής φορτίσεως, φορτίσεως λωρίδας και τμηματικής φορτίσεως. Επίσης, έχουν μελετηθεί από τους Rowe and Booker (1981) άκαμπτα κυκλικά πέδιλα σε ανομοιογενές εδαφικό στρώμα μεγάλου βάθους που εδράζεται σε άκαμπτη βάση. Οι Balunaini et al. (2013) εκτίμησαν την καθίζηση που προκαλείται λόγω ομοιόμορφης κυκλικής φορτίσεως σε ένα διστρωματικό έδαφος (βραχώδες ή πολύ σκληρό) προτείνοντας συντελεστές επιρροής και σύγκριναν τα αποτελέσματα με αντίστοιχα που επιτυγχάνονται χρησιμοποιώντας την προσέγγιση του Steinbrenner ή την μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων.

#### β) Τριστρωματικό έδαφος:

Ο Burminster (1945) θεώρησε το πρόβλημα ενός τριστρωματικού συστήματος για δύο περιπτώσεις: λείες και τραχείες διεπιφάνειες για μια κυκλικά φορτιζόμενη περιοχή. Οι Acum and Fox (1951) χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις του Burminster υπολόγισαν τις τάσεις στις διεπιφάνειες, για  $v_1=v_2=0.50$ . Οι Jones (1962) και Kirk (1966) δημοσίευσαν διαγράμματα και πίνακες με συντελεστές τάσεων για οποιοδήποτε συνδυασμό τριστρωματικού συστήματος. Ο Wu (1970) παρουσίασε τις αλλαγές στην κατανομή της κατακόρυφης τάσεως για ένα τριστρωματικό έδαφος, φορτιζόμενο από ομοιόμορφη κυκλική επιφάνεια, για διαφορετικούς συνδυασμούς  $E_1, E_2, E_3$ . Είναι σημαντικό να σημειωθεί η μείωση των τάσεων με το βάθος, για την περίπτωση άκαμπτου άνω στρώματος. Οι Maheshwari and Kumar (2011) ανέπτυξαν κλειστού τύπου εξισώσεις για την χρήση συντελεστών ασφαλείας σε ανάλυση και σχεδιασμό θεμελιωλωρίδων που υποβάλλονται σε ομοιόμορφη φόρτιση και εδράζονται σε τριστρωματικό έδαφος. Οι μεταβλητές που θεωρήθηκαν ήταν η μέγιστη καθίζηση και οι κατακόρυφες τάσεις κάτω από το κέντρο ενός λωριδωτού πεδίου. Οι εξισώσεις που περιλαμβάνουν τους συντελεστές ασφαλείας



προέκυψαν από προσομοιώσεις Monte Carlo. Από την παραμετρική μελέτη διαπίστωσαν ότι οι συντελεστές ασφαλείας εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό μόνο από τον συντελεστή μεταβλητότητας των μέτρων ελαστικότητας των εδαφικών στρωμάτων.

γ) Πολυστρωματικό έδαφος:

Ο Then de Barros (1966) πρότεινε μία προσεγγιστική μέθοδο αναγωγής ενός πολυστρωματικού εδάφους σε τριστρωματικό, διατηρώντας το υποκείμενο στρώμα και αποδίδοντας διαδοχικά στα άλλα δύο ένα «ισοδύναμο μέτρο» το οποίο εκτίμησε μέσω της παρακάτω σχέσεως:

$$E_{1,2} = \left[ \frac{h_1 \times \sqrt[3]{E_1} + h_2 \times \sqrt[3]{E_2}}{h_1 + h_2} \right]^3$$

Όπου  $h_1, h_2$  : τα πάχη των δύο υπερκείμενων στρωμάτων 1 και 2, αντίστοιχα, και  $E_1, E_2$  : τα μέτρα ελαστικότητας, αντίστοιχα. Η ακρίβεια αυτής της προσεγγιστικής μεθόδου ερευνήθηκε από τον ίδιο μελετητή μειώνοντας ένα τριστρωματικό έδαφος σε ένα ισοδύναμο διστρωματικό.

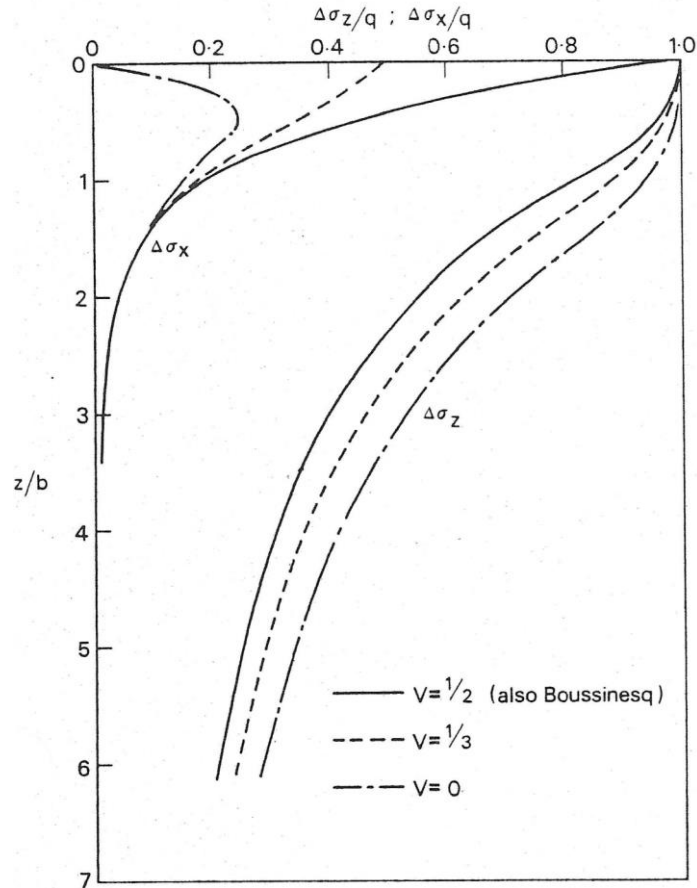
Ο Stavridis (2009) μελέτησε την περίπτωση άκαμπτης θεμελιώσεως (ορθογωνικά και κυκλικά πέδιλα) που εδράζεται σε έδαφος με διαδοχικές οριζόντιες στρώσεις με συγκεκριμένες γεωμετρικές και ελαστικές ιδιότητες, η οποία υποβάλλεται σε κατακόρυφο συγκεντρωμένο φορτίο οπουδήποτε στην περιοχή της θεμελιώσεως. Πραγματοποίησε παραμετρικές αναλύσεις για την επιρροή της μεταβλητότητας των εδαφικών στρωμάτων καθώς επίσης και της θέσεως της συγκεντρωμένης κατακόρυφης φορτίσεως, στην ανάπτυξη των πιέσεων επαφής.

δ) Αύξηση ακαμψίας με το βάθος:

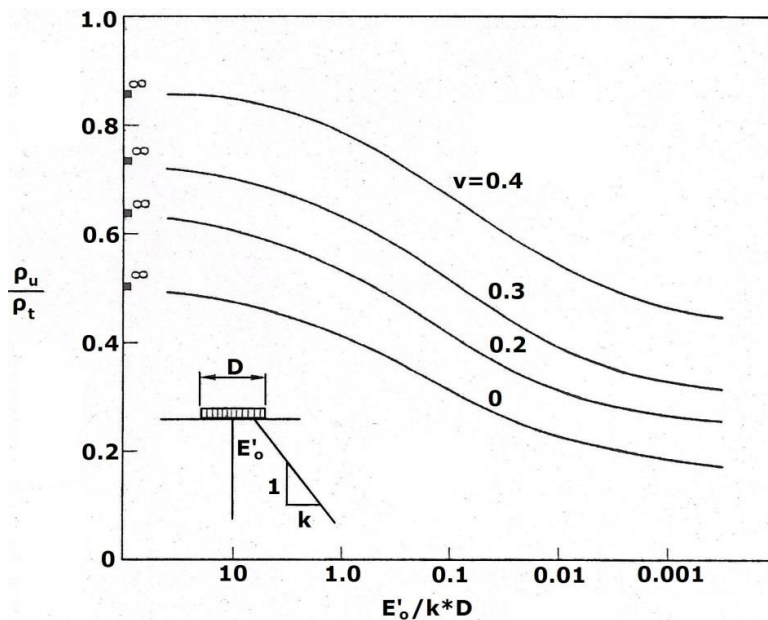
Ο Gibson (1967, 1968) ανέπτυξε μία θεωρία των τάσεων και παραμορφώσεων σε έναν ανομοιογενές, ισότροπο, ελαστικό ημίχωρο, που υποβάλλεται σε λωριδωτή ή αξονοσυμμετρική φόρτιση. Θεώρησε ότι το μέτρο Young του εδάφους σε ένα βάθος  $z$  δίδεται από την σχέση  $E=E(z)$ , και το  $E$  είναι το ίδιο σε όλες τις διευθύνσεις στο ίδιο βάθος. Ο λόγος Poisson,  $\nu$ , θεωρήθηκε σταθερός για ολόκληρο το βάθος. Έλυσε τις γενικές εξισώσεις της θεωρίας ελαστικότητας για την ειδική περίπτωση όπου:

$\nu=0.50$  και  $E_z=E_0+m\cdot z$ , δηλαδή μέτρο Young το οποίο αυξάνει γραμμικά με το βάθος, γεγονός το οποίο παρατηρείται συχνά σε πραγματικές περιπτώσεις (όπου  $E_0$ : το μέτρο Young ακριβώς κάτω από την βάση του θεμελίου, δηλαδή για  $z=0$ , και  $m$ : ο ρυθμός αύξησης του μέτρου  $E$  με το βάθος  $z$ ). Ο Gibson (1974) παρουσιάζει μια εκτεταμένη βιβλιογραφία σχετικά με το συγκεκριμένο θέμα. Έχει επίσης δείξει θεωρητικά ότι οι κατακόρυφες τάσεις εξαρτώνται ελαφρώς από τον λόγο Poisson ενώ οι οριζόντιες τάσεις είναι ιδιαιτέρως ευαίσθητες στον υπ' όψη λόγο. Το γεγονός αυτό έρχεται σε αντίθεση με την περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους όπου οι κατακόρυφες τάσεις είναι ανεξάρτητες του λόγου Poisson. Στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζεται η κατανομή τάσεως για μια ομοιόμορφα φορτιζόμενη λωρίδα σε ελαστικό ισότροπο ημίχωρο με σταθερό λόγο Poisson και μέτρο Young το οποίο αυξάνει γραμμικά με το βάθος ξεκινώντας από 0 στην επιφάνεια (Gibson and Sills, 1971). Είναι προφανής η εξάρτηση των οριζοντίων τάσεων από τον λόγο Poisson (Σχήμα 3.3). Οι Carrier and Christian (1973) έδωσαν τα αποτελέσματα από μια παραμετρική μελέτη καθιζήσεως λείας άκαμπτης κυκλικής πλάκας σε έδαφος με γραμμικά αυξανόμενη με το βάθος ακαμψία ( $E'=E'_0+k\cdot z$ ). Ο Butler (1974) έδωσε χρήσιμες καμπύλες επιρροής για την καθιζηση στην γωνία μιας ορθογωνικής ομοιόμορφης φορτίσεως στην επιφάνεια τέτοιου τύπου εδάφους για διαφορετικές τιμές του λόγου Poisson. Ο Anagnostopoulos (1976) δίδει επίσης καμπύλες επιρροής για τον υπολογισμό καθιζήσεως ενός ορθογωνικού πεδίου ή μίας εύκαμπτης λωρίδας, ομοιόμορφα φορτιζόμενων, για λόγο Poisson  $\nu=0.33$ .

Οι Burland and Wroth (1974) μελέτησαν την επιρροή της αυξανόμενης εδαφικής ακαμψίας με το βάθος επί του λόγου των καθιζήσεων  $\rho_u/\rho_t$  (άμεση/συνολική καθιζηση) για διάφορες τιμές του λόγου Poisson  $\nu$  του εδάφους. Στο Σχήμα 3.4 παρουσιάζεται η σχέση μεταξύ του λόγου των καθιζήσεων  $\rho_u/\rho_t$  και του μέτρου της ανομοιογένειας  $E'_0/k\cdot D$ , όπου παρατηρείται η προφανής μείωση του παραπάνω λόγου ( $\rho_u/\rho_t$ ) με την αύξηση της ανομοιογένειας και της ανισοτροπίας του εδάφους. Ο λόγος αυτός επίσης μειώνεται όσο μειώνεται το σχετικό πάχος του συμπιεστού στρώματος. Σχολιάζουν επίσης, ότι για βαθειά στρώματα υπερστερεοποιημένων αργίλων, ο λόγος  $\rho_u/\rho_t$  είναι απίθανο να ξεπεράσει την τιμή 0.70.



**Σχήμα 3.3:** Κατανομή τάσεως κάτω από ομοιόμορφα φορτιζόμενη λωρίδα σε ανομοιογενή ημίχωρο (Gibson and Sills, 1971).



**Σχήμα 3.4:** Σχέση μεταξύ του λόγου  $\rho_u/\rho_t$  και του  $E'_o/k \cdot D$  για μία άκαμπτη κυκλική φόρτιση σε ανομοιογενές ελαστικό έδαφος (Burland and Wroth, 1974)

Ο Holzlöhner (1984, 1985) αντιμετώπισε την ετερογένεια του εδάφους μέσω της παραβολικής αύξησης του μέτρου Young  $E$  με το βάθος  $z$  σύμφωνα με την σχέση:  $E=H \cdot z^\alpha$ , όπου  $H$  είναι σταθερά του ημιχώρου, ενώ το  $\alpha$  κυμαίνεται μεταξύ 0 και 1.

Ο Vrettos (1998) υπολόγισε την ελαστική καθίζηση και στροφή ορθογωνικών πεδίων σε ανομοιογενές έδαφος. Το ελαστικό έδαφος προσδιορίστηκε από ένα σταθερό λόγο Poisson  $0 \leq \nu \leq 0.50$  και το μέτρο διατμήσεως μεταβλήθηκε με το βάθος  $z$  ως εξής:

$$G(z) = G_0 + (G_\infty - G_0) \cdot (1 - e^{-\alpha z}) \quad G_0 \leq G_\infty$$

Όπου  $G_0$  και  $G_\infty$  είναι το μέτρο διατμήσεως στην επιφάνεια και σε άπειρο βάθος, αντίστοιχα, και το  $\alpha$  περιγράφει το ρυθμό αύξησης του μέτρου διατμήσεως.

Οι Mayne and Poulos (1999) ασχολήθηκαν με την επιρροή της ανομοιογένειας του εδάφους εκτιμώντας παραμορφωσιακούς συντελεστές επιρροής για τον υπολογισμό καθιζήσεων επιφανειακών θεμελιώσεων μέσω απλής αριθμητικής ολοκλήρωσης των κατανομών ελαστικής τάσεως σε ένα λογιστικό φύλλο.

Η μεταβλητότητα του εδάφους στον χώρο αποτελεί μία από τις κύριες πηγές της δομικής αστοχίας και της κακής λειτουργίας των κτιριακών συστημάτων. Η χωρική μεταβλητότητα της εδαφικής ακαμψίας μπορεί να προκαλέσει καθιζήσεις και ακόμη χειρότερα διαφορικές καθιζήσεις με επιβλαβείς πολλές φορές συνέπειες στην δομική απόκριση (Breysse et al, 2004). Είναι γεγονός, λοιπόν, ότι η ευαισθησία των καθιζήσεων της επιφανείας του εδάφους στην ανομοιογένεια σαφώς θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη σε οποιαδήποτε ανάλυση αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, για τον περιορισμό των βλαβών στις κατασκευές. Την επιρροή της ανομοιογένειας στην ανακατανομή των φορτίσεων ανωδομής (δηλαδή σε συνδυασμό με αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής) και στην καθίζηση εξέτασαν οι Houy et al. (2005).

Στο παρόν κεφάλαιο διερευνήθηκε αρχικώς η επιρροή της ανομοιογένειας του εδάφους στην ανάπτυξη καθιζήσεων κυκλικής επιφάνειας φορτίσεως. Εξετάστηκαν δύο περιπτώσεις ανομοιογένειας: α) διστρωματικό έδαφος με διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας  $E$  αλλά ίδιο λόγο Poisson  $\nu$  και β) έδαφος με γραμμικά αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας  $E$  αλλά ίδιο λόγο Poisson  $\nu$ . Και στις δύο παραπάνω περιπτώσεις θεωρήθηκε ότι ισχύει η θεωρία της γραμμικής ελαστικότητας. Στην

συνέχεια διερευνήθηκε η επιρροή της αναπτύξεως των πλαστικών ζωνών σε έδαφος ομοιογενές αλλά ελαστοπλαστικό για κυκλική επιφάνεια φορτίσεως καθώς επίσης και για απειρομήκη λωριδωτή φόρτιση. Όλες οι αναλύσεις έγιναν με την χρήση διδιάστατου υπολογιστικού προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων. Προκειμένου, ωστόσο, να ελεγχθεί η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων του συγκεκριμένου υπολογιστικού προγράμματος, προηγήθηκαν κάποιες επιλύσεις, όπως αναφέρονται αναλυτικά στην επόμενη παράγραφο 3.2, για την σύγκριση των αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα βάσει των κλειστών τύπων των ελαστικών επιλύσεων, καθώς επίσης και βάσει του DIN 4019.

### **3.2. Έλεγχος αποτελεσμάτων προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων**

Για τις διδιάστατες επιλύσεις χρησιμοποιήθηκε το υπολογιστικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS V.8 Professional (2004). Εξετάσθηκαν εύκαμπτες και άκαμπτες κυκλικές πλάκες φορτίσεως οι οποίες εδράζονται σε έδαφος ομοιογενές γραμμικώς ελαστικό. Οι επιλύσεις έγιναν με σκοπό την σύγκριση των υπολογισμένων τιμών των καθιζήσεων με τα αντίστοιχα βάσει ελαστικών επιλύσεων και με βάση το DIN 4019. Επιλέχθηκαν συγκεκριμένες τιμές του πάχους της εδαφικής στρώσεως:  $z=2r$  και  $z=5r$ , όπου  $r$ : η ακτίνα της κυκλικής πλάκας φορτίσεως και δύο τιμές του λόγου Poisson  $\nu$  του εδάφους ( $\nu=0.30$  ή  $\nu=0$ ).

Στους Πίνακες 3.1 και 3.2 δίδονται τα παραπάνω αποτελέσματα των τιμών των καθιζήσεων, για την εύκαμπτη και άκαμπτη κυκλική φόρτιση, αντίστοιχα. Μεταξύ των τριών διαφορετικών επιλύσεων παρατηρήθηκαν μικρές διαφορές στις τιμές των καθιζήσεων, όπως άλλωστε ήταν αναμενόμενο. Συγκεκριμένα, μεταξύ ελαστικής επίλυσης και DIN 4019 δεν διαφοροποιήθηκαν ουσιαστικά τα αντίστοιχα αποτελέσματα. Ελαφρώς υψηλότερες τιμές καθιζήσεων διαπιστώθηκαν στα αποτελέσματα του υπολογιστικού προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων για την εύκαμπτη επιφάνεια οι οποίες προφανώς οφείλονται στην παραδοχή της άκαμπτης βάσεως (όριο σχεδίου) κάτω από το ομοιογενές εδαφικό στρώμα. Η ελαστική επίλυση, αντιθέτως, γίνεται θεωρώντας ένα ενιαίο εδαφικό στρώμα το οποίο εκτείνεται σε άπειρο βάθος (προσομοίωμα του ελαστικού ισοτρόπου ημιχώρου) και συνεπώς δεν διακόπτεται από άλλο εδαφικό στρώμα διαφορετικής ακαμψίας.

**Πίνακας 3.1:** Εκτίμηση καθιζήσεων εύκαμπτης κυκλικής επιφάνειας

<b>A. Εύκαμπτη κυκλική επιφάνεια φορτίσεως</b>				
$\nu$	$z/r$	Plaxis	Ελαστική επίλυση	DIN 4019
0.30	5	31.28mm	30.27mm	-
	2	24.49mm	22.30mm	-
0	5	35.14mm	34.10mm	34.00mm
	2	28.35mm	26.33mm	26.40mm

**Πίνακας 3.2:** Εκτίμηση καθιζήσεων άκαμπτης κυκλικής επιφάνειας

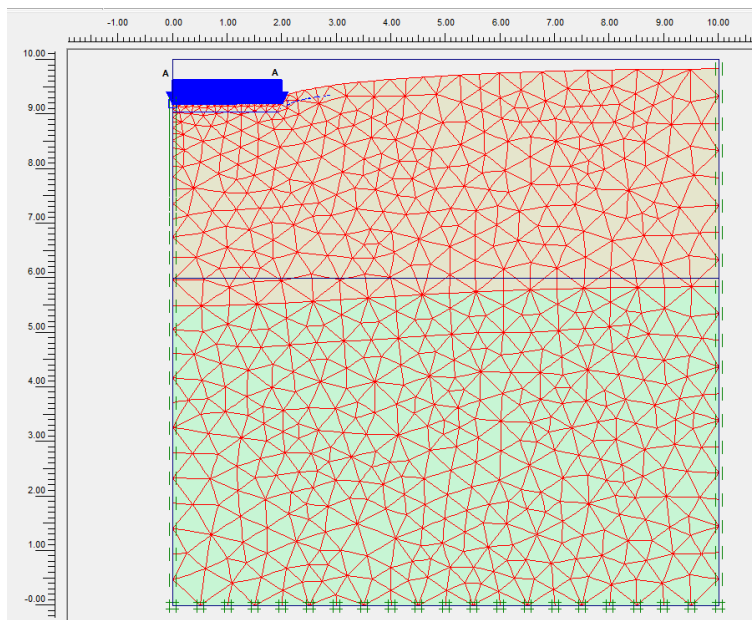
<b>B. Άκαμπτη κυκλική επιφάνεια φορτίσεως</b>		
$z/r$	Plaxis	DIN 4019
5	24.59mm	26.50mm
2	18.91mm	19.00mm

Επίσης, η επίλυση κατά DIN 4019 δίδει με μεγάλη ακρίβεια τα αποτελέσματα των καθιζήσεων κάτω από το κέντρο της εύκαμπτης κυκλικής επιφάνειας, γι' αυτό και δεν παρατηρήθηκαν αποκλίσεις μεταξύ των δύο τελευταίων υπολογιστικών μεθόδων. Στην περίπτωση της άκαμπτης κυκλικής φορτίσεως, οι μικρές αποκλίσεις μεταξύ των επιλύσεων DIN 4019 και του Plaxis οφείλονται στην προσεγγιστική εκτίμηση της καθιζήσεως στο «χαρακτηριστικό σημείο» σύμφωνα με την μέθοδο DIN 4019.

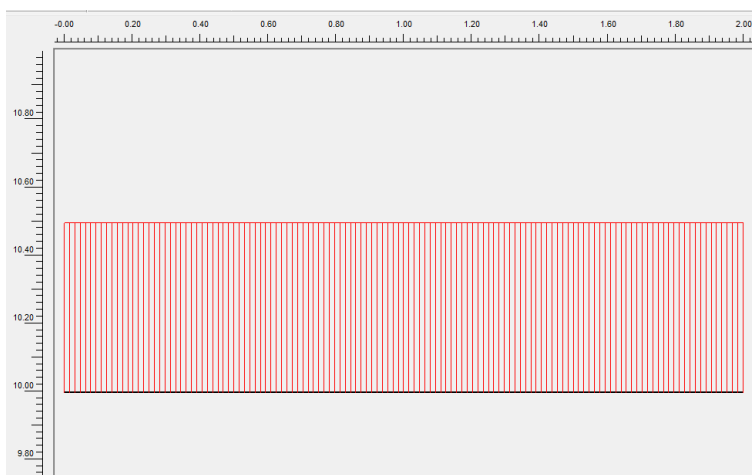
### 3.3. Ανάπτυξη καθιζήσεων σε ανομοιογενές διστρωματικό έδαφος

Μελετήθηκαν δύο ακραίες περιπτώσεις ακαμψίας ενός κυκλικού θεμελίου (εύκαμπτο ή άκαμπτο) με συγκεκριμένη ακτίνα  $r=2,0m$ , ομοιόμορφα φορτιζόμενη με πίεση  $q=100kPa$  (αξονοσυμμετρική φόρτιση). Η άκαμπτη πλάκα προσομοιώθηκε με πάχος  $d=1,0m$ , ενώ για την εύκαμπτη θεωρήθηκε μόνο η φόρτιση επιβαλλόμενη πάνω στο έδαφος. Οι επιλύσεις αφορούν στην περίπτωση διστρωματικού εδάφους, το οποίο προσομοιώθηκε σύμφωνα με την παραδοχή γραμμικώς ελαστικού μέσου. Ο λόγος Poisson του εδάφους θεωρήθηκε ίδιος και για τις δύο εδαφικές στρώσεις, και εξετάστηκαν δύο σχετικά ακραίες τιμές του  $\nu=0$  και  $\nu=0.40$ . Ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας  $E_1/E_2$  των δύο εδαφικών στρώσεων (όπου  $E_1$ : το μέτρο ελαστικότητας της ανώτερης εδαφικής στρώσεως και  $E_2$ : το αντίστοιχο του υποκείμενου στρώματος) κυμάνθηκε μέσα σε ένα εύρος τιμών μεταξύ 0.10 και 50.

Επίσης, μελετήθηκαν τρεις ξεχωριστές περιπτώσεις που αφορούν στο πάχος  $z$  της υπερκείμενης εδαφικής στρώσεως με  $z=0.50 \cdot r$ ,  $z=r$  και  $z=2 \cdot r$ . Στο Σχήμα 3.5 παρουσιάζεται το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων όπως προκύπτει από την ανάλυση με το υπολογιστικό πρόγραμμα για άκαμπτη κυκλική πλάκα, και στο σχήμα 3.6 οι αντίστοιχες υπολογισμένες καθιζήσεις.



**Σχήμα 3.5:** Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια με μέτρα ελαστικότητας των εδαφικών στρωμάτων  $E_1 > E_2$



**Σχήμα 3.6:** Ενδεικτικό διάγραμμα καθιζήσεων άκαμπτης κυκλικής πλάκας

Κατά τις αναλύσεις, εκτιμήθηκαν οι μέγιστες καθιζήσεις κάτω από το κέντρο του κυκλικού θεμελίου και σχεδιάστηκαν διαγράμματα που απεικονίζουν καμπύλες του λόγου των καθιζήσεων  $s/s_0$  συναρτήσει του λόγου των μέτρων ελαστικότητας  $E_1/E_2$ . Με  $s_0$  συμβολίζεται η συνολική καθίζηση, κάτω από το κέντρο της κυκλικής

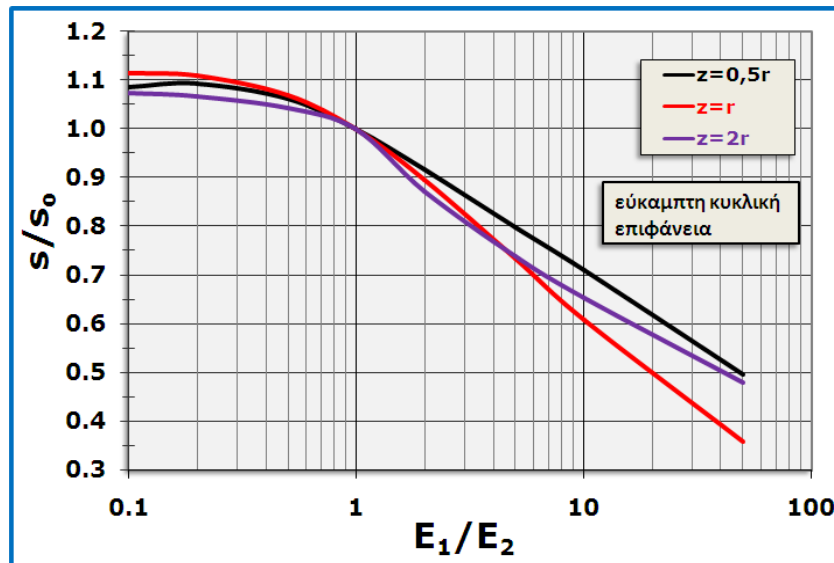


επιφάνειας, σύμφωνα με την κατανομή τάσεων του ομοιογενούς εδάφους, και συνεπώς υπολογισμένη με βάση την παραδοχή της αρχής της επαλληλίας, δηλαδή το άθροισμα των καθιζήσεων του υπερκείμενου και του υποκείμενου στρώματος, οι οποίες έχουν υπολογισθεί ως εξής: η καθίζηση του ανώτερου στρώματος  $s_1$  με μέτρο ελαστικότητας  $E_1$  υπολογίστηκε θεωρώντας ότι και το υποκείμενο στρώμα έχει το ίδιο μέτρο ελαστικότητας  $E_1$ , έτσι εκτιμήθηκε η συνολική καθίζηση στην φυσική επιφάνεια του εδάφους  $s_{ολ}$  από την οποία αφαιρέθηκε η καθίζηση του υποκείμενου στρώματος  $s_2$  ( $s_1 = s_{ολ} - s_2$ ). Ομοίως, η καθίζηση του δεύτερου στρώματος (του υποκείμενου με μέτρο  $E_2$ ) υπολογίστηκε λαμβάνοντας ως μέτρο ελαστικότητας του υπερκείμενου το  $E_2$  ( $s_2 = s_{ολ} - s_1$ ). Με  $s$  συμβολίζεται η αντίστοιχη συνολική καθίζηση που έχει υπολογισθεί από την προσομοίωση του ανομοιογενούς διστρωματικού εδάφους (οι δύο στρώσεις με τα πραγματικά τους μέτρα ελαστικότητας  $E_1$  και  $E_2$ ).

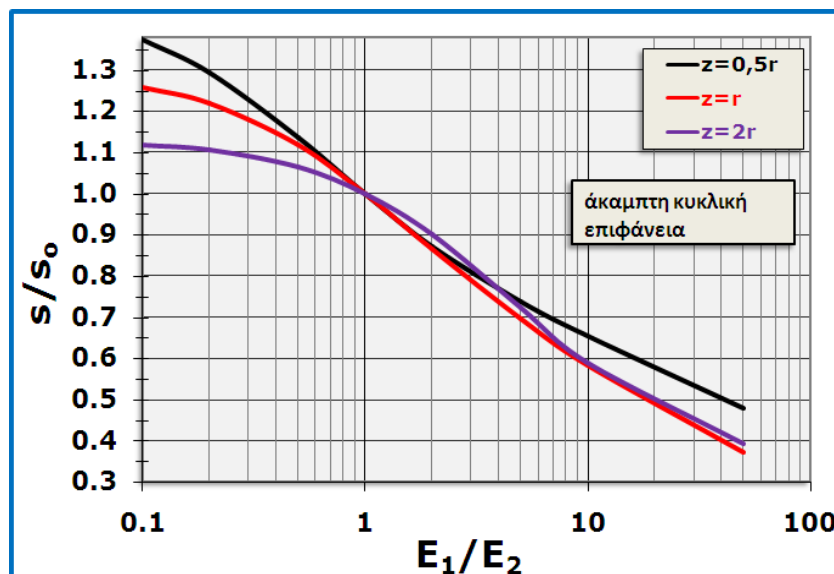
Στο Σχήμα 3.7 παρουσιάζονται αποτελέσματα που αντιστοιχούν στην εύκαμπτη πλάκα φορτίσεως, για τις διάφορες τιμές του πάχους  $z=0.50 \cdot r$ ,  $z=r$ ,  $z=2 \cdot r$  της άνω στρώσεως, και για λόγο Poisson του εδάφους  $\nu=0$ . Τα αποτελέσματα από τις συγκρίσεις των καθιζήσεων  $s$  και  $s_0$  έδειξαν ότι όταν ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας  $E_1/E_2 > 1$ , οι πραγματικές καθιζήσεις είναι μικρότερες, προφανώς λόγω των μικρότερων ορθών τάσεων  $\sigma_z$  που αναπτύσσονται κάτω από το κυκλικό θεμέλιο στο διστρωματικό έδαφος, έναντι εκείνων που αναπτύσσονται στο ομοιογενές έδαφος. Όταν ο λόγος  $E_1/E_2 < 1$ , στο άκαμπτο θεμέλιο οι καθιζήσεις παρουσιάζουν αύξηση με την μείωση του πάχους της άνω εδαφικής στρώσεως, λόγω αύξησης των προσθέτων τάσεων στην διεπιφάνεια των 2 στρώσεων, ενώ στο εύκαμπτο θεμέλιο, οι καθιζήσεις  $s$  και  $s_0$  σχεδόν ταυτίζονται. Οι καθιζήσεις  $s$  και  $s_0$  της άκαμπτης κυκλικής πλάκας για λόγο Poisson του εδάφους  $\nu=0$  παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.8. Για πολύ μεγάλους λόγους των μέτρων ελαστικότητας  $E_1/E_2$  ( $>10$ ) η καθίζηση  $s_0$  με βάση την αρχή της επαλληλίας υπολογίστηκε περίπου 40% έως 50% υψηλότερη. Οι συγκρίσεις των αποτελεσμάτων για τους δύο λόγους Poisson του εδάφους που εξετάστηκαν δεν έδειξαν ουσιαστικές σχετικές διαφοροποιήσεις με εξαίρεση πολύ υψηλούς λόγους των μέτρων ελαστικότητας  $E_1/E_2$ , όπως



παρουσιάζεται στα σχήματα 3.9 και 3.10, για εύκαμπτη και άκαμπτη κυκλική πλάκα, αντίστοιχα.

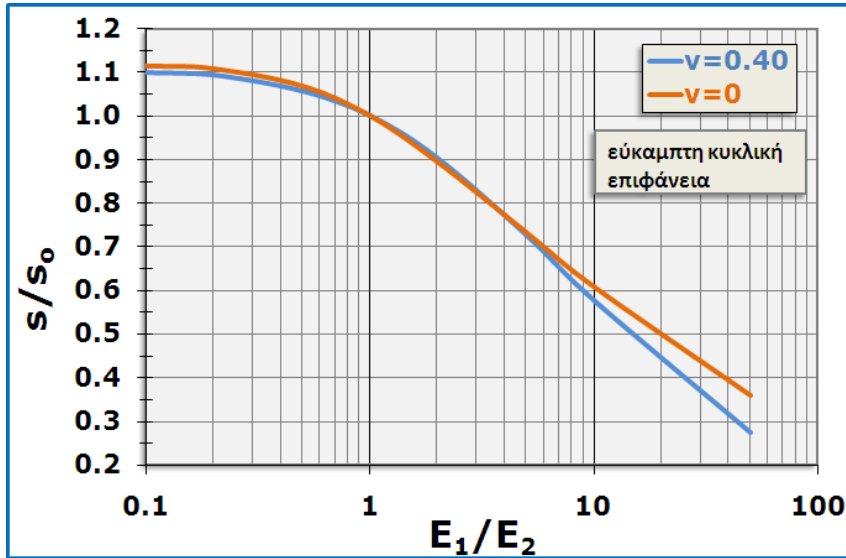


**Σχήμα 3.7:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου των μέτρων  $E$  για λόγο Poisson  $\nu=0$  για εύκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης

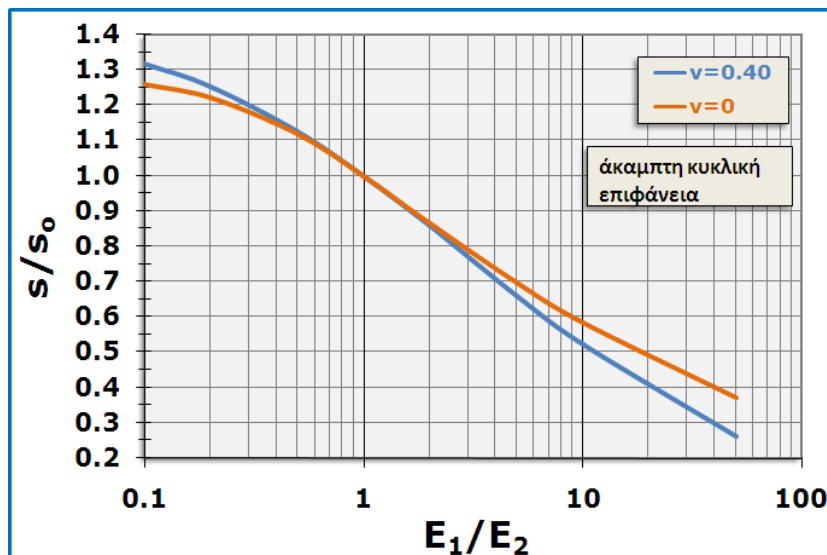


**Σχήμα 3.8:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου των μέτρων  $E$  για λόγο Poisson  $\nu=0$  για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης

Σε αυτές τις περιπτώσεις του πολύ μεγάλου λόγου  $E_1/E_2$  ο λόγος Poisson του εδάφους φαίνεται ότι έχει μια μικρή επίδραση στις κατακόρυφες τάσεις σε αντίθεση με το ομοιογενές έδαφος όπου δεν υπάρχει καμία σχετική επιρροή. Η αύξηση του λόγου Poisson φαίνεται ότι απομειώνει ελαφρώς τις  $\sigma_z$  με αποτέλεσμα την μικρή μείωση της καθιζήσεως  $s$ .



Σχήμα 3.9: Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου των μέτρων  $E$  για διαφορετικό λόγο Poisson  $\nu$  για εύκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης με  $z=r$



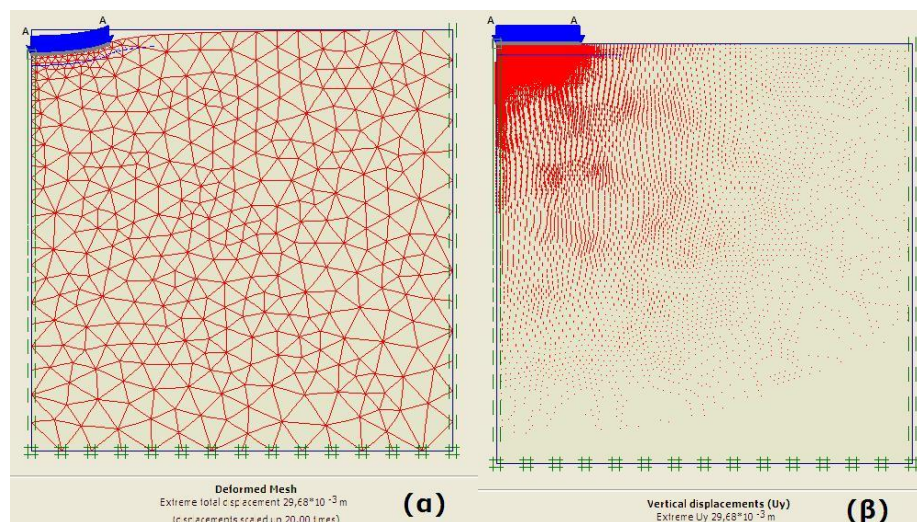
Σχήμα 3.10: Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου των μέτρων  $E$  για διαφορετικό λόγο Poisson  $\nu$  για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης με  $z=r$

### 3.4. Ανάπτυξη καθιζήσεων σε ανομοιογενές έδαφος με γραμμικά αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας

#### 3.4.1 Μεταβολή ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας

Μελετήθηκε με αξονοσυμμετρική φόρτιση  $q=100\text{kPa}$ , η επιρροή της ακαμψίας της κυκλικής πλάκας (εύκαμπτη ή άκαμπτη, ακτίνας  $r=2,0\text{m}$ ). Το έδαφος προσομοιώθηκε ως γραμμικώς ελαστικό, και εξετάστηκαν δύο τιμές του λόγου Poisson  $\nu=0$  ή  $\nu=0.40$ . Σκοπός των συγκεκριμένων αναλύσεων είναι η διερεύνηση

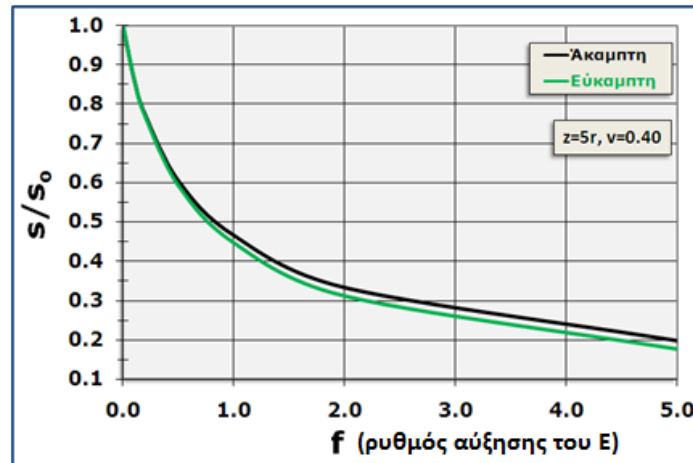
της επιρροής της γραμμικής αυξήσεως του μέτρου ελαστικότητας  $E$  συναρτήσει του βάθους, επί των καθιζήσεων, μέσω ενός συντελεστή  $f$  σύμφωνα με την σχέση  $E=E_0*(1+f*z/r)$ , όπου  $E_0$  το μέτρο ελαστικότητας στην φυσική επιφάνεια του εδάφους με συγκεκριμένη τιμή ( $E_0=10\text{MPa}$ ) και  $z$  το πάχος του συμπιεστού εδαφικού στρώματος. Ο ρυθμός  $f$  έλαβε τιμές από 0,1 έως 5. Επιλέχθηκαν δύο περιπτώσεις πάχους  $z$  με τιμές  $z=5\cdot r$  ή  $z=r$ . Στο σχήμα 3.11 παρουσιάζεται ενδεικτικό σχέδιο των καθιζήσεων σε εύκαμπτη κυκλική πλάκα φορτίσεως για βάθος εδαφικής στρώσεως  $z=5\cdot r$  και λόγο Poisson του εδάφους  $\nu=0$ . Από τις αναλύσεις εκτιμήθηκαν οι λόγοι των καθιζήσεων  $s/s_0$  (όπου  $s_0$ : η μέγιστη καθίζηση που αναπτύσσεται σε ομοιογενές έδαφος με μέτρο ελαστικότητας  $E=E_0=10\text{MPa}$ , και  $s$  η καθίζηση που αντιστοιχεί στο ανομοιογενές έδαφος).



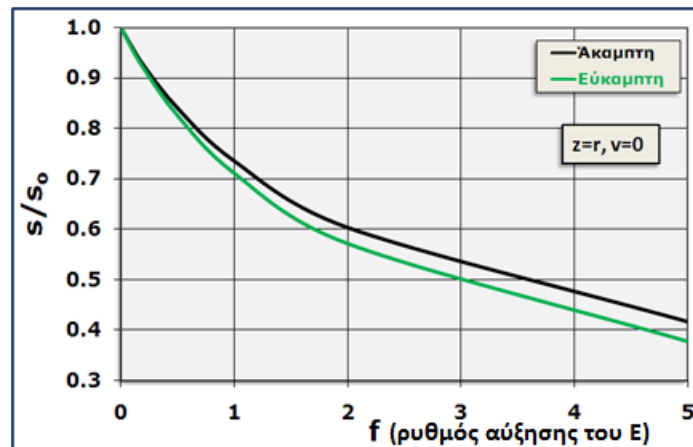
**Σχήμα 3.11:** Απεικόνιση των παραμορφώσεων της εύκαμπτης κυκλικής επιφάνειας φορτίσεως: α) Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και β) καθιζήσεις

Στα σχήματα 3.12 και 3.13 παρουσιάζονται καμπύλες μεταβολής του λόγου των καθιζήσεων  $s/s_0$  συναρτήσει του συντελεστή ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας  $f$  για πάχος συμπιεστού εδάφους  $z=5\cdot r$  και για λόγο Poisson  $\nu=0.40$ , και αντίστοιχα για  $z=r$  και  $\nu=0$ . Η καθίζηση του ομοιογενούς εδάφους  $s_0$  (βάσει παραδοχής  $E=E_0$ ) υπολογίσθηκε αρκετά υψηλότερη συγκριτικά με την καθίζηση του ανομοιογενούς. Με την αύξηση του συντελεστή  $f$  σημειώθηκε σημαντική απομείωση της καθιζήσεως  $s$  του ανομοιογενούς εδάφους, όπως άλλωστε αναμενόταν λόγω της μεγάλης αύξησης του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους συγκριτικά με την μικρή και σταθερή τιμή του μέτρου  $E$  του ομοιογενούς εδάφους.

Σημαντική φάνηκε η επιρροή του πάχους  $z$  και του λόγου Poisson  $\nu$  του εδάφους, ενώ ασήμαντη ήταν η επιρροή της ακαμψίας της κυκλικής πλάκας στις σχετικές αποκλίσεις μεταξύ των καθιζήσεων  $s$  και  $s_0$ . Με την αύξηση του λόγου Poisson και την αύξηση του πάχους  $z$  του εδάφους ο λόγος των καθιζήσεων  $s/s_0$  μειώθηκε σημαντικά για τον ίδιο ρυθμό αύξησης  $f$  του μέτρου ελαστικότητας.

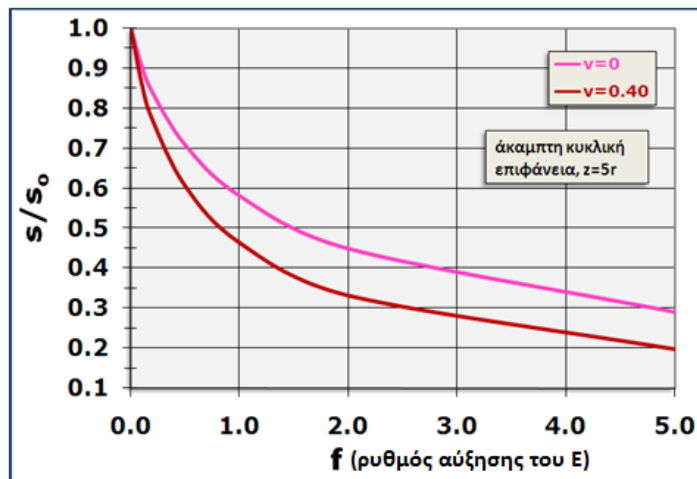


**Σχήμα 3.12:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή  $f$  για λόγο Poisson  $\nu=0.40$  και για κυκλική επιφάνεια φόρτισης με  $z=5\cdot r$

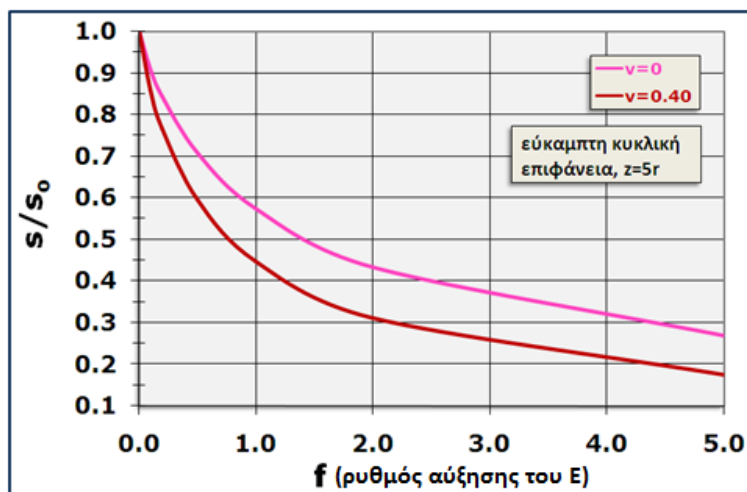


**Σχήμα 3.13:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή  $f$  για λόγο Poisson  $\nu=0$  και για κυκλική επιφάνεια φόρτισης με  $z=r$

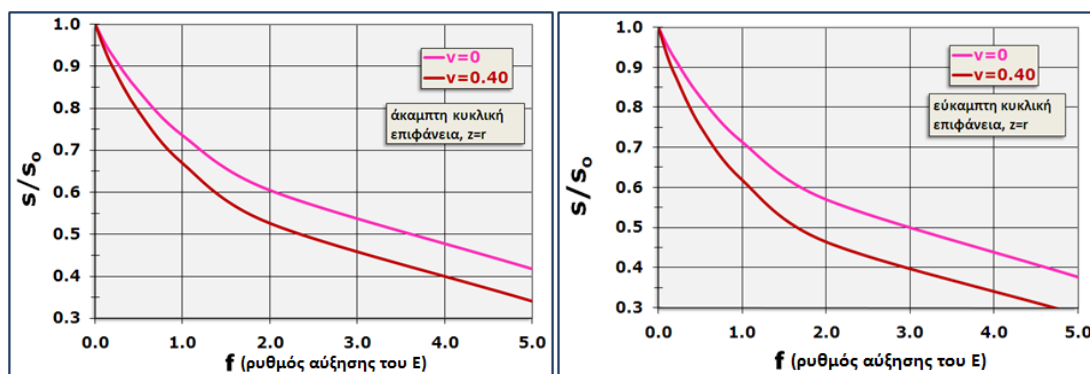
Στα σχήματα 3.14 έως 3.16 διαπιστώνεται μία μικρή επιρροή του λόγου Poisson  $\nu$  του εδάφους για πάχος  $z=5r$  ή  $z=r$ , στις περιπτώσεις άκαμπτης ή εύκαμπτης κυκλικής πλάκας. Από τις αναλύσεις που έγιναν για λόγο Poisson  $\nu=0$  παρατηρήθηκε μικρή αύξηση του λόγου των καθιζήσεων  $s/s_0$  κατά 10% περίπου (συγκρίνοντας τον ίδιο ρυθμό αύξησης  $f$  του μέτρου ελαστικότητας και το ίδιο πάχος  $z$  του εδάφους) συγκριτικά με την τιμή  $\nu=0.40$ .



**Σχήμα 3.14:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή  $f$  για διαφορετικό λόγο Poisson και για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης με  $z=5r$



**Σχήμα 3.15:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή  $f$  για διαφορετικό λόγο Poisson και για εύκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης με  $z=5r$



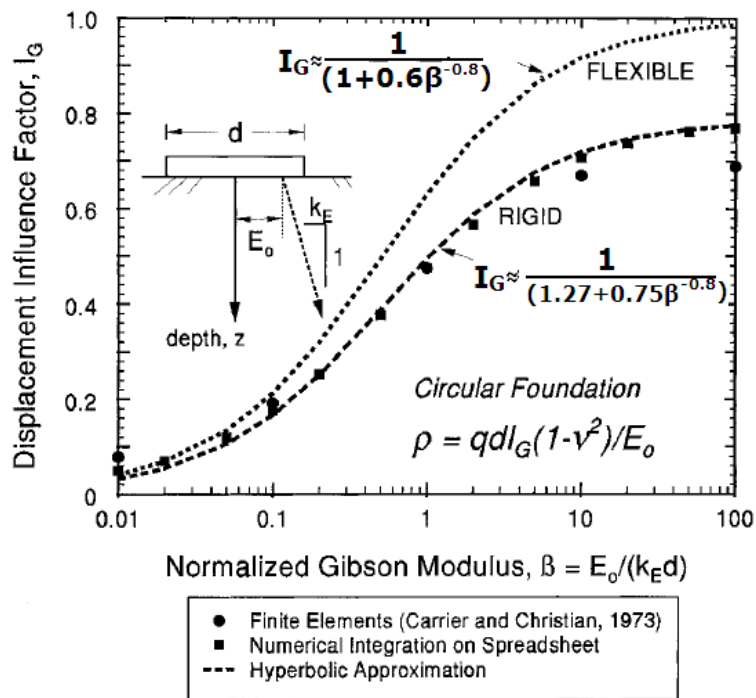
**Σχήμα 3.16:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή  $f$  για διαφορετικό λόγο Poisson με  $z=r$

Με την εκτίμηση καθιζήσεων σε ανομοιογενές έδαφος που έχει μέτρο ελαστικότητας το οποίο αυξάνει με το βάθος έχει άμεση σχέση και η περίπτωση του

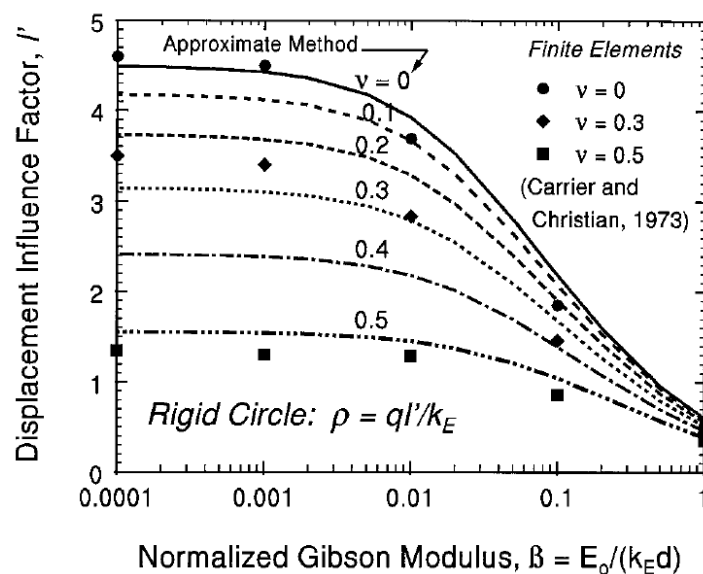
“Gibson”. Συγκεκριμένα, το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους αυξάνει γραμμικά με το βάθος σύμφωνα με την σχέση:  $E_s = E_0 + k_E \cdot z$ , όπου  $E_0$  είναι η τιμή του εδαφικού μέτρου ελαστικότητας ακριβώς κάτω από την επιφάνεια φορτίσεως ( $z=0$ ),  $k_E$  είναι ο ρυθμός αύξησης του μέτρου ελαστικότητας με το βάθος (το  $E$  ανά μονάδα βάθους), και  $z$  το βάθος. Σύμφωνα με τον Gibson οι κατακόρυφες τάσεις  $\sigma_z$  που αναπτύσσονται στο ανομοιογενές (με γραμμική αύξηση του μέτρου ελαστικότητας), ισότροπο, ελαστικό ημίχωρο, εξαρτώνται ελαφρώς από τον λόγο Poisson  $\nu$ , ενώ στο ομοιογενές έδαφος φαίνεται ότι είναι ανεξάρτητες. Συνεπώς, η μικρή επιρροή του λόγου Poisson που διαπιστώθηκε στην μεταβολή της καθιζήσεως  $s$  του ανομοιογενούς εδάφους (από τα παραπάνω αποτελέσματα) οφείλεται στην μικρή εξάρτηση των κατακορύφων τάσεων από τον λόγο Poisson, οι οποίες συμβάλουν στην ανάπτυξη των καθιζήσεων.

Υπάρχουν επίσης λύσεις με βάση αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων για άκαμπτη κυκλική πλάκα από τους Carrier and Christian (1973) των οποίων τα αποτελέσματα παρουσιάζονται υπό την μορφή του κανονικοποιημένου λόγου του Gibson  $\beta = E_0/k_E \cdot d$ . Στο σχήμα 3.17 απεικονίζεται η σχέση των συντελεστών επιρροής  $I_G$  με το κανονικοποιημένο μέτρο ελαστικότητας του Gibson ( $\beta = E_0/k_E \cdot d$ ) για εύκαμπτη (flexible) και άκαμπτη (rigid) κυκλική θεμελίωση και για λόγο Poisson  $\nu=0$  (Mayne and Roulos, 1999). Βάσει του συγκεκριμένου συντελεστή επιρροής εκτιμάται η καθίζηση κάτω από το κέντρο της κυκλικής επιφάνειας όπως φαίνεται στο ίδιο σχήμα. Όσο το  $\beta$  τείνει στο άπειρο οι λύσεις προσεγγίζουν την περίπτωση καθαρώς ομοιογενούς εδάφους όπου  $I=1$  για εύκαμπτη θεμελίωση και  $I=\pi/4$  για άκαμπτη. Εδώ, παρατηρείται μία ουσιαστική επιρροή της ακαμψίας της επιφάνειας φορτίσεως ιδίως για πολύ υψηλές τιμές του  $\beta$  ( $\beta > 1$ ). Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των επιλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής και παρουσιάζονται σε αυτήν την παράγραφο, δεν διαπιστώθηκε καμία επίδραση της ακαμψίας της κυκλικής πλάκας φορτίσεως ούτε για υψηλό αλλά ούτε και για χαμηλό ρυθμό αύξησης του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους. Από το σχήμα 3.17, σημειώνεται ότι ο συντελεστής επιρροής  $I_G$  για την εύκαμπτη κυκλική πλάκα είναι μεγαλύτερος και συνεπώς προκύπτει και μεγαλύτερη καθίζηση  $\rho$  για τον ίδιο συντελεστή  $\beta$ . Στο Σχήμα 3.18 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τιμές του  $\beta$  μεταξύ 0.0001 και 1, για άκαμπτη κυκλική πλάκα (Mayne and Roulos, 1999). Εδώ η

καθίζηση κάτω από το κέντρο της επιφάνειας φορτίσεως υπολογίζεται από την σχέση του Gibson (1967):  $\rho_c = q \cdot I' / k_E$ , όπου οι συντελεστές επιρροής  $I'$  εκφράζονται ως συνάρτηση του λόγου Poisson ξεχωριστά για  $0 \leq \nu \leq 0.5$ . Είναι προφανής η επιρροή του λόγου Poisson επί του συντελεστή  $I'$  συνεπώς και επί της καθιζήσεως  $\rho$ , για τιμές του  $\beta \ll 1$ .



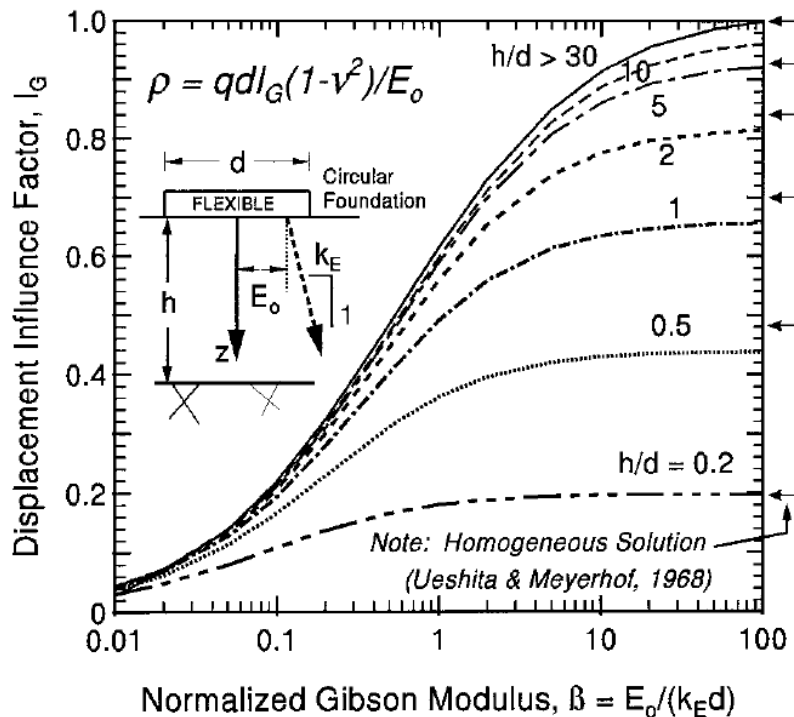
**Σχήμα 3.17:** Συντελεστές επιρροής για κυκλικές φορτίσεις σε έδαφος Gibson απείρου πάχους ( $\beta > 0.01$ ) (Mayne and Poulos, 1999)



**Σχήμα 3.18:** Συντελεστές παραμορφώσεως ( $I'$ ) για κυκλική επιφάνεια σε έδαφος Gibson για  $\beta < 1$  (Mayne and Poulos, 1999)



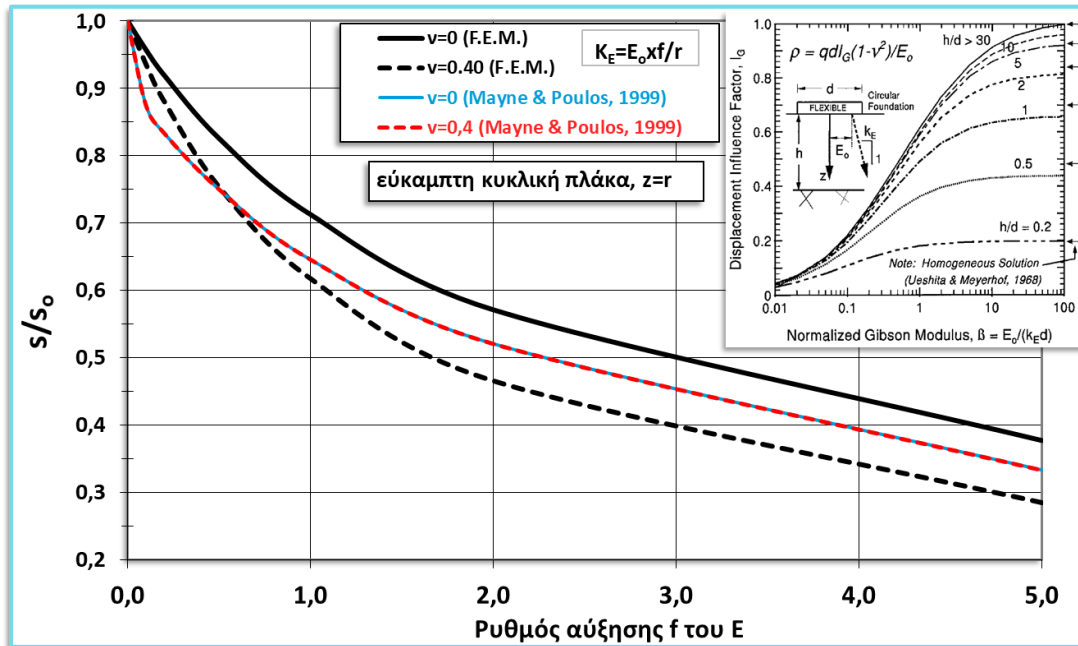
Το θέμα της ανομοιογένειας του εδάφους απασχόλησε και τους Ueshita and Meyerhof (1968) οι οποίοι χρησιμοποίησαν μία αριθμητική τεχνική ολοκληρώσεως προκειμένου να δώσουν λύσεις για την περίπτωση του Gibson για πεπερασμένου πάχους εδαφικό στρώμα όπως φαίνεται στο σχήμα 3.19 (Mayne and Poulos, 1999). Οι επιλύσεις αφορούν σε εύκαμπτη κυκλική θεμελίωση και λεία διεπιφάνεια. Όσο το  $\beta$  προσεγγίζει το άπειρο η λύση τείνει στην περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους. Ιδιαίτερης σημασίας είναι σαφώς η επίδραση του σχετικού πάχους του συμπιεστού εδαφικού στρώματος επί του συντελεστή επιρροής  $I_G$  και επομένως επί της καθίζησης. Για πολύ μεγάλο πάχος συμπιεστού εδάφους ο συντελεστής  $I_G$  προσεγγίζει την μονάδα. Συνεπώς, η καθίζηση  $\rho$  είναι μεγαλύτερη όσο αυξάνει το πάχος του συμπιεστού εδάφους και κυρίως για μεγάλες τιμές του  $\beta$  ( $\beta > 1$ ). Από τα αποτελέσματα της παρούσας διατριβής η καθίζηση  $s$  εκτιμήθηκε μεγαλύτερη στην περίπτωση του μικρότερου πάχους  $z=r$  συγκριτικά με το μεγαλύτερο πάχος  $z=5r$  για τον ίδιο ρυθμό αύξησης  $f$  του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους.



**Σχήμα 3.19:** Συντελεστές επιρροής για εύκαμπτη κυκλική θεμελίωση σε πεπερασμένο εδαφικό μέσο Gibson (Mayne and Poulos, 1999)

Η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων από τους Carrier and Christian (1973) δίδει αποτελέσματα πολύ κοντά σε εκείνα της προσεγγιστικής μεθόδου κυρίως για μεγάλες τιμές του λόγου Poisson.





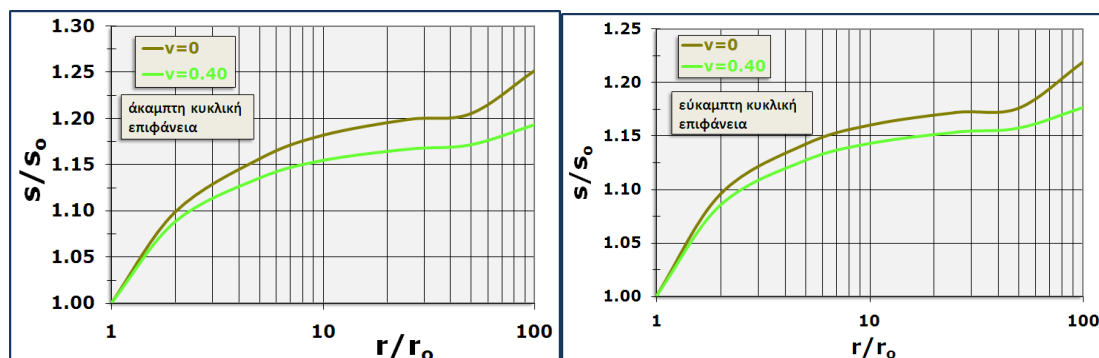
**Σχήμα 3.20:** Μεταβολή του λόγου καθιζήσεων  $s/s_0$  συναρτήσει του ρυθμού αύξησης  $f$  και σύγκριση αποτελεσμάτων με αντίστοιχα των Mayne & Poulos (1999)

Από το Σχήμα 3.20 παρατηρείται σύγκλιση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων για το εύκαμπτο κυκλικό θεμέλιο με τα αντίστοιχα που παρουσιάζονται στο δημοσιευμένο άρθρο των Mayne & Poulos (1999).

### 3.4.2 Κανονικοποιημένα διαγράμματα καθιζήσεων κυκλικής πλάκας φορτίσεως σε έδαφος με χαμηλό αρχικό μέτρο ελαστικότητας $E_0$ και σταθερό ρυθμό αύξησης

Στις επιλύσεις που ακολουθούν διερευνήθηκε η επιρροή της ακαμψίας και του μεγέθους της κυκλικής πλάκας φορτίσεως, καθώς και η επιρροή του λόγου Poisson του εδάφους. Εφαρμόστηκε ομοιόμορφα κατανεμημένη φόρτιση στην πλάκα  $q=50\text{kPa}$  σε όλες τις επιλύσεις. Το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους θεωρήθηκε ότι αυξάνει γραμμικά συναρτήσει του βάθους, με σταθερό ρυθμό ίσο με  $m=3\text{MPa/m}$  (σύμφωνα με την σχέση  $E=E_0+m \cdot z$ ). Το αρχικό μέτρο ελαστικότητας  $E_0$  στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους λήφθηκε με μία πολύ χαμηλή τιμή  $E_0=1\text{KPa}$ . Επίσης, επιλέχθηκαν δύο ακραίες τιμές του λόγου Poisson,  $\nu=0$  και  $\nu=0.40$ . Το πάχος του εδάφους λήφθηκε σε όλες τις επιλύσεις με συγκεκριμένη τιμή  $z=5 \cdot r$  (όπου  $r$  η ακτίνα της κυκλικής επιφάνειας). Οι αναλύσεις περιλαμβάνουν διάφορες τιμές της ακτίνας  $r$  της κυκλικής επιφάνειας από  $0,25\text{m}$  έως  $25\text{m}$ . Προκειμένου να αδιαστατοποιηθούν οι τιμές της σημειώθηκαν οι λόγοι  $r/r_0$ , όπου  $r_0=0,25\text{m}$  μία

αρκετά μικρή ακτίνα. Από τις παραπάνω αναλύσεις εκτιμήθηκαν οι μέγιστες καθιζήσεις και σχεδιάστηκαν διαγράμματα που απεικονίζουν τον λόγο των καθιζήσεων  $s/s_0$  συναρτήσει του λόγου των ακτίνων  $r/r_0$ , όπου  $s_0$  η καθίζηση της πλάκας ακτίνας  $r_0$  και  $s$  η καθίζηση της πλάκας ακτίνας  $r$ . Από τα σχετικά διαγράμματα (Σχήμα 3.21) παρατηρήθηκε πολύ μικρή αύξηση του λόγου των καθιζήσεων  $s/s_0$  συναρτήσει της αύξησης του λόγου των ακτίνων  $r/r_0$ .



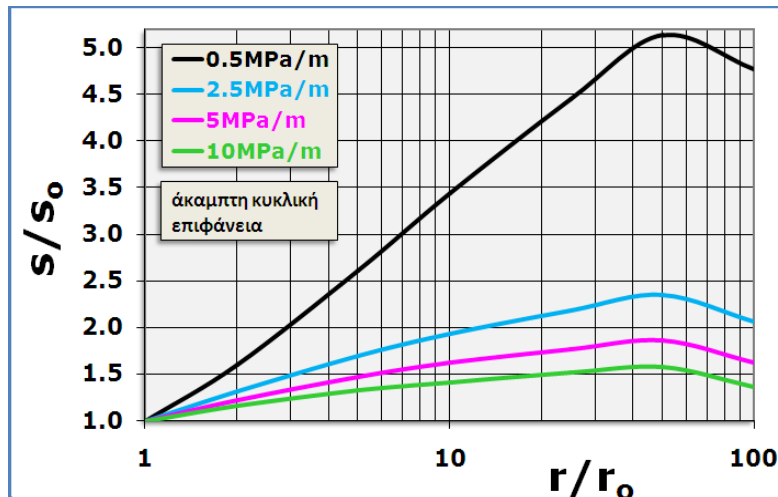
**Σχήμα 3.21:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου των ακτίνων

Επιβεβαιώνεται, η θεωρία του Gibson (για έδαφος με λόγο Poisson  $\nu=0.50$ ), σύμφωνα με την οποία οι καθιζήσεις δεν αυξάνουν αναλόγως με την αύξηση της ακτίνας της κυκλικής επιφάνειας, αλλά είναι σχεδόν ανεξάρτητες από αυτήν, όταν πρόκειται για έδαφος με σταθερό ρυθμό αύξησης του μέτρου ελαστικότητας ( $E=E_0+m \cdot z$ , όπου  $m$ : ο ρυθμός αύξησης του  $E$ ) και σταθερή φόρτιση  $q$ . Παράλληλα, η τιμή του λόγου Poisson  $\nu$  του εδάφους καθώς και η ακαμψία της κυκλικής πλάκας φορτίσεως δεν φάνηκε να έχουν ουσιαστική επίδραση στα παραπάνω αποτελέσματα.

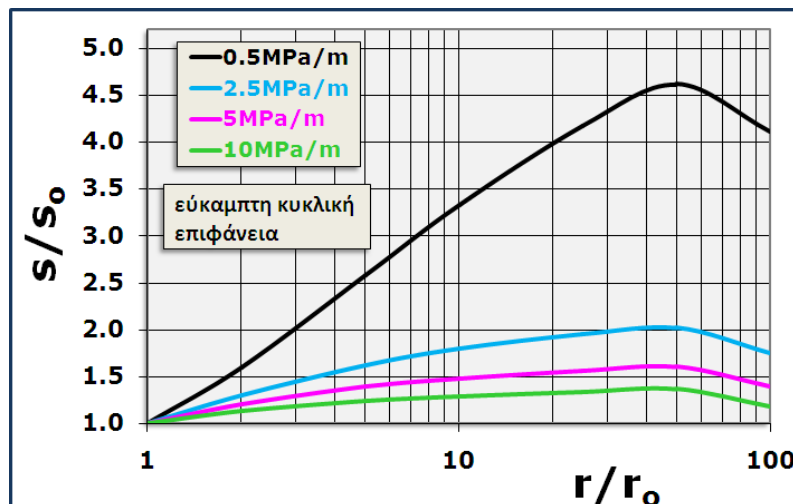
### 3.4.3 Επιρροή ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας $E$

Οι αναλύσεις περιλαμβάνουν την διερεύνηση της επιρροής του ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους στην ανάπτυξη των καθιζήσεων για δύο σχετικά ακραίες περιπτώσεις ακαμψίας της κυκλικής πλάκας φορτίσεως (εύκαμπτη ή άκαμπτη). Θεωρήθηκε αξονοσυμμετρική φόρτιση στα κυκλικά θεμέλια  $q=50\text{kPa}$ . Επιλέχθηκαν οι ίδιες τιμές της ακτίνας  $r$  και  $r_0$ , όπως και στην προηγούμενη υποπαράγραφο 3.4.2. Το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του εδάφους στην ελεύθερη επιφάνεια θεωρήθηκε σε όλες τις επιλύσεις με τιμή  $E_0=500\text{kPa}$ , ενώ ο λόγος Poisson επιλέχθηκε με μία ενιαία πολύ υψηλή τιμή  $\nu=0.495$ . Εξετάσθηκαν τέσσερις

διαφορετικές περιπτώσεις που αφορούν στον ρυθμό αύξησης του μέτρου ελαστικότητας  $E$  με τιμές  $m=0.5, 2.5, 5$  και  $10\text{MPa/m}$ . Το  $E$  υπολογίσθηκε από την σχέση  $E=E_0+m\cdot z$ . Στα Σχήματα 3.22 και 3.23 δίδονται καμπύλες μεταβολής του λόγου των καθιζήσεων  $s/s_0$  συναρτήσει του λόγου των ακτίνων  $r/r_0$  από τις επιλύσεις για άκαμπτη ή εύκαμπτη πλάκα φορτίσεως, αντίστοιχα.



**Σχήμα 3.22:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου  $r/r_0$  για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης και για διάφορους ρυθμούς αύξησης του μέτρου  $E$



**Σχήμα 3.23:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου  $r/r_0$  για εύκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης και για διάφορους ρυθμούς αύξησης του μέτρου  $E$

Είναι προφανές ότι η καθίζηση  $s$  αυξήθηκε σημαντικά με την απομείωση του ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους. Ωστόσο, η μεταβολή αυτή δεν φαίνεται να ακολουθεί την μεγάλη αύξηση του μεγέθους της πλάκας. Συνεπώς, επιβεβαιώνεται το πρότυπο Gibson, ότι η ανάπτυξη των καθιζήσεων είναι

πρακτικώς ανεξάρτητη του μεγέθους του κυκλικού θεμελίου. Αυτό ισχύει ακόμη και στην περίπτωση πολύ χαμηλού ρυθμού αυξήσεως του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους. Το συμπέρασμα αυτό επίσης ισχύει ανεξαρτήτως της ακαμψίας του θεμελίου.

### 3.5. Επιρροή αναπτύξεως πλαστικών ζωνών

#### 3.5.1 Εισαγωγικά στοιχεία επιλύσεων

Στο πλαίσιο διερευνήσεως της επιρροής του βασικού εδαφικού προσομοιώματος επί των αναπτυσσομένων καθιζήσεων μελετήθηκε η ανάπτυξη πλαστικών ζωνών σε ομοιογενές έδαφος θεμελιώσεως. Επιχειρήθηκαν συγκρίσεις μεταξύ γραμμικώς ελαστικού εδαφικού προσομοιώματος και γραμμικώς ελαστικού ιδεατώς πλαστικού σύμφωνα με το κριτήριο Mohr-Coulomb. Οι συγκρίσεις αυτές αφορούν σε τιμές των καθιζήσεων οι οποίες εκτιμήθηκαν με την χρήση του διδιάστατου υπολογιστικού προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Plaxis V.8 Professional. Κατά τις επιλύσεις εξετάσθηκε η επιρροή των εξής παραγόντων επί του λόγου των καθιζήσεων  $s/s_e$ , όπου  $s$  η καθίζηση που εκτιμήθηκε σύμφωνα με το ελαστοπλαστικό εδαφικό προσομοίωμα, ενώ  $s_e$  η αντίστοιχη καθίζηση με βάση το γραμμικώς ελαστικό:

- Του συντελεστή ασφαλείας και του τύπου του εδάφους,
- Του πάχους του συμπιεστού εδαφικού στρώματος,
- Της ακαμψίας της πλάκας φορτίσεως,
- Της μορφής της πλάκας φορτίσεως και
- Του βάθους θεμελιώσεως.

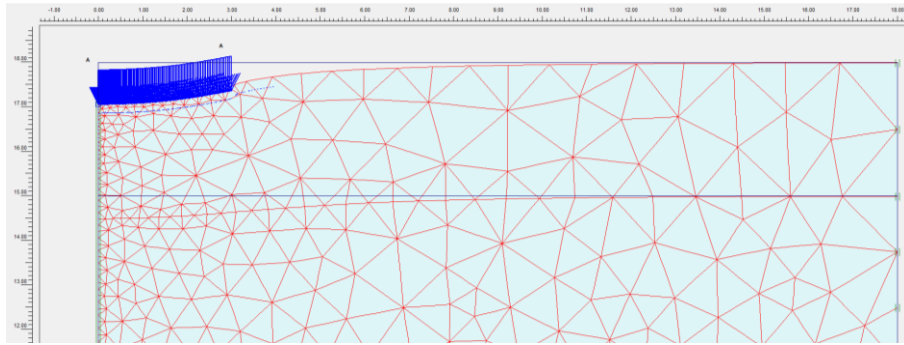
Εξετάσθηκαν δύο τυπικές περιπτώσεις επιφανειακών φορτίσεων: α) Κυκλική πλάκα φορτίσεως (εύκαμπτη ή άκαμπτη) με ακτίνα  $r=3m$  και β) απειρομήκης λωρίδα (εύκαμπτη ή άκαμπτη) με πλάτος  $D=4m$ , φορτιζόμενες αξονοσυμμετρικά ή με ομοιόμορφα κατανεμημένη πίεση  $q=200kPa$ , αντιστοίχως. Μελετήθηκε, η περίπτωση θεμελιώσεως στην φυσική επιφάνεια του εδάφους ( $t=0$ ). Στην συνέχεια, μόνο για την περίπτωση της άκαμπτης κυκλικής πλάκας, έγιναν πρόσθετες αναλύσεις θεωρώντας βάθος θεμελίωσης ίσο με  $t=2\cdot r/3$  κάτω από την φυσική επιφάνεια του εδάφους, όπου  $r$ : η ακτίνα του κυκλικού θεμελίου. Επιπλέον, εξετάσθηκαν τρεις διαφορετικές τιμές του πάχους  $z$  της εδαφικής στρώσεως με  $z=D$ ,  $z=2\cdot D$  και  $z=3\cdot D$ , όπου  $D$ : η διάμετρος της κυκλικής επιφάνειας ή αντιστοίχως το

πλάτος της λωρίδας. Το γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα περιλαμβάνει σταθερές τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$  και του λόγου Poisson  $\nu$  με  $E=20\text{MPa}$  και  $\nu=0.30$ . Το γραμμικώς ελαστικό–ιδεατώς πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα σύμφωνα με το κριτήριο Mohr–Coulomb περιλαμβάνει επιλύσεις για καθαρώς συνεκτικό έδαφος με διάφορες τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u$  που κυμαίνονται από  $50\text{KPa}$  έως  $200\text{KPa}$  (με  $\phi_u=0$ ) και επίσης επιλύσεις για καθαρώς μη συνεκτικό έδαφος με τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi$  που κυμαίνονται από  $20^\circ$  έως  $40^\circ$  (με  $c=0$ ). Αντιστοίχως, διευκρινίζονται οι τιμές του μέτρου  $E=20\text{MPa}$  και του λόγου Poisson  $\nu=0.30$ . Τα αποτελέσματα απεικονίζονται σε διαγράμματα τα οποία περιλαμβάνουν μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων  $s/s_e$  συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας, για τις διάφορες περιπτώσεις του πάχους  $z$ . Θεωρητικά ο συντελεστής ασφαλείας ορίζεται ως ο λόγος του κατακόρυφου φορτίου θραύσεως προς το πραγματικό κατακόρυφο φορτίο λειτουργίας. Ο συντελεστής ασφαλείας οριζόμενος ως λόγος φορτίων θεωρήθηκε υπ' αυτήν την έννοια στις αναλύσεις για αμιγώς μη συνεκτικό έδαφος. Ειδικώς για το συνεκτικό έδαφος, ο παραπάνω ορισμός συμπίπτει με τον συντελεστή ασφαλείας που προκύπτει από την διαδικασία  $\phi$ - $c$  reduction που για την συγκεκριμένη περίπτωση είναι ο λόγος της πραγματικής συνοχής προς την υποθετική απομειωμένη συνοχή που οδηγεί στην αστοχία. Ο συμβολισμός του συντελεστή ασφαλείας για την περίπτωση του αμιγώς μη συνεκτικού εδάφους είναι  $SF^*$  ενώ για το αμιγώς συνεκτικό έδαφος αντίστοιχα  $SF$ .

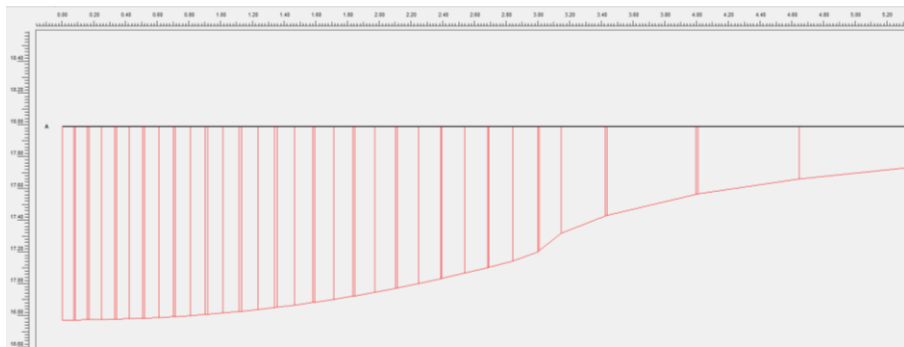
### 3.5.2 Αποτελέσματα των επιλύσεων

#### α) Συνεκτικό έδαφος:

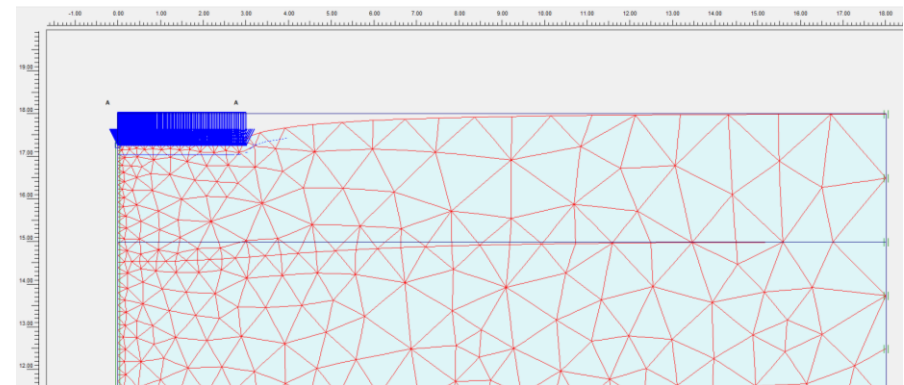
Ενδεικτικά σχέδια της εύκαμπτης κυκλικής πλάκας δίδονται στα Σχήματα 3.24 και 3.25, ενώ αντίστοιχα της άκαμπτης κυκλικής πλάκας στα Σχήματα 3.26 έως 3.28. Στο σχήμα 3.29 παρουσιάζεται η μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων  $s/s_e$  συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας  $SF$  (μέσω της διαδικασίας  $\phi$ - $c$  reduction) για διάφορες τιμές του πάχους  $z$  της συμπιεστής εδαφικής στρώσεως, για τις περιπτώσεις άκαμπτης και εύκαμπτης κυκλικής πλάκας. Τα αποτελέσματα αυτά αφορούν σε θεμελίωση στην φυσική επιφάνεια του εδάφους ( $t=0$ ).



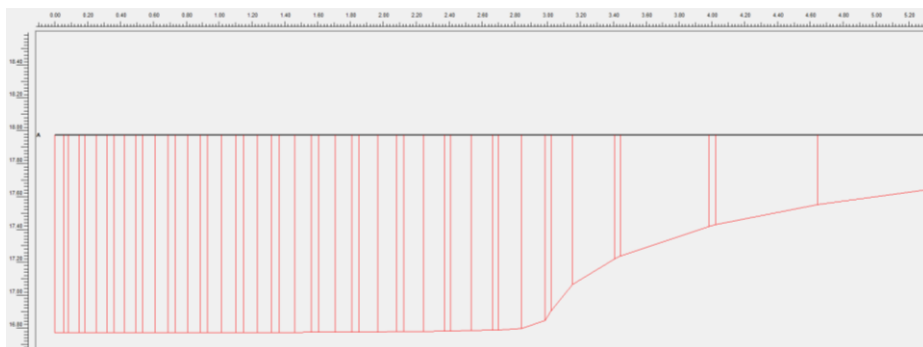
Σχήμα 3.24: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων εύκαμπτης κυκλικής πλάκας σε έδαφος συνεκτικό



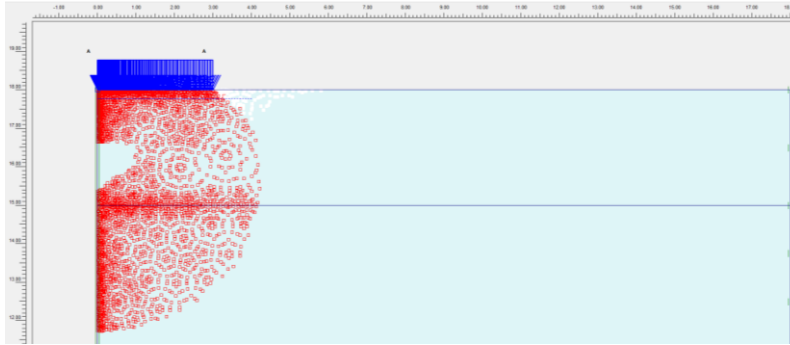
Σχήμα 3.25: Γραμμή καθιζήσεων κάτω από την εύκαμπτη κυκλική πλάκα σε έδαφος συνεκτικό



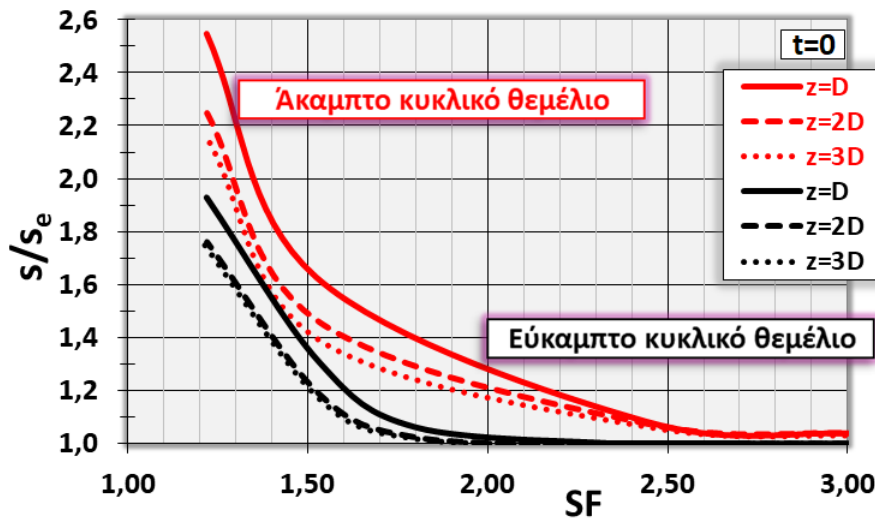
Σχήμα 3.26: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων άκαμπτης κυκλικής πλάκας σε έδαφος συνεκτικό



Σχήμα 3.27: Γραμμή καθιζήσεων κάτω από την άκαμπτη κυκλική πλάκα σε έδαφος συνεκτικό



**Σχήμα 3.28:** Πλαστικά σημεία κάτω από την άκαμπτη κυκλική πλάκα σε έδαφος συνεκτικό για χαμηλό SF=1,25



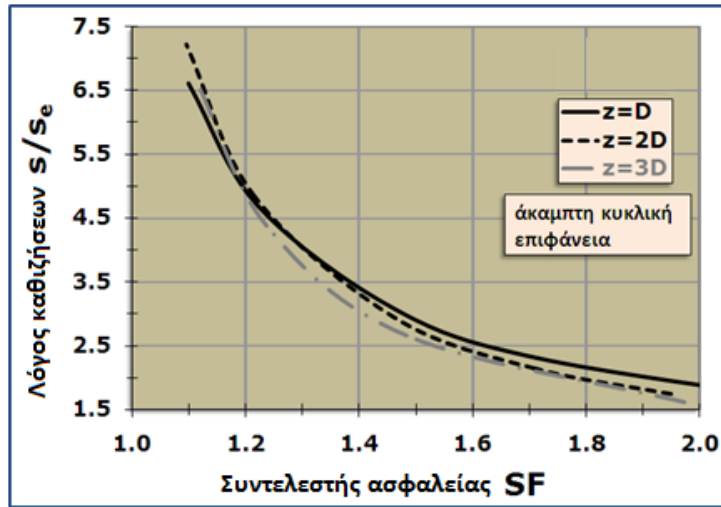
**Σχήμα 3.29:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας επί συνεκτικού εδάφους και για διάφορα πάχη z

Το γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα κατά Mohr-Coulomb έδωσε αρκετά μεγαλύτερες καθιζήσεις για απομειωμένες τιμές του συντελεστή ασφαλείας SF, ενώ για τιμές του  $SF > 2,0$  περίπου, οι καθιζήσεις s και  $s_e$  σχεδόν ταυτίζονται. Επίσης, για χαμηλές τιμές του SF σημειώθηκε σημαντική επιρροή του πάχους του συμπιεστού εδάφους με τις μεγαλύτερες διαφορές μεταξύ s και  $s_e$  για μικρό πάχος z. Ουσιαστική φάνηκε και η επιρροή της ακαμψίας του κυκλικού θεμελίου όμως για πολύ μικρούς συντελεστές ασφαλείας ( $SF < 2,0$  περίπου), όπου η αύξηση της ακαμψίας έδωσε και αυξημένους λόγους  $s/s_e$ .

Στο Σχήμα 3.30 παρουσιάζεται η αντίστοιχη μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων για βάθος εδράσεως της άκαμπτης κυκλικής φορτίσεως ίσο με  $t=2 \cdot r/3$ . Σημειώθηκε γενικώς μεγάλη αύξηση της καθιζήσεως s με την αύξηση του βάθους εδράσεως t, κυρίως για τις χαμηλότερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας με  $SF < 2,0$  περίπου. Ωστόσο, για σχετικά υψηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας ( $SF > 2,0$ ) οι καθιζήσεις

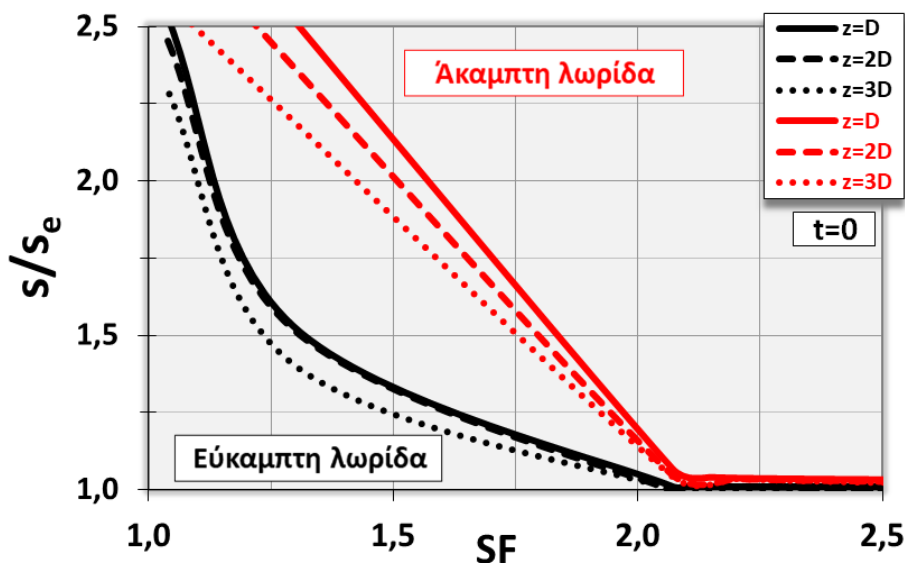


$s$  και  $s_e$  δεν φάνηκε να διαφοροποιούνται συγκρίνοντας τις περιπτώσεις ίδιου πάχους  $z$  του συμπιεστού εδάφους.



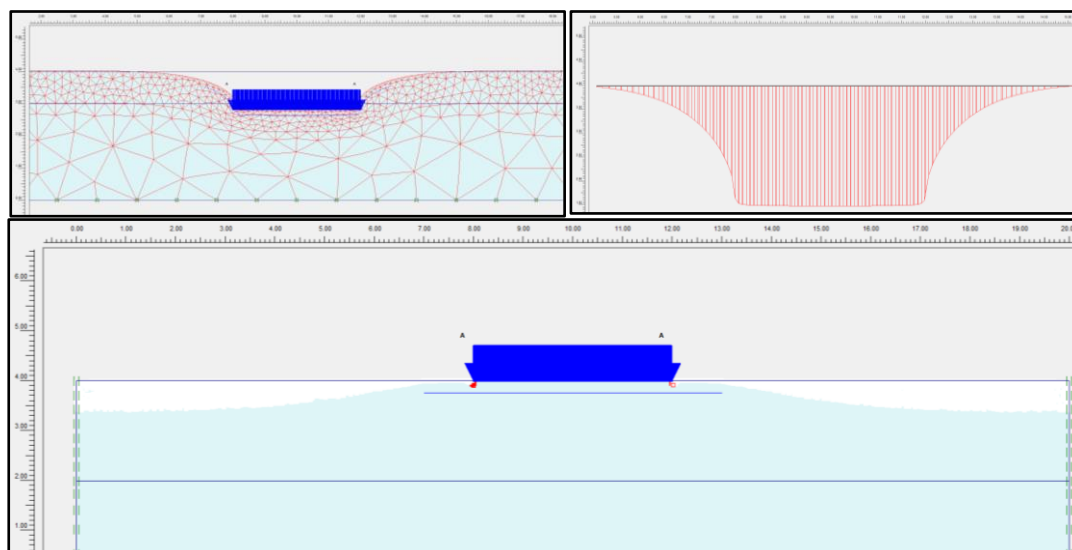
**Σχήμα 3.30:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια φορτίσεως και για διάφορα πάχη  $z$  συμπιεστού στρώματος με βάθος θεμελιώσεως  $t=2r/3$

Στο Σχήμα 3.31 παρουσιάζεται η μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων  $s/s_e$  της απειρομήκουσ λωρίδας, εδραζόμενη στην φυσική επιφάνεια του εδάφους ( $t=0$ ), αναλόγως του πάχους  $z$ , συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας SF. Σημειώνεται ότι το εδαφικό προσομοίωμα κατά Mohr-Coulomb έδωσε γενικώς μεγαλύτερες καθιζήσεις της λωρίδας συγκριτικά με το γραμμικώς ελαστικό για τιμές του συντελεστή ασφαλείας SF μικρότερες του 2,0.



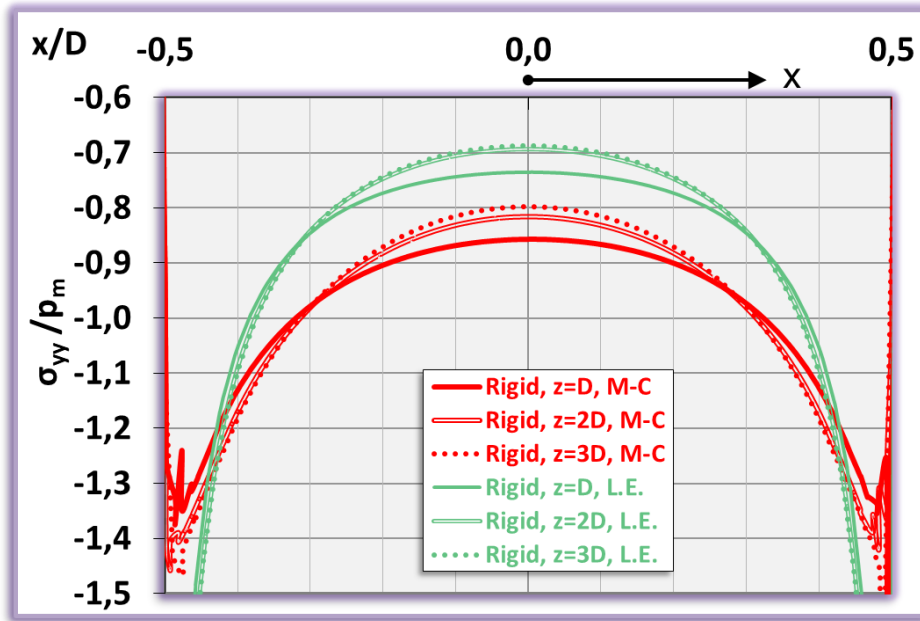
**Σχήμα 3.31:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για λωρίδα και διάφορα πάχη  $z$  συμπιεστού στρώματος



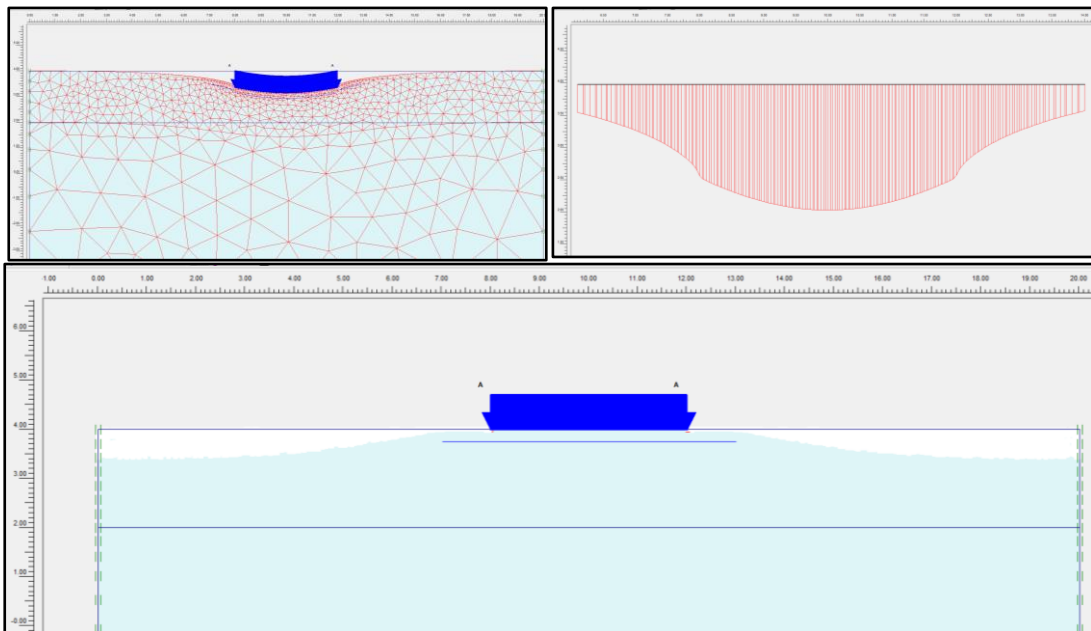


**Σχήμα 3.32:** Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, γραμμή καθιζήσεων και πλαστικά σημεία κάτω από την άκαμπτη απειρομήκη λωρίδα σε έδαφος συνεκτικό

Για τιμές του  $SF < 2.0$ , οι διαφορές μεταξύ γραμμικώς ελαστικού και καθαρώς συνεκτικού εδαφικού προσομοιώματος ήταν εντονότερες στην περίπτωση της άκαμπτης κυκλικής πλάκας συγκριτικά με την εύκαμπτη. Στο Σχήμα 3.32 δίδονται ενδεικτικές εικόνες του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων, της μορφής παραμορφώσεως και των πλαστικών σημείων που αναπτύσσονται στην άκαμπτη λωρίδα στην περίπτωση καθαρώς συνεκτικού εδάφους. Από το αντιπροσωπευτικό διάγραμμα κατανομής των πιέσεων επαφής στο Σχήμα 3.33 παρατηρείται ότι οι πιέσεις επαφής κάτω από το κέντρο του άκαμπτου θεμελίου στο έδαφος Mohr-Coulomb είναι μεγαλύτερες συγκριτικά με εκείνες που αναπτύσσονται στο γραμμικώς ελαστικό έδαφος με αποτέλεσμα τις μεγαλύτερες καθιζήσεις. Σύμφωνα με την θεωρία γραμμικής ελαστικότητας οι τάσεις στα άκρα των θεμελίων είναι σχεδόν άπειρες, ενώ για έδαφος Mohr-Coulomb οι αντίστοιχες τάσεις περιορίζονται και στο κέντρο αυξάνουν για λόγους ισορροπίας δυνάμεων, δεδομένου ότι ο όγκος του στερεού των τάσεων θα πρέπει να παραμένει σταθερός και ίσος με το επιβεβλημένο φορτίο και στις δύο περιπτώσεις. Όσο αυξάνει το πάχος  $z$  του συμπιεστού εδάφους θεμελιώσεως μειώνονται οι πιέσεις επαφής και αντιστοίχως ο λόγος των καθιζήσεων  $s/s_e$ . Στο σχήμα 3.34 δίδεται ενδεικτικό πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων για τη εύκαμπτη απειρομήκη φόρτιση, γραμμή καθιζήσεων και εικόνα πλαστικών σημείων σε έδαφος καθαρώς συνεκτικό.



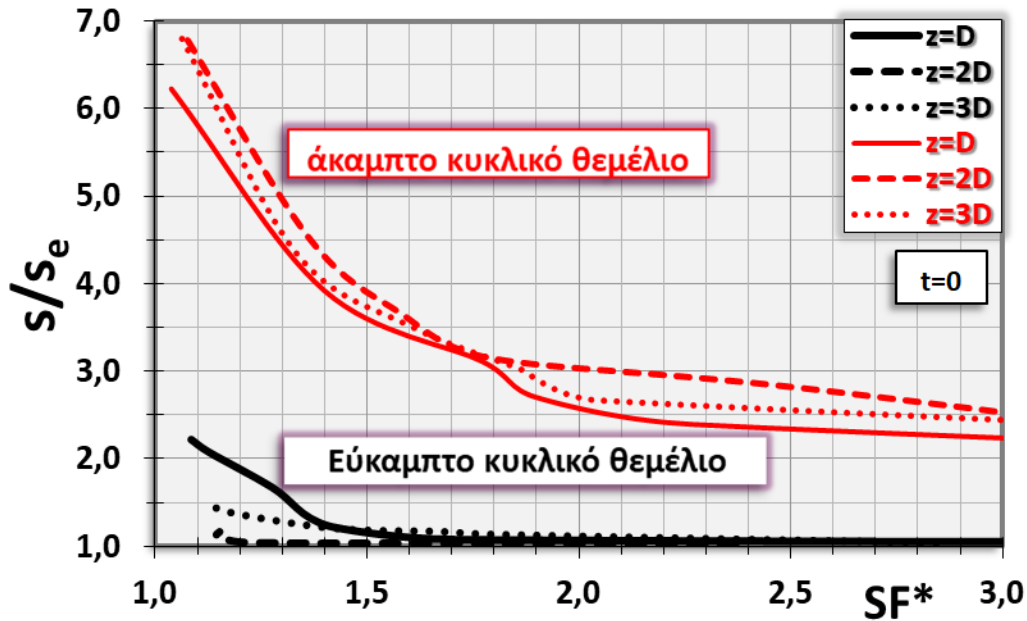
**Σχήμα 3.33:** Κατανομή πιέσεων επαφής κάτω από την άκαμπτη απειρομήκη λωρίδα για έδαφος Mohr-Coulomb και για έδαφος γραμμικώς ελαστικό



**Σχήμα 3.34:** Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, γραμμή καθιζήσεων και πλαστικά σημεία εύκαμπτης λωρίδας σε έδαφος συνεκτικό

**β) Μη συνεκτικό έδαφος:**

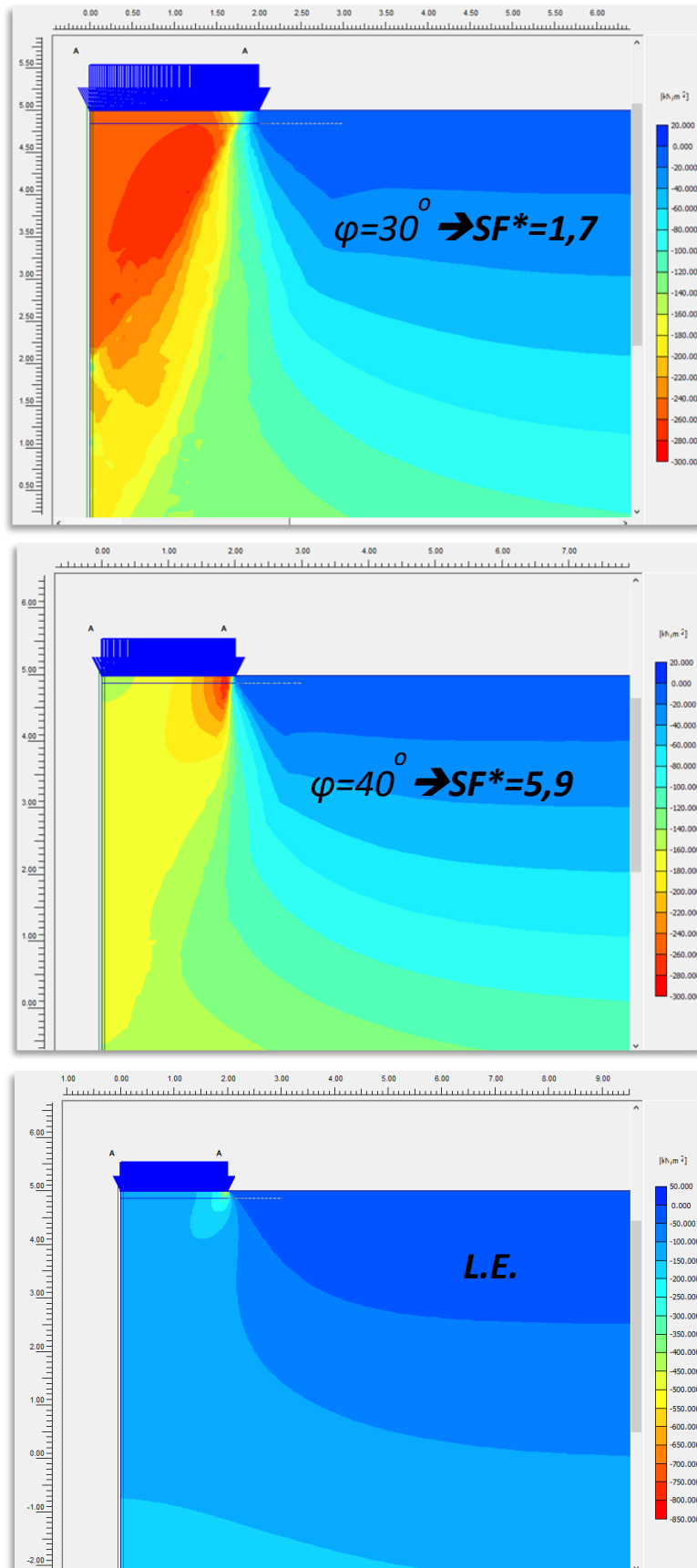
Στο σχήμα 3.35 παρουσιάζεται η μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας  $SF^*$ , οριζόμενος ως λόγος φορτίων για την άκαμπτη και την εύκαμπτη κυκλική πλάκα, για θεμελίωση στην φυσική επιφάνεια του εδάφους ( $t=0$ ).



Σχήμα 3.35: Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για κυκλικό θεμέλιο επί μη συνεκτικού εδάφους

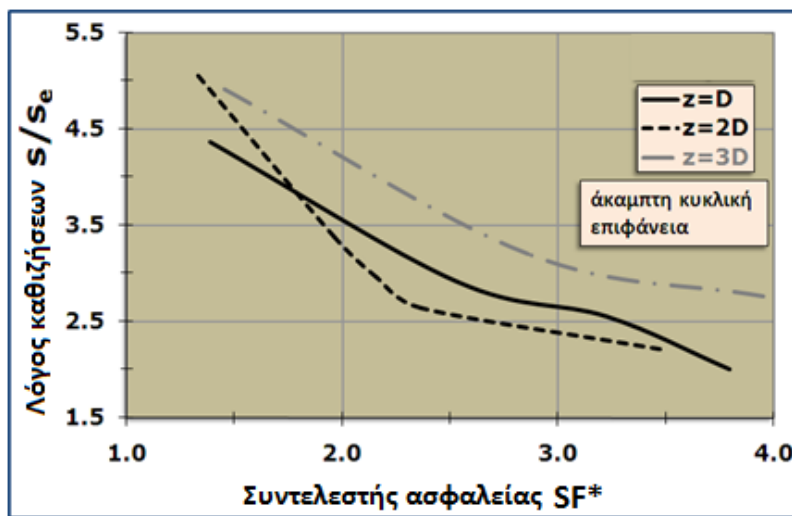
Το ελαστοπλαστικό προσομοίωμα για καθαρώς μη συνεκτικό έδαφος έδωσε πολύ μεγαλύτερες καθιζήσεις ιδίως της άκαμπτης κυκλικής πλάκας συγκριτικά με τα αποτελέσματα που εκτιμήθηκαν με βάση την παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους ακόμη και για υψηλούς συντελεστές ασφαλείας. Το πάχος του συμπιεστού εδάφους επηρέασε τις αποκλίσεις που παρατηρήθηκαν στην εύκαμπτη κυκλική πλάκα με αυξημένες τιμές του λόγου  $s/s_e$  για μικρό πάχος  $z$  ιδίως με την απομείωση του συντελεστή ασφαλείας. Τέλος, θα πρέπει να σημειωθεί ότι από την σύγκριση των δύο εδαφικών προσομοιωμάτων οι μεγαλύτερες αποκλίσεις στις καθιζήσεις  $s$  και  $s_e$  διαπιστώθηκαν μεταξύ γραμμικώς ελαστικού και καθαρώς μη συνεκτικού εδάφους συγκρίνοντας τους ίδιους συντελεστές ασφαλείας, λόγω της ανάπτυξης σημαντικών πλαστικών σημείων, στις περιπτώσεις χαμηλής διατμητικής αντοχής.

Στις περιπτώσεις μη συνεκτικών εδαφών οι συγκεντρώσεις τάσεων είναι έντονες κάτω από το κέντρο των θεμελίων και ιδιαίτερα στα άκαμπτα θεμέλια, ακόμη και για υψηλούς συντελεστές ασφαλείας ( $SF=5,9$ ), σε αντίθεση με τις τάσεις που αναπτύσσονται στο γραμμικώς ελαστικό έδαφος, το οποίο διαπιστώνεται από τις συγκεκριμένες αναλύσεις, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.36.

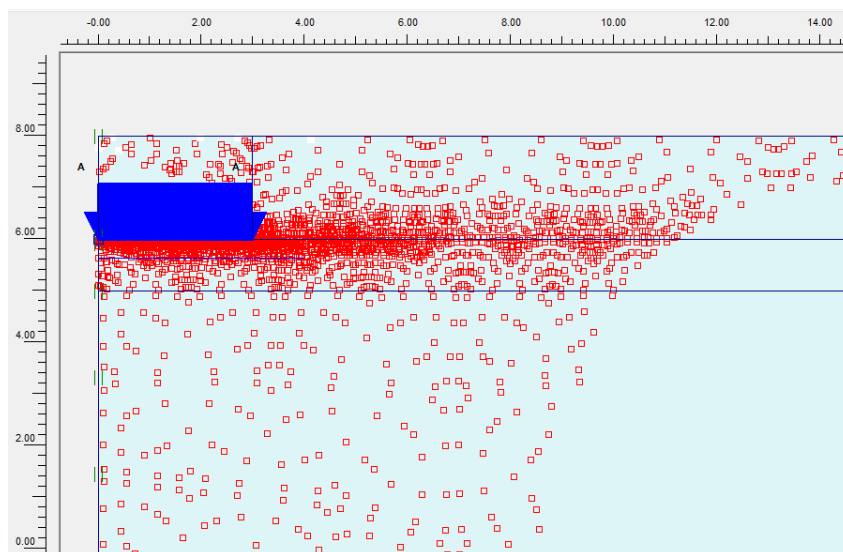


Σχήμα 3.36: Χρωματική απεικόνιση κατακορύφων τάσεων στο άκαμπτο κυκλικό θεμέλιο για χαμηλό συντελεστή ασφαλείας καθαρώς μη συνεκτικού εδάφους

Στο Σχήμα 3.37 δίδονται αποτελέσματα μεταβολής του λόγου των καθιζήσεων  $s/s_e$  συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για άκαμπτη κυκλική πλάκα σε βάθος θεμελίωσης  $t=2r/3$ . Οι διαφορές μεταξύ των αντίστοιχων καθιζήσεων  $s$  και  $s_e$  αυξήθηκαν σημαντικά στην περίπτωση του μεγαλύτερου βάθους θεμελιώσεως. Επίσης, σε αυτήν την περίπτωση διαπιστώθηκε η εντονότερη επιρροή του πάχους του συμπιεστού εδάφους με γενικώς μεγαλύτερους λόγους  $s/s_e$  στην περίπτωση του μεγαλύτερου πάχους  $z$ . Για χαμηλό συντελεστή ασφαλείας είναι προφανής η εκδήλωση εκτεταμένων πλαστικών σημείων κάτω από το κέντρο του άκαμπτου θεμελίου αλλά και στις ακραίες θέσεις, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.38.

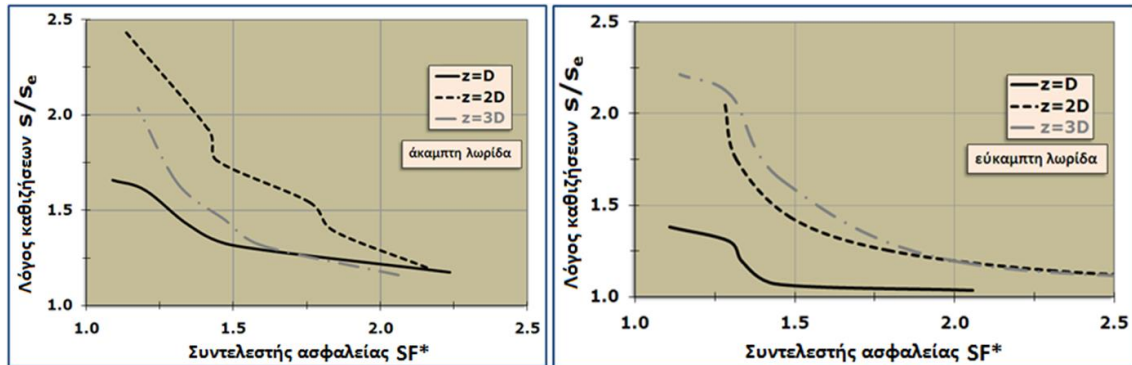


**Σχήμα 3.37:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για άκαμπτη κυκλική πλάκα και για διάφορα πάχη  $z$  συμπιεστού στρώματος με βάθος θεμελιώσεως  $t=2r/3$



**Σχήμα 3.38:** Πλαστικά σημεία κάτω από άκαμπτη κυκλική πλάκα σε έδαφος καθαρώς μη συνεκτικό χαμηλής διατμητικής αντοχής

Στο σχήμα 3.39 δίδονται καμπύλες μεταβολής του λόγου των καθιζήσεων  $s/s_e$  συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας, για την άκαμπτη και την εύκαμπτη λωρίδα.



**Σχήμα 3.39:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για διάφορα πάχη  $z$  συμπιεστού στρώματος και για  $t=0$

Σημαντική είναι η επιρροή του πάχους του συμπιεστού εδάφους και στις δύο ακραίες περιπτώσεις ακαμψίας της λωριδωτής φορτιζόμενης πλάκας. Και για την άκαμπτη αλλά και για την εύκαμπτη λωρίδα οι μικρότερες διαφορές στις αντίστοιχες καθιζήσεις  $s$  και  $s_e$  παρατηρήθηκαν στην περίπτωση μικρού πάχους  $z=D$ . Ωστόσο, για τιμές του συντελεστή ασφαλείας  $SF^* \geq 2.0$  περίπου, το πάχος  $z$  δεν φάνηκε να έχει ουσιαστική επίδραση. Επίσης, ελαφρώς επηρέασε και η ακαμψία της λωρίδας μόνο για χαμηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας. Τελικώς, σε αντίθεση με το κυκλικό θεμέλιο, στην λωρίδα διαπιστώθηκαν σημαντικότερες αποκλίσεις μεταξύ συνεκτικού εδάφους και γραμμικώς ελαστικού κυρίως στην περίπτωση που λαμβάνεται μικρό πάχος  $z$  συμπιεστού εδάφους, (συγκρίνοντας τις ίδιες περιπτώσεις ακαμψίας λωρίδας για τους ίδιους συντελεστές ασφαλείας).

### 3.6. Συμπεράσματα

Η ανομοιογένεια του εδάφους αποτελεί έναν πολύ σημαντικό παράγοντα ο οποίος επηρεάζει σε αρκετά μεγάλο βαθμό την ανάπτυξη των καθιζήσεων κατά την επιβολή μιας φορτίσεως. Στο πλαίσιο του κεφαλαίου αυτού πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις οι οποίες αφορούν σε θέματα ανομοιογένειας του εδάφους καθώς επίσης και αναλύσεις για την μελέτη της επιρροής της αναπτύξεως πλαστικών ζωνών σε ομοιογενές έδαφος θεμελιώσεως, προκειμένου να διερευνηθεί εκτενέστερα η επιρροή του εδαφικού προσομοιώματος επί των προκαλούμενων καθιζήσεων. Οι σχετικές επιλύσεις πραγματοποιήθηκαν με την χρήση 2D

υπολογιστικού προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων. Μελετήθηκαν δύο περιπτώσεις ανομοιογένειας του εδάφους: α) διστρωματικός σχηματισμός και β) εδαφικό στρώμα του οποίου μεταβάλλεται γραμμικώς το μέτρο ελαστικότητας συναρτήσει του βάθους για διάφορους ρυθμούς αύξησης.

- Διστρωματικό έδαφος: Εξετάσθηκαν κυκλικές πλάκες φορτίσεως και διερευνήθηκε η επιρροή της ακαμψίας τους, του σχετικού πάχους του υπερκείμενου εδάφους καθώς και του λόγου των μέτρων ελαστικότητας ( $E_1/E_2$ ) των δύο εδαφικών στρωμάτων. Οι επιλύσεις έγιναν μέσω δύο διαφορετικών προσεγγίσεων: α) Ακριβής επίλυση με την προσομοίωση του ανομοιογενούς διστρωματικού εδάφους και β) Συνήθης προσεγγιστική επίλυση με βάση την κατανομή τάσεων του ομοιογενούς εδάφους για υπολογισμό καθιζήσεων με επαλληλία, με σκοπό την σύγκριση των καθιζήσεων που υπολογίζονται με τους δύο αυτούς τρόπους. Στις περιπτώσεις όπου το υπερκείμενο έδαφος έχει πολύ μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας ( $E_1 \gg E_2$ ) η ακριβής επίλυση του διστρωματικού εδάφους έδωσε πολύ μικρότερες καθιζήσεις, λόγω των μικρότερων πρόσθετων τάσεων έναντι εκείνων του ομοιογενούς εδάφους. Επίσης, παρατηρήθηκε μια μικρή επιρροή του σχετικού πάχους του υπερκείμενου εδάφους στην περίπτωση όπου  $E_1 < E_2$  μόνο για τα άκαμπτα θεμέλια. Συγκεκριμένα, παρατηρήθηκε αύξηση της συνολικής καθιζήσεως του ανομοιογενούς διστρωματικού εδάφους με την μείωση του πάχους του υπερκείμενου εδάφους.

- Έδαφος με γραμμικώς αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας συναρτήσει του βάθους σε ενιαίο στρώμα: Εξετάσθηκαν κυκλικά θεμέλια και διερευνήθηκε η επιρροή της ακαμψίας τους στην ανάπτυξη των καθιζήσεων. Οι σχετικές επιλύσεις περιέλαβαν την μελέτη της επιρροής του ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας, του λόγου Poisson και του πάχους του συμπιεστού εδάφους με σκοπό την σύγκριση των καθιζήσεων που υπολογίζονται για ανομοιογενές έδαφος του οποίου το μέτρο ελαστικότητας αυξάνει γραμμικά με το βάθος με τις αντίστοιχες καθιζήσεις που εκτιμώνται για ομοιογενές έδαφος με μέτρο ελαστικότητας ίσο με το αρχικό  $E_0$  του ανομοιογενούς στην φυσική επιφάνεια του εδάφους. Τα αποτελέσματα από τις συγκρίσεις των καθιζήσεων έδειξαν ότι στις περιπτώσεις μεγάλου πάχους συμπιεστού εδάφους και για τους υψηλότερους λόγους Poisson ήταν εντονότερη η επιρροή του ρυθμού αύξησης του μέτρου



ελαστικότητας στην ανάπτυξη των καθιζήσεων. Με την αύξηση του λόγου Poisson του εδάφους σημειώθηκε μικρή απομείωση της καθιζήσεως του ανομοιογενούς εδάφους για τον ίδιο ρυθμό αύξησης του μέτρου ελαστικότητας. Η ακαμψία της πλάκας φορτίσεως δεν φάνηκε να έχει ουσιαστική επιρροή στην σχετική απομείωση της καθιζήσεως.

- Γενικώς, επιβεβαιώθηκε το πρότυπο Gibson, ότι η ανάπτυξη των καθιζήσεων επιφανειακών θεμελίων είναι πρακτικά ανεξάρτητη του μεγέθους των επιφανειών αυτών στις περιπτώσεις εδαφών όπου το μέτρο ελαστικότητας αυξάνει γραμμικά με το βάθος μέσω ενός σταθερού ρυθμού. Το συμπέρασμα αυτό προέκυψε και για υψηλούς αλλά και για χαμηλούς ρυθμούς αύξησης του  $E$ . Ο λόγος Poisson  $\nu$  του εδάφους και η ακαμψία της πλάκας φορτίσεως δεν φάνηκε να επηρεάζουν ουσιαστικά τα σχετικά αποτελέσματα.

Από τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι για τον υπολογισμό των καθιζήσεων ενός διστρωματικού εδάφους θα μπορούσαν να εφαρμοσθούν ελαστικές επιλύσεις με βάση την κατανομή τάσεων του ομοιογενούς εδάφους για εύκαμπτα θεμέλια στην περίπτωση όπου το μέτρο ελαστικότητας της άνω εδαφικής στρώσεως είναι μικρότερο ( $E_1 < E_2$ ), ενώ για άκαμπτα θεμέλια οι επιλύσεις αυτές δίνουν μικρότερες καθιζήσεις ιδίως όσο μειώνεται το πάχος της άνω στρώσης. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις όπου  $E_1 > E_2$  φαίνεται ότι είναι σημαντική η ακριβής επίλυση με την προσομοίωση του διστρωματικού εδάφους, αφού εκτιμά αρκετά μικρότερες καθιζήσεις συγκριτικά με την προσεγγιστική επίλυση. Επίσης, στις περιπτώσεις όπου το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους αυξάνει γραμμικά με το βάθος, η εδαφική συμπεριφορά πλησιάζει εκείνη του Gibson, δηλαδή η καθιζήση είναι ανεξάρτητη του μεγέθους του θεμελίου και συνεπώς είναι ανάλογη της επιβαλλόμενης πίεσεως μόνο. Τότε θα μπορούσε να εφαρμοσθεί το απλούστερο θεωρητικό προσομοίωμα ιδεώδους εδάφους Winkler, δεδομένου ότι η μία παράμετρος που χρησιμοποιεί, ο δείκτης εδάφους  $K_s$ , είναι ανεξάρτητος των διαστάσεων της θεμελιώσεως και συνδέεται με τον ρυθμό αύξησης του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους.

Στο πλαίσιο διερευνήσεως της επιρροής της αναπτύξεως των πλαστικών ζωνών σε ομοιογενές έδαφος θεμελιώσεως επιχειρήθηκαν συγκρίσεις μεταξύ των



καθιζήσεων που εκτιμώνται με βάση το γραμμικώς ελαστικό και το γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα κατά Mohr-Coulomb. Εξετάσθηκε η επιρροή επί των καθιζήσεων, του πάχους του συμπιεστού εδάφους, της ακαμψίας και της μορφής της επιφάνειας φορτίσεως (κυκλική πλάκα ή λωρίδα) καθώς και του βάθους θεμελίωσης. Επιπλέον, διερευνήθηκε η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας και του τύπου του εδάφους (καθαρώς συνεκτικό ή καθαρώς μη συνεκτικό) επί των καθιζήσεων.

▪ *Συνεκτικό έδαφος:* Για τιμές του συντελεστή ασφαλείας  $SF < 2.0$  το προσομοίωμα κατά Mohr-Coulomb έδωσε αυξημένες τιμές καθιζήσεων με την απομείωση του συντελεστή ασφαλείας συγκριτικά με εκείνες που εκτιμήθηκαν βάσει παραδοχής γραμμικής ελαστικότητας, λόγω της ανάπτυξης πλαστικών σημείων. Αντιθέτως, για  $SF > 2.0$  τα δύο εδαφικά προσομοιώματα δεν έδειξαν ουσιαστικές διαφορές. Για τις χαμηλότερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας η αύξηση της ακαμψίας της πλάκας φορτίσεως έδωσε μεγαλύτερες καθιζήσεις βάσει προσομοιώματος κατά Mohr-Coulomb, προφανώς λόγω των έντονων πλαστικών σημείων που αναπτύσσονται. Μεγάλη αύξηση της καθιζήσεως σε σχέση με την καθιζήση του γραμμικώς ελαστικού εδάφους σημειώθηκε παράλληλα με την αύξηση του βάθους εδράσεως  $t$  της επιφάνειας φορτίσεως, ενώ το πάχος του συμπιεστού εδάφους επηρέασε ελαφρώς για πολύ μικρές τιμές του συντελεστή ασφαλείας όταν  $t=0$  και συγκεκριμένα το μικρό πάχος  $z$  έδωσε μεγαλύτερες καθιζήσεις. Επίσης, για τις χαμηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας  $SF < 2.0$  οι αποκλίσεις μεταξύ γραμμικώς ελαστικού και καθαρώς συνεκτικού προσομοιώματος διαφοροποιήθηκαν σημαντικά μεταξύ κυκλικής πλάκας και λωρίδας.

▪ *Μη συνεκτικό έδαφος:* Οι καθιζήσεις σύμφωνα με το ελαστοπλαστικό εδαφικό προσομοίωμα υπολογίσθηκαν αρκετά μεγαλύτερες με την απομείωση του συντελεστή ασφαλείας συγκριτικά με εκείνες που έδωσε το γραμμικώς ελαστικό. Οι διαφορές μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων ήταν σημαντικότερες στην περίπτωση της άκαμπτης κυκλικής πλάκας ακόμη και για σχετικά υψηλούς συντελεστές ασφαλείας. Τούτο προφανώς οφείλεται στις αυξημένες συγκεντρώσεις τάσεων κάτω από το κέντρο ιδίως του άκαμπτου θεμελίου, με αποτέλεσμα εκτεταμένες ζώνες πλαστικών σημείων που προκαλούν μεγαλύτερες καθιζήσεις. Αντιθέτως, στην περίπτωση της εύκαμπτης κυκλικής πλάκας για συντελεστές ασφαλείας  $SF^* > 2.0$  δεν

διαπιστώθηκαν αποκλίσεις μεταξύ των δύο εδαφικών προσομοιωμάτων. Στην εύκαμπτη κυκλική επιφάνεια σημειώθηκαν αυξημένες τιμές καθιζήσεως για μικρό πάχος συμπιεστού εδάφους με την απομείωση του συντελεστή ασφαλείας, ενώ στην άκαμπτη κυκλική επιφάνεια το πάχος του εδάφους επηρέασε για σχετικά υψηλούς συντελεστές ασφαλείας. Οι αποκλίσεις στις τιμές των καθιζήσεων εκτιμήθηκαν επίσης μεγαλύτερες για το μεγαλύτερο βάθος θεμελιώσεως.

- Γενικώς, οι διαφορές εκτιμήσεων στις καθιζήσεις της κυκλικής επιφάνειας ήταν εντονότερες μεταξύ καθαρώς μη συνεκτικού και γραμμικώς ελαστικού εδαφικού προσομοιώματος, ενώ οι αντίστοιχες διαφορές των καθιζήσεων ( $s$  και  $s_e$ ) της θεμελιωλωρίδας ήταν μεγαλύτερες μεταξύ καθαρώς συνεκτικού και γραμμικώς ελαστικού (συγκρίνοντας ίδιους συντελεστές ασφαλείας και ίδια περίπτωση ακαμψίας). Τέλος, το πάχος του συμπιεστού εδάφους φάνηκε ότι έχει σημαντική επίδραση στην εκτίμηση των καθιζήσεων τόσο της εύκαμπτης όσο και της άκαμπτης λωρίδας για συντελεστές ασφαλείας μικρότερους από 2.0.

- Συμπεραίνουμε γενικώς ότι για τιμές του συντελεστή ασφαλείας σχετικά υψηλούς με  $SF > 2.0$  σε συνεκτικά εδάφη, το γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα φαίνεται ότι δίδει εκτιμήσεις καθιζήσεων με σχετικά καλή ακρίβεια. Ωστόσο, τούτο δεν φαίνεται να ισχύει στις περιπτώσεις καθαρώς μη συνεκτικών εδαφών και ιδίως για άκαμπτα θεμέλια, όπου παρουσιάζεται σημαντική επαύξηση καθιζήσεων έναντι του γραμμικώς ελαστικού εδάφους ακόμη και για υψηλούς συντελεστές ασφαλείας.

### 3.7. Βιβλιογραφικές αναφορές

- Acum, W. E. A., and Fox, L. (1951). Computation of load stresses in a three layer elastic system. *Géotechnique*, Vol. **2**, p. 293.
- Anagnostopoulos, A. G. (1976). Pile group settlement in cohesive soils with linearly increasing modulus of compressibility. *Proc. 6<sup>th</sup> Eur. Conf. SM&FE*, Vol. **2.2**, 197–198.
- Awojobi, A. O., and Gibson, R. E. (1973). Plane stain and axially symmetric problems of a linearly non-homogeneous elastic half-space. *Q. J. Mech. Appl. Math.*, **26**, 285–302.
- Balunaini, U., Damalla, Y., and Madhav, R. M. (2013). Settlement Due to uniform circular load: On finite element two-layer system. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. **31**, 255–265.

- Boswell, L. E., and Scott, C. R. (1975). A flexible circular plate on a heterogeneous elastic half-space: influence coefficients for contact stress and settlement. *Géotechnique*, Vol. **25**, 604–610.
- Breysse, D., Niandou, H., Elachachi, S., and Houy, L. (2004). A generic approach to soil-structure interaction considering the effects of soil heterogeneity. *Géotechnique*, Vol. **54**, No. 2, 143–150.
- Brown, P. T., and Gibson, R. E. (1972). Surface settlement of a deep elastic stratum whose modulus increases linearly with depth. *Can. Geotech. J.* **9**, 467–473.
- Burland, J. B., Broms, B. B., and De Mello, V. F. B. (1977). Behaviour of foundations and structures. *Proc. 9<sup>th</sup> Int. Conf. SM&FE*, Tokyo, Vol. **2**, 495–546.
- Burland, J. B., and Wroth, C. P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. State of the Art Review. *Conf. Settlement of Structures*, Cambridge. Pentech Press, London, 611–654.
- Burminster, D. M. (1945). The general theory of stresses and displacements in layered soil systems. *J. Applied Physics* xvi, p. 296.
- Burminster, D. M. (1956). Stress and displacement characteristics of a two layered rigid base soil – system: Influence diagrams and practical applications. *Proc. 35<sup>th</sup> Annual Meet.* p. 753.
- Butler, F. G. (1974). Heavily overconsolidated cohesive materials. State of the Art Review. *Conf. Settlement of Structures*, Cambridge. Pentech Press, London, 531–578.
- Caincross, A. M., and James, R.C. (1971). Anisotropy in overconsolidated clays. *Géotechnique*, Vol. **27**, No. 1, 31–36.
- Carrier, W. D., and Christian, J. T. (1973). Rigid circular plate resting on a non-homogeneous elastic half – space. *Géotechnique*, Vol. **23**, No. 1, 67–84.
- Fenton, G. A., Paice, G. M., and Griffiths, D. V. (1996). Probabilistic analysis of foundation settlement. *Proc. Uncertainty '96 Conf.*, ASCE, Madison, Wisc., Geotechnical Special Publication, **58/1**: 657–665.
- Fox, L. (1948). Computation of traffic stresses in a simple road structure. *Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Conf. SM&FE*, Vol. **2**, 236–246.
- Gibson, R. E. (1967). Some results concerning displacements and stresses in a non-homogeneous elastic half-space. *Géotechnique*, Vol. **17**, No. 1, 58–67.
- Gibson, R. E. (1968). Some results concerning displacements and stresses in a non-homogeneous elastic half space. *Géotechnique*, Vol. **18**, No. 2, 275–276.
- Gibson, R. E. (1974). The analytical method in soil mechanics. *14<sup>th</sup> Rankine Lecture*. *Géotechnique*, Vol. **24**, No. 2, 115–140.
- Gibson, R. E., and Sills, G. C. (1971). Some results concerning the plane deformation of a non – homogeneous elastic half – space. *Proc. Roscoe Memorial Symp.*, Cambridge Foulis, 564–572.

- Gibson, R. E., Brown, P. T., and Andrews, K. R. F. (1971). Some results concerning displacements in a non – homogeneous elastic layer. *Z. Ang. Math. Phys.*, **22**, 855–864.
- Giroud, J. P. (1970). The problem of elasticity in settlement calculation for foundation design. *Proc. 4<sup>th</sup> Congr. Brazil Soc. SM&FE*, Rio de Janeiro, Vol. **1**, No. 2, V-1-V9.
- Griffiths, D. V., and Fenton, G. A. (2009). Probabilistic Settlement Analysis by Stochastic and Random Finite-Element Methods. *J. Geotech. And Geoenviron. Eng.*, Vol. **133**, No. 11, 1629–1637.
- Hammersley, J. M., and Handscombe, D. C. (1964). Monte Carlo methods. *Wiley Press*, New York.
- Hanson, M. T., and Puja, I. W. (1998). Elastic subsurface stress analysis for circular foundations. *I. J. Eng. Mech.*, **124**, 537–546.
- Holzöhner, U. (1984). Settlements of shallow foundations on sand. *Soils Fdns.* **24**, No. 4, 58–70.
- Holzöhner, U. (1985). Sand properties governing foundation settlement. *Proc. 11<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Foundations Engng.* San Francisco, 1A25, 507–510.
- Hooper, J. A (1975). Elastic settlement of a circular raft in adhesive contact with a transversely isotropic medium. *Géotechnique*, Vol. **25**, No. 4, 691–711.
- Houy, L., Breyse, D., and Denis, A. (2005). Influence of heterogeneity on load redistribution and settlement of a hyperstatic three-support frame. *Géotechnique*, Vol. **55**, No. 2, 163–170.
- Jones, A. (1962). Tables of stresses in three-layered elastic systems. *Highway Res. Bd.*, Bull. 342, 176–214.
- Kirk, G. M. (1966). Tables of radial stresses in top layer of three-layer elastic system, at distance from load axis. *Highway Res. Rec.*, No. 145, 128–155.
- Maheshwari, P., and Kumar, P. P. (2011). Probabilistic analysis and design of a strip footing on layered soil media. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. **29**, 1099–1108.
- Mayne, P. W., and Poulos, H. G. (1999). Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations. *J. Geotech. And Geoenviron. Eng.*, Vol. **125**, No. 6, 453–460.
- Nour, A., Slimani, A., and Laouami, N. (2002). Foundation settlement statistics via finite element analysis. *Computers and Geotechnics*. Vol. **29**, Issue 8, pp. 641–672.
- O’Loughlin, C. D., and Lehane, B. M. (2010). Nonlinear cone penetration test – based method for predicting footing settlements on sand. *J. Geotech. And Geoenviron. Eng.*, Vol. **136**, No. 3, 409–416.
- Plaxis. (2004). *2D Professional Version 8*. Finite element code for soil and rock analyses. The Netherlands.
- Poulos, H. G. (1967). Stresses and displacements in an elastic layer underlain by a rough rigid base. *Géotechnique*, Vol. **17**, 378–410.

- Poulos, H. G., and Davis, E. H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. *J Wiley & Sons*, New York.
- Rajapakse, R. K. N. D. (1990). A vertical load in the interior of a non-homogeneous incompressible elastic half-space. *Q. J. Mech. Appl. Math.*, **43**, 1–14.
- Rowe, R. K., and Booker, J. R. (1981). The behaviour of footings resting on a non-homogeneous soil mass with a crust. Part II. Circular footings. *Can. Geotech. J.*, **18**, 265–279.
- Rubinstein, R. U. (1981). Simulation and the Monte Carlo method. *Wiley Press*, New York.
- Selvadurai, A. P. S. (1996). The settlement of a rigid circular foundation resting on a half – space exhibiting a near surface elastic non-homogeneity. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* **20**, 351–364.
- Soving, I. (1961). Stresses and displacements in a limited layer of uniform thickness, resting on a rigid base, and subjected to a uniformly distributed flexible load of rectangular shape. *Proc. 5<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E.*, Vol. **1**, 823–827.
- Stavridis, L. T. (2009). Rigid foundations resting on an elastic layered soil. *Geotech. Geol. Eng.*, **27**, 407–417.
- Then de Barros, S. (1966). Deflection factor charts for two and three-layer elastic systems. *High Res. Record*, No. 145, 83–108.
- Ueshita, K., and Meyerhof, G. G. (1968). Surface displacement of an elastic layer under uniformly-distributed loads. *Highway Res. Rec. 228*, National Research Council, Washington, D. C., 1–10.
- Vrettos, C. (1998). Elastic settlement and rotation of rectangular footings on non-homogeneous soil. *Géotechnique*, Vol. **48**, No. 5, 703–707.
- Wu, T. W. (1970). Soil mechanics, Allyn and Bacon Inc. 5<sup>th</sup> Edition, p. 132.

## 4

## ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΕΩΣ ΠΛΑΙΣΙΩΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ 2D ΣΥΝΘΗΚΕΣ

---

### 4.1. Εισαγωγή

Παρ' όλο που ακόμη και σήμερα οι μηχανικοί σε πολλές περιπτώσεις εξακολουθούν να υπολογίζουν δομικά έργα αγνοώντας το μέγεθος και την κατανομή των καθιζήσεων του εδάφους, εντούτοις έχει αναγνωρισθεί γενικώς η ιδιαίτερη σημασία της αλληλεπιδράσεως ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους στην τελική κατάσταση στατικής ισορροπίας. Οι αναλύσεις με βάση την μέθοδο της αλληλεπιδράσεως εδάφους–κατασκευής επηρεάζονται από ποικίλλες παραμέτρους της ανωδομής καθώς και από την συμπεριφορά του εδάφους. Οι κυριότερες παράμετροι ανωδομής που έχουν σημαντική επιρροή στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως είναι η σχετική ακαμψία των υποστυλωμάτων και δοκών των κτηρίων, ο τύπος σύνδεσης μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων, το μήκος και ο αριθμός των ανοιγμάτων των πλαισίων, το ύψος και ο αριθμός των ορόφων, οι συνθήκες φορτίσεως. Η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους παίζει πολύ σπουδαίο ρόλο στην ανακατανομή των φορτίων της ανωδομής, τα οποία μεταβάλλονται εξαιτίας της διαφορικής καθιζήσεως που αναπτύσσεται στο έδαφος. Σημαντικός επίσης παράγοντας που επιδρά στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως είναι η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων, δηλαδή άμεσες καθιζήσεις και καθιζήσεις λόγω στερεοποιήσεως του εδάφους. Πολλοί ερευνητές μελέτησαν και διαπίστωσαν την σημαντική επιρροή της αλληλεπιδράσεως εδάφους–κατασκευής σε πλαισιωτές κατασκευές. Οι Fedorovskii and Shulyat'ev (2014) αναλύσαν την αλληλεπίδραση

μεταξύ εδάφους, θεμελιώσεως και ανωδομής για το ξενοδοχείο Ukraina βασιζόμενοι σε παρατηρήσεις καθιζήσεων και μετρήσεις των πιέσεων επαφής και των φορτίων που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα του πλαισίου. Με την βοήθεια αριθμητικής προσομοιώσεως αξιολογούν κάποιες προσεγγιστικές επιλύσεις για το συγκεκριμένο πρόβλημα και εξηγούν τις επιπτώσεις/αποτελέσματα που προκύπτουν κατά την αλληλεπίδραση μεταξύ κτηρίου και θεμελιώσεως.

Το σύνθετο πρόβλημα της αλληλεπίδρασης ανωδομής–εδάφους προσεγγίσθηκε κατά καιρούς με σημαντικό αριθμό μεθόδων που εντάσσονται σε βασικές κατηγορίες ως εξής:

- i. Μέθοδοι υπολογισμού ισοδύναμης ακαμψίας π.χ. Meyerhof (1956), Biernatowski and Pytel (1981), ή ισοδύναμης δοκού όπως αρχικώς δόθηκε από τους Burland and Wroth (1974), εξελίχθηκε από τον Voss (2003) και συνδυάσθηκε με την πρακτική της κρίσιμης εφελκυστικής παραμορφώσεως αναλόγως της κατηγορίας βλαβών των κτιρίων από τους Burland et al. (2004).
- ii. Μέθοδοι συμβιβαστού εδαφικών παραμορφώσεων ή φορτίσεων ανωδομής, π.χ. Chamecki (1956), Sommer (1965), Papadopoulos and Anagnostopoulos (1977), Viggiani (1981), που ως επί το πλείστον αποτελούν μεθοδολογίες με επαναληπτική διαδικασία.
- iii. Αριθμητικές μέθοδοι συνολικής επιλύσεως κυρίως με πεπερασμένα στοιχεία (F.E). Στην κατηγορία αυτή έχουν δημοσιευθεί πολλές εργασίες για συγκεκριμένες όμως περιπτώσεις πλαισιωτών κυρίως φορέων. Οι Noorzaei et al. (1994) έλαβαν υπόψη την μη γραμμικότητα της σχέσεως τάσεων–παραμορφώσεων του υπεδάφους και διερεύνησαν την επιρροή του στην αλληλεπίδραση πλαισιωτών κατασκευών. Οι Noorzaei et al. (1995) πραγματοποίησαν ανάλυση αλληλεπίδρασης του συστήματος πλαισίου–θεμελιώσεως–εδάφους θεωρώντας ελαστοπλαστική συμπεριφορά εδάφους προκειμένου να μελετήσουν την επιρροή της αλληλεπίδρασης. Οι Dasgupta et al. (1998) μελέτησαν την επιρροή τριών παραμέτρων στο αξονικό φορτίο και την ροπή υποστυλώματος σε τριδιάστατα πλαισιωτά κτήρια. Οι παράμετροι αυτές



είναι η σχετική ακαμψία των υποστυλωμάτων σε σχέση με τις δοκούς, ο αριθμός των ορόφων και των ανοιγμάτων.

Το παρόν κεφάλαιο εντάσσεται στην τελευταία κατηγορία (iii) έχει δε ως σκοπό την παραμετρική διερεύνηση της επιρροής διαφόρων από τους παράγοντες που υπεισέρχονται στην αλληλεπίδραση ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους, όπως η ακαμψία της ανωδομής, ο τύπος και η ακαμψία της θεμελιώσεως και το βασικό εδαφικό προσομοίωμα, προκειμένου να ελέγξουμε σε ποιες περιπτώσεις μπορούμε να περιορισθούμε στην απλή συμβατική μέθοδο αναλύσεως χωρίς προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως ή σε ποιες περιπτώσεις φαίνεται απαραίτητη η επίλυση λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση. Για τον σκοπό αυτό λήφθηκαν υπόψη τιμές των γνωστών κριτηρίων παραμορφώσεων επιφανειακών θεμελιώσεων ώστε να ελεγχθεί αν και πως επιδρούν στα εντατικά μεγέθη τυπικών πλαισιωτών φορέων. Ωστόσο, τα μέχρι σήμερα γνωστά κριτήρια έχουν προκύψει εμπειρικά από παρατηρήσεις καθιζήσεων και βλαβών σε διάφορες κατασκευές και δεν λαμβάνουν υπόψη ούτε ακαμψία ανωδομής ούτε θεμελιώσεως. Συνεπώς μπορεί να είναι ενδεικτικά και όχι απόλυτα για κάθε έργο.

Η τιμή της στροφής  $1/500$  έχει προταθεί από πολλούς ερευνητές, όπως Skempton & MacDonald (1956), Meyerhof (1953), Polshin & Tokar (1957), Bjerrum (1963), Sawatarnich (2003) κ.α, ως κριτήριο σχεδιασμού το οποίο παρέχει κάποιον συντελεστή ασφαλείας έναντι ρωγματώσεως. Ο Ευρωκώδικας 7 προτείνει τιμές της σχετικής στροφής από  $\beta=1/2000$  έως  $\beta=1/300$ , με μία μέση  $\beta=1/500$  ως οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, ενώ μία μέγιστη αντιστοίχως  $\beta= 1/150$  ως οριακή κατάσταση αστοχίας (Eurocode 7, 1990).

Η αλληλεπίδραση αποτελεί ένα αρκετά περίπλοκο πρόβλημα εξαιτίας του συνδυασμού της επιρροής διαφόρων παραγόντων, κάποιιοι από τους οποίους είναι χρονικά εξαρτώμενοι, και η οποία τελικώς δεν είναι δυνατό να εξετασθεί ξεχωριστά. Οι παράγοντες αυτοί περιλαμβάνουν την ακαμψία της κατασκευής, την σχετική ακαμψία της ανωδομής, την χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων, δηλαδή άμεσες καθιζήσεις και καθιζήσεις λόγω στερεοποίησης του εδάφους. Αποτέλεσμα της επιρροής των ανωτέρω παραγόντων είναι η ανακατανομή των φορτίων και των τάσεων στην κατασκευή εξαιτίας της ανάπτυξης διαφορικών καθιζήσεων. Όλα τα



κριτήρια που αφορούν σε επιτρεπόμενα όρια διαφορικών καθιζήσεων και στροφής  $\Delta s/I$  έχουν θεσπισθεί εμπειρικά με βάση τις παρατηρήσεις των βλαβών σε υπάρχοντα κτήρια. Μια ποιοτική εκτίμηση του επιπέδου της βλάβης σχετίζεται συνήθως με κάποιο μέγεθος διαφορικής καθιζήσεως. Οι δύο βασικές κατηγορίες για τον καθορισμό της στροφής ενός κτηρίου είναι οι εξής:

- Επιτρεπόμενη: η χαμηλότερη τιμή η οποία δεν ακολουθείται από ζημιές και
- Οριακή: η μεγαλύτερη τιμή μέχρι την οποία η κατασκευή δεν χάνει την φέρουσα ικανότητά της.

Ο Frank (2006) αναφέρει ότι ο Ευρωκώδικας 7 δίδει έναν συγκεκριμένο αριθμό συντελεστών οι οποίοι θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όταν συνιστώνται οι επιτρεπόμενες τιμές των μετατοπίσεων. Είναι σημαντικό να θεσπίζονται αυτές οι οριακές τιμές με έναν ρεαλιστικό τρόπο, μετά από στενή συνεργασία του γεωτεχνικού με τον στατικό μηχανικό. Ο Ευρωκώδικας 7 διατυπώνει ένα γενικό πλαίσιο δίνοντας έτσι στον μελετητή την δυνατότητα να χρησιμοποιήσει κατά την κρίση του τις κατάλληλες προτάσεις από την διεθνή βιβλιογραφία. Επίσης, συνιστά την χρήση της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων όπου η αλληλεπίδραση ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους αναμένεται να είναι σημαντική. Έτσι το έδαφος προσομοιώνεται ως συνεχές μέσο και η κατασκευή με την «πραγματική» της ακαμψία, με αποτέλεσμα η κατασκευή να επιδρά σημαντικά στην ανακατανομή των φορτίων και των εδαφικών μετακινήσεων, σε συνδυασμό με την παραμορφωσιμότητα του εδάφους.

## **4.2. Βασικά στοιχεία επιλύσεων**

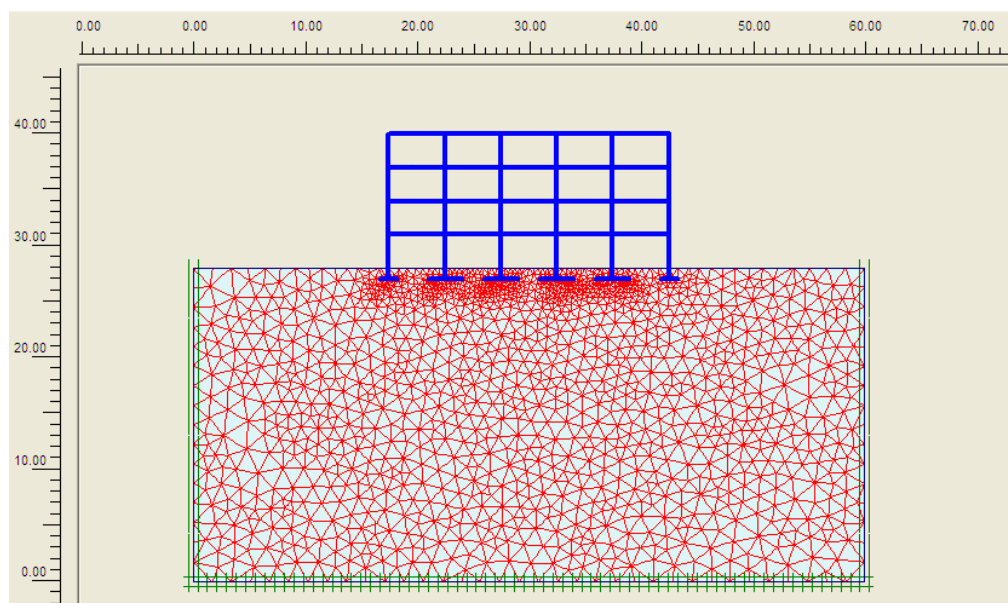
### **4.2.1 Αναλύσεις αλληλεπιδράσεως–Προσομοίωση πλαισιωτών κατασκευών**

Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με την χρήση του υπολογιστικού προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS V.8 Professional εκτελώντας διδιάστατη προσομοίωση. Επαλήθευση αριθμητικών υπολογισμών έχουν προηγηθεί στο Κεφάλαιο 3 σε αναλύσεις μεμονωμένων θεμελιών συγκρίνοντας τιμές καθιζήσεων με αντίστοιχες βάσει γνωστών ελαστικών επιλύσεων. Για την παραμετρική διερεύνηση της αλληλεπιδράσεως στο παρόν Κεφάλαιο, θεωρήθηκαν

τυπικές πλαισιωτές κατασκευές, με συνήθη ανοίγματα και συνήθεις φορτίσεις. Εξετάστηκαν οι εξής τυπικές περιπτώσεις πλαισιωτών φορέων:

- i) πλαίσιο δύο ανοιγμάτων (3στυλο) με 1, 2, 3 και 4 ορόφους και
- ii) πλαίσιο πέντε ανοιγμάτων (6στυλο) με 1, 2, 3 και 4 ορόφους.

Τα πλαίσια σχεδιάσθηκαν με ανοίγματα μήκους  $l=5\text{m}$ , επομένως το 3στυλο πλαίσιο έχει συνολικό μήκος  $L=2\cdot l=10\text{m}$ , ενώ αντίστοιχα το 6στυλο πλαίσιο  $L=5\cdot l=25\text{m}$ . Η ομοιόμορφα κατανεμημένη φόρτιση της πλάκας κάθε ορόφου λήφθηκε με την συνηθισμένη τιμή  $q=15\text{kN/m}^2$ . Ενδεικτικό σχέδιο πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων για μια τυπική περίπτωση αναλύσεως του 6στυλου πλαισίου δίδεται στο σχήμα 4.1. Η θεμελίωση των πλαισίων προσομοιώθηκε με δύο τρόπους: α) μεμονωμένα πέδιλα (διαμήκεις λωρίδες) ή β) πλάκα γενικής κοιτοστρώσεως (εγκάρσιες λωρίδες). Όλα τα δομικά στοιχεία των πλαισίων και των θεμελιώσεων προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία δοκού. Για τις δοκούς των πλαισίων υπολογίσθηκαν αρχικώς ισοδύναμα πάχη πλάκας  $d$ , λαμβάνοντας υπόψη από την συνήθη πράξη τα όρια μεταβολής του ύψους των δοκών καθώς και τις αποστάσεις μεταξύ των πλαισίων. Στις παραμετρικές αναλύσεις θεωρήθηκαν διάφορες τιμές του πάχους  $d$  ώστε να προσομοιωθεί το πιθανό εύρος διακυμάνσεως της ακαμψίας των πλαισίων και στην συνέχεια η σχετική ακαμψία του ως προς το έδαφος θεμελιώσεως.



**Σχήμα 4.1:** Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων τυπικής περιπτώσεως επιλύσεως πλαισίου 5 ανοιγμάτων

#### 4.2.2 Προσομοίωση εδάφους και θεμελιώσεως

Το έδαφος θεμελιώσεως προσομοιώθηκε με δύο τρόπους ως εξής:

i) Ως γραμμικώς ελαστικό ομοιογενές και ισότροπο μέσον με μέτρο ελαστικότητας  $E$  και λόγο Poisson  $\nu$ . Δεδομένου ότι η παραμορφωσιμότητα του εδάφους έχει την σημαντικότερη ίσως επιρροή στα προβλήματα αλληλεπιδράσεως οι παραμετρικές αναλύσεις περιέλαβαν ευρύ φάσμα μεταβολής του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους. Ο λόγος Poisson  $\nu$  θεωρήθηκε σε όλες τις περιπτώσεις  $\nu=0.30$ . Εν τούτοις η τιμή του  $\nu$  δεν φαίνεται να επηρεάζει ουσιαστικά τα αποτελέσματα. Η εναλλακτική θεώρηση  $\nu=0$  θα αντιστοιχούσε σε τιμή του  $E=D$  ίση με το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσεως του οποίου η εκτίμηση στην πράξη είναι ευχερέστερη. Σημειώνεται ότι κατά τον υπολογισμό των πλαισιωτών φορέων αρκετές φορές αγνοείται η αλληλεπίδραση, με θεώρηση αμελήσιμων μετατοπίσεων και στροφών της θεμελιώσεως, δηλαδή υπολογισμός της ανωδομής με πάκτωση και συνεπώς δεν αναπτύσσεται διαφορική καθίζηση. Για να προσεγγισθεί αυτή η περίπτωση επιλύσεως θεωρήθηκε αντιστοίχως ότι το έδαφος έχει πολύ υψηλή τιμή του μέτρου ελαστικότητας  $E$  ώστε πρακτικά να ισοδυναμεί με «ασυμπίεστο». Οι σχετικές επιλύσεις έχουν νόημα μόνο για τις συγκρίσεις με διάφορες τυπικές περιπτώσεις του μέτρου ελαστικότητας  $E$ .

ii) Ως γραμμικώς ελαστικό-ιδεατώς πλαστικό μέσον κατά Mohr-Coulomb. Οι επιλύσεις περιλαμβάνουν προσομοίωση αμιγώς αργιλικών εδαφών με αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u$  της οποίας οι τιμές κυμάνθηκαν μεταξύ των ορίων  $c_u=17\text{kPa}$  έως  $42\text{kPa}$ , ώστε για τους διάφορους τύπους θεμελιώσεως και τα δεδομένα φορτία της ανωδομής να προκύπτουν συνολικοί συντελεστές ασφαλείας έναντι θραύσεως του εδάφους με συγκεκριμένες τιμές  $SF=1.5$  ή  $3$ . Η παραδοχή αυτή του ομοιογενούς εδάφους με σταθερό μέτρο ελαστικότητας  $E$  και τιμές αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u$  είναι απόλυτα ρεαλιστική για τις περιπτώσεις υπερστερεοποιημένων αργίλων δεδομένου ότι το  $E$  θεωρείται πρακτικώς σταθερό σε όλο το βάθος τους. Επίσης, πραγματοποιήθηκαν επιλύσεις για αμιγώς μη συνεκτικά εδάφη με κατάλληλη γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$  ώστε να προκύπτουν αντίστοιχα συντελεστές ασφαλείας  $SF=1.5$  ή  $3$ .

iii) Ως μονοστρωματικό ανομοιογενές με μέτρο ελαστικότητας  $E$  το οποίο αυξάνει γραμμικά συναρτήσει του βάθους, με σταθερό ρυθμό  $m$ , σύμφωνα με την σχέση  $E = E_0 + m \cdot z$ . Το μέτρο ελαστικότητας στην φυσική επιφάνεια του εδάφους  $E_0$  λήφθηκε ίσο με 500kPa, ενώ διερευνήθηκε ο λόγος Poisson του εδάφους μέσω δύο τιμών  $\nu=0,30$ , ως μέση συνήθης τιμή για ένα αργιλικό έδαφος, ή  $\nu=0,495$ , ώστε να προσεγγίζει την τιμή  $\nu=0,50$  του προτύπου Gibson. Μία μικρότερη τιμή του λόγου Poisson δεν θα είχε νόημα διότι όσο μειώνεται το  $\nu$  η συμπεριφορά του εδάφους πλησιάζει εκείνη του γραμμικώς ελαστικού. Οι τιμές του ρυθμού αύξησης  $m$  του μέτρου ελαστικότητας λήφθηκαν μέσα στα όρια διακύμανσης των συνηθισμένων υλικών, από  $m=0,5\text{MPa/m}$  έως  $10\text{MPa/m}$ , προκειμένου να καλυφθούν και ακραίες περιπτώσεις συνεκτικών και μη συνεκτικών εδαφών. Το άνω όριο,  $m=10\text{MPa/m}$ , είναι αρκετά θεωρητικά και μπορεί να ισχύει για περιπτώσεις πυκνών άμμων, ενώ τιμές μικρότερες από το κάτω όριο,  $m=0,5\text{MPa/m}$ , δεν έχουν νόημα διότι το έδαφος σε τέτοιες περιπτώσεις τείνει σε ομοιογενές. Για κανονικά στερεοποιημένα αργιλικά εδάφη, όπου θεωρείται ότι το  $E$  αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το βάθος, οι τιμές του  $m$  είναι αρκετά μικρότερες από το άνω όριο,  $m=10\text{MPa/m}$ , οι οποίες εξαρτώνται από τον λόγο  $E/c_u$ .

Τα μεμονωμένα πέδιλα προσομοιώθηκαν με άκαμπτες απειρομήκειες λωρίδες συγκεκριμένου πάχους και οι διαστάσεις τους επιλέχθηκαν με βάση το κριτήριο ίσων πιέσεων, θεωρώντας δηλαδή ότι επιβάλλονται έστω και προσεγγιστικά ίσες μέσες πιέσεις σε όλα τα πέδιλα υποθέτοντας απολύτως απαραμόρφωτο έδαφος. Τούτο έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη διαφορικών καθιζήσεων διότι θα αναπτυχθεί μεγαλύτερη καθίζηση στα μεγαλύτερα πέδιλα και μικρότερη αντιστοίχως στα μικρότερα. Η πλάκα γενικής κοιτοστρώσεως προσομοιώθηκε με το πραγματικό πάχος της  $t$  για δύο σχετικά ακραίες περιπτώσεις ευκαμψίας (εύκαμπτη ή άκαμπτη). Μεταξύ της θεμελιώσεως και του εδάφους προβλέφθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας. Τα πεπερασμένα στοιχεία του εδάφους επιλέχθηκαν με 15 κόμβους, επομένως τα στοιχεία διεπιφάνειας ορίσθηκαν με 5 ζεύγη κόμβων. Για το πάχος των στοιχείων αυτών εφαρμόσθηκε η προκαθορισμένη τιμή του συντελεστή 0.1 (virtual thickness factor). Στην περίπτωση του γραμμικώς ελαστικού μέσου οι ιδιότητες των στοιχείων διεπιφάνειας ελήφθησαν όπως του εδάφους, με εξαίρεση

τον λόγο Poisson ( $\nu_i=0.45$ ). Στην περίπτωση του ελαστοπλαστικού εδαφικού προσομοιώματος σύμφωνα με το κριτήριο Mohr-Coulomb επιλέχθηκε τιμή του συντελεστή απομειώσεως αντοχής  $R_{inter}=1$ . Στην παρούσα μελέτη όπου οι συγκρίσεις μεταξύ των προσομοιώσεων βασίζονται στον συνολικό συντελεστή ασφαλείας και όχι στις παραμέτρους της διατμητικής αντοχής του εδάφους, μία διαφορετική τιμή  $R_{inter}$  (π.χ.  $R_{inter}=2/3$ ) δεν θα είχε καμία πρακτική επιρροή στα αποτελέσματα.

#### 4.2.3 Παρουσίαση αποτελεσμάτων

Στο πλαίσιο των αναλύσεων εκτιμήθηκαν οι διαφορικές καθιζήσεις, οι μέγιστες στροφές  $\Delta s/l$  της θεμελιώσεως και τα εντατικά μεγέθη των πλαισίων και της θεμελιώσεως προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή της αλληλεπίδρασης ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους. Η διαφορική καθιζηση μεταξύ του εξωτερικού υποστύλωματος και του γειτονικού του συμβολίζεται με  $\Delta s$  ενώ  $l$  είναι το μήκος του κάθε ανοίγματος του πλαισίου (δηλαδή η απόσταση μεταξύ δύο γειτονικών υποστύλωμάτων). Τα πλαίσια και οι φορτίσεις τους είναι συμμετρικά, συνεπώς οι τιμές της μέγιστης στροφής  $max\theta$  και της μέγιστης σχετικής στροφής ή γωνιακής αποκλίσεως  $max\theta$  είναι ίδιες. Επομένως, σε αυτές τις περιπτώσεις αναλύσεων οι όροι  $\beta$  και  $\theta$  είναι ταυτόσημοι.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται σε διαγράμματα με τους παρακάτω συμβολισμούς:

✓ Ειδικά για την ανωδομή:

- $V$ : το αξονικό φορτίο υποστύλωματος (ακραίου ή κεντρικού),
- $V_0$ : το αξονικό φορτίο υποστύλωματος (ακραίου ή κεντρικού) υπό την παραδοχή απολύτως «απαραμόρφωτου» εδάφους δηλαδή αγνοώντας την αλληλεπίδραση ανωδομής– θεμελιώσεως – εδάφους,
- $M$ : η ροπή κάμψεως της δοκού του πλαισίου η οποία σημειώνεται ως  $maxM$  συμβατικά σε θέση ανοίγματος (θετική τιμή) και  $minM$  σε θέση στηρίξεως (αρνητική τιμή),
- $M_0$ : η ροπή κάμψεως της δοκού του πλαισίου υπό την παραδοχή απολύτως «απαραμόρφωτου» εδάφους, αντίστοιχα με  $maxM_0$  και  $minM_0$ .

Τα αποτελέσματα απεικονίζονται ως συνάρτηση του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους  $E$  ή ως συνάρτηση του συντελεστή σχετικής ακαμψίας της δοκού ανωδομής  $R_b = \Sigma E_b \chi I / E \chi I^3$ , όπου  $E_b$  το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος,  $J$  η ροπή αδρανείας της δοκού και  $I$  το μήκος ανοίγματος του πλαισίου. Ο συντελεστής  $R_b$  αποτελεί έναν αντιπροσωπευτικό τρόπο αποτύπωσης της σχετικής ακαμψίας των πλαισίων ως αδιάστατο μέγεθος, δεδομένου ότι η συγκεκριμένη μορφή ακολουθεί και τους συμβατικούς τύπους που αφορούν σε συντελεστές σχετικής ακαμψίας της θεμελιώσεως ως προς το έδαφος (Borowicka, 1939; Brown, 1969, 1972), στους οποίους εισάγεται στον αριθμητή ό,τι συμβάλει στην ακαμψία της θεμελιώσεως ενώ στον παρονομαστή αντιστοίχως ό,τι συμβάλει στην ακαμψία του εδάφους. Ο συντελεστής  $R_b$  υπολογίζεται βάσει αθροίσματος των ακαμψιών των ορόφων του πλαισίου.

✓ Ειδικά για την θεμελίωση:

- Για την απεικόνιση της σχετικής ακαμψίας της πλάκας θεμελιώσεως θεωρήθηκε ο συντελεστής  $R_F = E_b \chi I / E \chi L^3$ , όπου  $E_b$  το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος,  $J$  η ροπή αδρανείας της πλάκας θεμελιώσεως και  $L$  το συνολικό πλάτος της πλάκας θεμελιώσεως, ο οποίος μεταβάλλεται με την μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους.
- $M$ : η ροπή κάμψεως της πλάκας θεμελιώσεως, η οποία συμβολίζεται ως  $\max M$  σε θέση στηρίξεως (στο  $3^\circ$  υποστύλωμα) και ως  $\min M$  σε θέση ανοίγματος στο κέντρο της πλάκας (περίπτωση βστυλου πλαισίου),
- $M_r$ : η ροπή κάμψεως της πλάκας θεμελιώσεως για εξαιρετικά άκαμπτη πλάκα ( $t=10m$ ) και για έδαφος πολύ συμπιεστό, η οποία συμβολίζεται με  $\max M_r$  και  $\min M_r$  στην στήριξη και στο άνοιγμα της πλάκας θεμελιώσεως.

### 4.3. Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα αναλύσεων

Εξετάσθηκαν συστηματικά διάφοροι παράγοντες που επηρεάζουν την αλληλεπίδραση ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους και τις αναπτυσσόμενες απόλυτες και διαφορικές καθιζήσεις. Οι παράγοντες αυτοί είναι οι εξής:

- Η ακαμψία του πλαισίου,
- Η συμπιεστότητα του εδάφους,

- Ο τύπος και η ακαμψία της θεμελιώσεως,
- Ο τύπος του πλαισίου και
- Το βασικό εδαφικό προσομοίωμα.

#### 4.3.1 Επιρροή ακαμψίας πλαισίου επί των εντατικών μεγεθών

Μελετήθηκαν τρεις περιπτώσεις τυπικών πλαισιωτών φορέων: α) Πλαίσιο δύο ανοιγμάτων με έναν όροφο, β) Πλαίσιο πέντε ανοιγμάτων με τέσσερις ορόφους και γ) Πλαίσιο πέντε ανοιγμάτων με έναν όροφο. Το έδαφος θεμελιώσεως προσομοιώθηκε ως γραμμικώς ελαστικό ομοιογενές και ισότροπο με παραμέτρους  $E$  (μέτρο ελαστικότητας) και  $\nu$  (λόγος Poisson). Οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας κυμάνθηκαν μεταξύ  $E=2\text{MPa}$  έως  $500\text{MPa}$  και ο λόγος Poisson με μία ενιαία σταθερή τιμή  $\nu=0.30$ .

##### 4.3.1.1 Πλαίσιο 2 ανοιγμάτων με 1 όροφο

Μελετήθηκαν τρεις περιπτώσεις ισοδύναμης ακαμψίας δοκού του πλαισίου:

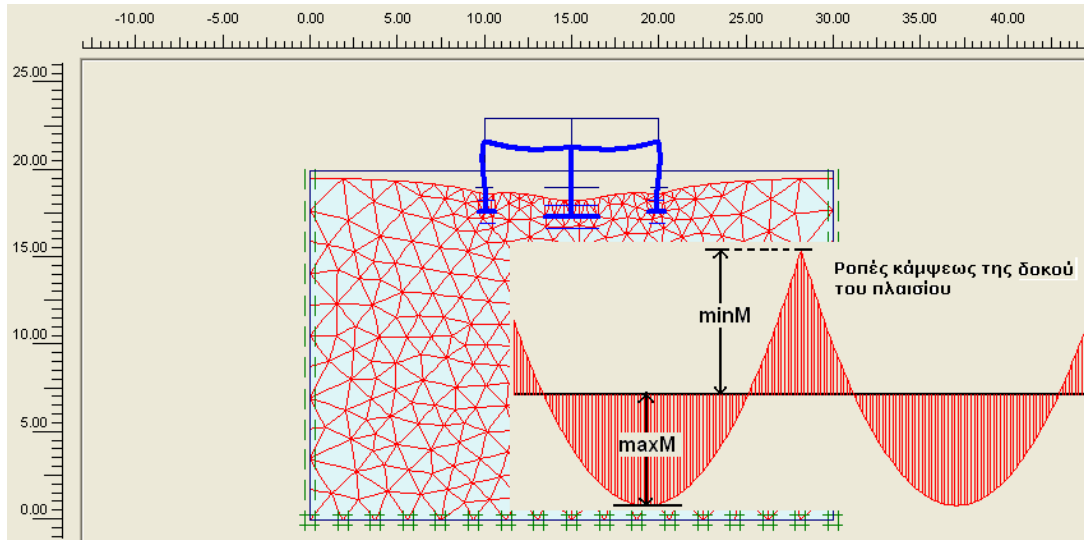
- i)  $d_f=0.15\text{m}$  (πολύ εύκαμπτα πλαίσια),
- ii)  $d_m=0.26\text{m}$  ή  $0.40\text{m}$  (πλαίσια μεσαίας ευκαμψίας) και
- iii)  $d_r=0.80\text{m}$  (πολύ άκαμπτα πλαίσια).

Στο σχήμα 4.2 παρουσιάζεται το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και το διάγραμμα των ροπών κάμψεως του ζυγώματος για μία τυπική περίπτωση επιλύσεως 3στυλου πλαισίου θεμελιωμένου με **μεμονωμένα πέδιλα**. Τα εξωτερικά πέδιλα προσομοιώθηκαν με πλάτος  $1.5\text{m}$ , το κεντρικό αντίστοιχα με  $3\text{m}$ , ενώ έγινε αναγωγή του πλάτους αυτού ανά μέτρο μήκους. Από τις συγκεκριμένες αναλύσεις εκτιμήθηκαν οι διαφορικές καθιζήσεις  $\Delta s$  μεταξύ δύο γειτονικών υποστυλωμάτων και εξετάσθηκε η επιρροή της στροφής  $\Delta s/l$  επί των λόγων των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων  $V/V_0$  και των ροπών κάμψεως της δοκού του πλαισίου  $M/M_0$ . Ο δείκτης « $\sigma$ » αντιστοιχεί σε επίλυση που έχει πραγματοποιηθεί για απολύτως «απαραμόρφωτο» έδαφος, δηλαδή θεωρώντας ότι αγνοείται η αλληλεπίδραση.

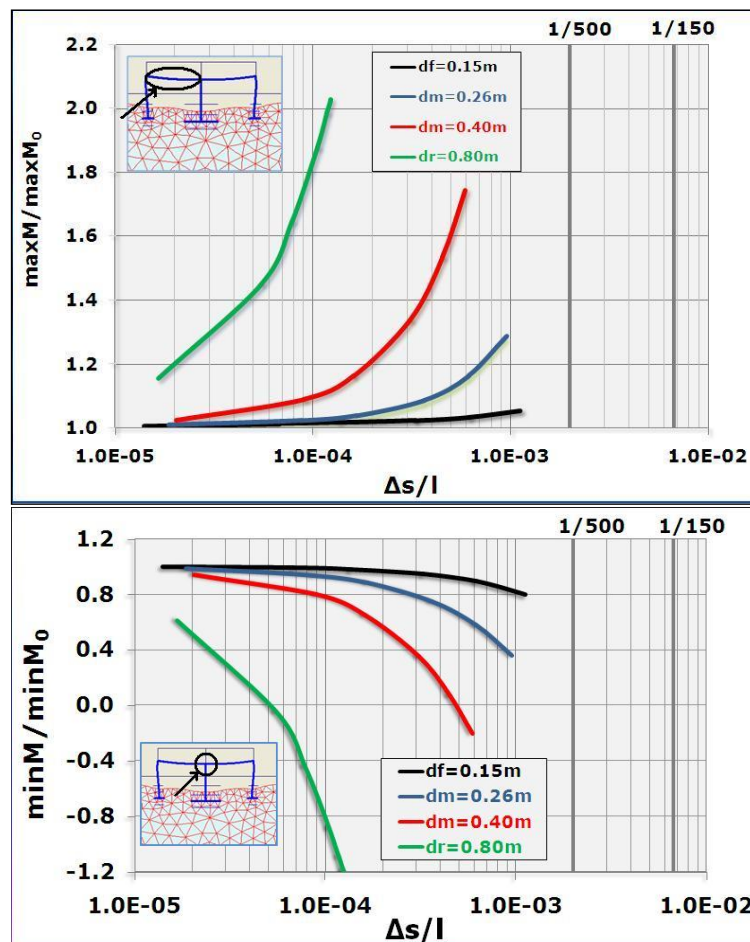
Τα αποτελέσματα από τις αναλύσεις δείχνουν ότι για πολύ εύκαμπτα πλαίσια οι μεταβολές των εντατικών μεγεθών  $V$  και  $M$  είναι πολύ μικρές ακόμη και για τις μεγαλύτερες τιμές της αναπτυσσόμενης στροφής  $\Delta s/l$ . Αντιθέτως, με την αύξηση της ακαμψίας του πλαισίου εμφανίζονται σημαντικές ανακατανομές συγκριτικά με τα αντίστοιχα μεγέθη που υπολογίσθηκαν χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η



αλληλεπίδραση ενώ παρατηρείται γενικώς ότι οι αναπτυσσόμενες στροφές δεν είναι ιδιαίτερα υψηλές και δεν ξεπερνούν τις τιμές των γνωστών κριτηρίων αποδοχής, όπως σημειώνονται στα σχετικά διαγράμματα (Σχήματα 4.3 και 4.4).



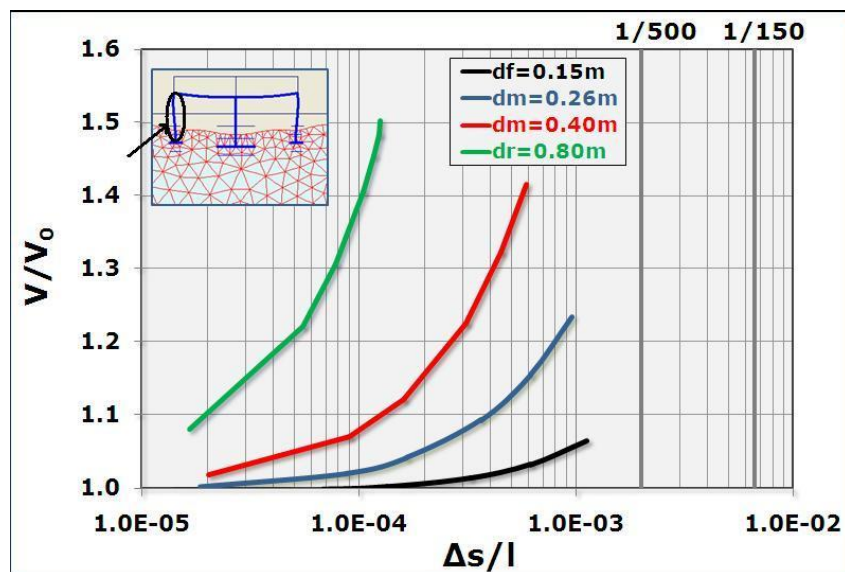
Σχήμα 4.2: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και ροπές κάμψεως του ζυγώματος



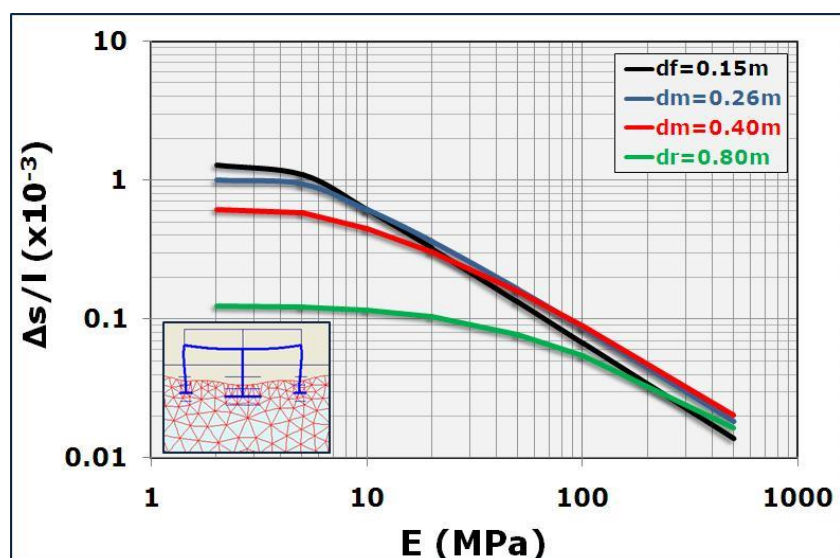
Σχήμα 4.3: Μεταβολή των ροπών κάμψεως συναρτήσει της στροφής



Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 μία μέση τιμή γωνιακής αποκλίσεως ή σχετικής στροφής  $\Delta s/l \pm \omega = \beta = 1/500$  είναι γενικώς αποδεκτή για αρκετές περιπτώσεις, ως κριτήριο σχεδιασμού, παρέχοντας δηλαδή έναν συντελεστή ασφαλείας έναντι ρηγματώσεως, ενώ προκειμένου να αποφευχθεί μία οριακή κατάσταση αστοχίας θεωρείται μία μέγιστη τιμή  $\Delta s/l \pm \omega = \beta = 1/150$ , πάνω από την οποία έχουν παρατηρηθεί βλάβες στην ανωδομή.



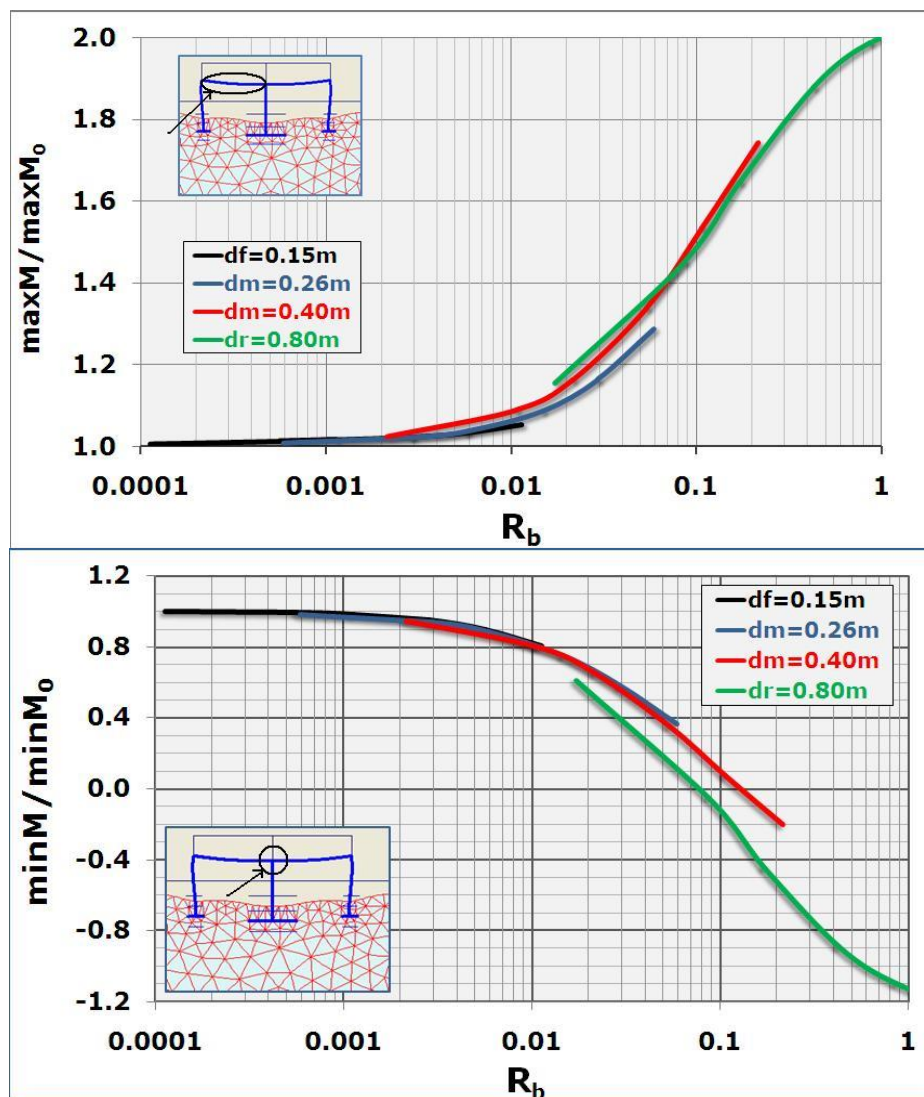
Σχήμα 4.4: Μεταβολή των αξονικών φορτίων των ακραίων υποστλωμάτων συναρτήσει της στροφής



Σχήμα 4.5: Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας E του εδάφους και της ακαμψίας του πλαισίου

Η επιρροή της συμπίεστικότητας του εδάφους επί της στροφής  $\Delta s/l$  συναρτήσει της ακαμψίας του πλαισίου παρουσιάζεται στο σχήμα 4.5. Σε εύκαμπτα πλαίσια

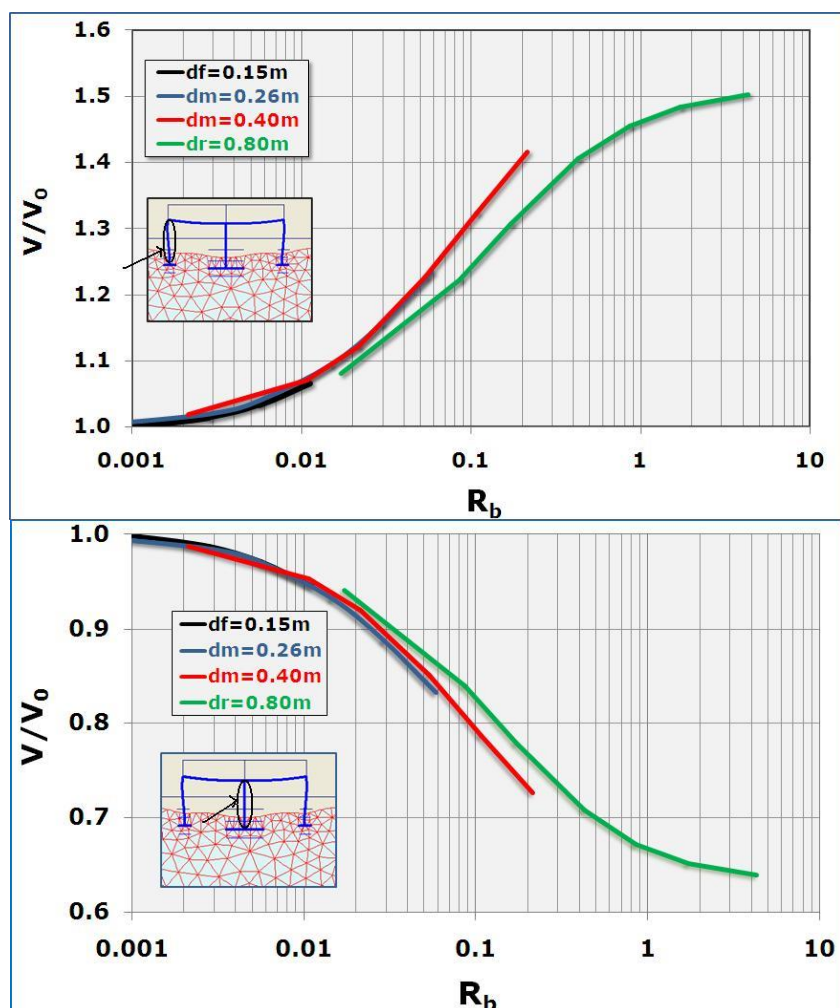
αναπτύσσονται υψηλότερες διαφορικές καθιζήσεις με την αύξηση της συμπίεσότητας του εδάφους συγκριτικά με τις διαφορικές καθιζήσεις που προκαλούνται σε πλαίσια μεγαλύτερης ακαμψίας. Γενικώς, παρατηρείται ότι η στροφή  $\Delta s/l$  δεν συνδέεται γραμμικώς με το μέγεθος  $1/E$  παρά την παραδοχή γραμμικώς ελαστικού μέσου. Στα σχήματα 4.6 και 4.7 παρουσιάζεται η μεταβολή των εντατικών μεγεθών συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας του πλαισίου  $R_b = E_b \chi l^3 / E \chi l^3$ , το μέγεθος το οποίο εκφράζει την σχετική ακαμψία του ζυγώματος του πλαισίου σε σχέση με την παραμορφωσιμότητα του εδάφους.



Σχήμα 4.6: Μεταβολή των ροπών κάμψεως συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας

Με την αύξηση του συντελεστή σχετικής ακαμψίας (δηλαδή αύξηση της ακαμψίας του πλαισίου ή αύξηση της συμπίεσότητας του εδάφους) οι ανακατανομές στα εντατικά μεγέθη είναι αρκετά σημαντικές. Για τιμές του  $R_b > 0.1$  η ροπή κάμψεως

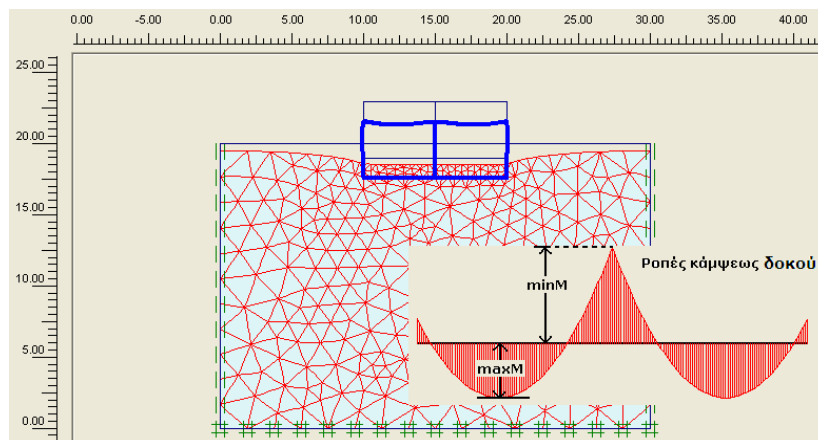
στην κεντρική θέση στηρίξεως αποκτά αρνητική τιμή, ενώ για πολύ μικρές τιμές του  $R_b < 0.009$  δεν παρατηρούνται διαφοροποιήσεις στα μεγέθη  $V$  και  $M$  συγκριτικά με τα αποτελέσματα από τις επιλύσεις όπου «αγνοείται» η αλληλεπίδραση. Η επιρροή της αλληλεπίδρασης ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους είναι ιδιαίτερως σημαντική κυρίως για τιμές του συντελεστή σχετικής ακαμψίας  $R_b > 0.01$  περίπου. Παρά τις διαφορές στην ακαμψία της ανωδομής ( $d_f$ ,  $d_m$ ,  $d_r$ ) φαίνεται ότι υπάρχει μία ενιαία συσχέτιση στην μεταβολή του λόγου των εντατικών μεγεθών συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας.



Σχήμα 4.7: Μεταβολή του αξονικού φορτίου συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας

Για την περίπτωση θεμελιώσεως με **πλάκα κοιτοστρώσεως** (ή εγκάρσιες θεμελιολωρίδες) μελετήθηκαν δύο ακραίες περιπτώσεις ακαμψίας με πάχος: α)  $t_f = 0.20\text{m}$  (πολύ εύκαμπτη θεμελίωση) ή β)  $t_f = 1.50\text{m}$  (άκαμπτη θεμελίωση). Στο

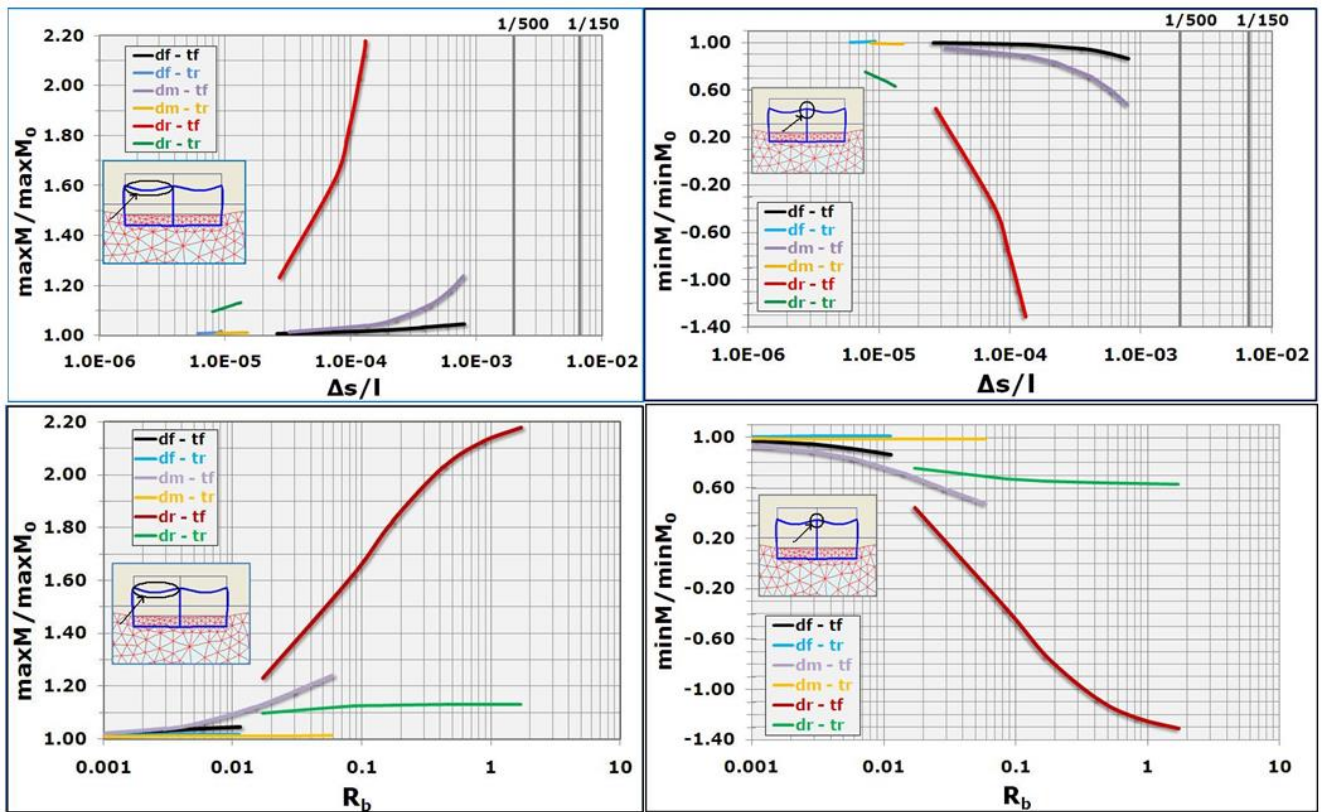
σχήμα 4.8 δίδεται το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων για μία τυπική περίπτωση επιλύσεως.



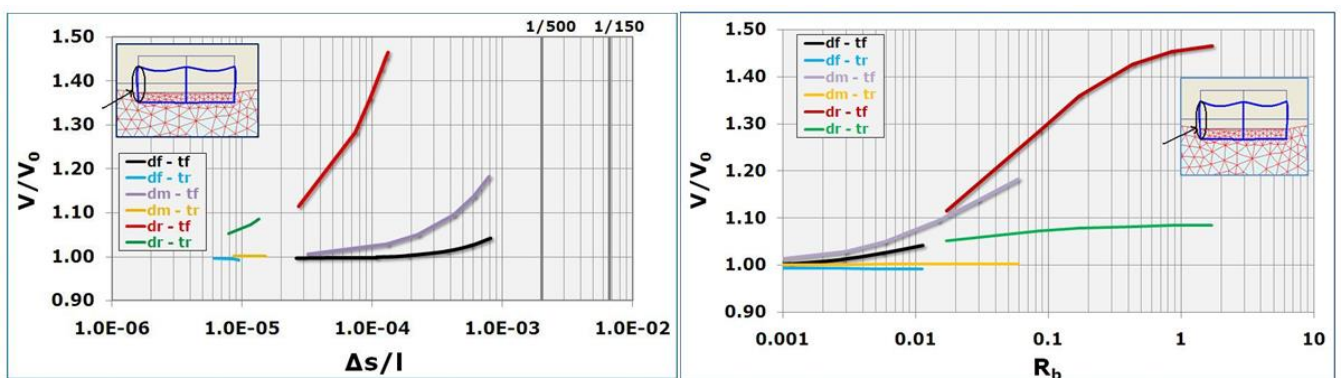
**Σχήμα 4.8:** Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και ροπές κάμψεως ζυγώματος

Στα σχήματα 4.9 και 4.10 δίδονται αποτελέσματα των παραμετρικών επιλύσεων υπό την μορφή διαγραμμάτων που αφορούν σε μεταβολή εντατικών μεγεθών (ροπές κάμψεως ζυγώματος και αξονικό φορτίο ακραίου υποστυλώματος) συναρτήσει της στροφής  $\Delta s/l$  ή συναρτήσει του δείκτη  $R_b$ . Στις περιπτώσεις που εξετάστηκαν, γενικώς, εκτιμήθηκαν μικρές τιμές της στροφής  $\Delta s/l$ . Εντούτοις, σημαντική είναι η ανακατανομή στα εντατικά μεγέθη άκαμπτων πλαισίων ακόμη και για αυτές τις χαμηλές τιμές της στροφής στις περιπτώσεις εύκαμπτης θεμελιώσεως. Συνεπώς, για πολύ εύκαμπτα πλαίσια, η συνεκτίμηση της αλληλεπίδρασης ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους δεν επηρεάζει την μεταβολή ούτε των ροπών κάμψεως αλλά ούτε και των αξονικών φορτίων. Σε αυτές τις περιπτώσεις ασήμαντη είναι και η επιρροή της ακαμψίας της πλάκας θεμελιώσεως, ενώ φαίνεται ουσιαστική για μεσαίας ευκαμψίας και κυρίως για άκαμπτη ανωδομή. Όπως παρατηρείται στα σχετικά διαγράμματα, οι υπολογισμένες τιμές της στροφής είναι μικρότερες από την τιμή 0.001 (μακριά από την τιμή  $1/500=0.002$ , η οποία θεωρείται αποδεκτή με βάση τα περισσότερα έως σήμερα τεκμηριωμένα κριτήρια όπως Skempton & MacDonald (1956)). Σημαντική ανακατανομή στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής (ως προς τις αντίστοιχες επιλύσεις όπου αγνοείται η αλληλεπίδραση) παρατηρείται για τιμές του συντελεστή σχετικής ακαμψίας  $R_b > 0.01$  περίπου. Η ακαμψία της θεμελιώσεως φαίνεται ότι έχει ουσιαστική επιρροή στην ανάπτυξη των ροπών κάμψεως του ζυγώματος και των αξονικών δυνάμεων των

ακραίων υποστυλωμάτων για πολύ άκαμπτα πλαίσια. Για πολύ άκαμπτα πλαίσια η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής αναμένεται να είναι σημαντική σε συνδυασμό με την ακαμψία της θεμελίωσης αλλά και με την παραμορφωσιμότητα του εδάφους.



Σχήμα 4.9: Μεταβολή των ροπών κάμψης στο άνοιγμα ( $\max M$ ) και στην στήριξη ( $\min M$ ) συναρτήσει της στροφής της θεμελίωσης ή του δείκτη  $R_b$



Σχήμα 4.10: Μεταβολή των αξονικών φορτίων των ακραίων υποστυλωμάτων συναρτήσει της στροφής της θεμελίωσης ή του δείκτη  $R_b$

#### 4.3.1.2 Πλαίσιο πέντε ανοιγμάτων με τέσσερις ορόφους

Μελετήθηκαν τρεις περιπτώσεις ισοδύναμης ακαμψίας δοκού του πλαισίου:

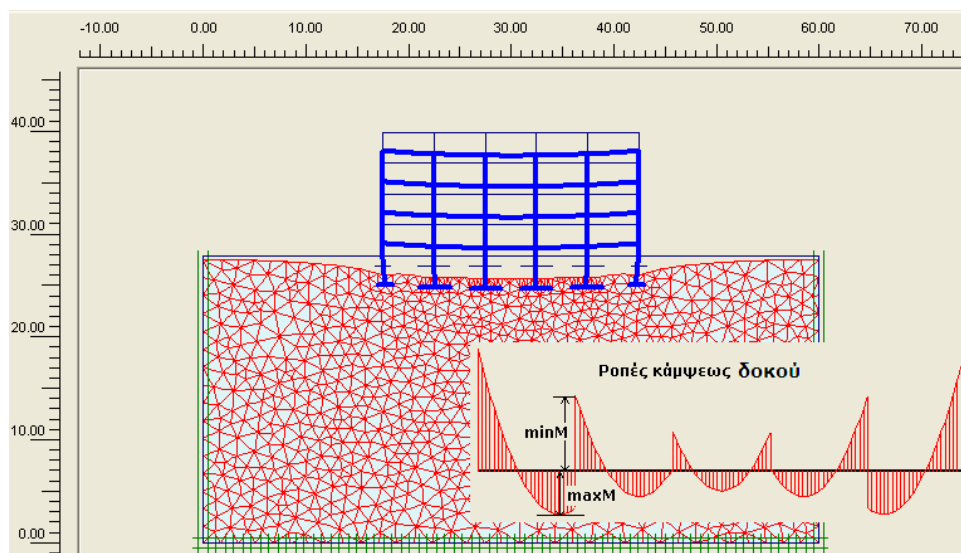
i)  $d_f=0.15\text{m}$  (πολύ εύκαμπτο πλαίσιο),



ii)  $d_m=0.26\text{m}$  (μεσαίας ευκαμψίας πλαίσιο) και

iii)  $d_r=0.60\text{m}$  (πολύ άκαμπτο πλαίσιο).

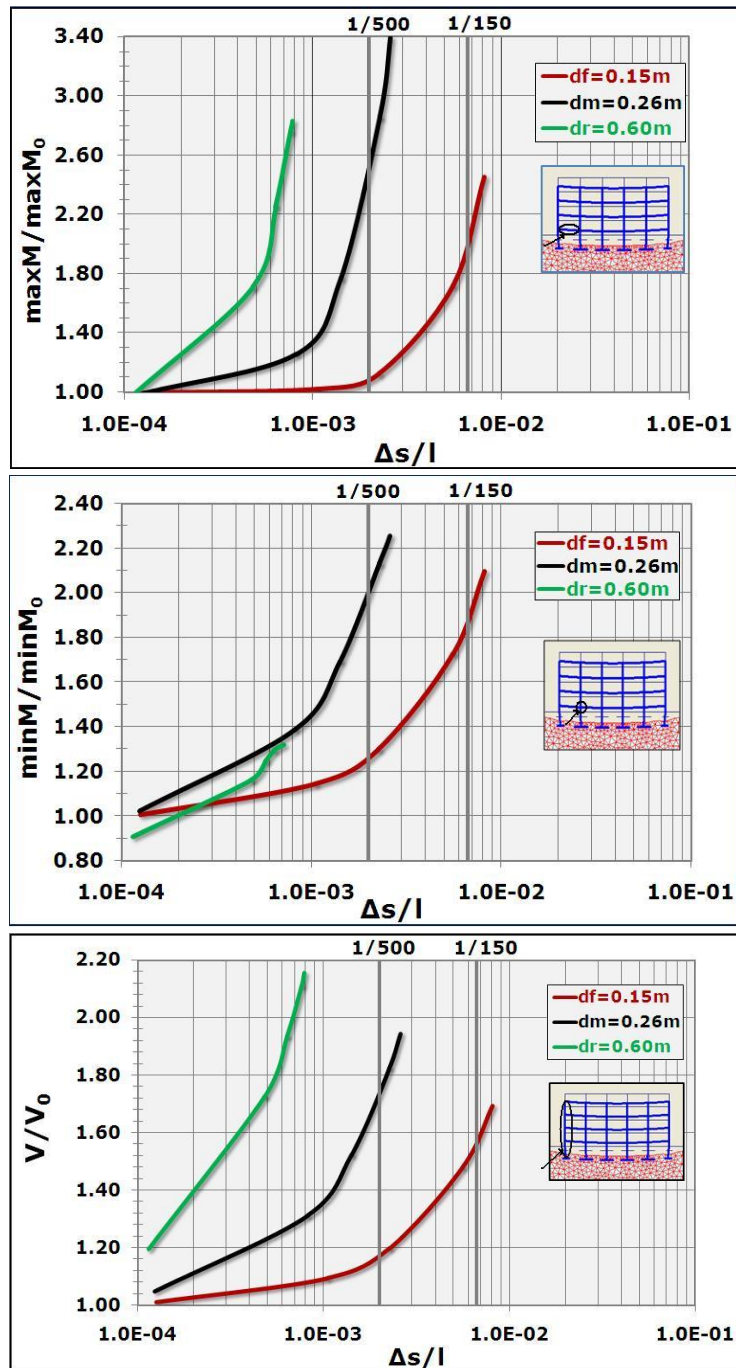
Το έδαφος θεμελιώσεως προσομοιώθηκε ως γραμμικώς ελαστικό με τις παραμέτρους  $E$  και  $\nu$ , όπου το μέτρο  $E$  λήφθηκε με τιμές εντός του εύρους 2MPa έως 500MPa, ενώ ο λόγος Poisson  $\nu$  ήταν σταθερός σε όλες τις επιλύσεις με τιμή  $\nu=0.30$ . Για την περίπτωση των **μεμονωμένων πεδύλων** (διαμήκεις λωρίδες) σημειώνεται ότι το πλάτος των εξωτερικών και εσωτερικών πεδύλων λήφθηκε ίσο με 1.5m και 3m, αντίστοιχα, με αναγωγή όλων των μεγεθών ανά μέτρο μήκους. Ενδεικτικό σχέδιο για το πλαίσιο αυτό με τους συμβολισμούς των ροπών κάμψεως φαίνεται στο σχήμα 4.11. Στο σχήμα 4.12 δίδονται τα αποτελέσματα υπό την μορφή διαγραμμάτων.



**Σχήμα 4.11:** Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και ροπές κάμψεως

Σύμφωνα με τον Κλερίκον (1989) η επιτρεπόμενη και η οριακή τιμή της στρόφης  $\Delta s/l$  για κτήρια 4 έως 5 ορόφων είναι 0.0022 και 0.0026, αντίστοιχα. Για τιμή της στρόφης μέχρι την επιτρεπόμενη οι κατασκευές δεν υφίστανται βλάβες και δεν απαιτούν ιδιαίτερες επισκευές, ενώ η οριακή τιμή 0.0026 υποβαθμίζει την κατασκευή όπου απαιτείται τελικώς επισκευή χωρίς όμως να έχει χαθεί η φέρουσα ικανότητά της. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των επιλύσεων, για εύκαμπτη ανωδομή οι μεγάλες αναπτυσσόμενες καθιζήσεις με τιμές της στρόφης οι οποίες ξεπερνούν το όριο 1/500 φαίνεται ότι προκαλούν μεγάλες διαφοροποιήσεις και στις ροπές κάμψεως και στα αξονικά φορτία σχετικώς με τα μεγέθη με βάση την

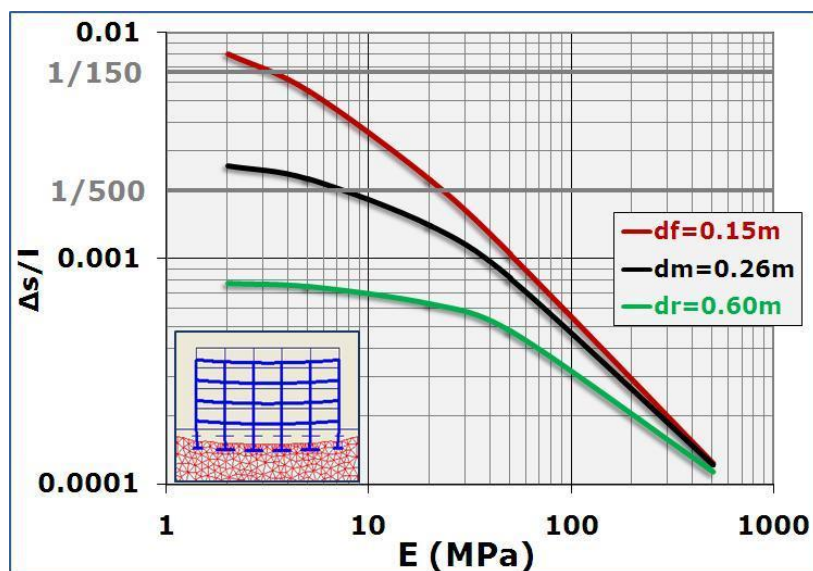
συνεκτίμηση της αλληλεπιδράσεως. Αντιθέτως, για άκαμπτη ανωδομή ή ακόμη και μέσης ευκαμψίας οι σχετικές ανακατανομές στα εντατικά μεγέθη φαίνονται ουσιαστικές για πολύ μικρότερες τιμές της στροφής από το όριο αυτό ( $\Delta s/l=1/500=0.002$ ).



Σχήμα 4.12: Επιρροή της στροφής επί των ροπών κάμψεως στο άνοιγμα

Στην υποθετική περίπτωση απολύτως εύκαμπτης ανωδομής και θεμελιώσεως, οι καθιζήσεις  $s$ , οι διαφορικές καθιζήσεις  $\Delta s$  και οι τιμές της στροφής  $\Delta s/l$  θα ήταν πρακτικώς αντιστρόφως ανάλογες του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους. Σε

αυτήν την περίπτωση η μεταβολή του  $E$  θα επηρέαζε πολύ σημαντικά τα ανωτέρω μεγέθη. Με την αύξηση όμως της ακαμψίας της ανωδομής οι ανωτέρω θεωρητικές τιμές  $\Delta s/l$  απομειώνονται έντονα, λόγω του μηχανισμού αλληλεπίδρασης. Η ανωτέρω επιρροή διαπιστώνεται από την κλίση του διαγράμματος  $\Delta s/l - E$  αλλά και από την μορφή του (Σχήμα 4.13).

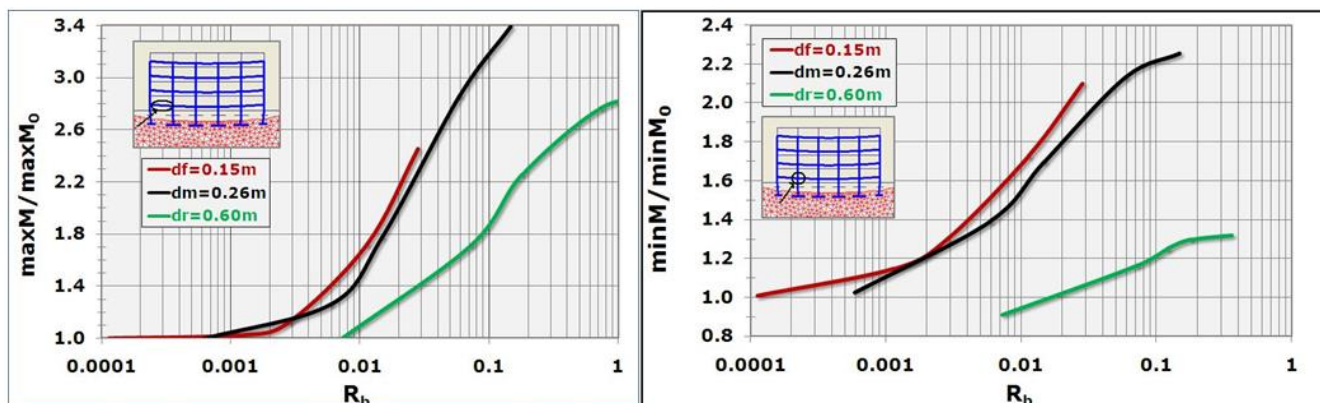


**Σχήμα 4.13:** Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους και της ακαμψίας του πλαισίου

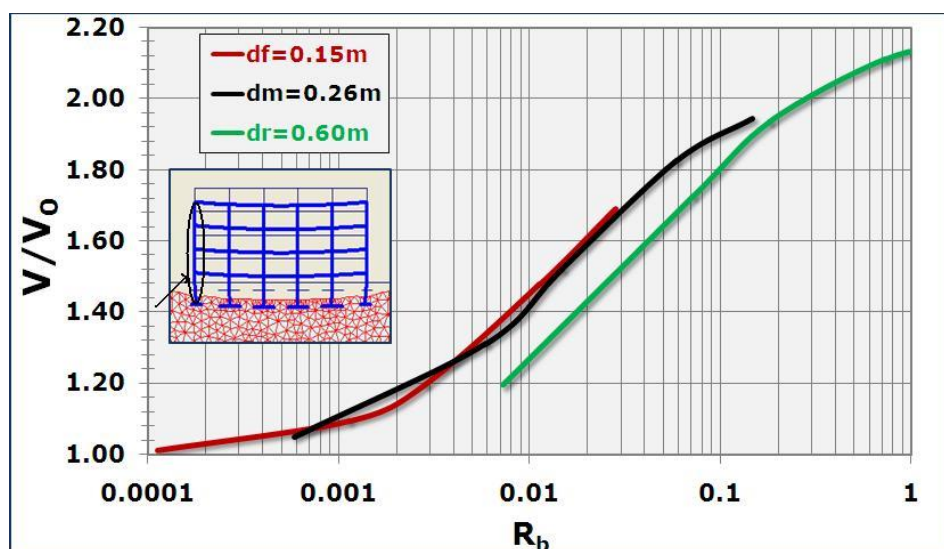
Για θεμελίωση επί μεμονωμένων πεδίων και εύκαμπτη ανωδομή το μέτρο ελαστικότητας  $E$  επηρεάζει σημαντικά την στροφή  $\Delta s/l$ , ενώ αντιθέτως η επιρροή αυτή είναι πολύ μικρή ή και ασήμαντη για άκαμπτη ανωδομή και για τιμές του  $E < 10 \text{ MPa}$ . Γενικώς, για χαμηλές τιμές του μέτρου  $E$  παρατηρούνται σημαντικές διαφοροποιήσεις στις τιμές της στροφής  $\Delta s/l$  αναλόγως της ακαμψίας του πλαισίου. Αντιθέτως, για πολύ υψηλές τιμές του  $E$  οι διαφορές αυτές τείνουν να είναι ασήμαντες ανεξαρτήτως της ακαμψίας της ανωδομής. Στα σχήματα 4.14 και 4.15 δίδονται οι μεταβολές των κρίσιμων εντατικών μεγεθών συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας του πλαισίου. Μεγάλες είναι οι διαφορές στις τιμές των μεγεθών αυτών σε σχέση με εκείνα που υπολογίζονται χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η μέθοδος της αλληλεπίδρασης με την αύξηση του συντελεστή σχετικής ακαμψίας. Ωστόσο, για πολύ μεγάλες τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους, δεν παρατηρούνται σημαντικές σχετικές διαφοροποιήσεις. Οι τιμές των ροπών κάμψης και των αξονικών φορτίων υπολογίζονται αρκετά χαμηλότερες σύμφωνα με τις επιλύσεις όπου «αγνοείται» η αλληλεπίδραση ιδίως με την αύξηση



του συντελεστή σχετικής ακαμψίας. Για εύκαμπτα ή μεσαίας ευκαμψίας πλαίσια η μεταβολή του λόγου των εντατικών μεγεθών φαίνεται ότι ακολουθεί μία σχεδόν ενιαία μορφή σε αντίθεση με τα αποτελέσματα για τα άκαμπτα πλαίσια όπου οι λόγοι των σχετικών μεγεθών είναι αρκετά μικρότεροι συγκρίνοντας τους ίδιους συντελεστές  $R_b$ .

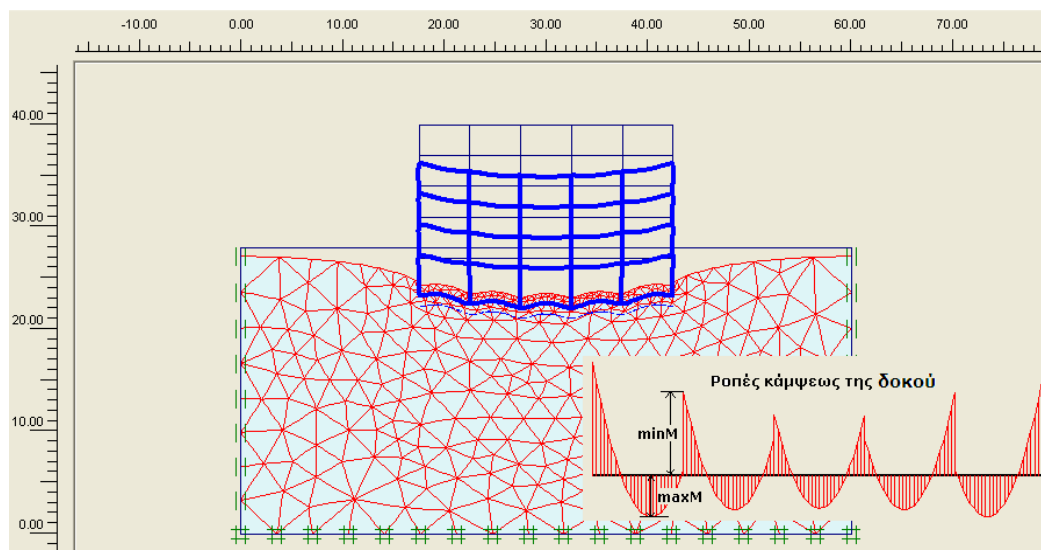


Σχήμα 4.14: Επιρροή του συντελεστή σχετικής ακαμψίας επί των ροπών κάμψεως στο άνοιγμα ( $\max M$ ) και στην στήριξη ( $\min M$ )



Σχήμα 4.15: Επιρροή του συντελεστή σχετικής ακαμψίας επί των αξονικών δυνάμεων του ακραίου υποστυλώματος

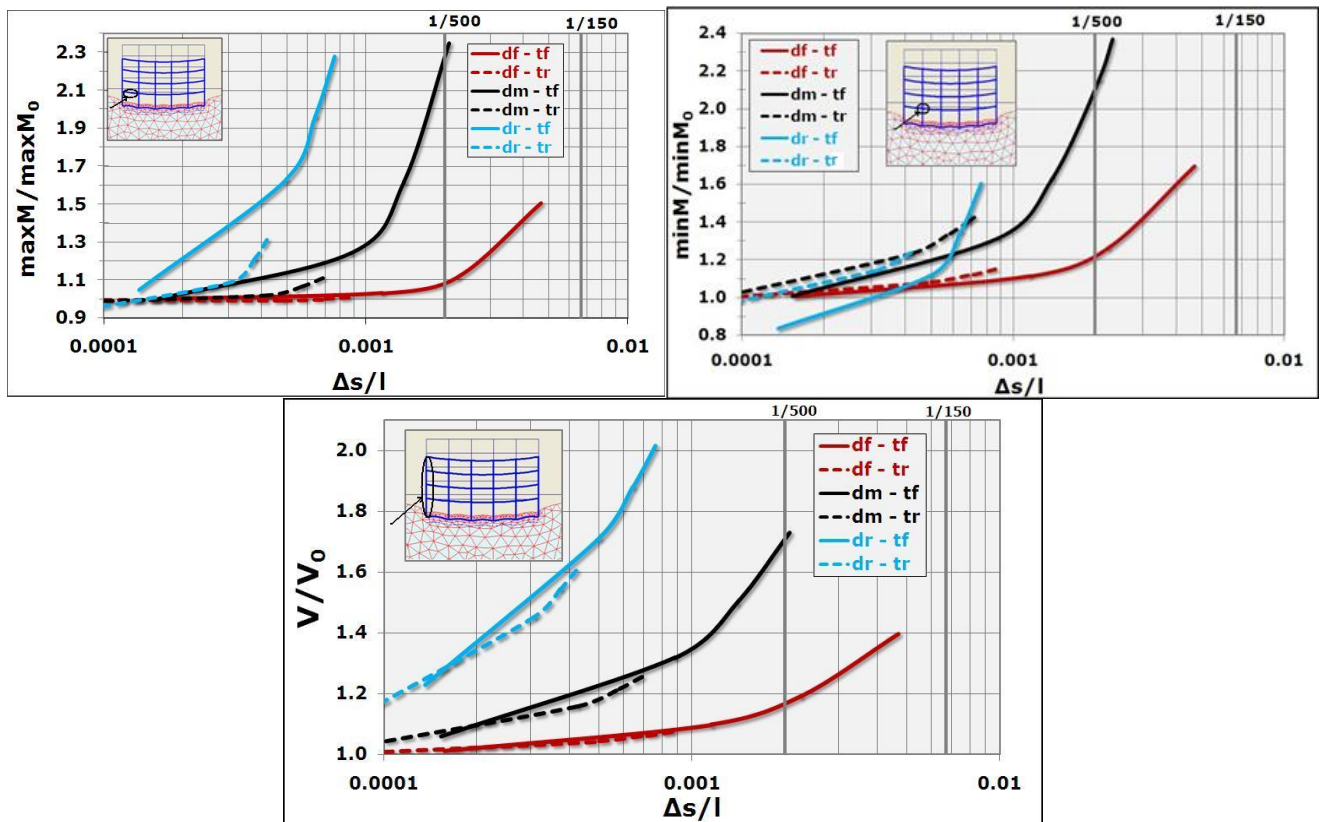
Για την περίπτωση θεμελίωσης με **πλάκα κοιτοστρώσεως** (εγκάρσιες λωρίδες) μελετήθηκαν δύο ακραίες τιμές της ακαμψίας της θεμελίωσης: α)  $t_f=0.20m$  (πολύ εύκαμπτη θεμελίωση) ή β)  $t_f=1.50m$  (άκαμπτη θεμελίωση). Στο σχήμα 4.16 δίδεται το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και το διάγραμμα των ροπών κάμψεως του ζυγώματος για μία τυπική περίπτωση επιλύσεως δοστού πλαισίου θεμελιωμένου με πλάκα κοιτοστρώσεως.



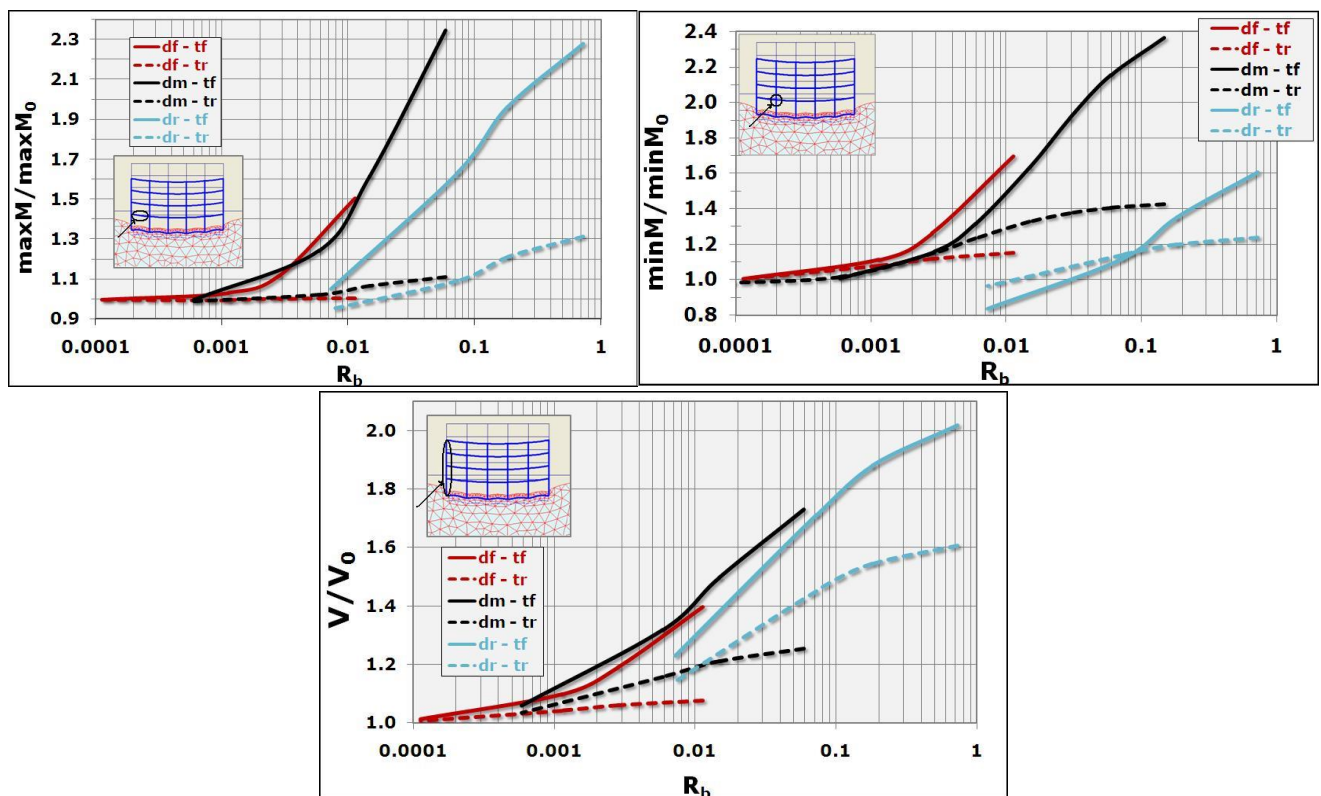
**Σχήμα 4.16:** Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και ροπές κάμψης του ζυγώματος

Η επιρροή της στροφής  $\Delta s/l$  επί των λόγων των ροπών κάμψης της δοκού του 1<sup>ου</sup> ορόφου του πλαισίου  $M/M_0$  και των αξονικών δυνάμεων των ακραίων υποστυλωμάτων  $V/V_0$  παρουσιάζονται στο σχήμα 4.17. Οι επιλύσεις πραγματοποιήθηκαν για εύκαμπτα, μεσαίας ευκαμψίας και άκαμπτα πλαίσια. Υπενθυμίζεται ότι τα μεγέθη  $M_0$  και  $V_0$  αντιστοιχούν στην υποθετική περίπτωση όπου παραλείπεται ο υπολογισμός με βάση την μέθοδο της αλληλεπιδράσεως, δηλαδή θεωρείται ότι δεν αναπτύσσονται ούτε μετατοπίσεις ούτε στροφές στις θεμελιώσεις, προκειμένου να κριθεί αν και πότε έχει έννοια η παράλειψη της αλληλεπιδράσεως κατά τους υπολογισμούς. Πολύ υψηλότερες τιμές στα εντατικά μεγέθη εκτιμήθηκαν με βάση τις επιλύσεις όπου λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση. Η επιρροή της είναι ουσιαστική στις περιπτώσεις εύκαμπτης θεμελιώσεως. Για μικρές τιμές της στροφής ( $\Delta s/l < 0.001$ ) σε σχετικώς εύκαμπτα πλαίσια η συνεκτίμηση της αλληλεπιδράσεως δεν διαφοροποιεί τα αποτελέσματα, ενώ για τιμές της στροφής αρκετά μεγαλύτερες από την  $\Delta s/l = 1/500$  παρατηρούνται μικρές αποκλίσεις στα σχετικά μεγέθη της ανωδομής. Για άκαμπτα ή ακόμη και μέσης ευκαμψίας πλαίσια οι σχετικές ανακατανομές διαπιστώνονται για πολύ μικρές τιμές της στροφής. Στο σχήμα 4.18 παρουσιάζεται η μεταβολή των εντατικών μεγεθών συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας του πλαισίου. Ο υπολογισμός με μέθοδο αλληλεπιδράσεως θα μπορούσε να παραλειφθεί στις περιπτώσεις άκαμπτης θεμελιώσεως ή πολύ εύκαμπτης ανωδομής. Ωστόσο, στις

περιπτώσεις εύκαμπτης θεμελίωσης η μέθοδος της αλληλεπίδρασης πρέπει οπωσδήποτε να λαμβάνεται υπόψη κατά τους υπολογισμούς.



Σχήμα 4.17: Λόγος εντατικών μεγεθών ανωδομής συναρτήσει της στρωφής

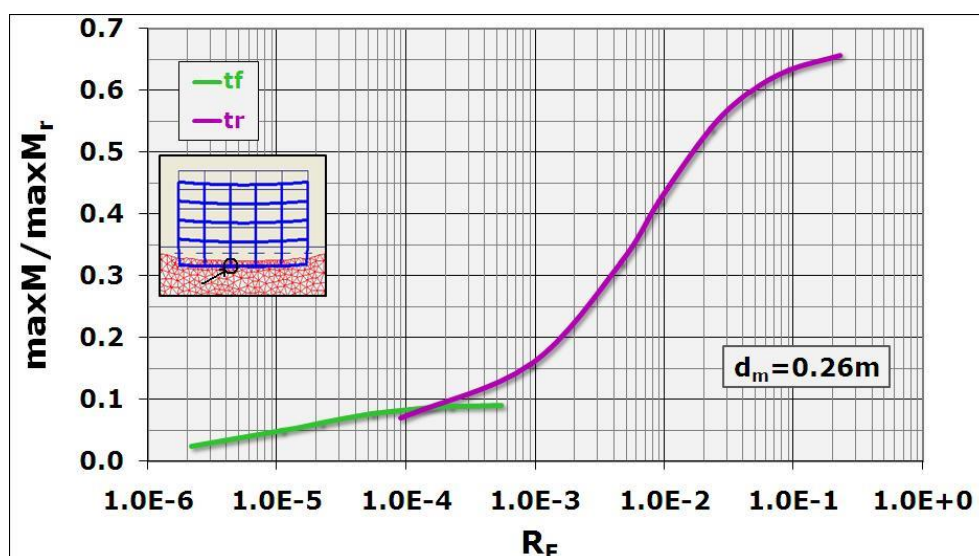


Σχήμα 4.18: Επιρροή του συντελεστή σχετικής ακαμψίας επί των εντατικών μεγεθών

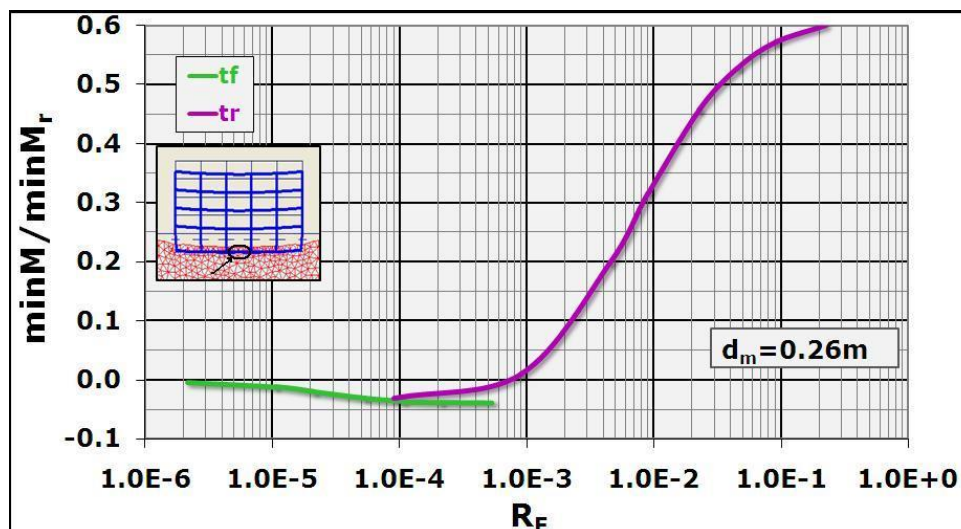
Στον Πίνακα 4.1 παρατίθενται κάποια αριθμητικά αποτελέσματα που αφορούν σε τιμές συντελεστή σχετικής ακαμψίας της πλάκας θεμελιώσεως ( $R_F = E_b x I / E_x L^3$ ), σε μέγιστες καμπτικές ροπές ( $\max M$ ) που αναπτύσσονται στην εύκαμπτη πλάκα θεμελιώσεως, σε αντίστοιχες τιμές των διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta s$  και των στροφών  $\Delta s/l$ . Το μέγεθος της μέγιστης ροπής κάμψης που αναπτύσσεται σε θέση στηρίξεως (3<sup>ο</sup> υποστύλωμα) μίας πολύ άκαμπτης πλάκας κοιτοστρώσεως (πάχους  $t=10m$ ) εκτιμήθηκε με τιμή  $\max M_r = 1206.9 kNm/m$ . Η μεταβολή των ροπών κάμψης της πλάκας θεμελιώσεως συναρτήσει του δείκτη  $R_F = E_b x I / E_x L^3$  παρουσιάζεται στα σχήματα 4.19 και 4.20. Οι αναλύσεις αφορούν σε πλαίσιο μεσαίας ευκαμψίας (πάχος δοκού  $d_m = 0.26m$ ). Ο συντελεστής σχετικής ακαμψίας της θεμελιώσεως  $R_F$  έχει εκτιμηθεί για διάφορες τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους, ενώ η ακαμψία  $E_b x I$  εξαρτάται μόνο από το πάχος της πλάκας θεμελιώσεως ( $t_f = 0.20m$  ή  $t_f = 1.50m$ ). Συνεπώς, ο λόγος αυτός  $R_F = E_b x I / E_x L^3$  μεταβάλλεται ανάλογα με την συμπίεστικότητα του εδάφους.

Πίνακας 4.1: Αριθμητικά αποτελέσματα των  $R_F$ ,  $\max M$ ,  $\Delta s$  και  $\Delta s/l$

E (MPa)	$E_b x I / E_x L^3$ ( $\times 10^{-6}$ )	$\max M$ (KNm/m)	$\Delta s$ (mm)	$\Delta s/l$ ( $\times 10^{-3}$ )
2	533	110.2	11.60	2.320
5	213	107.4	10.36	2.072
20	53	93.8	6.96	1.392
50	21	76.0	4.38	0.876
500	2	30.0	0.77	0.153



Σχήμα 4.19: Λόγος ροπών κάμψης στην στήριξη της πλάκας θεμελιώσεως συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας  $R_F$



**Σχήμα 4.20:** Λόγος ροπών κάμψεως στο άνοιγμα της πλάκας θεμελιώσεως συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας  $R_F$

Τα κανονικοποιημένα διαγράμματα  $M/M_0$  και  $V/V_0$  μπορούν να αξιολογηθούν με δύο τρόπους:

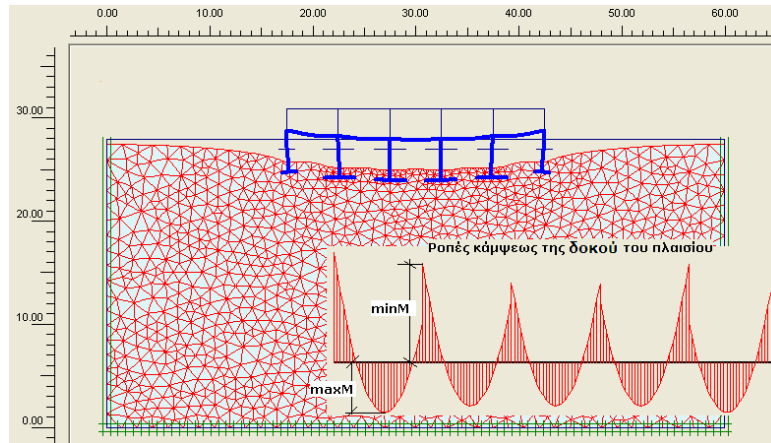
i) Για την εκτίμηση των πιθανών αποκλίσεων από τις προβλέψεις υπολογισμών που έγιναν χωρίς να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους. ii) Για την εκτίμηση των επιπτώσεων που οφείλονται σε τυχόν ανεπιτυχή επιλογή του μέτρου ελαστικότητας (με υποεκτίμηση ή υπερεκτίμηση της τιμής του  $E$ ). Για την καλύτερη κατανόηση αυτής της έννοιας παρατίθεται το παράδειγμα που ακολουθεί: Υποθέτοντας ότι το πραγματικό μέτρο ελαστικότητας του εδάφους είναι  $E=35\text{MPa}$ , τότε ο λόγος  $\max M_{\text{πραγμ}}/\max M_0$  υπολογίζεται ίσος με 1.38 (σχήμα 4.14). Εάν όμως έχει γίνει υποεκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας της τάξεως του 1.75 και ληφθεί με τιμή  $E=20\text{MPa}$  τότε ο λόγος των ροπών κάμψεως εκτιμάται  $\max M/\max M_0=1.774$ . Επομένως, θα ισχύει  $\max M_{\text{πραγμ}}/\max M=1.38/1.774=0.78$ , που σημαίνει υπερεκτίμηση της τιμής της  $\max M$ . Εάν το μέτρο ελαστικότητας  $E$  έχει υπερεκτιμηθεί με τιμή  $E=50\text{MPa}$  τότε ο αντίστοιχος λόγος των ροπών κάμψεως στο άνοιγμα της δοκού θα είναι  $\max M/\max M_0=1.26$ . Τελικώς, ο εκτιμώμενος λόγος θα είναι  $\max M_{\text{πραγμ}}/\max M=1.38/1.26=1.10$ . Σε αυτήν την περίπτωση η υποεκτίμηση της ροπής κάμψεως  $\max M$  επικαλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας. Αυτό σημαίνει ότι οι υπερεκτιμημένες ή υποεκτιμημένες τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους μπορεί να οδηγήσουν σε αρκετά μικρές διαφοροποιήσεις μεταξύ πραγματικών και προβλεπόμενων μεγεθών των καμπτικών ροπών.



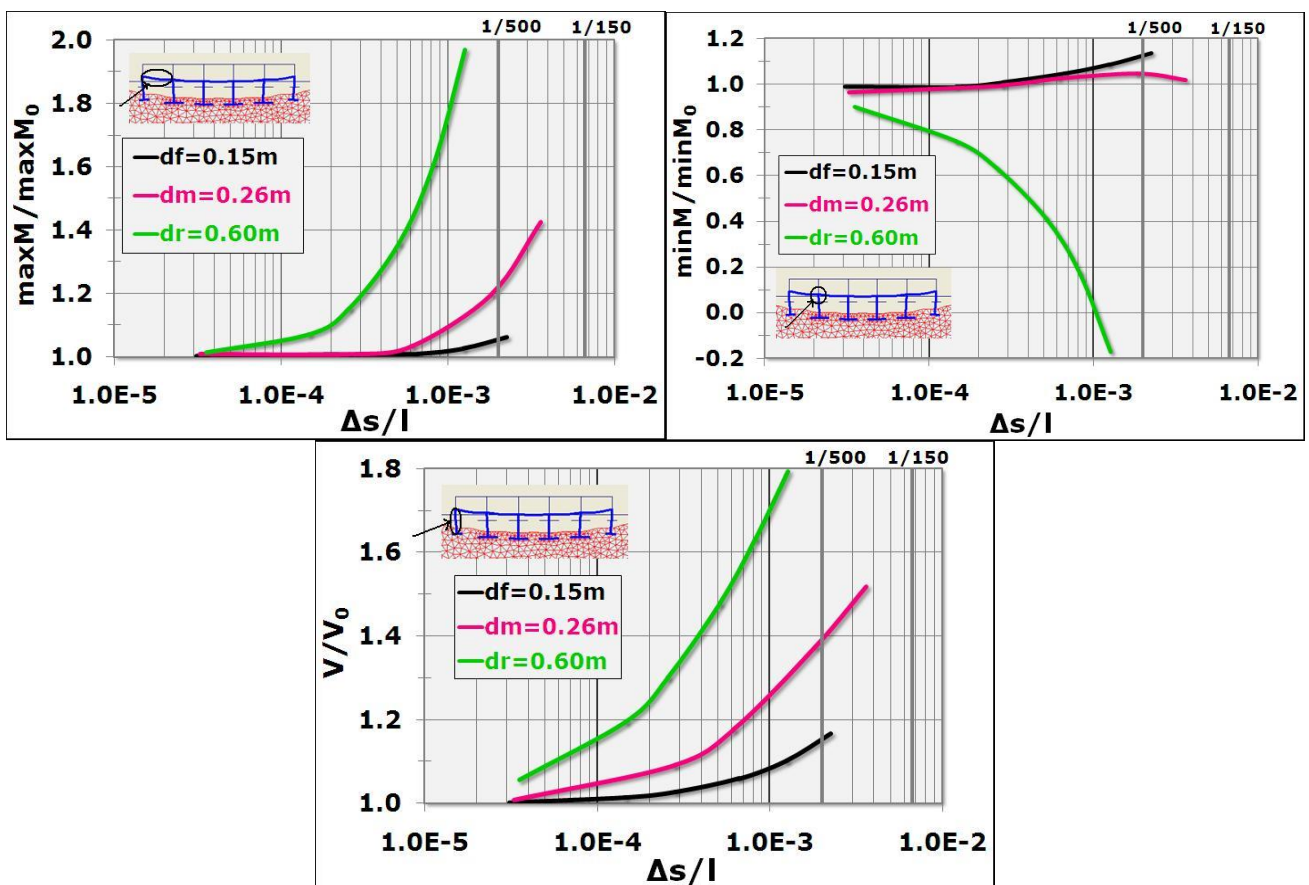
Από την σύγκριση μεταξύ των συγκεντρωτικών αποτελεσμάτων που αφορούν στην περίπτωση της εύκαμπτης θεμελιώσεως διαπιστώνεται ότι τα μεσαίας ευκαμψίας και άκαμπτα πλαίσια παρουσιάζουν σημαντικότερες ανακατανομές στις τιμές των καμπτικών ροπών και αξονικών δυνάμεων από εκείνες που εκτιμώνται για εύκαμπτα πλαίσια. Σημειώνονται επίσης ουσιαστικές ανακατανομές στα μεγέθη αυτά ακόμη και για τιμές της στροφής  $\Delta s/l$  πολύ μικρότερες από το «αποδεκτό» όριο  $1/500$ . Οι μεγάλες διαφορικές καθιζήσεις είναι προφανές ότι αναπτύσσονται σε εύκαμπτες θεμελιώσεις και σε περιπτώσεις εύκαμπτης ανωδομής. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι η ανάπτυξη των ροπών κάμψεως και των αξονικών φορτίων στις περιπτώσεις εύκαμπτων πλαισίων επηρεάζεται σημαντικά από τιμές της στροφής πολύ μεγαλύτερες από το “αποδεκτό” έως σήμερα όριο  $\Delta s/l=1/500$ . Επίσης, για την άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως σημειώνεται ότι, παρέχει το πλεονέκτημα του περιορισμού των διαφορικών καθιζήσεων ενώ αναπτύσσονται σε αυτήν πολύ μεγάλες καμπτικές ροπές. Όσο η σχετική ακαμψία της πλάκας θεμελιώσεως ως προς το έδαφος απομειώνεται παρατηρείται μία δραστική απομείωση των  $\max M$ . Αν και το αντίστοιχο διάγραμμα απεικονίζει δύο διαφορετικές καμπύλες, στην πραγματικότητα φαίνεται να υπάρχει μία ενιαία συσχέτιση ανάμεσα στις τιμές του συντελεστή σχετικής ακαμψίας της θεμελιώσεως  $R_F$  οι οποίες κυμαίνονται από  $10^{-6}$  έως  $10^{-1}$  περίπου.

#### 4.3.1.3 Πλαίσιο πέντε ανοιγμάτων με 1 όροφο

Εξετάσθηκε για λόγους συγκρίσεως το ίδιο πλαίσιο των πέντε ανοιγμάτων υπό την παραδοχή ενός μόνο ορόφου. Μελετήθηκαν τρεις περιπτώσεις ακαμψίας της ανωδομής: i)  $d_f=0.15\text{m}$  (εύκαμπτο), ii)  $d_m=0.26\text{m}$  (μεσαίας ευκαμψίας) και iii)  $d_r=0.60\text{m}$  (άκαμπτο). Η θεμελίωση προσομοιώθηκε με μεμονωμένα πέδιλα ή πλάκα κοιτοστρώσεως. Στο σχήμα 4.21 δίδεται το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και το διάγραμμα των ροπών κάμψεως του ζυγώματος για μία τυπική περίπτωση επιλύσεως για θεμελίωση με **μεμονωμένα πέδιλα**. Στο σχήμα 4.22 παρουσιάζονται διαγράμματα μεταβολής του λόγου των  $\max M/\max M_0$ ,  $\min M/\min M_0$  και  $V/V_0$  συναρτήσει της στροφής  $\Delta s/l$ .



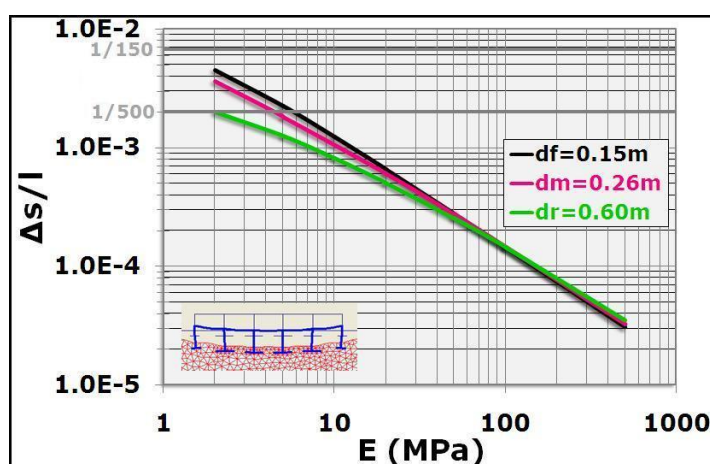
Σχήμα 4.21: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και διάγραμμα καμπτικών ροπών



Σχήμα 4.22: Επιρροή της στροφής επί των εντατικών μεγεθών ανωδομής

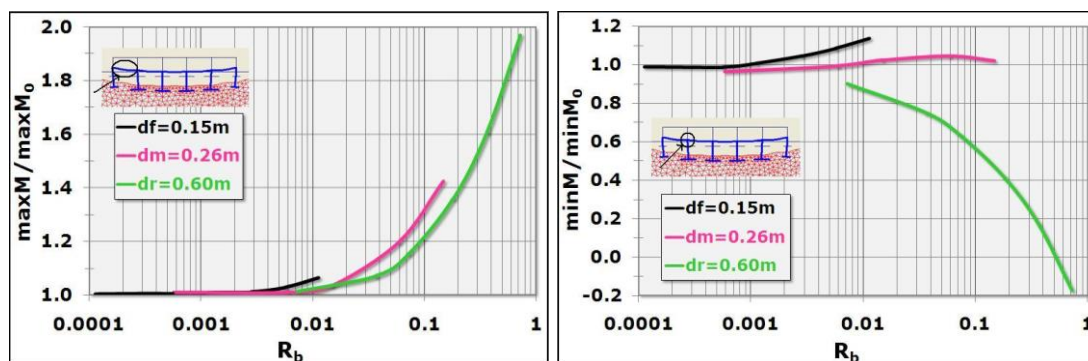
Οι μεγαλύτερες ανακατανομές στα παραπάνω μεγέθη σχετικά με τα αντίστοιχα που υπολογίσθηκαν χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση παρατηρούνται στις περιπτώσεις άκαμπτης ανωδομής, παρ' όλο που υπολογίσθηκαν πολύ μικρές διαφορικές καθιζήσεις με τιμές της στροφής μικρότερες από  $\Delta s/l = 0.002 = 1/500$ . Τα εντατικά μεγέθη εύκαμπτων ή μεσαίας ευκαμψίας πλαισίων δεν φαίνεται να επηρεάσθηκαν από την συνεκτίμηση της αλληλεπίδρασης με εξαίρεση πολύ

μεγάλες τιμές της στροφής ( $\Delta s/l > 1/500$ ). Γενικώς, οι μέγιστες ροπές κάμψεως και το αξονικό φορτίο του ακραίου υποστυλώματος υπολογίζονται με μεγαλύτερες τιμές κατά τις επιλύσεις όπου λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση, ενώ οι ελάχιστες ροπές κάμψεως (δηλαδή σε θέση στηρίξεως) αντίστοιχα με μικρότερες τιμές. Η ακαμψία της ανωδομής φαίνεται να έχει επίδραση στην ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων για σχετικώς χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους ( $E < 20 \text{MPa}$  περίπου). Πρακτικώς, από το σχετικό διάγραμμα (Σχήμα 4.23) παρατηρείται μία σχεδόν γραμμική αύξηση της στροφής  $\Delta s/l$  συναρτήσει της απομείωσης του μέτρου  $E$ .



Σχήμα 4.23: Επιρροή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους επί των στροφών

Στα σχήματα 4.24 και 4.25 παρουσιάζεται η μεταβολή των λόγων  $\max M/\max M_0$ ,  $\min M/\min M_0$  και  $V/V_0$  συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας της ανωδομής.

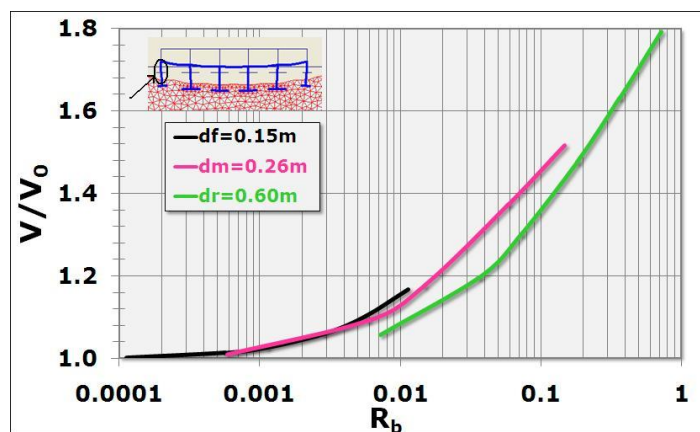


Σχήμα 4.24: Επιρροή του συντελεστή σχετικής ακαμψίας επί των ροπών ανοίγματος

Για τιμές του συντελεστή  $R_b > 0.01$  παρατηρούνται διαφοροποιήσεις στους λόγους των εντατικών μεγεθών συναρτήσει της σχετικής ακαμψίας της ανωδομής. Πολύ σημαντική είναι η επιρροή της αλληλεπίδρασης επί των υπό ενδιαφέρων μεγεθών

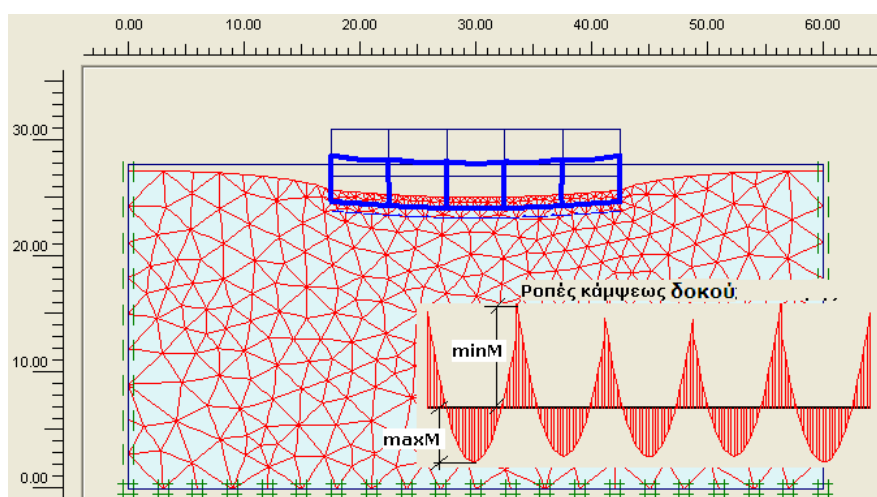


στην περίπτωση άκαμπτων πλαισίων. Αν οι υπολογισμοί έχουν γίνει χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση οι ροπές κάμψης σε θέση στηρίξεως είναι αρκετά μεγαλύτερες ενώ οι ροπές ανοίγματος πολύ μικρότερες ιδίως για μεγάλες τιμές του συντελεστή  $R_b$ .



**Σχήμα 4.25:** Επιρροή του συντελεστή σχετικής ακαμψίας επί των αξονικών δυνάμεων

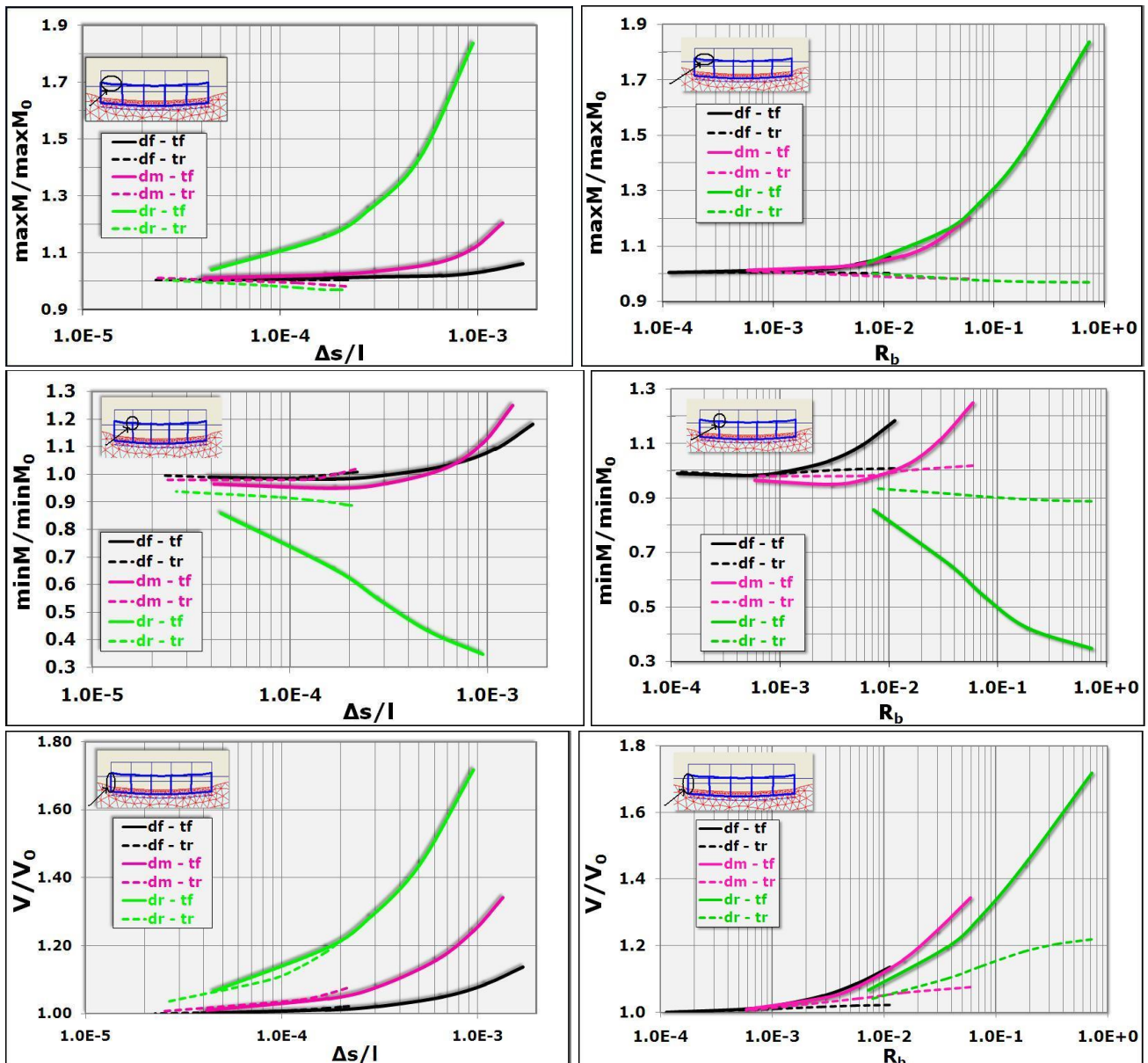
Στην περίπτωση θεμελιώσεως με **πλάκα κοιτοστρώσεως** εξετάσθηκαν δύο ακραίες περιπτώσεις του πάχους της με  $t_f=0.20m$  ή  $t_f=1.50m$ , ομοίως με τα προηγούμενα πλαίσια. Στο σχήμα 4.26 δίδεται τυπικό σχέδιο του βστυλου πλαισίου και το αντίστοιχο διάγραμμα των καμπτικών ροπών του ζυγώματος. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται υπό την μορφή διαγραμμάτων στο σχήμα 4.27.



**Σχήμα 4.26:** Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και συμβολισμοί των ροπών κάμψης της δοκού

Οι στροφές που υπολογίζονται είναι σχετικά μικρές. Εντούτοις, η ουσιαστική επιρροή της ακαμψίας της ανωδομής και της θεμελιώσεως διαπιστώνεται ακόμη και για αυτές τις μικρές τιμές της στροφής  $\Delta s/l$ . Η αλληλεπίδραση ανωδομής –

εδάφους θεμελιώσεως δεν θα μπορούσε να παραληφθεί στην περίπτωση εύκαμπτης θεμελιώσεως και κυρίως για άκαμπτη ανωδομή, όπως άλλωστε διαπιστώθηκε και από τα προηγούμενα αποτελέσματα.



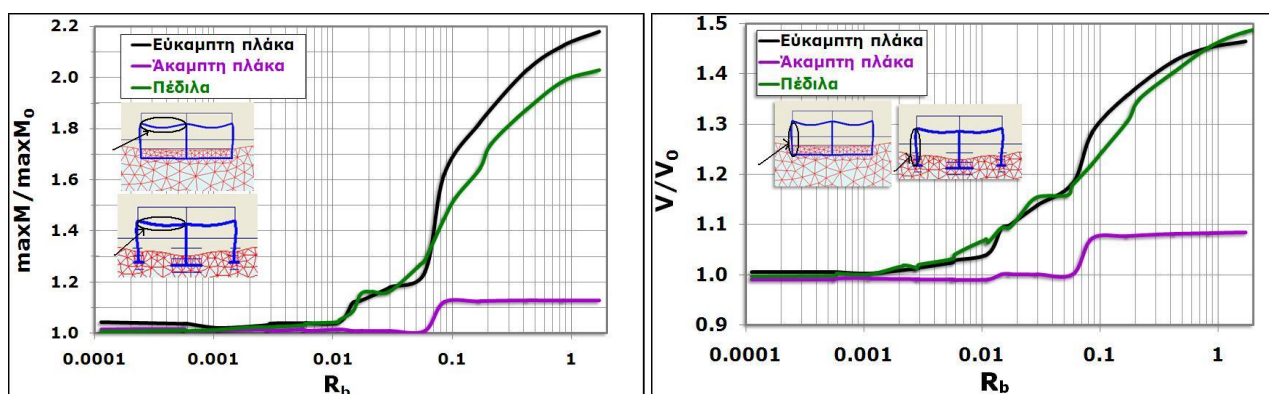
Σχήμα 4.27: Επιρροή της στροφής ή του δείκτη  $R_b$  επί των εντατικών μεγεθών ανωδομής

### 4.3.2 Επιρροή του τύπου θεμελιώσεως

Σχεδιάσθηκαν συγκεντρωτικά διαγράμματα μεταβολής των εντατικών μεγεθών συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας της ανωδομής, καθώς και διαγράμματα μεταβολής της στροφής και του λόγου  $\Delta s/\max s$  συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους για την διερεύνηση της επιρροής του τύπου της θεμελιώσεως.

4.3.2.1 *3στυλο πλαίσιο με 1 όροφο*

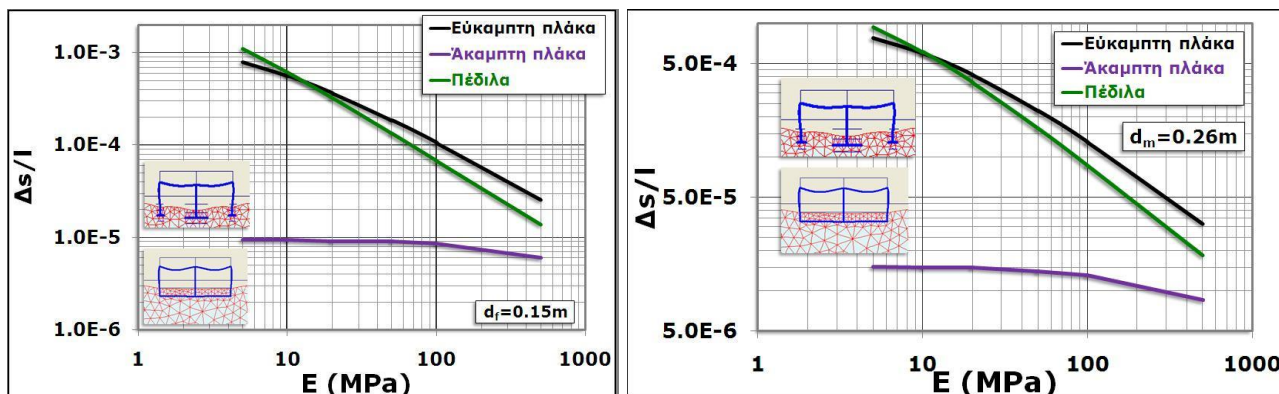
Συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα από τις επιλύσεις για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα με τα αντίστοιχα για θεμελίωση με πλάκα κοιτοστρώσεως στην περίπτωση του τριστυλου πλαισίου με έναν όροφο, λαμβάνοντας υπόψη τις τρεις οριακές τιμές ισοδύναμου πάχους ζυγώματος ( $d_f$ ,  $d_m$ ,  $d_r$ ) που μελετήθηκαν (σχήματα 4.28 έως 4.30).



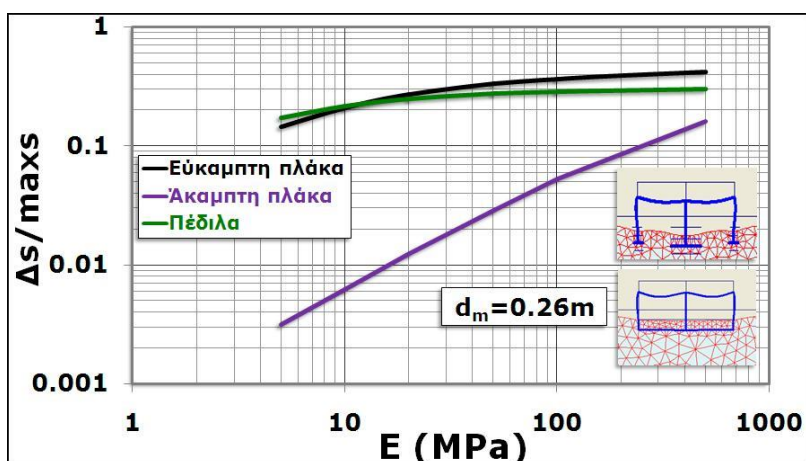
**Σχήμα 4.28:** Ανακατανομή των εντατικών μεγεθών ανωδομής συναρτήσει του  $R_b$

Συγκρίνοντας τις δύο περιπτώσεις τύπων θεμελίωσης συμπεραίνεται ότι για την περίπτωση θεμελίωσης με άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως το προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως δεν επηρεάζει την εκτίμηση των κρίσιμων εντατικών μεγεθών. Η περίπτωση θεμελίωσης με μεμονωμένα πέδιλα σχεδόν προσεγγίζει την περίπτωση θεμελίωσης με εύκαμπτη πλάκα συγκρίνοντας τις ίδιες τιμές του συντελεστή σχετικής ακαμψίας ανωδομής. Για μεγάλη σχετική ακαμψία ανωδομής, μόνο στην περίπτωση της εύκαμπτης θεμελίωσης (μεμονωμένα πέδιλα ή εύκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως) έχουμε κρίσιμες ανακατανομές στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής. Η αύξηση του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους έχει σημαντική επίδραση στην ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων στις περιπτώσεις εύκαμπτης θεμελίωσης (μεμονωμένα πέδιλα ή εύκαμπτη κοιτόστρωση), όπως άλλωστε αναμενόταν. Στην περίπτωση άκαμπτης κοιτόστρωσης η μεταβολή της συμπιεστότητας του εδάφους δεν επηρεάζει τις διαφορικές καθιζήσεις και στροφές. Διαφοροποιήσεις στις τιμές της στροφής μεταξύ εύκαμπτης και άκαμπτης θεμελίωσης διαπιστώνονται ακόμη και για πολύ μεγάλες τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους. Στο Σχήμα 4.30 απεικονίζεται η μεταβολή του λόγου  $\Delta s/\max s$  συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους για μεσαίας ευκαμψίας πλαίσιο, όπου  $\Delta s$  η

διαφορική καθίζηση μεταξύ δύο γειτονικών υποστυλωμάτων και  $\max_s$  η απόλυτη μέγιστη καθίζηση.



Σχήμα 4.29: Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους



Σχήμα 4.30: Επιρροή της στροφής επί των ροπών κάμψης στην στήριξη της δοκού

Η συμπεριφορά της θεμελιώσεως με μεμονωμένα πέδιλα προσεγγίζει την αντίστοιχη με εύκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως. Για τις συγκεκριμένες περιπτώσεις εύκαμπτης θεμελιώσεως, διαπιστώνεται ότι ο λόγος  $\Delta s/\max_s$  απομειώνεται ελαφρώς με την αύξηση της συμπίεσότητας του εδάφους. Στις εύκαμπτες θεμελιώσεις, η αύξηση της συμπίεσότητας του εδάφους προκαλεί και αύξηση της απόλυτης μέγιστης καθιζήσεως, η οποία αναπτύσσεται στην θέση του κεντρικού υποστυλώματος σχετικά με την ελάχιστη τιμή της στην ακραία θέση θεμελιώσεως, με αποτέλεσμα μεγάλες διαφορικές καθιζήσεις. Με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους μειώνονται οι μέγιστες καθιζήσεις, μειώνονται και οι αντίστοιχες διαφορικές ως αποτέλεσμα της μεγαλύτερης εδαφικής ακαμψίας. Στην περίπτωση της άκαμπτης πλάκας θεμελιώσεως, η παραμορφωσιμότητα του

εδάφους επηρεάζει εντονότερα την μεταβολή του αδιαστατοποιημένου λόγου  $\Delta s/\max s$  σχετικώς με τις εύκαμπτες θεμελιώσεις. Η απόλυτη μέγιστη καθίζηση που αναπτύσσεται στην άκαμπτη πλάκα θεμελιώσεως είναι ουσιαστικώς σχεδόν ενιαία σε όλο το πλάτος της (πρακτικώς πολύ μικρές διαφορικές καθιζήσεις  $\Delta s$ ). Με την αύξηση της συμπίεστότητας του εδάφους αυξάνει η μέγιστη καθίζηση στην άκαμπτη πλάκα με αποτέλεσμα πολύ μικρούς λόγους  $\Delta s/\max s$ , δεδομένου ότι οι αντίστοιχες διαφορικές καθιζήσεις εξακολουθούν να είναι πολύ μικρές, λόγω της μεγάλης ακαμψίας της πλάκας θεμελιώσεως.

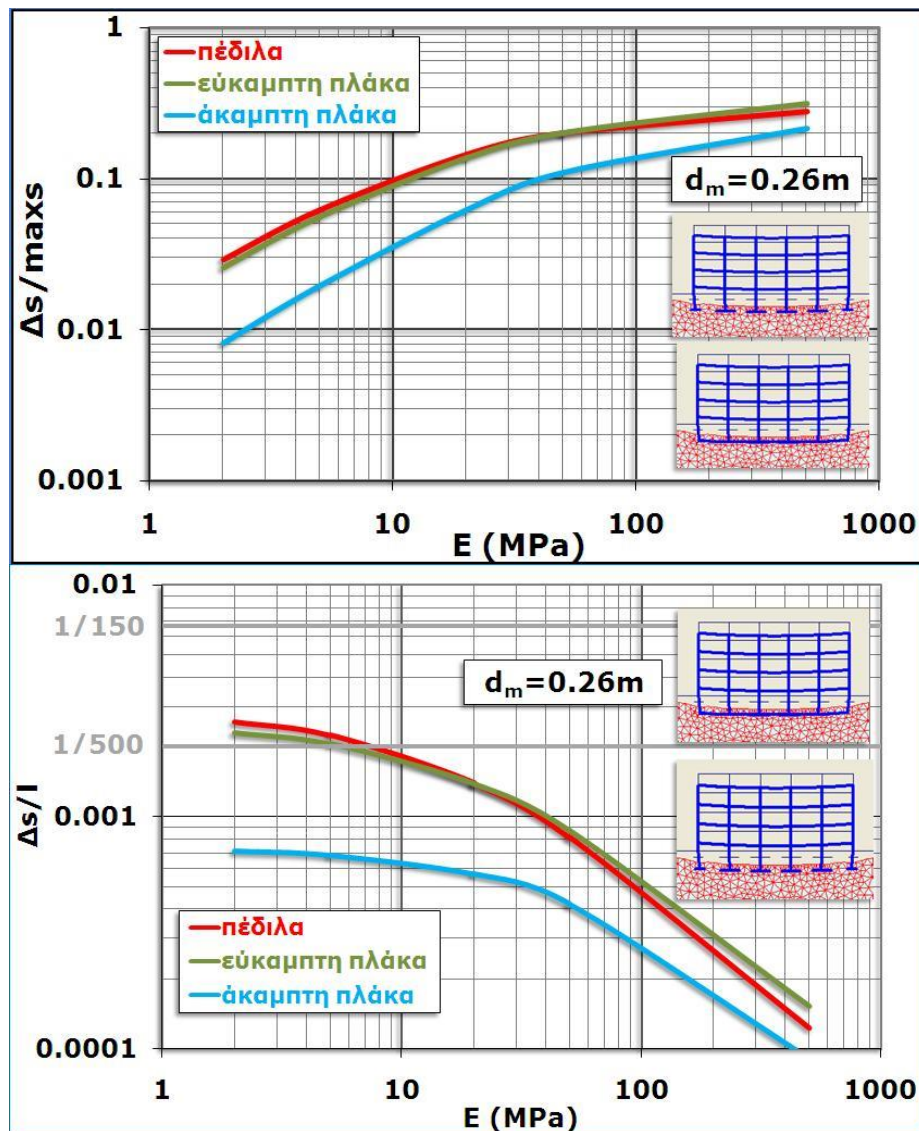
Για τις χαμηλότερες τιμές του  $E$  σημειώνεται δραστική μείωση στον λόγο  $\Delta s/\max s$ , και σε αυτές τις περιπτώσεις εκτιμήθηκαν οι μεγαλύτερες ανακατανομές στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής. Για τις εύκαμπτες θεμελιώσεις οι τιμές του λόγου  $\Delta s/\max s$  κυμαίνονται από 0.1 έως 0.4. Οι Terzaghi et al. (1996) πρότειναν ότι για πέδιλα σε άμμο η διαφορική καθίζηση  $\Delta s$  δεν θα πρέπει να ξεπερνά το 75% της μέγιστης καθιζήσεως. Οι Terzaghi & Peck (1948) πρότειναν οριακή μέγιστη καθίζηση 25mm δεδομένου ότι οι συνηθισμένες κατασκευές μπορούν να αντέξουν 20mm διαφορική καθίζηση ( $\Delta s/\max s=20/25=0.8$ ). Για κοιτοστρώσεις η οριακή μέγιστη καθίζηση μπορεί να αυξηθεί σε 50mm ( $\Delta s/\max s=20/50=0.4$ ). Από τις αναλύσεις διαπιστώθηκε ότι για τιμές του λόγου  $\Delta s/\max s=0.1$  περίπου για τις εύκαμπτες θεμελιώσεις τα εντατικά μεγέθη της ανωδομής διαφοροποιούνται σημαντικά αν ο υπολογισμός έχει γίνει χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση. Αντίστοιχα, ο Bjerrum (1963) έχει προτείνει για τις αργίλους τιμές του λόγου  $\Delta s/\max s=0.3$  έως 0.5 ενώ για τις άμμους  $\Delta s/\max s=0.5$  έως 1.0. Ο Coduto (1994) πρότεινε τιμή του λόγου  $\Delta s/\max s=0.5$  έως 0.75 για εξαιρετικά ομοιογενή εδαφικά στρώματα.

#### 4.3.2.2 Βστυλο πλαίσιο με 4 ορόφους

Στο σχήμα 4.31 παρουσιάζονται διαγράμματα μεταβολής του λόγου  $\Delta s/\max s$  και της στροφής  $\Delta s/l$  συναρτήσεως του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους. Επιλέχθηκε η αντιπροσωπευτικότερη περίπτωση μεσαίας ευκαμψίας ανωδομής  $d_m=0.26m$ . Από τις συγκρίσεις των αποτελεσμάτων μεταξύ των δύο τύπων θεμελιώσεως (μεμονωμένα πέδιλα ή πλάκα κοιτοστρώσεως) διαπιστώθηκε η σημαντική επιρροή της ακαμψίας της θεμελιώσεως στην ανάπτυξη των μέγιστων, των διαφορικών καθιζήσεων και των στροφών. Υπενθυμίζεται ότι  $\Delta s$  είναι η διαφορική καθίζηση



μεταξύ του εξωτερικού και του γειτονικού του υποστυλώματος, ενώ  $\max_s$  η μέγιστη καθίζηση η οποία μετρήθηκε στο τρίτο υποστυλωμα (εσωτερικό).



Σχήμα 4.31: Μεταβολή του λόγου  $\Delta s / \max_s$  και  $\Delta s / l$  συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους

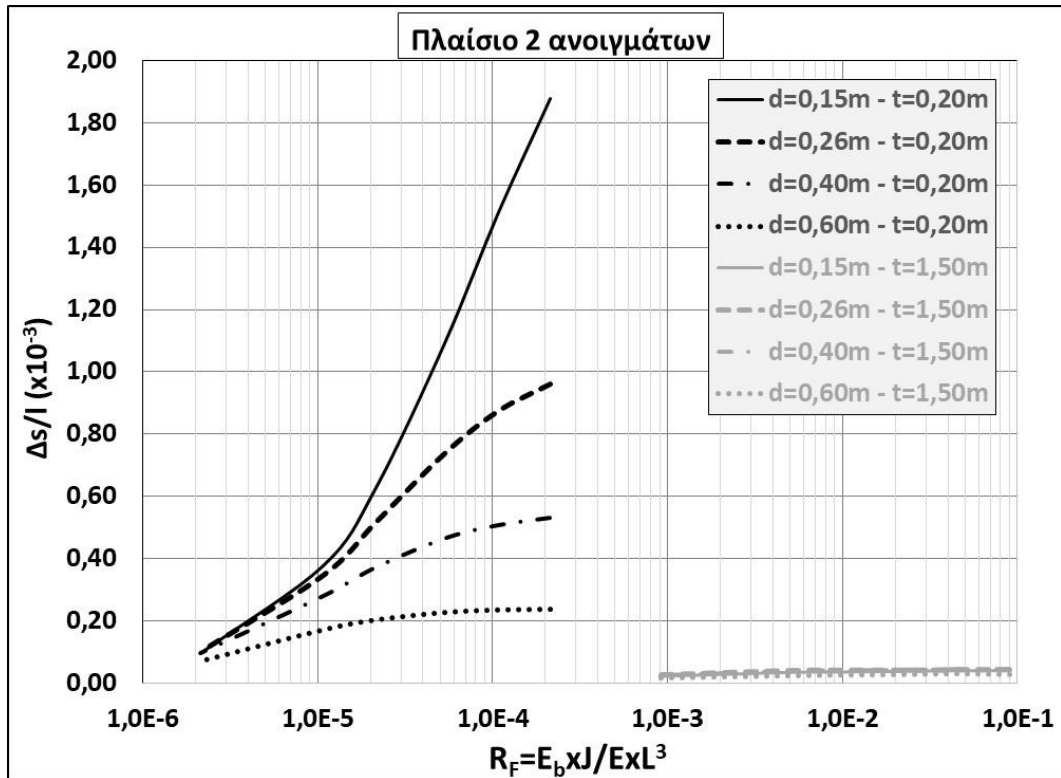
Η περίπτωση θεμελιώσεως επί μεμονωμένων πεδύλων προσεγγίζει την περίπτωση θεμελιώσεως με εύκαμπτη πλάκα. Ουσιαστικές είναι οι διαφορές μεταξύ εύκαμπτης και άκαμπτης πλάκας κοιτοστρώσεως ιδίως με την αύξηση της συμπίεσότητας του εδάφους με γενικώς πολύ μικρότερους λόγους  $\Delta s / \max_s$  στις περιπτώσεις άκαμπτης θεμελιώσεως, όπως άλλωστε ήδη διαπιστώθηκε και κατά τις αντίστοιχες συγκρίσεις που αφορούν στο τρίστυλο πλαίσιο. Ενώ για αυξημένες τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους οι διαφορικές καθιζήσεις φαίνεται

ότι απομειώνονται, οι αντίστοιχοι λόγοι  $\Delta s/\max s$  αυξάνουν σε κάθε περίπτωση θεμελιώσεως. Για την συγκεκριμένη περίπτωση μεσαίας ευκαμψίας πλαισίου ο λόγος  $\Delta s/\max s$  φτάνει την τιμή 0.30 περίπου (για εξαιρετικά δύσκαμπτα εδάφη). Οι τιμές του λόγου  $\Delta s/\max s$ , όπως προτείνονται από την βιβλιογραφία, κυμαίνονται από 0.3 έως 1.0 ως επιτρεπόμενα όρια (Holtz (1991), Coduto (1994), Bjerrum (1963)). Ωστόσο, από τις παραπάνω επιλύσεις εκτιμήθηκαν μεγάλες ανακατανομές κυρίως στις ροπές κάμψεως της ανωδομής σχετικώς με την συνεκτίμηση της αλληλεπιδράσεως για μικρές τιμές του λόγου  $\Delta s/\max s$  (0.03 έως 0.08 στην περίπτωση εύκαμπτων θεμελιώσεων) με τιμές της στροφής  $\Delta s/l$  κοντά στο όριο  $1/500=0.002$ .

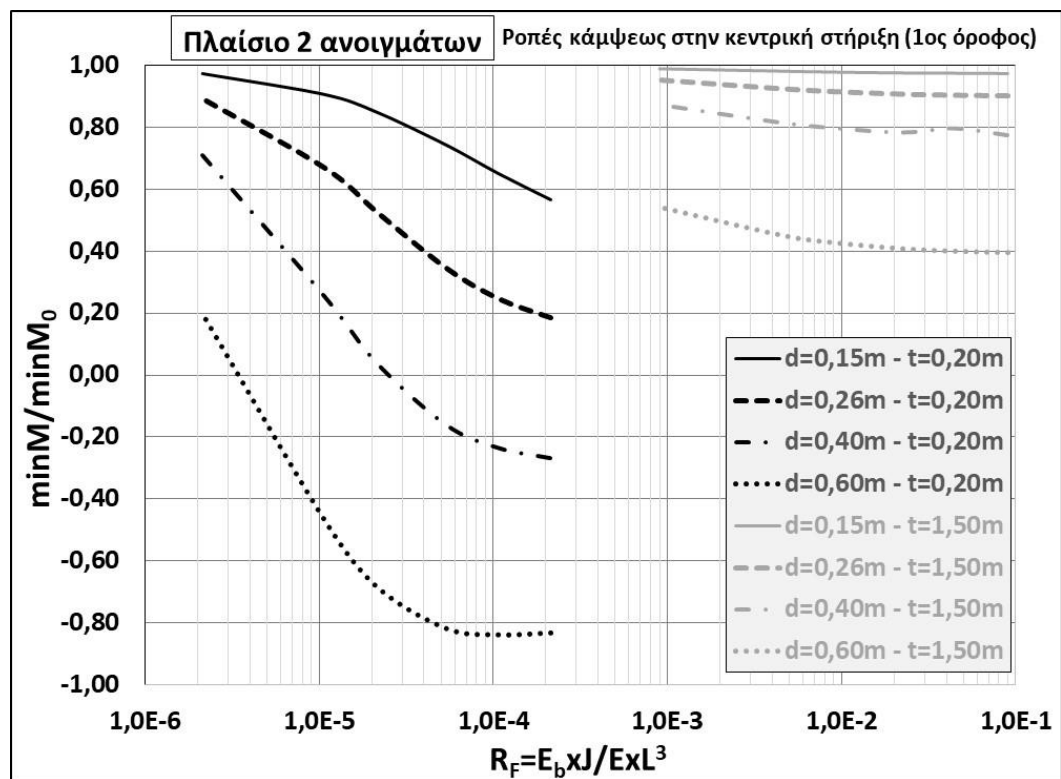
#### 4.3.3 *Επιρροή ακαμψίας θεμελιώσεως*

Η μεταβολή της στροφής και των ροπών κάμψεως του ζυγώματος συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας της πλάκας θεμελιώσεως για τα πλαίσια των 2 και 5 ανοιγμάτων με 4 ορόφους, δίδονται στα σχήματα 4.32 έως 4.37. Ο συντελεστής  $R_F = \Sigma E_b \chi l / E \chi L^3$  έχει υπολογισθεί για σταθερή ακαμψία πλάκας θεμελιώσεως για την περίπτωση πολύ εύκαμπτης, πάχους  $t=0,20m$ , ή πολύ άκαμπτης, πάχους  $t=1,50m$ , ενώ μεταβλήθηκε το μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους από  $E=2MPa$  έως  $E=500MPa$ . Οι αναλύσεις αφορούν σε διάφορες περιπτώσεις ακαμψίας ζυγώματος, με πάχος  $d=0,15m$  έως  $0,60m$ . Από τα αποτελέσματα αυτά διαπιστώνεται ότι η ακαμψία του ζυγώματος δεν επηρεάζει τα μεγέθη των ροπών κάμψεως όταν η θεμελίωση είναι άκαμπτη, δηλαδή για υπολογισμένες τιμές του συντελεστή  $R_F > 10^{-3}$  έως  $R_F = 10^{-1}$ . Αντιθέτως στην περίπτωση εύκαμπτης θεμελιώσεως με τιμές  $R_F < 2 \times 10^{-4}$  περίπου έως  $R_F = 10^{-6}$ , οι διαφορικές καθιζήσεις στα εύκαμπτα πλαίσια είναι σημαντικές, ενώ πολύ μικρή είναι η ανακατανομή των εντατικών μεγεθών, η οποία παρατηρείται ουσιαστική όσο αυξάνει η ακαμψία της ανωδομής. Οι τιμές αυτές του συντελεστή  $R_F$  είναι ενδεικτικές, εκτιμήθηκαν για το 3στυλο πλαίσιο των δύο ανοιγμάτων και εξαρτώνται και από το πλάτος των πλαισίων. Αντίστοιχα είναι τα αποτελέσματα και για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων, αλλά με αρκετά μεγαλύτερες διαφορικές καθιζήσεις και αρκετά μεγαλύτερους λόγους εντατικών μεγεθών.

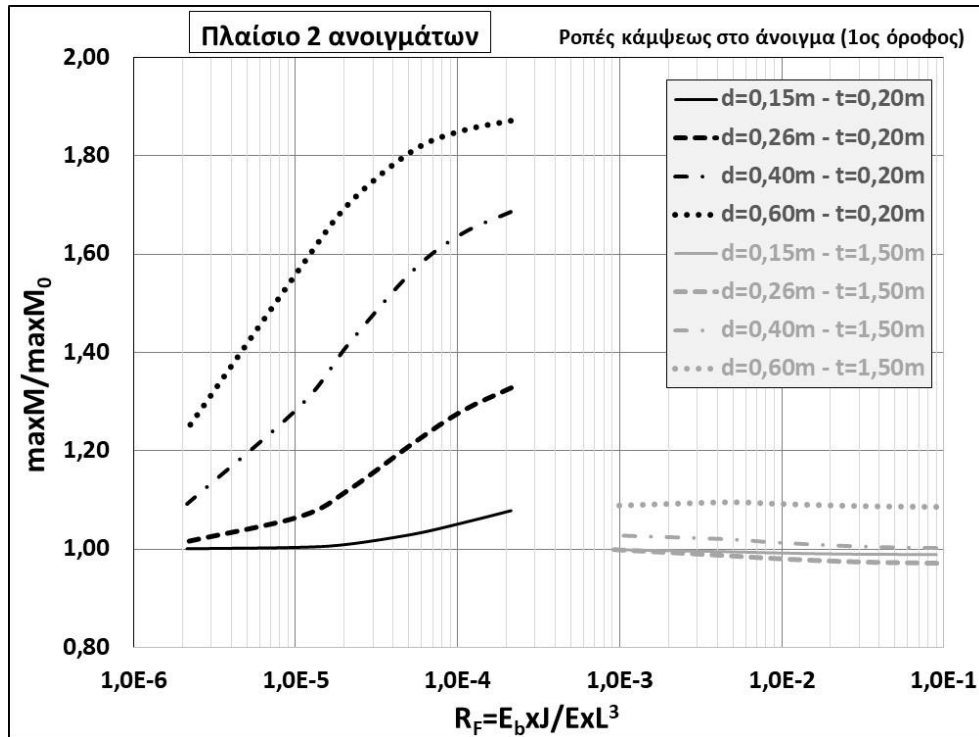




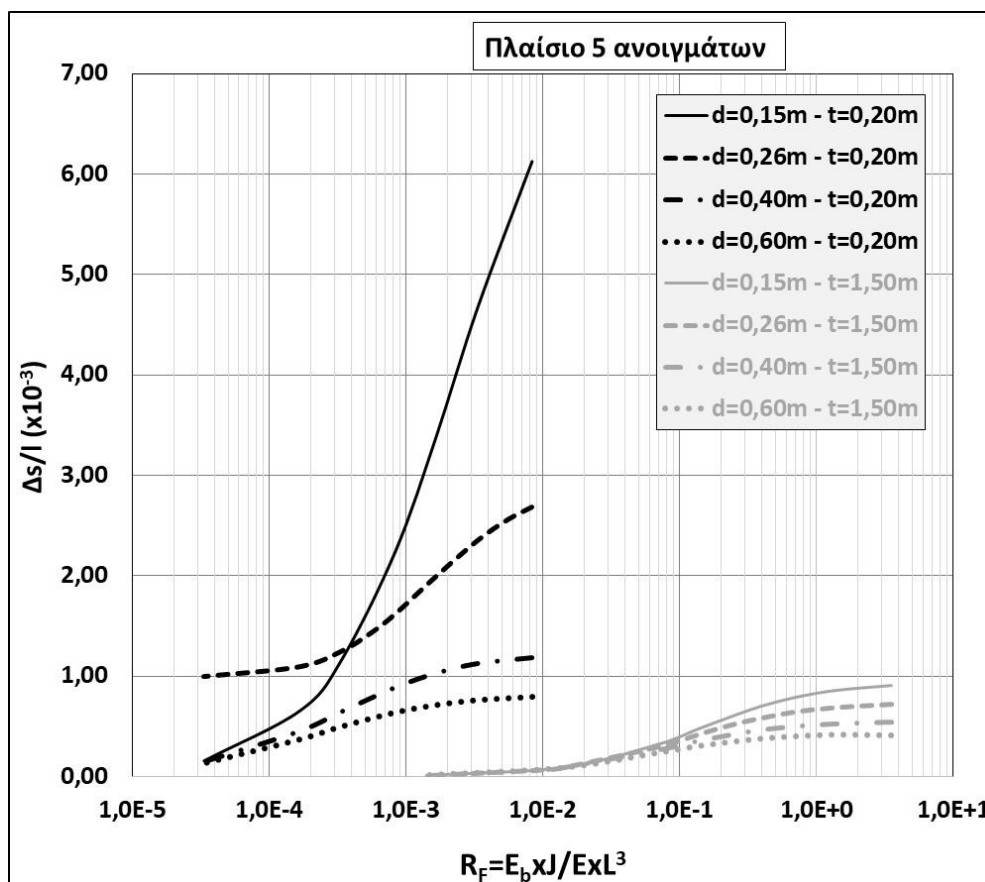
Σχήμα 4.32: Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στην στροφή για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων με 4 ορόφους



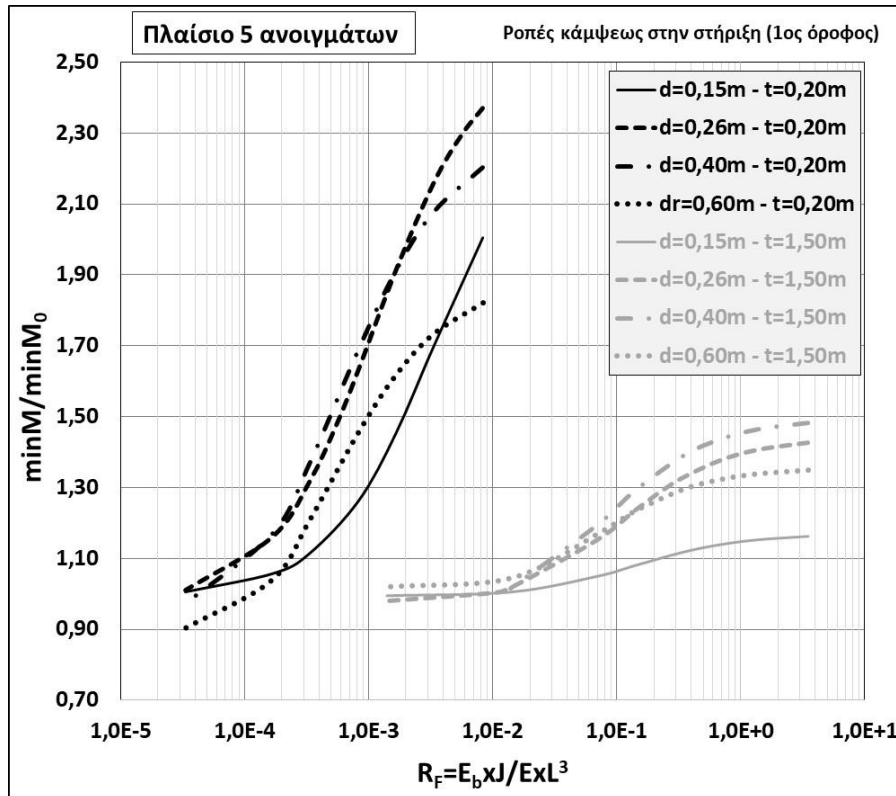
Σχήμα 4.33: Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στις ροπές κάμψεως ζυγώματος (κεντρική στήριξη) για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων με 4 ορόφους



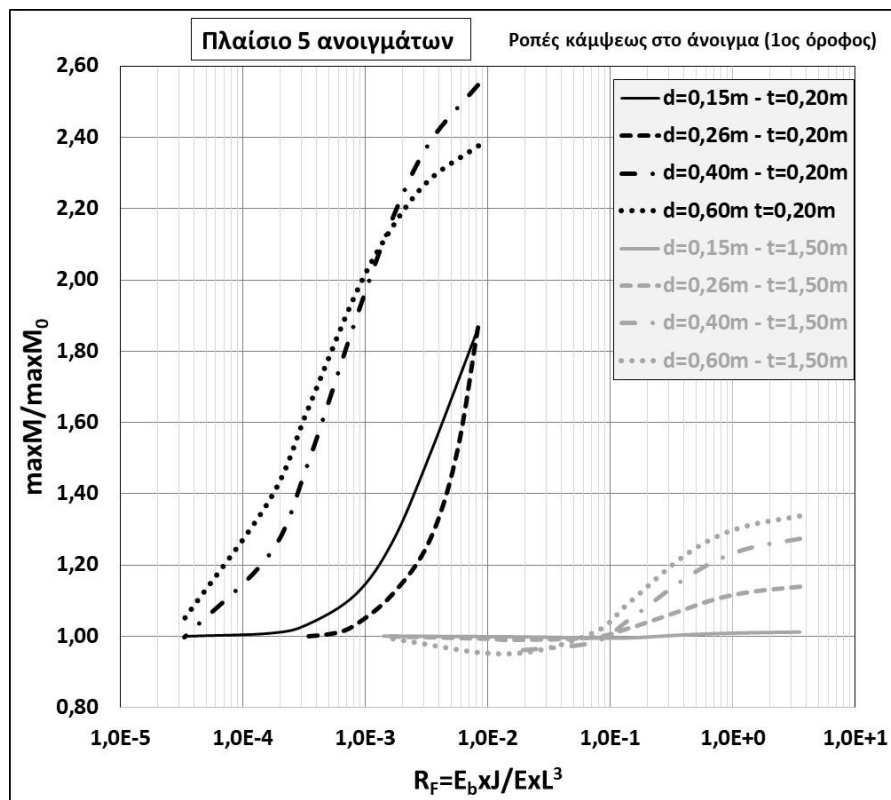
**Σχήμα 4.34:** Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στις ροπές κάμψεως ζυγώματος (άνοιγμα) για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων με 4 ορόφους



**Σχήμα 4.35:** Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στην στρόφιξη για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων με 4 ορόφους



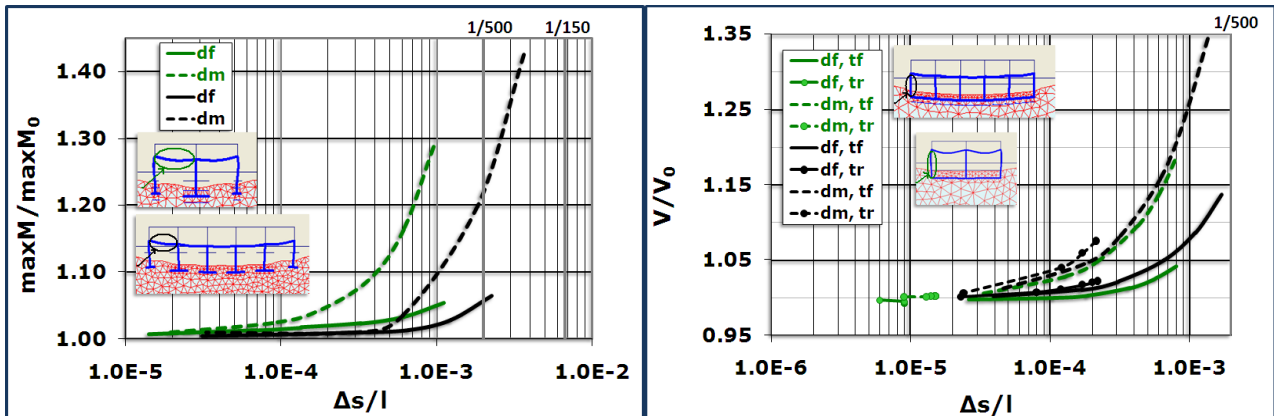
Σχήμα 4.36: Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στις ροπές κάμψεις ζυγώματος (στήριξη) για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων με 4 ορόφους



Σχήμα 4.37: Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στις ροπές κάμψεις ζυγώματος (άνοιγμα) για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων με 4 ορόφους

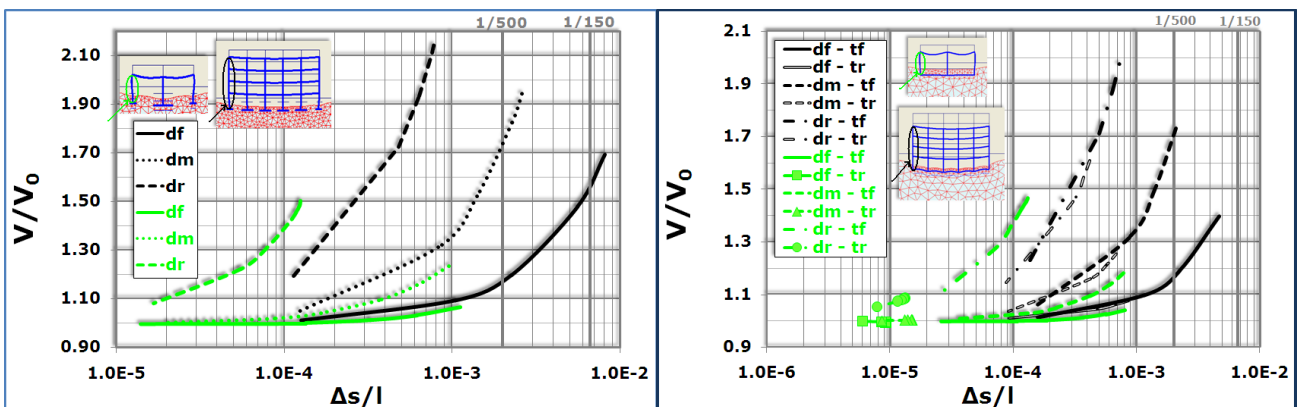
### 4.3.4 Επιρροή του τύπου του πλαισίου

Στο πλαίσιο διερεύνησης της επιρροής του τύπου του πλαισίου, πραγματοποιήθηκαν συγκρίσεις μεταξύ των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις επιλύσεις για τους δύο τύπους πλαισιωτών φορέων (6στυλο και 3στυλο πλαίσιο με έναν όροφο, Σχήμα 4.38).



Σχήμα 4.38: Μεταβολή εντατικών μεγεθών ανωδομής συναρτήσει της στροφής

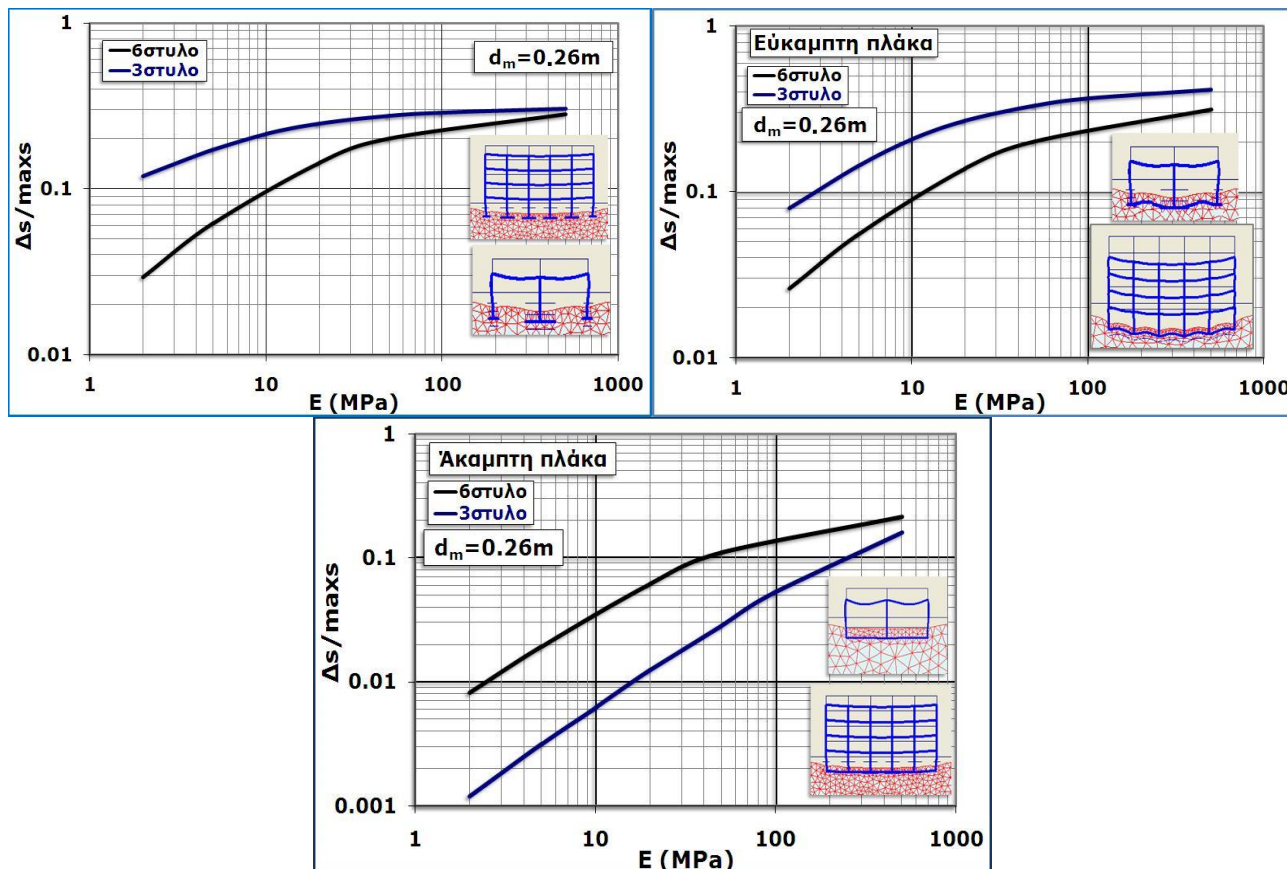
Στην συνέχεια, παρ' όλο που δεν μπορεί να υπάρξει άμεση σύγκριση παραθέτονται και τα αποτελέσματα από τις συγκρίσεις μεταξύ 3στυλου πλαισίου με έναν όροφο και 6στυλου πλαισίου με τέσσερις ορόφους (Σχήματα 4.39 και 4.40). Οι καμπύλες με πράσινο χρώμα αντιστοιχούν στα αποτελέσματα για το 3-στυλο πλαίσιο ενώ οι καμπύλες με μαύρο χρώμα στα αποτελέσματα για το 6-στυλο πλαίσιο.



Σχήμα 4.39: Μεταβολή των αξονικών φορτίων συναρτήσει της στροφής

Οι διαφορές στις τιμές των ροπών κάμψης σε θέση ανοίγματος και των αξονικών φορτίων των ακραίων υποστυλωμάτων είναι πολύ πιο έντονες στην περίπτωση του 6-στυλου πλαισίου, όπως άλλωστε αναμενόταν, ιδιαίτέρως όσον αφορά σε πλαίσια μεγάλης ακαμψίας ή πολύ εύκαμπτες θεμελιώσεις. Συνεπώς, η επιρροή της

αλληλεπιδράσεως φαίνεται περισσότερο ουσιαστική με την αύξηση των ανοιγμάτων του πλαισίου, την αύξηση της ακαμψίας της ανωδομής και την μείωση της ακαμψίας της θεμελιώσεως. Στο σχήμα 4.40 παρουσιάζεται η σύγκριση αποτελεσμάτων που αφορούν σε λόγο  $\Delta s/\max s$  συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους.



Σχήμα 4.40: Μεταβολή του λόγου  $\Delta s/\max s$  συναρτήσει του  $E$  εδάφους

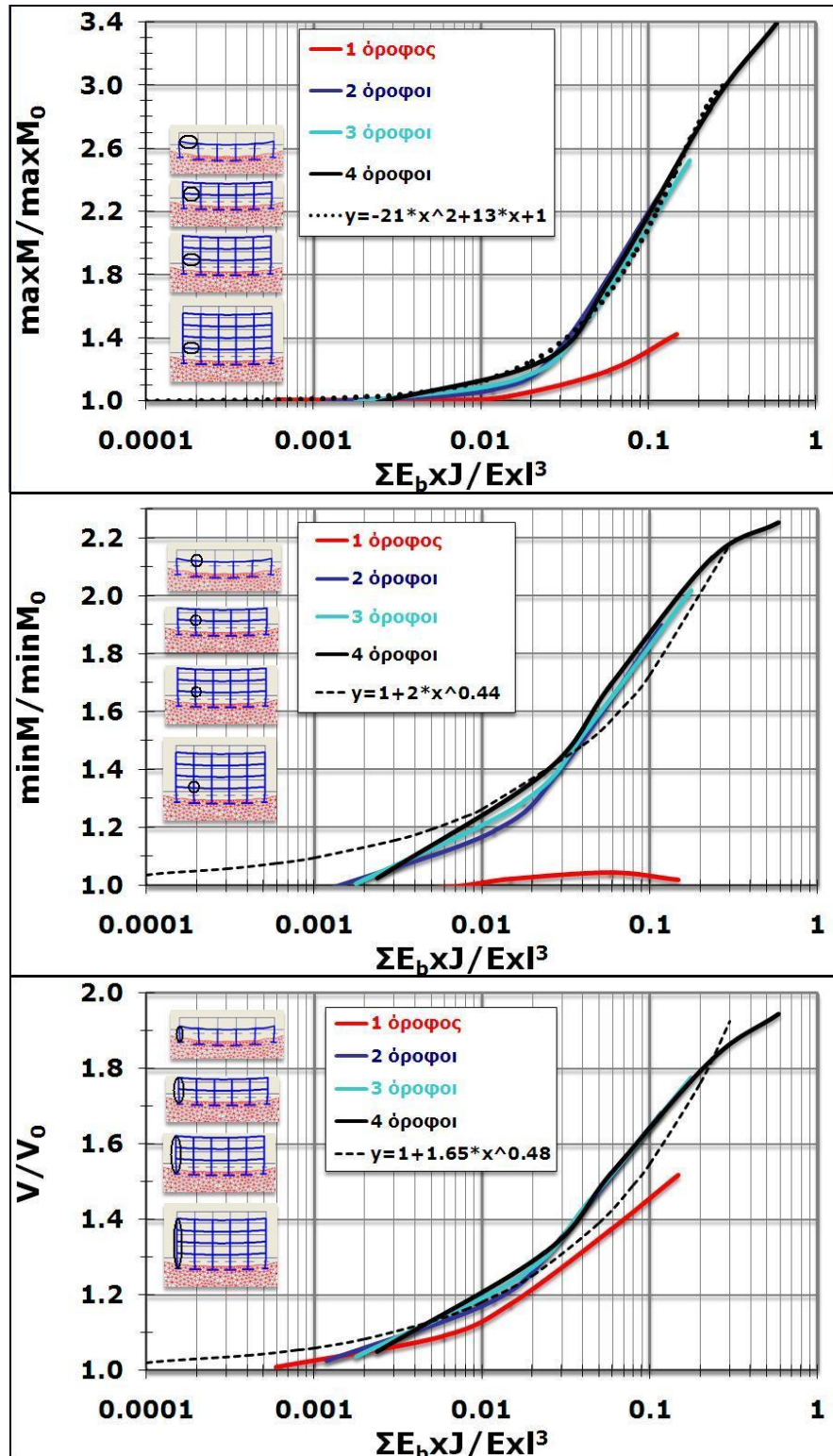
Οι λόγοι  $\Delta s/\max s$  απομειώνονται σημαντικά με την αύξηση της συμπίεστικότητας του εδάφους. Η απομείωση αυτή είναι εντονότερη αφενός μεν στην περίπτωση θεμελιώσεως με άκαμπτη πλάκα για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων αφετέρου δε στην περίπτωση εύκαμπτης θεμελιώσεως για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων. Ωστόσο, για εξαιρετικά υψηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους οι λόγοι  $\Delta s/\max s$  φαίνεται να προσεγγίζουν μεταξύ των δύο τύπων πλαισίων και στην περίπτωση της εύκαμπτης αλλά και της άκαμπτης θεμελιώσεως. Είναι προφανής λοιπόν, η επίδραση της ακαμψίας της θεμελιώσεως αλλά και του τύπου του πλαισίου επί των αναπτυσσομένων απολύτων και διαφορικών καθιζήσεων σχετικώς με την παραμορφωσιμότητα του εδάφους.

#### 4.3.5 Έλεγχος της μεταβολής των κρίσιμων εντατικών μεγεθών με την αύξηση του αριθμού των ορόφων του πλαισίου

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για μεσαίας ευκαμψίας πλαίσια ( $d_m=0.26m$ ) πέντε ανοιγμάτων με 1, 2, 3 ή 4 ορόφους. Η θεμελίωση προσομοιώθηκε είτε με μεμονωμένα πέδιλα ή με άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως. Η μεταβολή των κανονικοποιημένων ροπών κάμψεως και αξονικών φορτίων συναρτήσει του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας του πλαισίου ( $R_b=\Sigma E_b x I / E x I^3$ ) απεικονίζεται στα σχήματα 4.41 και 4.42. Ο συνολικός συντελεστής σχετικής ακαμψίας της ανωδομής έχει υπολογισθεί σύμφωνα με τον αριθμό των ορόφων του πλαισίου. Συγκεκριμένα, για την περίπτωση του 4όροφου πλαισίου ο συνολικός συντελεστής εκφράζεται ως  $\Sigma E_b x I / E x I^3 = 4 x E_b x I / E x I^3$ . Οι τιμές των καμπτικών ροπών οι οποίες παρουσιάζονται στα διαγράμματα αυτά αντιστοιχούν στην δοκό του πρώτου ορόφου του κάθε πλαισίου. Για χαμηλές τιμές του συνολικού συντελεστή  $R_b$  (<0.009 περίπου) το προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως δεν διαφοροποιεί τα εντατικά μεγέθη  $M$  και  $V$  σχετικώς με τα αντίστοιχα  $M_0$  και  $V_0$ .

Οι καμπύλες μεταβολής των εντατικών μεγεθών συναρτήσει του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας ακολουθούν μία σχεδόν ενιαία μορφή με τάση αύξησης και συνεπώς διαμορφώθηκαν αλγεβρικές εξισώσεις βάσει των οποίων προσδιορίζονται τα μεγέθη αυτά ανεξαρτήτως του αριθμού των ορόφων. Εξαιρέθηκαν τα αποτελέσματα που αφορούν στο μονόροφο πλαίσιο αφού παρατηρήθηκε σημαντική διασπορά σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις. Οι εξισώσεις που διαμορφώθηκαν είναι πολυωνυμικές δευτέρου βαθμού:  $y=1+a*x^2+b*x$  ή εκθετικές της μορφής  $y=1+a*x^b$ . Για πολύ μικρές τιμές του συντελεστή σχετικής ακαμψίας ( $R_b<0.001$ ) δεν σημειώνονται διαφορές στα εντατικά μεγέθη μεταξύ των δύο επιλύσεων με ή χωρίς προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως ( $M/M_0=1$  και  $V/V_0=1$ ). Ο προσδιορισμός μίας κοινής εξίσωσης για τον λόγο  $\max M/\max M_0$  (ροπή ανοίγματος) στην περίπτωση άκαμπτης θεμελίωσης δεν έχει νόημα διότι δεν υπάρχει ουσιαστική ανακατανομή της ροπής κάμψεως. Αντιστοίχως, για τον λόγο  $V/V_0$  των υποστυλωμάτων στην περίπτωση άκαμπτης θεμελίωσης υπάρχει μία σχετική διασπορά στα αποτελέσματα μεταξύ των διαφορετικών ορόφων (Σχήμα 4.42).



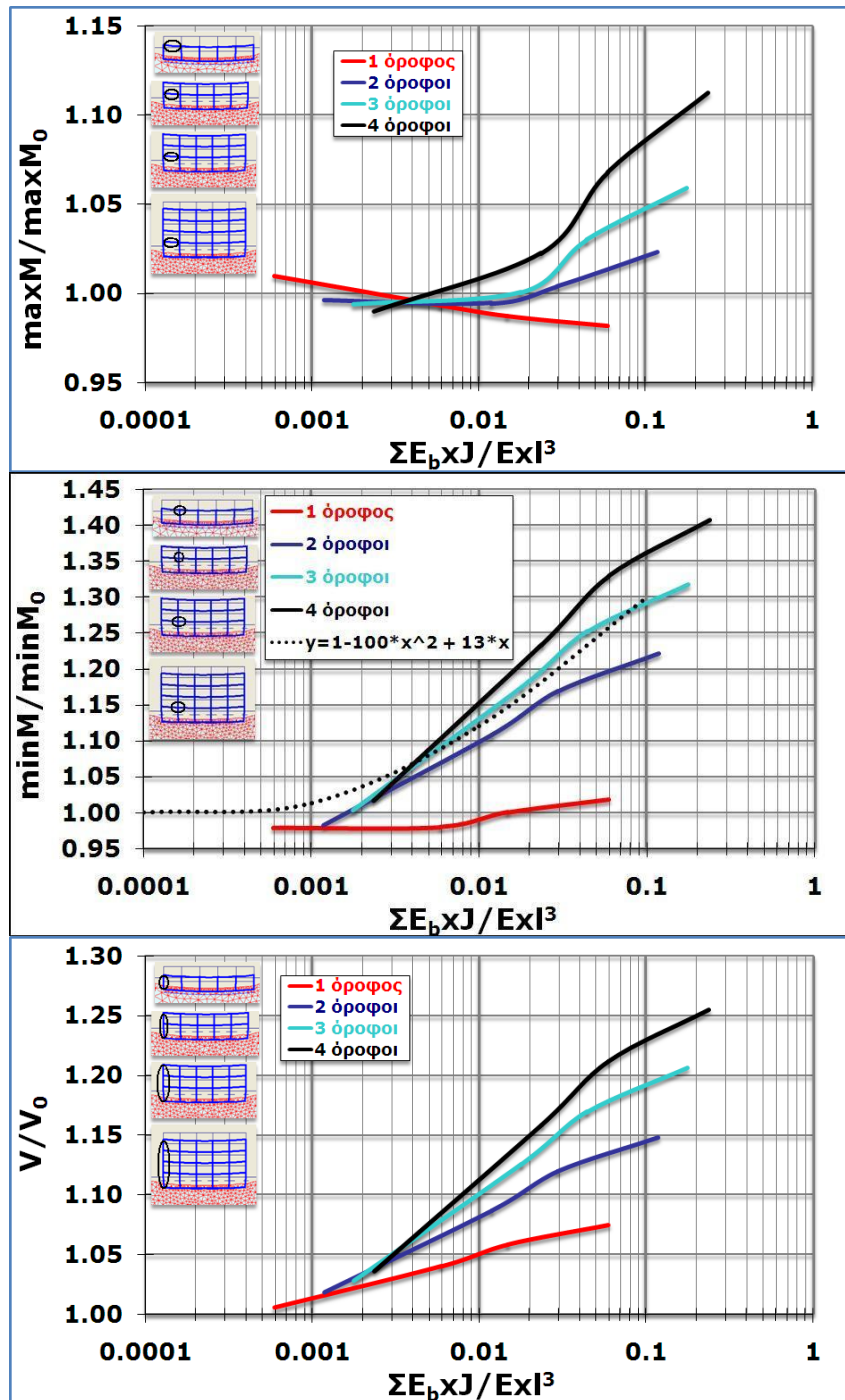


Σχήμα 4.41: Ανακατανομή εντατικών μεγεθών και αλγεβρικές εξισώσεις για θεμελίωση με πέδιλα

Το μέγεθος των κρίσιμων εντατικών μεγεθών της ανωδομής για θεμελίωση με άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως ελαφρώς επηρεάζεται από την τιμή του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει σημαντική επίδραση της



ακαμψίας της θεμελιώσεως. Ο συνολικός συντελεστής σχετικής ακαμψίας του φέροντα οργανισμού αναλόγως με τον αριθμό των ορόφων του μπορεί να αντικατασταθεί με το άθροισμα των ακαμψιών των ορόφων. Το συμπέρασμα αυτό πρακτικά ισχύει και για τους δύο τύπους θεμελιώσεως (μεμονωμένα πέδιλα ή άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως).



Σχήμα 4.42: Ανακατανομή εντατικών μεγεθών και αλγεβρικές εξισώσεις για θεμελίωση με άκαμπτη πλάκα

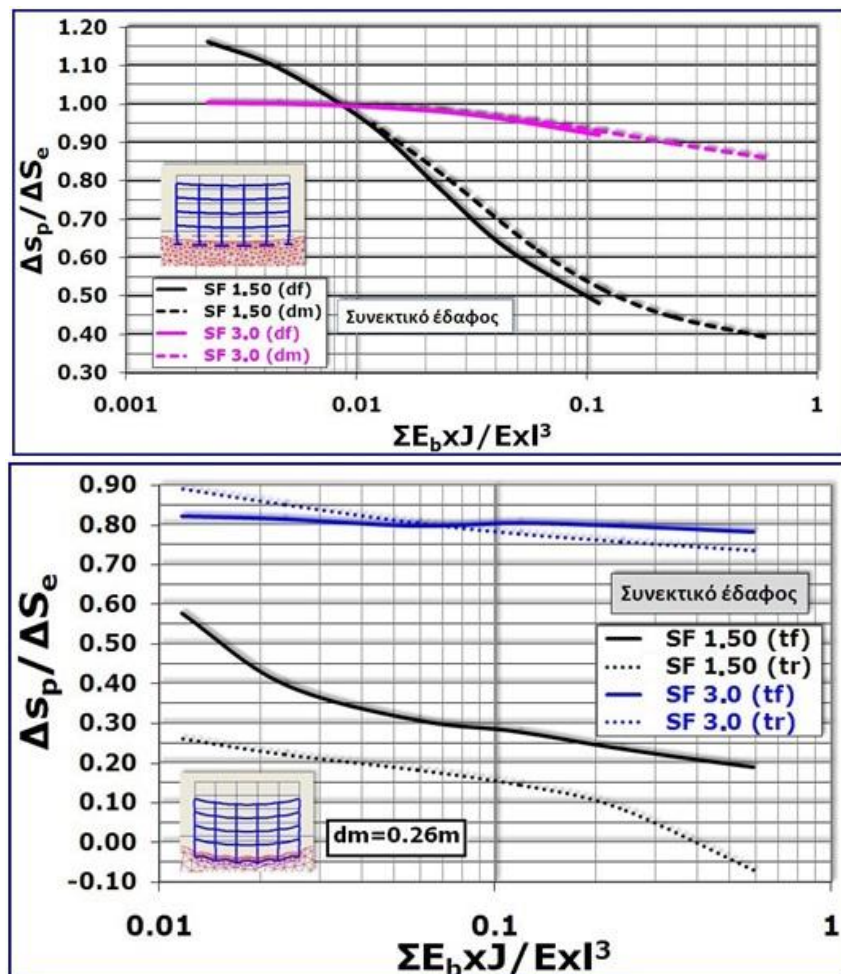
### 4.3.6 *Επιρροή του εδαφικού προσομοιώματος*

Στο πλαίσιο διερευνήσεως της επιρροής του βασικού εδαφικού προσομοιώματος έγιναν παραμετρικές αναλύσεις σύμφωνα με το κριτήριο Mohr–Coulomb για έδαφος ελαστικό–ιδεατώδες πλαστικό εξετάζοντας δύο ακραίες περιπτώσεις: α) Αμιγώς συνεκτικό έδαφος ή β) Αμιγώς μη συνεκτικό έδαφος. Επιλέχθηκαν δύο αντιπροσωπευτικές τιμές του γενικού συντελεστή ασφαλείας, μία χαμηλή τιμή με  $SF=1.5$  και μία σχετικά υψηλή με  $SF=3.0$ , για λόγους συγκρίσεως. Οι συντελεστές αυτοί αντιστοιχούν σε τιμές αστράγγιστης διατμητικής αντοχής για το καθαρώς συνεκτικό έδαφος με  $c_u=17\text{kPa}$  έως  $42\text{kPa}$ , και αντιστοίχως για το καθαρώς μη συνεκτικό έδαφος τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi=8^\circ$  έως  $35^\circ$ . Ο συντελεστής ασφαλείας έχει υπολογισθεί με βάση την διαδικασία  $\phi$ - $c$  reduction και όχι με επαύξηση φορτίσεων και δεν πρόκειται για τον συμβατικό συντελεστή ασφαλείας έναντι θραύσεως που υπολογίζεται για μεμονωμένο θεμέλιο ή πεδιλοδοκό αλλά για τον συνολικό  $SF$  όλης της θεμελίωσης που προφανώς είναι μεγαλύτερος από τον τοπικό  $SF$  περιορισμένο σε ένα συγκεκριμένο στοιχείο θεμελίωσης. Οι αναλύσεις της παραγράφου 4.3.6 πραγματοποιήθηκαν για το 4όροφο πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων (θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα κοιτοστρώσεως).

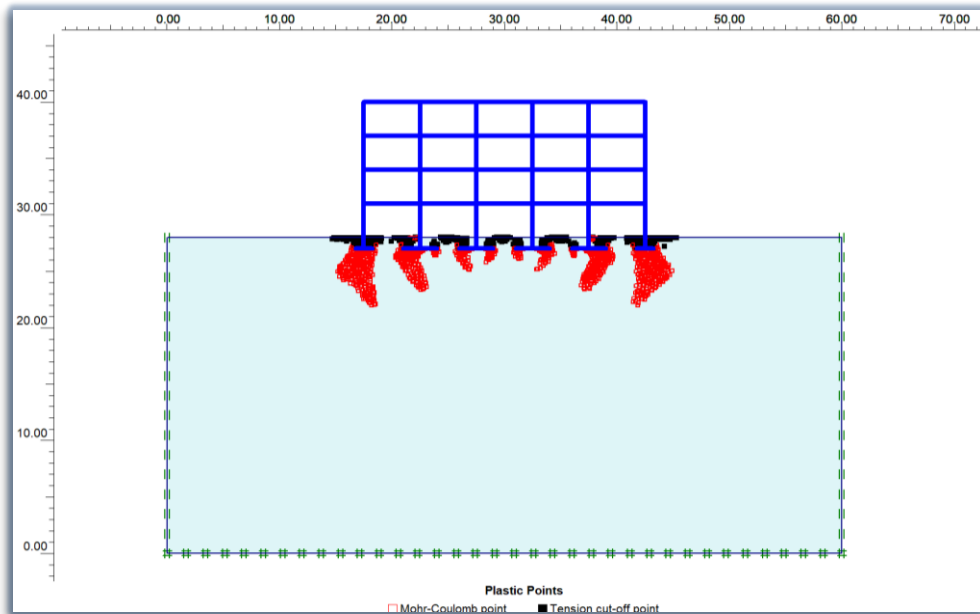
#### 4.3.6.1 *Εκτίμηση διαφορικών καθιζήσεων*

Στο σχήμα 4.43 παρουσιάζεται σύγκριση των διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ γραμμικώς ελαστικού και καθαρώς συνεκτικού εδαφικού προσομοιώματος. Τα αποτελέσματα για το καθαρώς συνεκτικό έδαφος σημειώνονται ως  $\Delta s_p$  ενώ για το γραμμικώς ελαστικό ως  $\Delta s_e$ . Για την περίπτωση θεμελίωσης επί μεμονωμένων πεδίων μελετήθηκαν εύκαμπτα ή μεσαίας ευκαμψίας πλαίσια ( $d_f=0.15\text{m}$  ή  $d_m=0.26\text{m}$ ), ενώ για την περίπτωση θεμελίωσης με πλάκα εξετάσθηκε μόνο το πλαίσιο μεσαίας ευκαμψίας ( $d_m=0.26\text{m}$ ). Σύμφωνα με την παραδοχή γραμμικής ελαστικότητας για θεμελίωση με πλάκα κοιτοστρώσεως προβλέπονται συγκεντρώσεις τάσεων στα άκρα της θεμελίωσης οι οποίες είναι τόσο υψηλότερες όσο περισσότερο άκαμπτη είναι η θεμελίωση. Σε ελαστοπλαστικό έδαφος περιορισμένης διατμητικής αντοχής αναπτύσσονται στις περιοχές των άκρων πλαστικές ζώνες που έχουν ως συνέπεια την αύξηση των καθιζήσεων σε αυτές τις

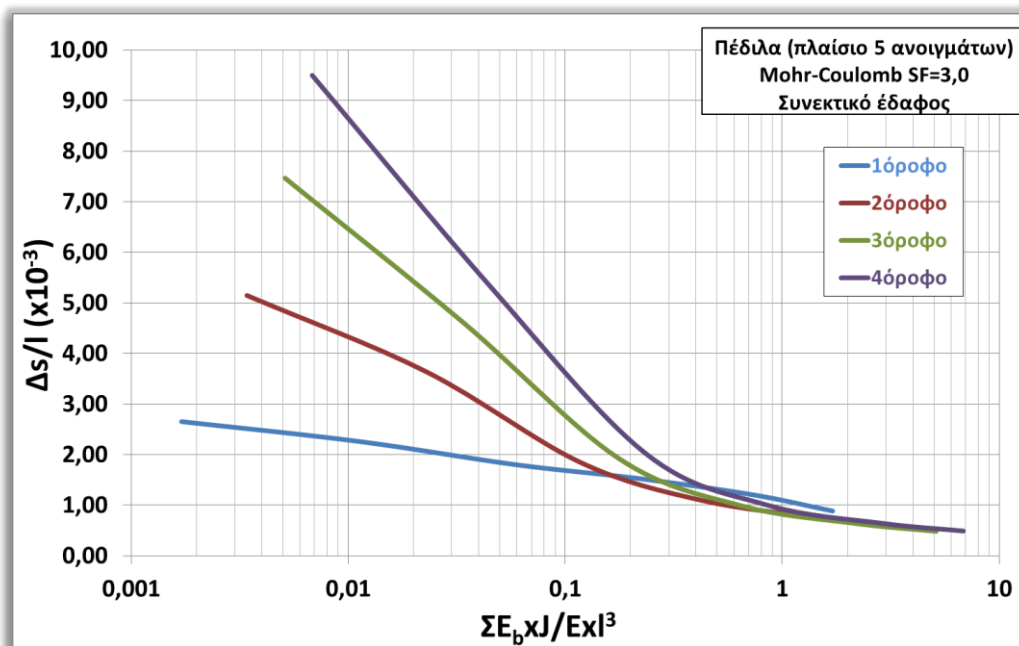
περιοχές και συνεπώς την μείωση των διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta s_p$ . Θα αναμενόταν λοιπόν ότι  $\Delta s_p/\Delta s_e < 1$  για έδαφος περιορισμένης διατμητικής αντοχής, πράγμα το οποίο και διαπιστώνεται. Στο Σχήμα 4.44 δίδεται ενδεικτική εικόνα ανάπτυξης πλαστικών σημείων για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα σε έδαφος καθαρώς συνεκτικό, περιορισμένης διατμητικής αντοχής (χαμηλός  $SF=1.5$ ). Για σχετικώς υψηλό συντελεστή ασφαλείας ( $SF=3.0$ ) ο λόγος των διαφορικών καθιζήσεων μπορεί να φτάσει μέχρι την τιμή 0.85 στην δυσμενέστερη περίπτωση που αντιστοιχεί σε μεγάλο συντελεστή σχετικής ακαμψίας, δηλαδή άκαμπτα πλαίσια επί πολύ συμπιεστού εδάφους. Για θεμελίωση με πλάκα κοιτοστρώσεως, η απομείωση των  $\Delta s_p$  έναντι των αντίστοιχων βάσει παραδοχής γραμμικώς ελαστικού εδάφους είναι εντονότερη. Η απομείωση των διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta s_p$  συγκριτικά με τις  $\Delta s_e$  για περιορισμένη διατμητική αντοχή του εδάφους είναι τόσο εντονότερη όσο περισσότερο άκαμπτη είναι η πλάκα θεμελίωσης και η ανωδομή.



**Σχήμα 4.43:** Μεταβολή του λόγου  $\Delta s_p/\Delta s_e$  συναρτήσει του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας (συνεκτικό έδαφος)



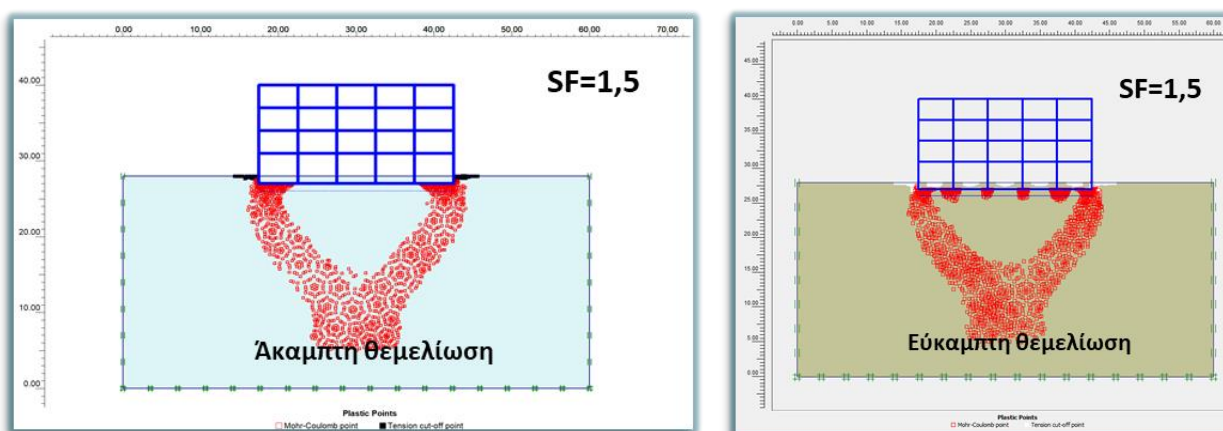
**Σχήμα 4.44:** Ανάπτυξη πλαστικών σημείων για χαμηλό SF=1,5 σε έδαφος καθαρώς συνεκτικό για θεμελίωση με πέδιλα



**Σχήμα 4.45:** Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του συντελεστή  $R_b$  για θεμελίωση του βστυλου πλαισίου με 1 έως 4 ορόφους με μεμονωμένα πέδιλα σε έδαφος καθαρώς συνεκτικό υψηλού SF=3,0

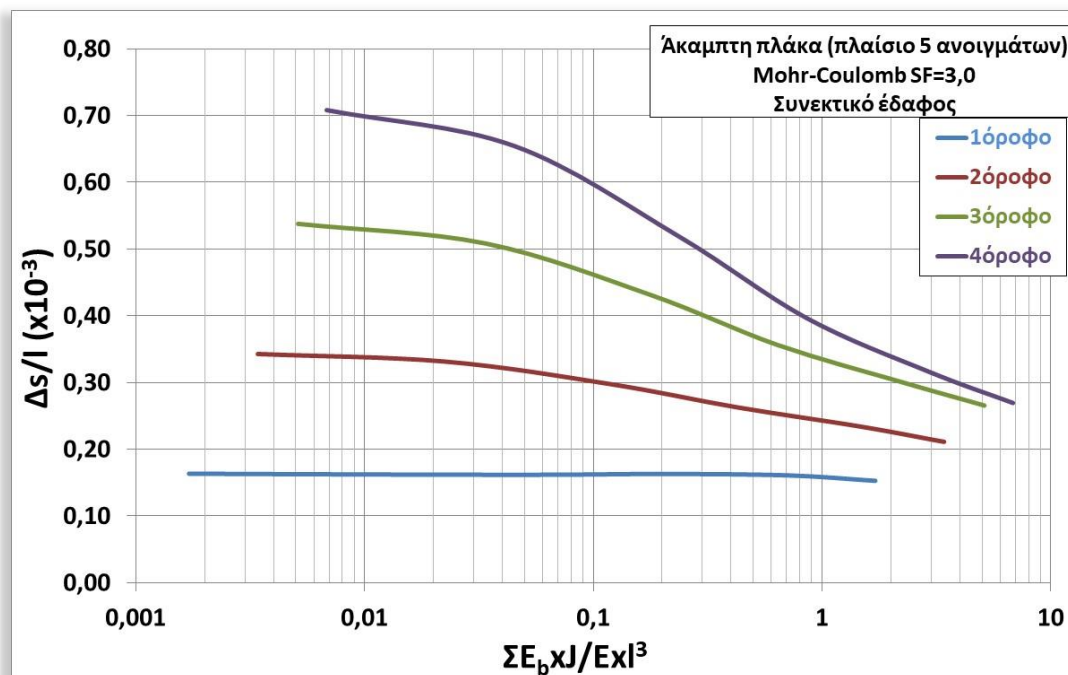
Στο Σχήμα 4.45 απεικονίζεται η μεταβολή της στροφής συναρτήσει του  $R_b$  για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων με 1 έως 4 ορόφους, θεμελιωμένο με πέδιλα, στην περίπτωση καθαρώς συνεκτικού εδάφους για υψηλό συντελεστή ασφαλείας SF=3,0. Ο συντελεστής  $R_b$  έχει υπολογισθεί με θεώρηση μεταβολής της ακαμψίας της

ανωδομής από μια πολύ μικρή τιμή του ισοδύναμου πάχους ζυγώματος  $d=0,08m$  έως μια πολύ υψηλή  $d=0,80m$ , ενώ το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους είναι σταθερό με μια σχετικά χαμηλή τιμή ίση με  $E=5MPa$ . Από το διάγραμμα παρατηρείται ότι όταν αυξάνει η ακαμψία του ζυγώματος απομειώνονται οι διαφορικές καθιζήσεις και στροφές ως αποτέλεσμα της ανακατανομής των φορτίσεων. Όταν αυξάνει η φόρτιση, λόγω αύξησης των ορόφων, αυξάνει η διαφορική καθιζηση όχι όμως αναλογικά, δηλαδή η αύξηση της στροφής στο 2όροφο πλαίσιο για τον αντίστοιχο διπλάσιο συντελεστή  $R_b$  έναντι του 1όροφου πλαισίου είναι μικρότερη από το αναμενόμενο διπλάσιο μέγεθος. Επίσης, δύσκαμπτη φαίνεται η πλαισιωτή κατασκευή για τιμές του  $R_b > 0,3$  περίπου, όπου οι τιμές της στροφής είναι πολύ μικρές και δεν διαφοροποιούνται ανά όροφο. Αντιθέτως, για τιμές του  $R_b < 0,05$ , ο φορέας θεωρείται πρακτικώς πολύ εύκαμπτος με δραστική αύξηση των  $\Delta s$  και συνεπώς δεν ιφίσταται μηχανισμός ανακατανομής. Ενδεικτικές εικόνες ανάπτυξης εκτεταμένων πλαστικών ζωνών στις ακραίες θέσης της πλάκας θεμελίωσης για χαμηλή τιμή  $SF=1,5$ , παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.46.



**Σχήμα 4.46:** Ανάπτυξη πλαστικών σημείων για συνολικό  $SF=1,5$

Στο Σχήμα 4.47 ο συντελεστής  $R_b$  έχει υπολογισθεί μεταβάλλοντας την ακαμψία του ζυγώματος από μια πολύ μικρή τιμή του ισοδύναμου πάχους  $d=0,08m$  έως μια πολύ υψηλή  $d=0,80m$ , ενώ το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους είναι σταθερό με μια σχετικά χαμηλή τιμή ίση με  $E=5MPa$ . Για θεμελίωση με άκαμπτη πλάκα είναι προφανής ο ισχυρός μηχανισμός ανακατανομής, ο οποίος απομειώνει σημαντικά τις  $\Delta s$ , και οι οποίες ουσιαστικώς δεν επηρεάζονται από την ακαμψία της ανωδομής.

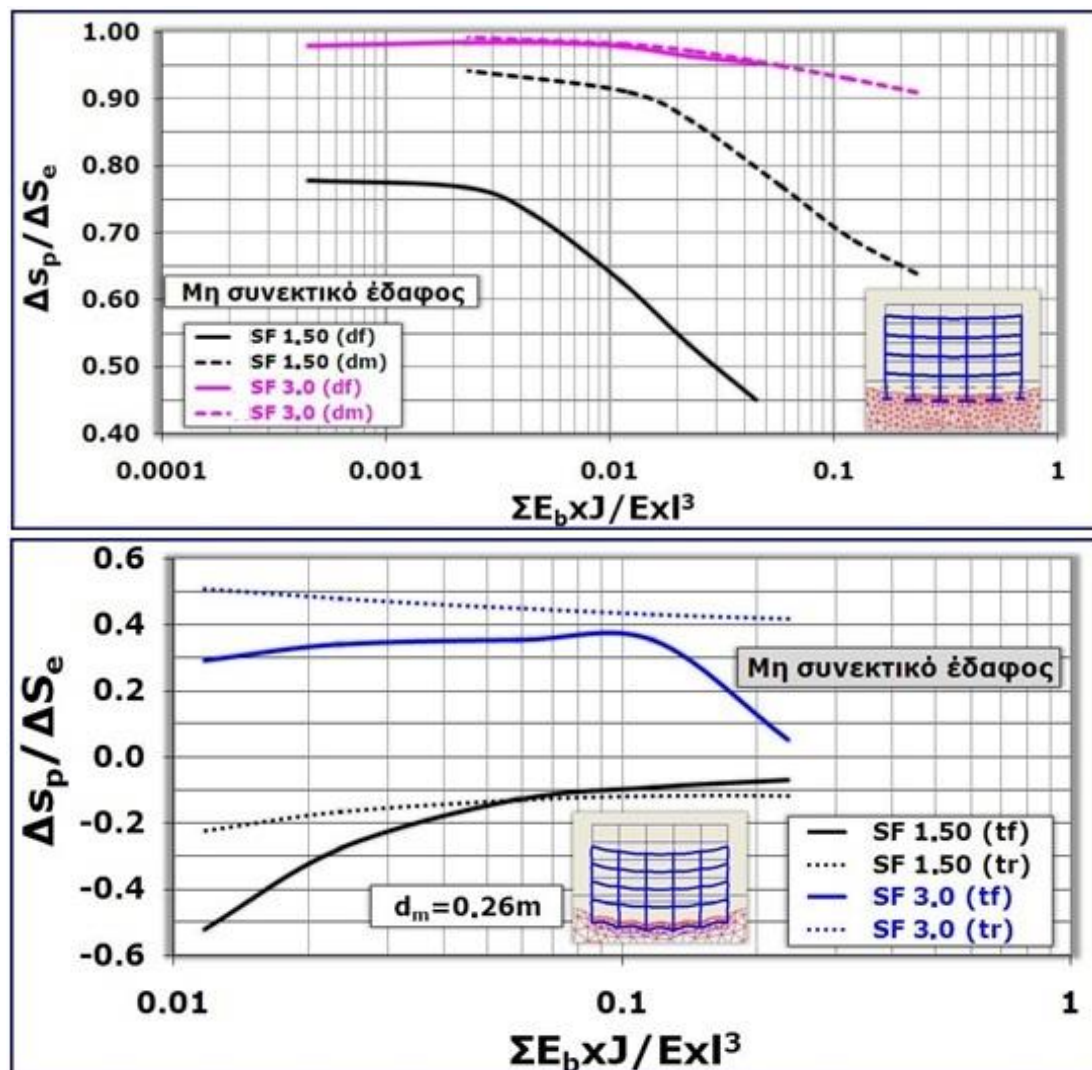


**Σχήμα 4.47:** Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του συντελεστή  $R_b$  για θεμελίωση του βστύλου πλαισίου με 1 έως 4 ορόφους με άκαμπτη πλάκα σε έδαφος καθαρώς συνεκτικό υψηλού  $SF=3,0$

Στο σχήμα 4.48 απεικονίζονται συγκρίσεις των διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ γραμμικώς ελαστικού και καθαρώς μη συνεκτικού εδαφικού προσομοιώματος. Σε αντίθεση με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις συγκρίσεις για καθαρώς συνεκτικό έδαφος, οι αποκλίσεις είναι ουσιαστικές και για την υψηλότερη τιμή του γενικού συντελεστή ασφαλείας που εξετάστηκε ( $SF=3.0$ ). Πολύ σημαντική είναι η επιρροή της ακαμψίας της θεμελίωσης αλλά και της ακαμψίας της ανωδομής στις διαφορές αυτές. Για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα η απόκλιση μεταξύ των δύο επιλύσεων αυξάνει με την αύξηση της ακαμψίας της ανωδομής και την αύξηση της συμπιεστότητας του εδάφους. Για θεμελίωση με πλάκα κοιτοστρώσεως οι χαμηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας οδηγούν σε αρνητικούς λόγους  $\Delta s_p/\Delta s_e$  που σημαίνει κυρτή μορφή παραμορφώσεως του εδάφους με πολύ μεγαλύτερες καθιζήσεις στην ακραία θέση της θεμελίωσης συγκριτικά με την γειτονική κεντρική με αποτέλεσμα αυξημένες καθιζήσεις σε αυτές τις θέσεις. Στο Σχήμα 4.49 απεικονίζεται διάγραμμα μεταβολής της στροφής συναρτήσει του συντελεστή  $R_b$ , ο οποίος υπολογίστηκε μεταβάλλοντας την ακαμψία της ανωδομής για σταθερό μέτρο ελαστικότητας του εδάφους με χαμηλή τιμή  $E=5\text{MPa}$ , στο πλαίσιο των 5

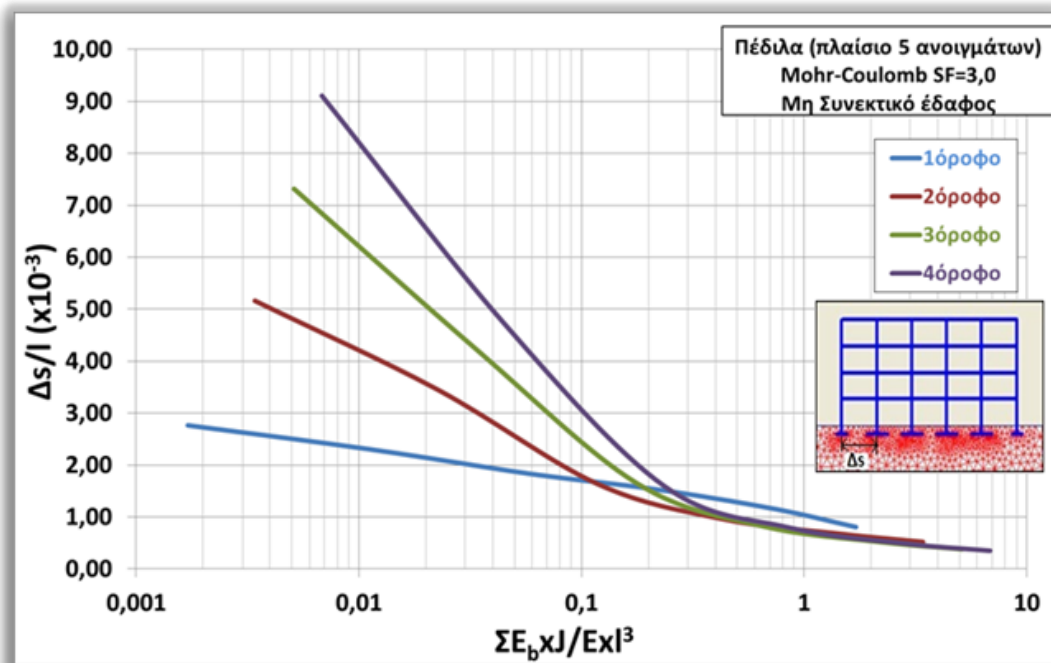


ανοιγμάτων με 1 έως 4 ορόφους. Η στροφή παρουσιάζει αύξηση με την αύξηση της φορτίσεως, λόγω αύξησης ορόφων, όχι όμως αναλογική. Επίσης, το πλάτος των πεδίων επηρεάζει τον συντελεστή ασφαλείας. Ενώ, σε όλα τα πέδιλα επιβάλλονται ίσες μέσες πιέσεις, στα ακραία λόγω του μικρού πλάτους αναπτύσσονται αυξημένες καθιζήσεις λόγω εντονότερων πλαστικών σημείων και συνεπώς ο συντελεστής ασφαλείας είναι μικρότερος στις θέσεις αυτές. Είναι χαρακτηριστικές οι εικόνες των πλαστικών σημείων για τα πλαίσια των 5 ανοιγμάτων με 1 έως 4 ορόφους και για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα, όπως παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.50. Με την αύξηση της φορτίσεως, λόγω αύξησης των ορόφων, αυξάνουν και οι ζώνες των πλαστικών σημείων στα ακραία θεμέλια συγκριτικά με τις κεντρικές θέσεις των θεμελίων.

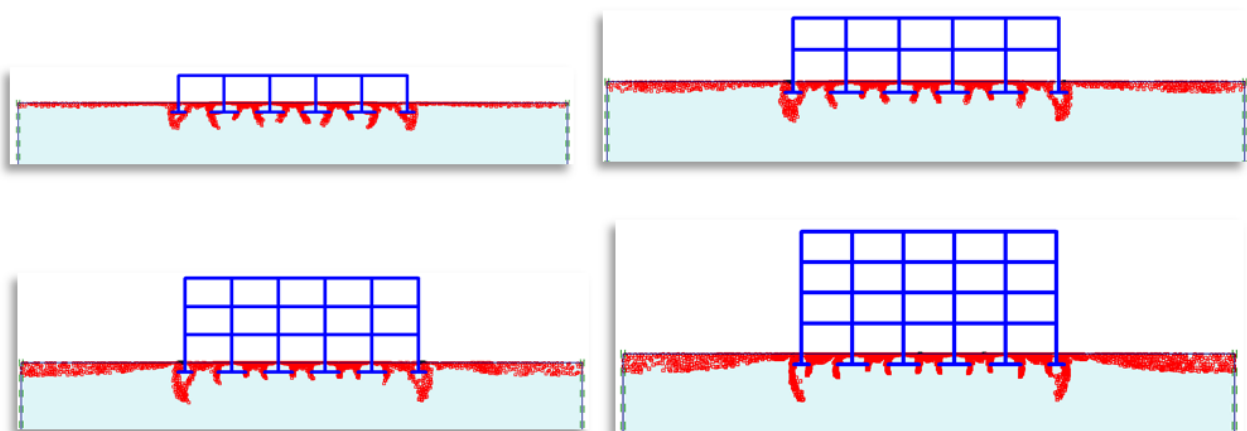


Σχήμα 4.48: Μεταβολή του λόγου  $\Delta S_p / \Delta S_e$  συναρτήσει του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας (Μη συνεκτικό έδαφος)



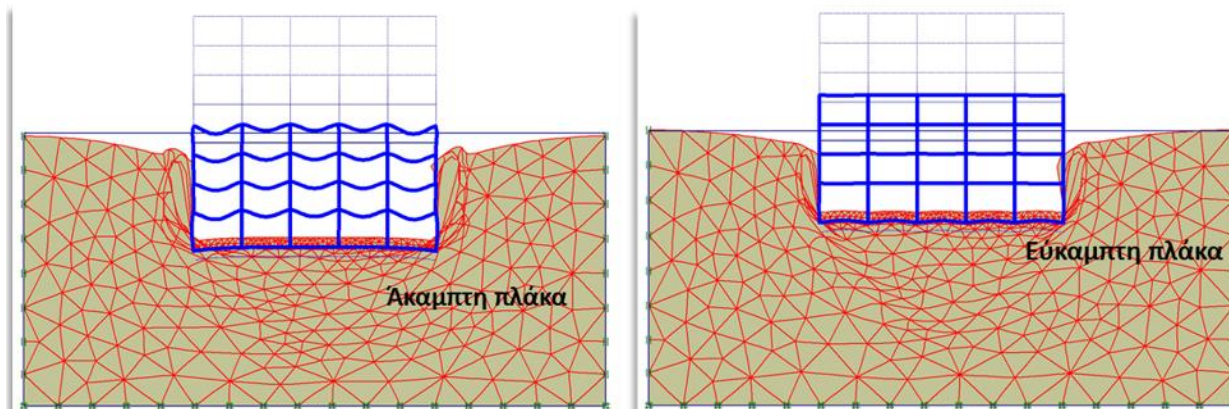


**Σχήμα 4.49:** Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του συντελεστή  $R_b$  για θεμελίωση του βστουλου πλαισίου με 1 έως 4 ορόφους με πέδιλα σε έδαφος καθαρώς μη συνεκτικό υψηλού SF=3,0

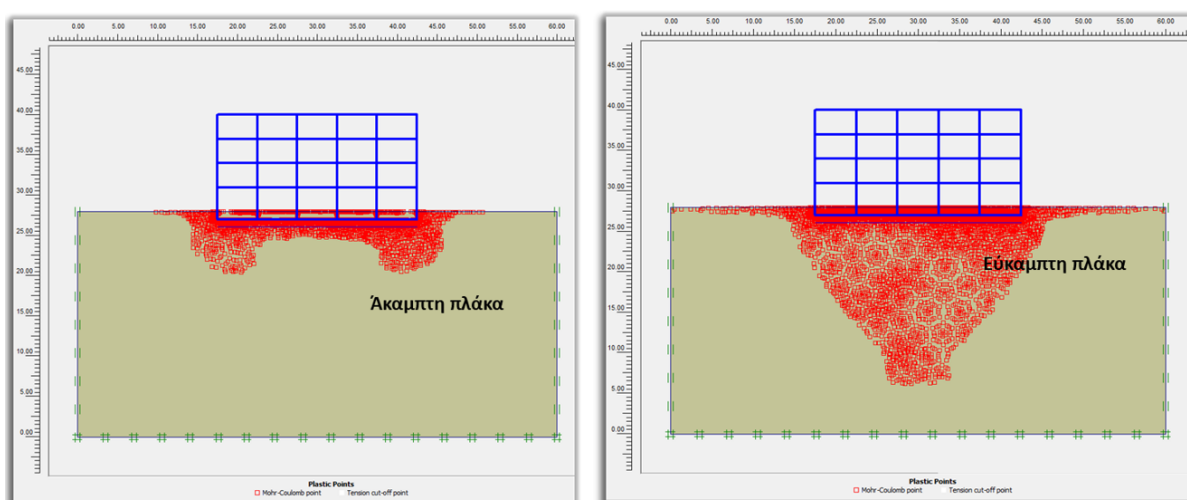


**Σχήμα 4.50:** Εικόνες πλαστικών σημείων στα πλαίσια 5 ανοιγμάτων με 1 έως 4 ορόφους για θεμελίωση με πέδιλα σε έδαφος καθαρώς μη συνεκτικό με υψηλό SF=3,0

Στο Σχήμα 4.51 δίδονται ενδεικτικές εικόνες πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων σε μεγάλη κλίμακα για χαμηλό συντελεστή ασφαλείας SF=1,5, για την απεικόνιση της κυρτής μορφής παραμορφώσεως του εδάφους κάτω από την άκαμπτη και εύκαμπτη πλάκα θεμελιώσεως, ενώ στο Σχήμα 4.52, αντιστοίχως, εικόνες των πλαστικών σημείων.



Σχήμα 4.51: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων σε μεγάλη κλίμακα για SF=1,5 στην άκαμπτη και εύκαμπτη πλάκα θεμελιώσεως

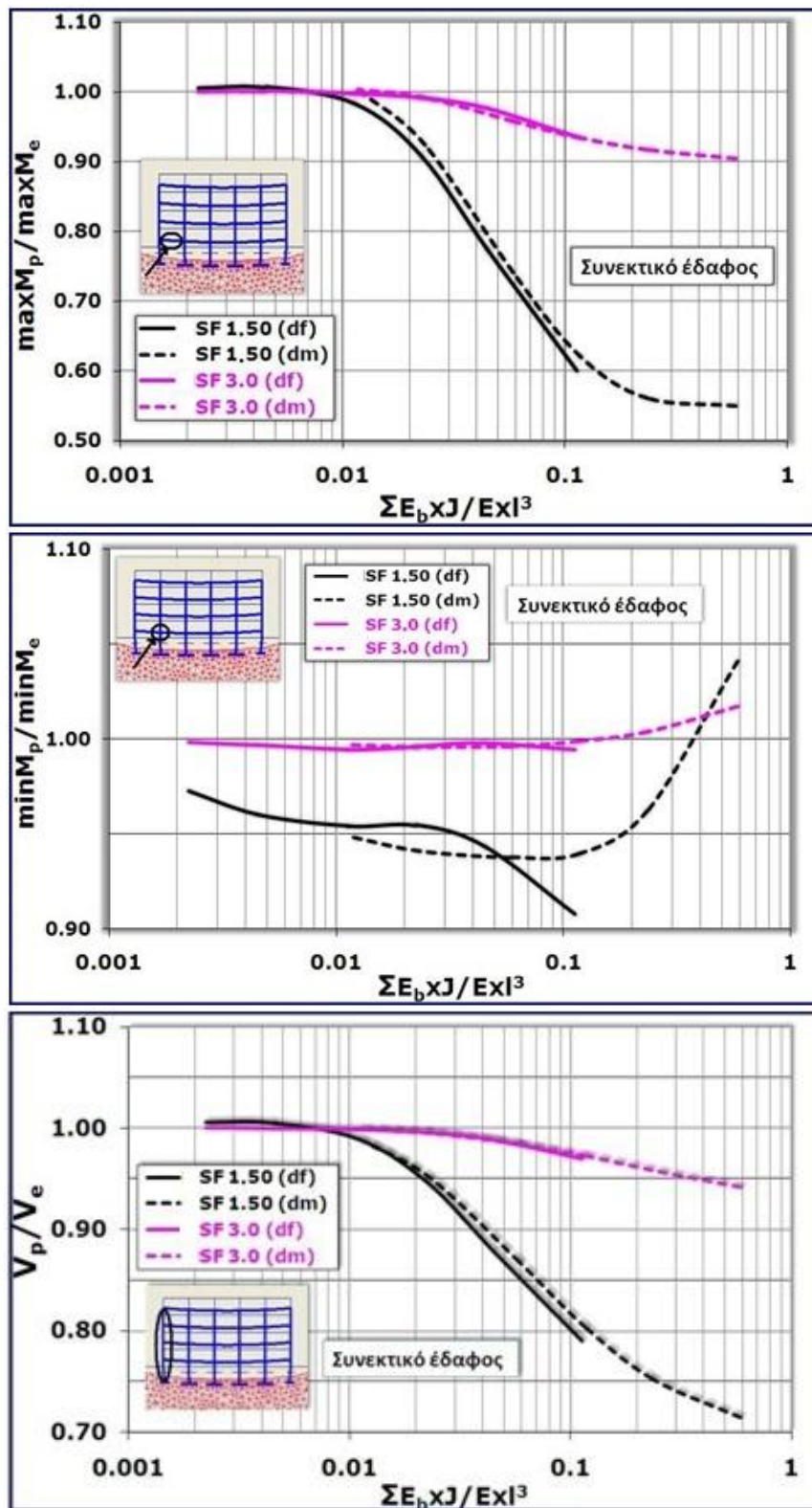


Σχήμα 4.52: Εικόνες πλαστικών σημείων στα πλαίσια 5 ανοιγμάτων για θεμελίωση με άκαμπτη ή εύκαμπτη πλάκα σε έδαφος καθαρώς μη συνεκτικό με χαμηλό SF=1,5

#### 4.3.6.2 Εκτίμηση κρίσιμων εντατικών μεγεθών ανωδομής

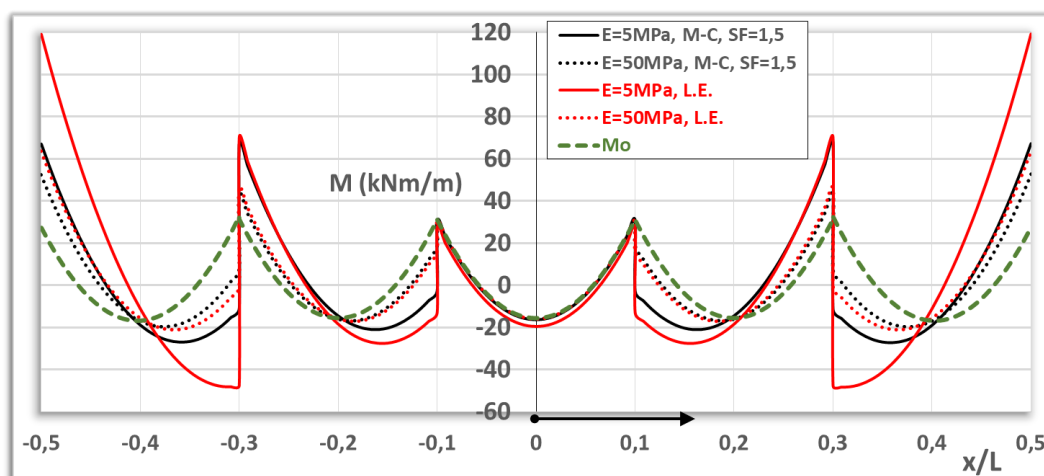
Για την σύγκριση των αποτελεσμάτων του ελαστοπλαστικού εδαφικού προσομοιώματος με τα αντίστοιχα του γραμμικώς ελαστικού σχεδιάσθηκαν κανονικοποιημένα διαγράμματα των ροπών κάμψεως  $M_p/M_e$  και των αξονικών φορτίων των ακραίων υποστυλωμάτων  $V_p/V_e$  συναρτήσει του συντελεστή  $\Sigma E_p \chi_l / E \chi_l^3$ . Οι δείκτες «p» και «e» αντιστοιχούν σε αποτελέσματα βάσει ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους. Στα σχήματα 4.53 έως 4.58 παρουσιάζονται οι σχετικές συγκρίσεις. Πολύ σημαντική είναι η επίδραση του γενικού συντελεστή ασφαλείας στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής. Για χαμηλές τιμές SF=1,5 οι μειωμένες  $\Delta s_p$  έναντι των αντίστοιχων βάσει παραδοχής γραμμικώς ελαστικού

εδάφους καταλήγουν σε μικρότερα μεγέθη ροπών κάμψεως ζυγώματος και αξονικών φορτίων υποσυλωμάτων.



Σχήμα 4.53: Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στα εντατικά μεγέθη ανωδομής για θεμελίωση με πέδιλα

Στο Σχήμα 4.54 παρουσιάζονται διαγράμματα ροπών κάμψεως ζυγώματος για το επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου στο πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων με 4 ορόφους και για θεμελίωση με πέδιλα. Παρατηρείται πολύ μεγάλη απόκλιση της ροπής κάμψεως υπολογισμένης για μεγάλη σχετική ακαμψία ανωδομής με παραδοχή γραμμικής ελαστικότητας από τα υπόλοιπα διαγράμματα των ροπών κάμψεως. Αντιθέτως, για μικρή σχετική ακαμψία ανωδομής το μέγεθος  $M$  δεν διαφοροποιείται ουσιαστικώς από το μέγεθος  $M_0$  της συμβατικής μεθόδου επιλύσεως χωρίς αλληλεπίδραση.

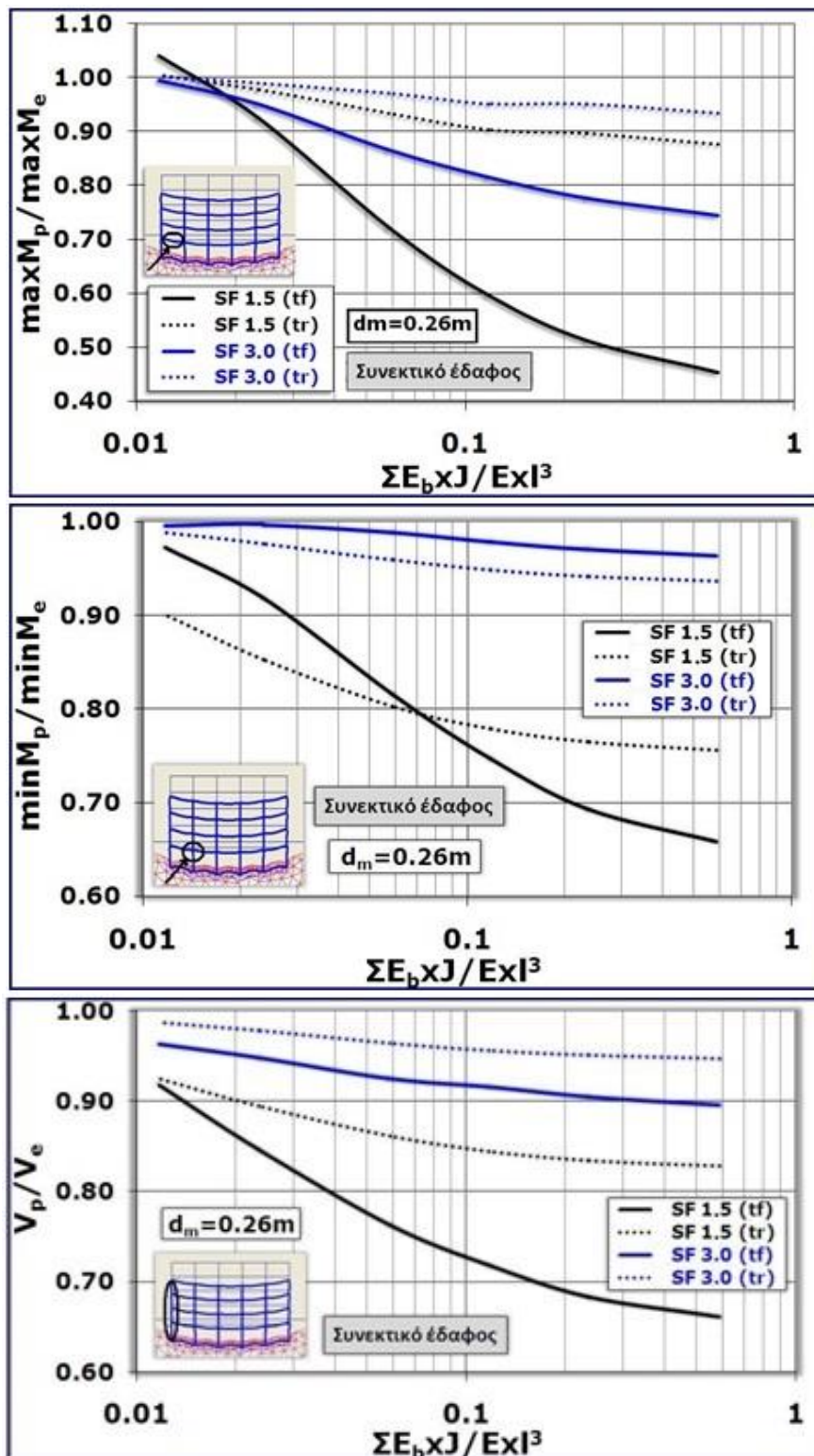


**Σχήμα 4.54:** Συγκεντρωτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων και για θεμελίωση με πέδιλα

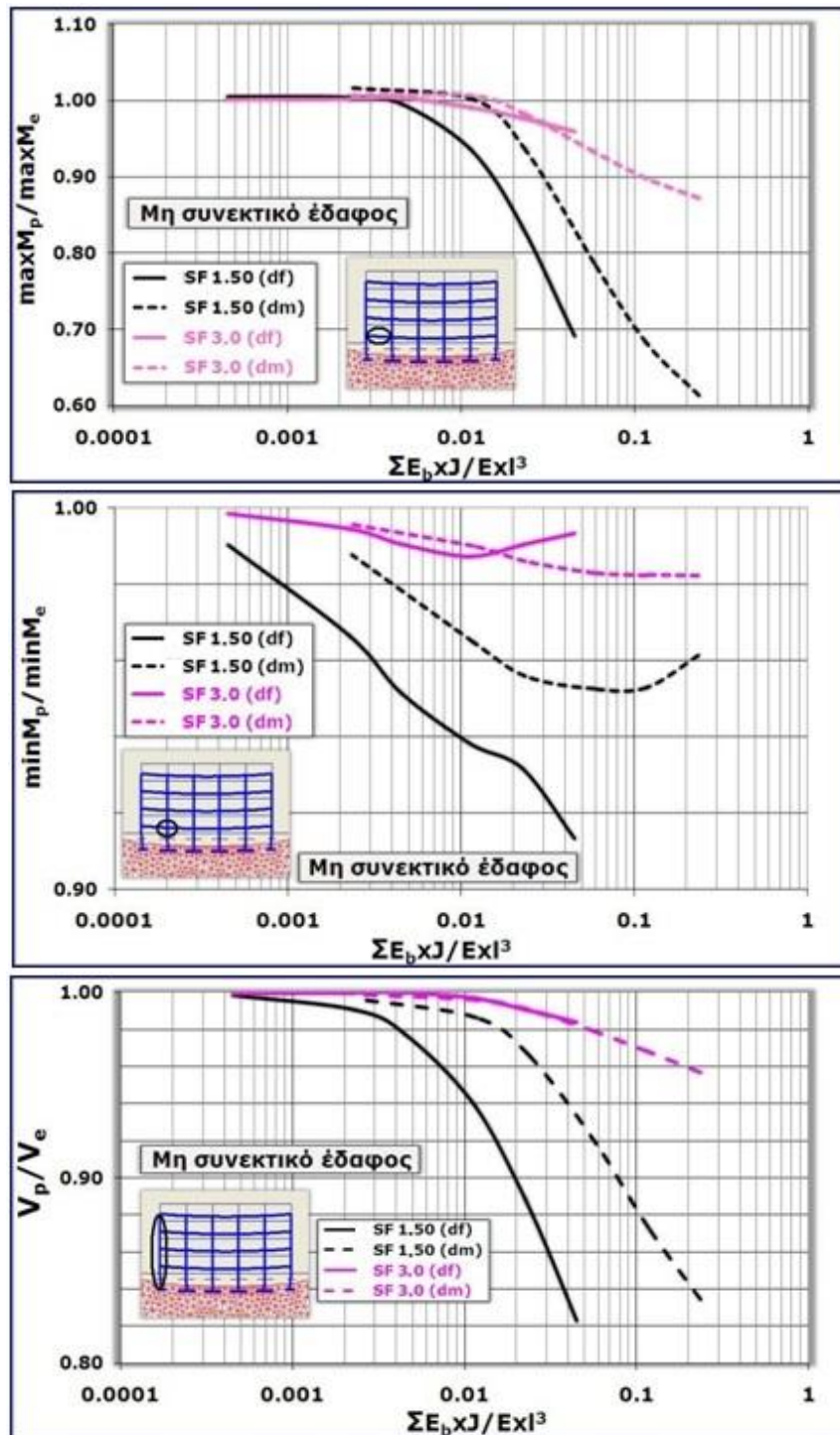
Η σχετική μεταβολή στις τιμές των ροπών κάμψεως δείχνουν ότι στις περιπτώσεις άκαμπτης πλάκας θεμελίωσης δεν υπάρχουν ουσιαστικές διαφοροποιήσεις μεταξύ των δύο εδαφικών προσομοιωμάτων. Ο γενικός συντελεστής ασφαλείας φαίνεται ότι επηρεάζει σημαντικά το μέγεθος των ροπών κάμψεως στις περιπτώσεις εύκαμπτης θεμελίωσης (πέδιλα ή εύκαμπτη πλάκα). Επίσης, διαπιστώνεται δραστική απομείωση του λόγου των ροπών κάμψεως με την αύξηση του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας του πλαισίου κυρίως για χαμηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας. Με την αύξηση της ακαμψίας του πλαισίου ενεργοποιείται ο μηχανισμός ανακατανομής με αποτέλεσμα αυξημένη καθίζηση στην ακραία θέση σε σχέση με το κέντρο ώστε να αναπτύσσονται τελικώς απομειωμένες τιμές της στροφής συγκριτικά με εκείνες που θα αναπτυσσόταν στην περίπτωση πολύ εύκαμπτου πλαισίου. Είναι προφανής η επιρροή της αναπτύξεως των πλαστικών ζωνών στα κρίσιμα εντατικά μεγέθη του πλαισίου κυρίως στην



περίπτωση όπου ο γενικός συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως του εδάφους δεν είναι ιδιαίτερα υψηλός.



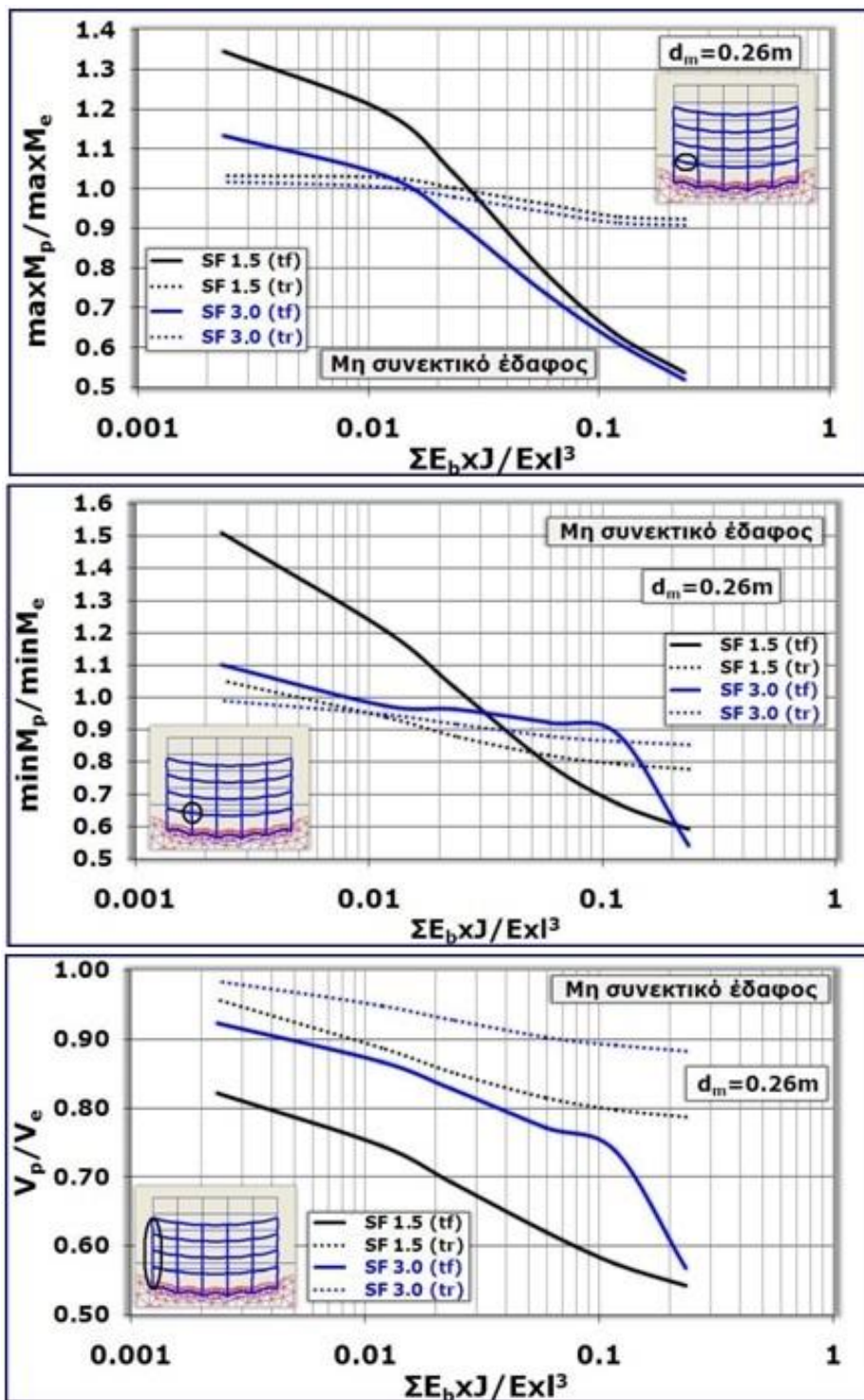
Σχήμα 4.55: Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στα εντατικά μεγέθη ανωδομής για θεμελίωση με πλάκα



**Σχήμα 4.56:** Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από μη συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στα εντατικά μεγέθη ανωδομής για θεμελίωση με πέδιλα

Για θεμελίωση με πλάκα κοιτοστρώσεως οι διαφορές στα δύο εδαφικά προσομοιώματα αυξάνουν σημαντικά με την μείωση της ακαμψίας της πλάκας θεμελίωσης ακόμη και για σχετικώς υψηλό συντελεστή ασφαλείας (SF=3.0). Η αύξηση του συντελεστή σχετικής ακαμψίας της ανωδομής έχει ως αποτέλεσμα την

απομείωση των ροπών κάμψης και του αξονικού φορτίου λόγω της αναπτύξεως των εκτεταμένων πλαστικών ζωνών.

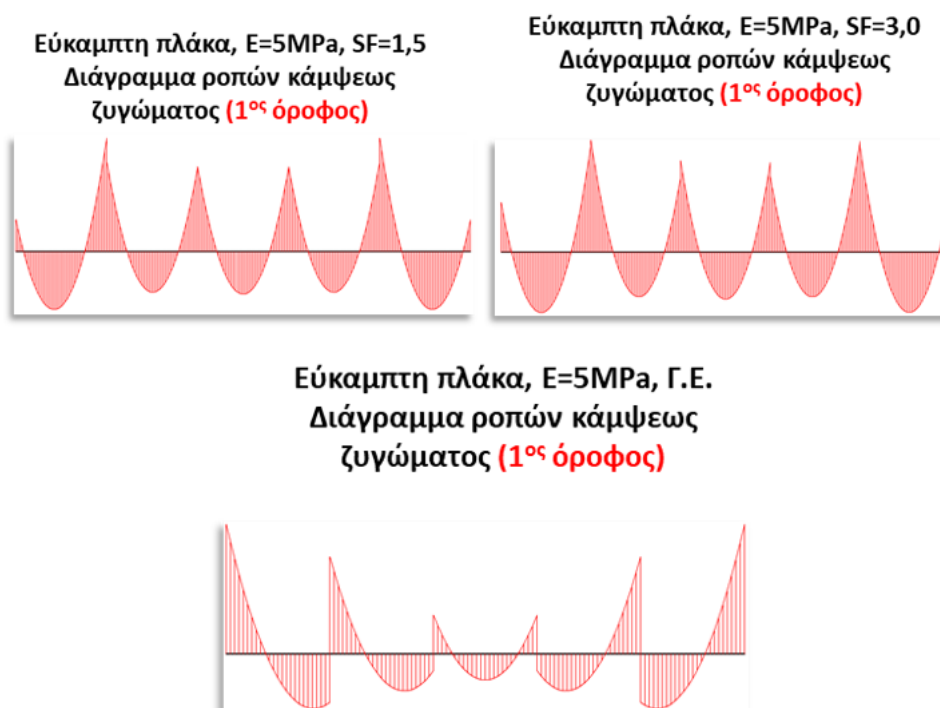


Σχήμα 4.57: Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από μη συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στα εντατικά μεγέθη ανωδομής για θεμελίωση με πλάκα

Διαγράμματα ροπών κάμψης του ζυγώματος για το επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως στην περίπτωση χαμηλού SF,



υψηλού SF (μη συνεκτικό έδαφος) και βάσει παραδοχής γραμμικώς ελαστικού εδάφους παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.58. Για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα τα υπολογισμένα μεγέθη βάσει μη συνεκτικού εδάφους Mohr-Coulomb απομειώνονται σημαντικά με την αύξηση της σχετικής ακαμψίας της ανωδομής  $R_b$  ακόμη και για υψηλό γενικό συντελεστή ασφαλείας  $SF=3,0$ , έναντι των αντίστοιχων βάσει παραδοχής γραμμικώς ελαστικού εδάφους.

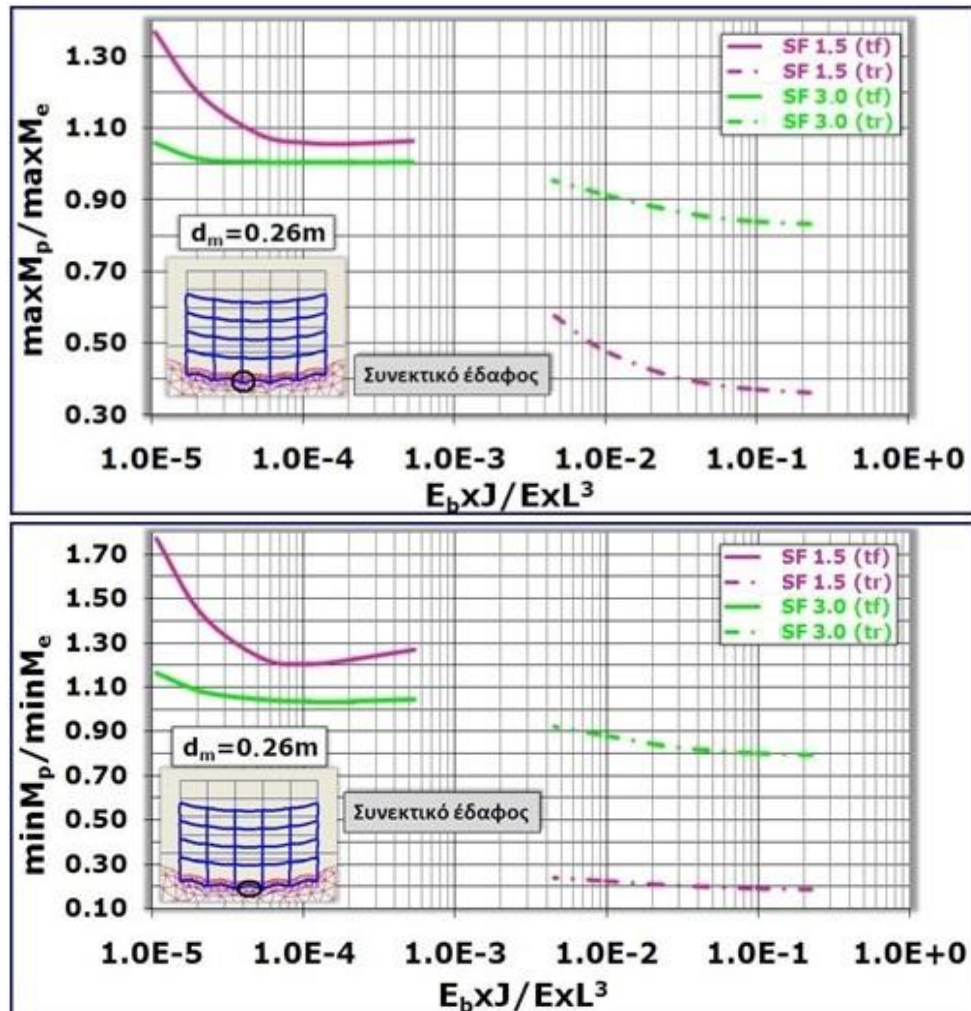


**Σχήμα 4.58:** Διαγράμματα ροπών κάμψεως ζυγώματος για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως

#### 4.3.6.3 Εκτίμηση ροπών κάμψεως πλάκας θεμελιώσεως

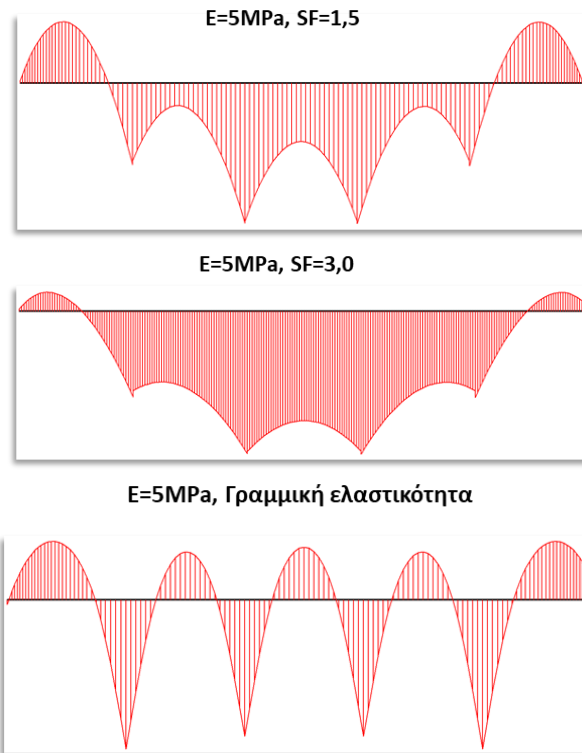
Στο σχήμα 4.59 παρουσιάζονται διαγράμματα συγκρίσεως των ροπών κάμψεως της πλάκας θεμελιώσεως μεταξύ γραμμικώς ελαστικού και συνεκτικού εδάφους Mohr-Coulomb, συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας της πλάκας θεμελιώσεως. Η επιρροή τόσο της ακαμψίας της πλάκας θεμελιώσεως όσο και του γενικού συντελεστή ασφαλείας στην ανάπτυξη των καμπτικών ροπών της είναι πολύ σημαντική. Για χαμηλό συντελεστή ασφαλείας υπολογίσθηκαν πολύ μικρότερες ροπές κάμψεως της άκαμπτης πλάκας θεμελιώσεως βάσει καθαρώς συνεκτικού εδάφους ιδίως με την αύξηση του συντελεστή  $R_F$  και αντίστοιχα πολύ μεγαλύτερες καμπτικές ροπές της εύκαμπτης πλάκας θεμελιώσεως ιδίως με την μείωση του συντελεστή  $R_F$  συγκριτικά με τα αποτελέσματα που έδωσε η παραδοχή γραμμικής

ελαστικότητας. Όσο πιο άκαμπτη η θεμελίωση τόσο εντονότερη η επίδραση των διαφορικών καθιζήσεων στις ροπές κάμψης της πλάκας κοιτοστρώσεως, ιδίως για χαμηλές τιμές του SF και για μικρά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους.

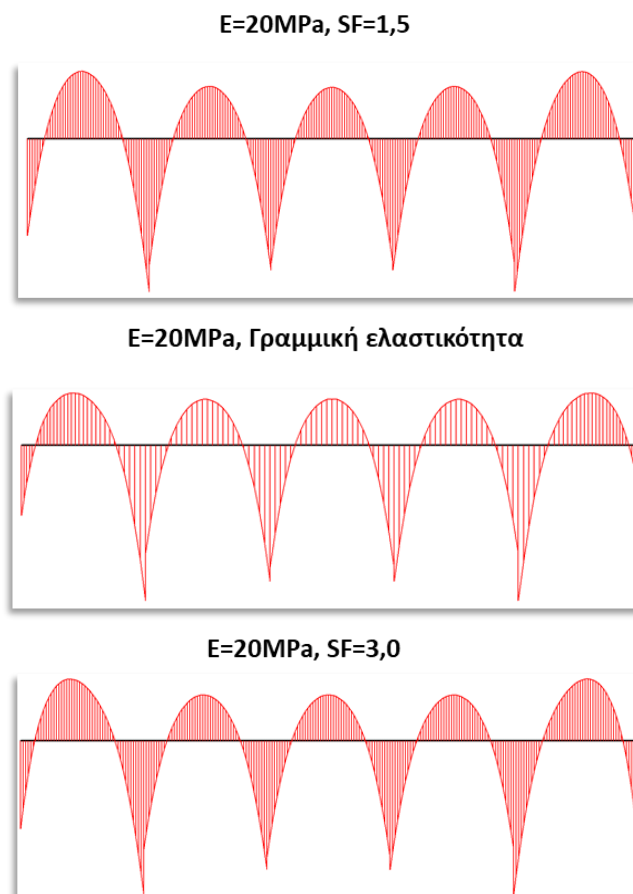


Σχήμα 4.59: Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στις ροπές κάμψης της πλάκας θεμελιώσεως

Στα Σχήματα 4.60 και 4.61 παρουσιάζονται διαγράμματα ροπών κάμψης της άκαμπτης και εύκαμπτης πλάκας κοιτοστρώσεως, αντίστοιχα, για συγκεκριμένο μέτρο ελαστικότητας του εδάφους και για συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb με χαμηλό SF, υψηλό SF και για γραμμικώς ελαστικό έδαφος. Η διαφοροποίηση στα διαγράμματα των ροπών κάμψης της άκαμπτης πλάκας κοιτοστρώσεως έναντι εκείνων για έδαφος γραμμικώς ελαστικό είναι προφανής ακόμη και για την υψηλή τιμή του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF=3,0, σε αντίθεση με τα αντίστοιχα διαγράμματα της εύκαμπτης πλάκας θεμελιώσεως, τα οποία δεν διαφοροποιούνται.

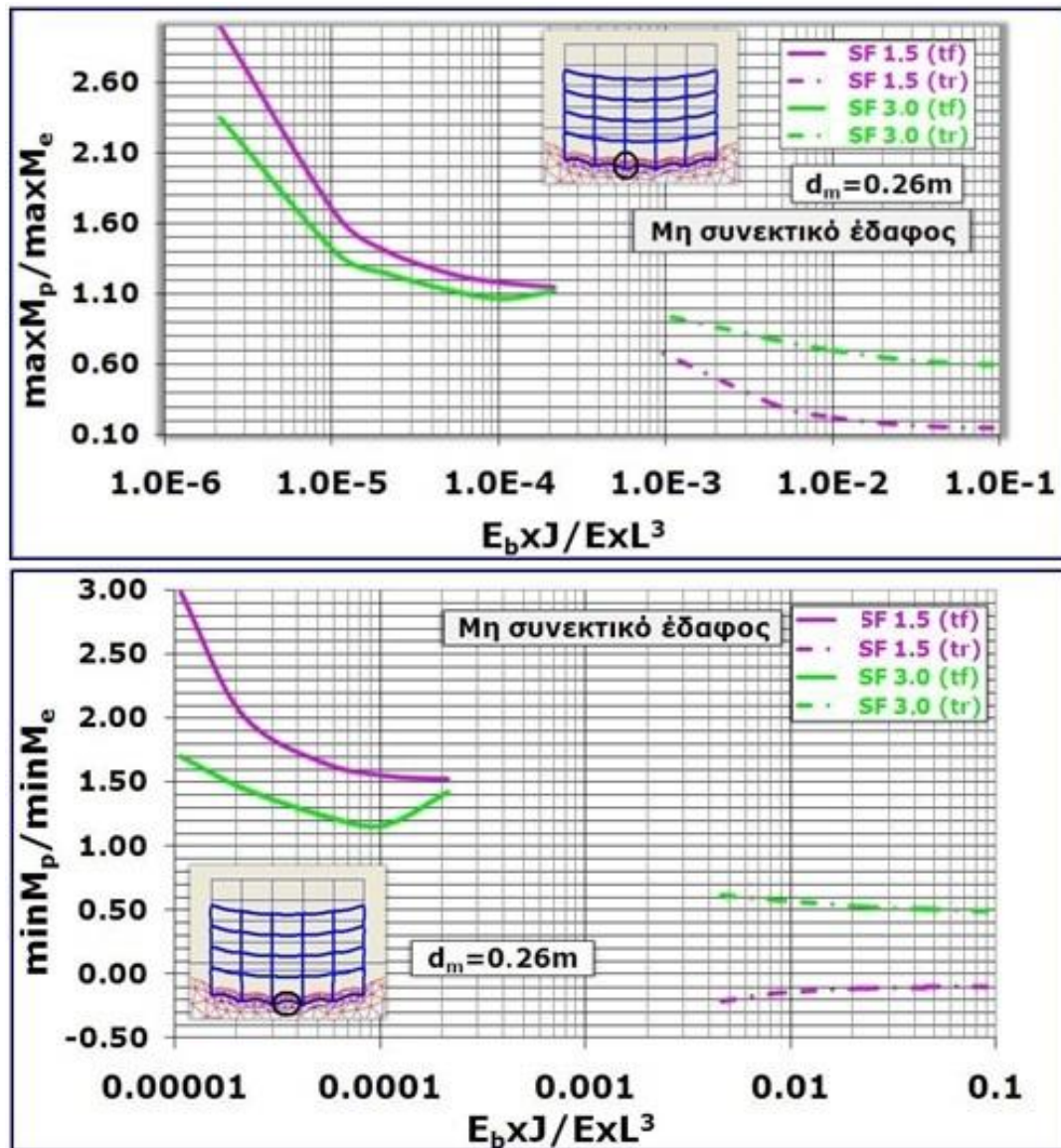


**Σχήμα 4.60:** Ροπές κάμψης άκαμπτης κοιτόστρωσης (Συνεκτικό - γραμμικώς ελαστικό)



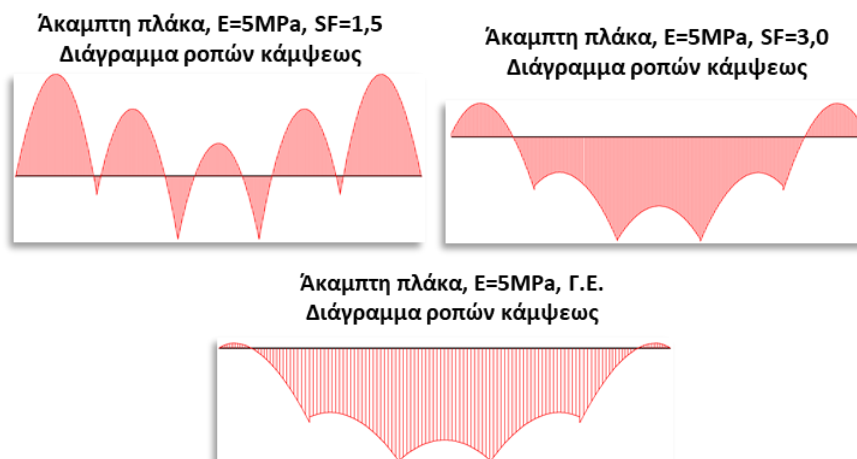
**Σχήμα 4.61:** Ροπές κάμψης εύκαμπτης κοιτόστρωσης (Συνεκτικό - γραμμικώς ελαστικό)

Διαφοροποιήσεις στις ροπές κάμψεως της πλάκας θεμελίωσης διαπιστώθηκαν εντονότερες μεταξύ γραμμικώς ελαστικού και καθαρώς μη συνεκτικού εδάφους Mohr-Coulomb (Σχήμα 4.62), ακόμη και για την σχετικά υψηλή τιμή του γενικού συντελεστή ασφαλείας  $SF=3.0$ .

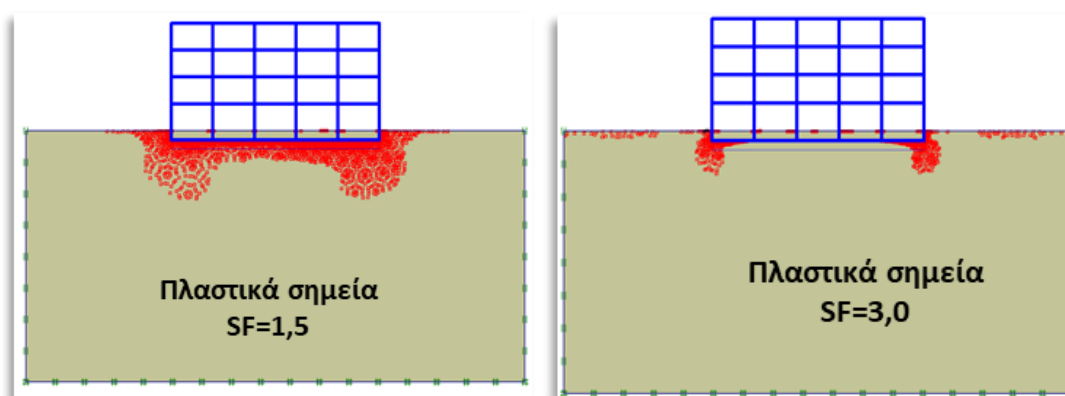


**Σχήμα 4.62:** Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από μη συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στις ροπές κάμψεως της πλάκας θεμελίωσης

Ενδεικτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως της άκαμπτης πλάκας κοιτοστρώσεως και ενδεικτικές εικόνες ανάπτυξης πλαστικών σημείων για χαμηλό και για υψηλό SF παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.63 και 4.64, αντίστοιχα.



**Σχήμα 4.63:** Διαγράμματα ροπών κάμψεως άκαμπτης πλάκας κοιτοστρώσεως για μη συνεκτικό έδαφος και για γραμμικώς ελαστικό

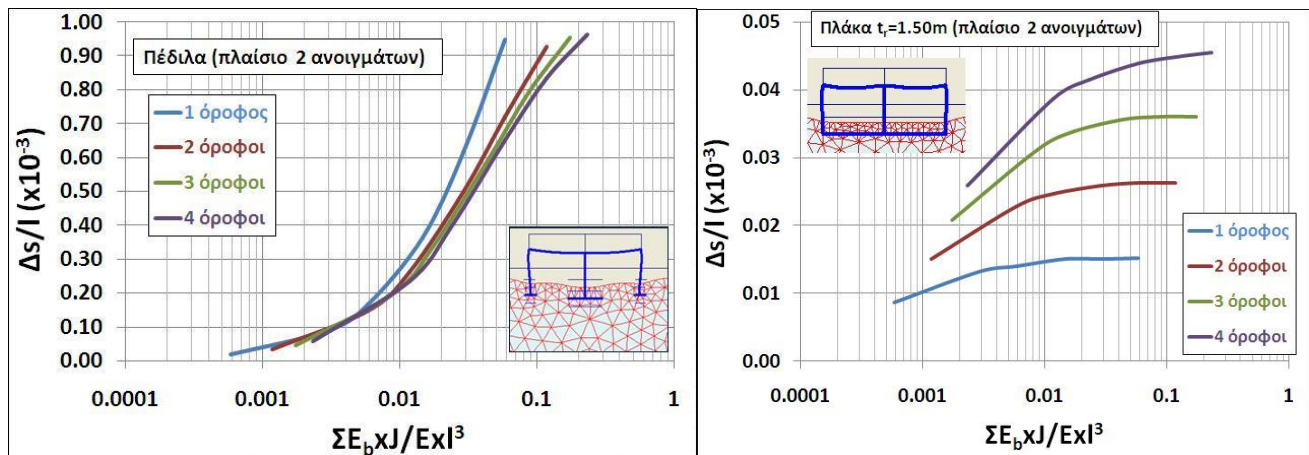


**Σχήμα 4.64:** Πλαστικές ζώνες στην άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως σε καθαθώς μη συνεκτικό έδαφος

#### 4.3.7 Πρόσθετες παρατηρήσεις

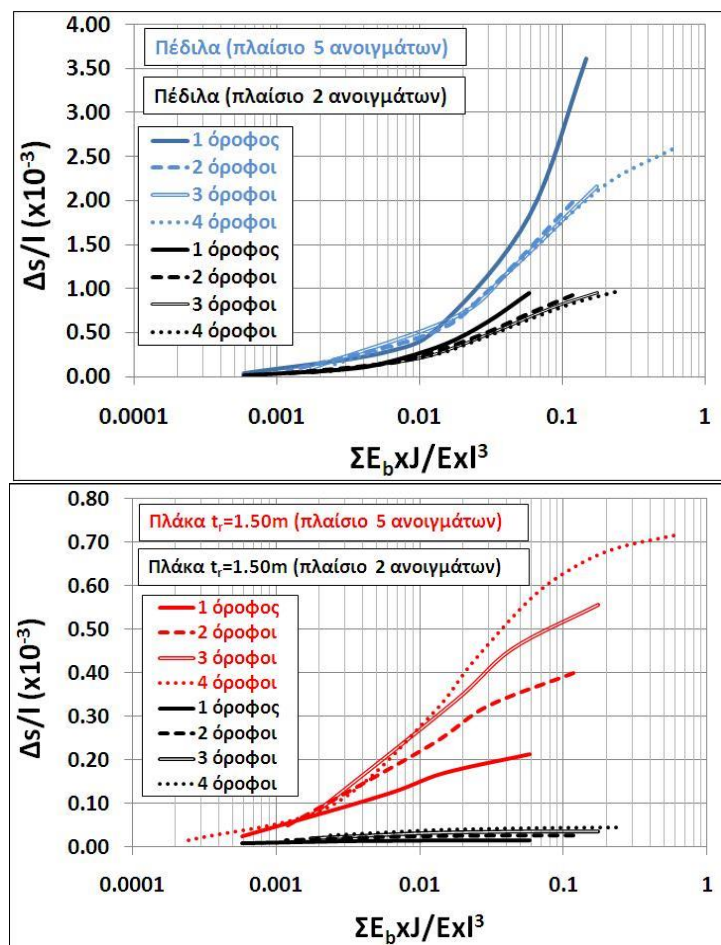
Σκοπός των αναλύσεων αυτής της υποπαραγράφου είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων για δύο διαφορετικούς τύπους πλαισίων μεσαίας ευκαμψίας με δύο και πέντε ανοίγματα, αντίστοιχα, και με 1, 2, 3 ή 4 ορόφους. Εξετάσθηκαν οι περιπτώσεις θεμελιώσεως με μεμονωμένα πέδιλα ή πλάκα κοιτοστρώσεως πάχους  $t_r=1.50\text{m}$ . Στα διαγράμματα που ακολουθούν απεικονίζεται μεταβολή της στροφής  $\Delta s/l$ , της  $\max \Delta s/L$  και της ροπής κάμψεως σε θέση στηρίξεως ( $\min M$ ) της δοκού του 1<sup>ου</sup> ορόφου συναρτήσεως του συντελεστή  $R_b = \sum E_b x_l / E x_l^3$  υπολογισμένος από το άθροισμα των ακαμψιών των ορόφων. Τα αποτελέσματα αφορούν σε αναλύσεις με παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους (Σχήματα 4.65 έως 4.69) ή για καθαρώς συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb (Σχήμα 4.70).





Σχήμα 4.65: Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του  $R_b$  για πλαίσιο δύο ανοιγμάτων

Ο συντελεστής  $R_b$  έχει εκτιμηθεί λαμβάνοντας υπόψη την μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους, με δεδομένη σταθερή τιμή της ακαμψίας ανωδομής για ισοδύναμο πάχος ζυγώματος  $d_m=0.26m$ . Από τα διαγράμματα παρατηρείται η αύξηση της στροφής  $\Delta s/l$  με την αύξηση του συντελεστή  $\Sigma E_b \chi J / E \chi l^3$ . Οι τιμές της στροφής δεν φαίνεται να επηρεάζονται ουσιαστικά από τον αριθμό των ορόφων για τον ίδιο συντελεστή  $R_b$  με εξαίρεση τα αποτελέσματα για το μονόροφο πλαίσιο και συγκεκριμένα για υψηλή σχετική ακαμψία ανωδομής ως προς το έδαφος ( $\Sigma E_b \chi J / E \chi l^3 > 0.04$  περίπου). Είναι σαφές, ωστόσο, ότι η αύξηση της φορτίσεως με την αύξηση των ορόφων προκαλεί μεγαλύτερες καθιζήσεις και μεγαλύτερες διαφορικές καθιζήσεις για το ίδιο μέτρο ελαστικότητας του εδάφους, δεδομένου ότι ο συντελεστής  $R_b$  εξαρτάται σε κάθε περίπτωση από τον αριθμό των ορόφων. Για παράδειγμα, για το μονόροφο πλαίσιο και για συντελεστή  $R_b=0.01$  υπολογίσθηκε τιμή της στροφής  $\Delta s/l=0.4 \times 10^{-3}$ . Για το ίδιο μέτρο ελαστικότητας του εδάφους ο συντελεστής  $R_b$  που αντιστοιχεί στο 2όροφο πλαίσιο, είναι διπλάσιος δηλαδή  $R_b=0.02$  για τον οποίο υπολογίσθηκε στροφή  $\Delta s/l=0.75 \times 10^{-3}$ , αφού έχει ληφθεί ίδια μέση ακαμψία ανωδομής. Ομοίως, για το 3όροφο και για το 4όροφο πλαίσιο οι αντίστοιχοι συντελεστές είναι  $R_b=0.03$  και  $R_b=0.04$ , με τιμή της στροφής  $\Delta s/l=10^{-3}$  και  $\Delta s/l=1.2 \times 10^{-3}$ . Συνεπώς, η μικρή απόκλιση που παρατηρείται στα σχετικά διαγράμματα, των αποτελεσμάτων του μονόροφου πλαισίου σε σχέση με τα πλαίσια 2 ή περισσότερων ορόφων οφείλεται στις πολύ μικρότερες τιμές των  $\Delta s$  οι οποίες αντιστοιχούν σε μικρότερο συντελεστή  $R_b$  λόγω της πολύ μικρότερης φορτίσεως.

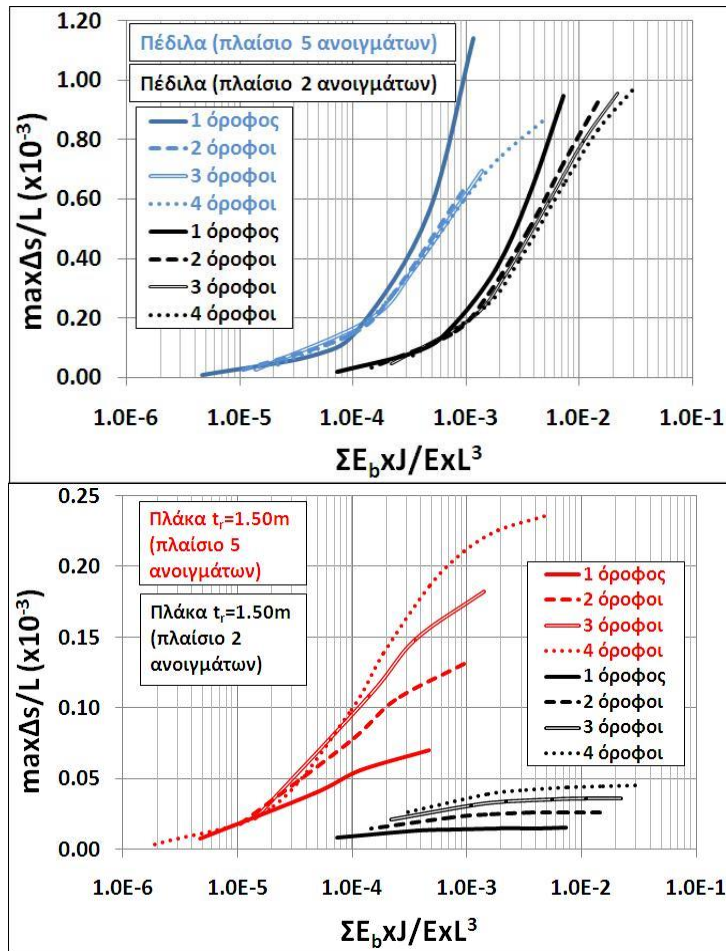


**Σχήμα 4.66:** Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του  $R_b$  για πλαίσια 2 και 5 ανοιγμάτων

Αντιθέτως, στην περίπτωση θεμελιώσεως με πλάκα μεγάλου σχετικά πάχους ( $t_f=1.50m$ ), οι τιμές της στροφής είναι εξαιρετικά χαμηλές και συνεπώς η φόρτιση του πλαισίου δεν επηρεάζει πρακτικά το πολύ μικρό μέγεθος της  $\Delta s/l$ . Στο σχήμα 4.67 παρουσιάζεται μεταβολή της στροφής  $\max \Delta s/L$  συναρτήσει του λόγου  $\Sigma E_b \chi J / E x l^3$ , όπου  $\max \Delta s$  η μέγιστη διαφορική καθίζηση μεταξύ ακραίου και κεντρικού υποστυλώματος και  $L$  το συνολικό μήκος του κάθε πλαισίου (με  $L=10m$  και  $L=25m$  αντίστοιχα των 2 και 5 ανοιγμάτων). Ισχύουν τα ίδια ακριβώς συμπεράσματα με εκείνα των προηγούμενων διαγραμμάτων (Σχήμα 4.66). Εξετάζοντας προσεκτικά το διάγραμμα στο Σχήμα 4.67, ενώ διαπιστώνεται ότι η τιμή της στροφής  $\max \Delta s/L$  είναι αυξημένη στο πλαίσιο των περισσότερων ανοιγμάτων, εντούτοις αυτό ισχύει μόνο αν συγκριθούν αποτελέσματα που αντιστοιχούν στον ίδιο συντελεστή  $\Sigma E_b \chi J / E x l^3$ . Για το ίδιο μέτρο μέτρο ελαστικότητας του εδάφους οι συντελεστές  $\Sigma E_b \chi J / E x l^3$  είναι αρκετά μικρότεροι για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων και από το διάγραμμα εκτιμώνται μικρότερες



αντίστοιχες τιμές  $max\Delta s/L$  συγκριτικά με εκείνες που εκτιμώνται για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων που ουσιαστικώς αντιστοιχούν σε μεγαλύτερους  $\Sigma E_b \chi J / E \chi L^3$  (λόγω μικρότερου  $L$ ).

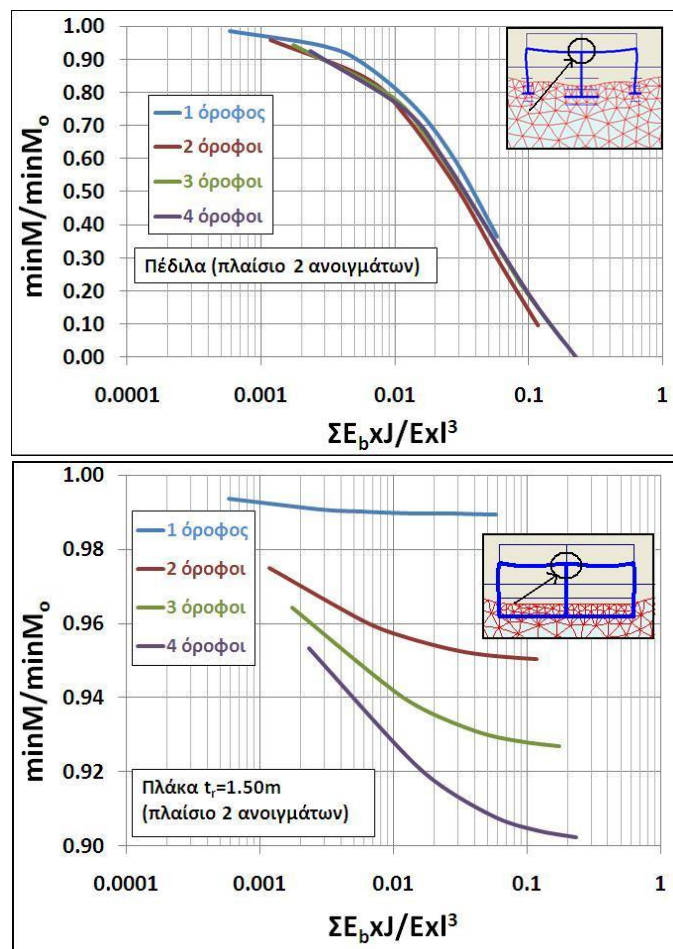


**Σχήμα 4.67:** Επιρροή του συνολικού μήκους  $L$  στην μεταβολή της μέγιστης στροφής

Παράδειγμα: Για  $E=5\text{MPa}$  στο **1όροφο πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων** αντιστοιχεί  $\Sigma E_b \chi J / E \chi L^3 = 7.3 \times 10^{-3}$  και εκτιμάται στροφή  $max\Delta s/L = 0.9 \times 10^{-3}$ . Για το **2όροφο** είναι  $\Sigma E_b \chi J / E \chi L^3 = 1.5 \times 10^{-2}$  και  $max\Delta s/L = 0.91 \times 10^{-3}$ . Για το **3όροφο** είναι  $\Sigma E_b \chi J / E \chi L^3 = 2.2 \times 10^{-2}$  και  $max\Delta s/L = 0.92 \times 10^{-3}$ . Για το **4όροφο** είναι  $\Sigma E_b \chi J / E \chi L^3 = 2.9 \times 10^{-2}$  και  $max\Delta s/L = 0.97 \times 10^{-3}$ . Τα αποτελέσματα για το **πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων** καταλήγουν σε μικρότερους αντίστοιχους  $\Sigma E_b \chi J / E \chi L^3$ , και συγκεκριμένα για **1όροφο, 2όροφο, 3όροφο και 4όροφο** είναι:  $\Sigma E_b \chi J / E \chi L^3 = 4.7 \times 10^{-4}, 9.4 \times 10^{-4}, 1.4 \times 10^{-3}$  και  $1.9 \times 10^{-3}$  με  $max\Delta s/L = 0.55 \times 10^{-3}, 0.65 \times 10^{-3}, 0.70 \times 10^{-3}, 0.72 \times 10^{-3}$ . Διαπιστώνεται ότι η αύξηση του αριθμού των ορόφων επηρεάζει ελαφρώς την μεταβολή της στροφής στο πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων. Για περισσότερο εύκαμπτο φορέα επί συμπιεστού εδάφους θα ήταν σημαντική η αύξηση της στροφής με την αύξηση του αριθμού των

ορόφων, όπως ήδη διαπιστώθηκε σε προηγούμενες επιλύσεις. Ως αποτέλεσμα της ανάπτυξης των  $\Delta s$ , επηρεάζονται αντίστοιχα και τα εντατικά μεγέθη των πλαισίων. Στο σχήμα 4.68 παρουσιάζονται διαγράμματα μεταβολής του λόγου των ροπών κάμψεως  $\min M/\min M_0$  σε θέση κεντρικής στηρίξεως συναρτήσει του συντελεστή  $R_b = \Sigma E_b \chi J / E \chi I^3$  για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων. Για τιμές του  $R_b < 0.001$  (πολύ εύκαμπτα πλαίσια) ο λόγος των ροπών κάμψεως προσεγγίζει την μονάδα ( $\min M/\min M_0 \approx 1$ ). Οι αποκλίσεις από την συμβατική επίλυση χωρίς να λαμβάνεται υπόψη προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως είναι ουσιαστικές στην περίπτωση εύκαμπτων θεμελιώσεων. Ουσιαστική είναι η ανακατανομή των ροπών κάμψεως με την αύξηση του δείκτη  $R_b$ , καταλήγοντας σε μεγάλη αύξηση της ροπής στηρίξεως στο βστυλο πλαίσιο και αντιστοίχως μείωση στο 3στυλο σχετικώς με τα μεγέθη που υπολογίστηκαν χωρίς προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως, για θεμελίωση επί μεμονωμένων πεδίων, ανεξαρτήτως του αριθμού των ορόφων. Για θεμελίωση με άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως οι τιμές του λόγου  $\max \Delta s/L$  είναι ιδιαιτέρως χαμηλές ακόμη και για τις μικρές τιμές του  $E$  εδάφους που εξετάσθηκαν, ιδίως για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων που εκτιμήθηκαν σχεδόν μηδενικές. Για περισσότερο εύκαμπτο φορέα οι λόγοι  $\min M/\min M_0$  στην περίπτωση άκαμπτη θεμελίωσης θα προσεγγίζουν την μονάδα.

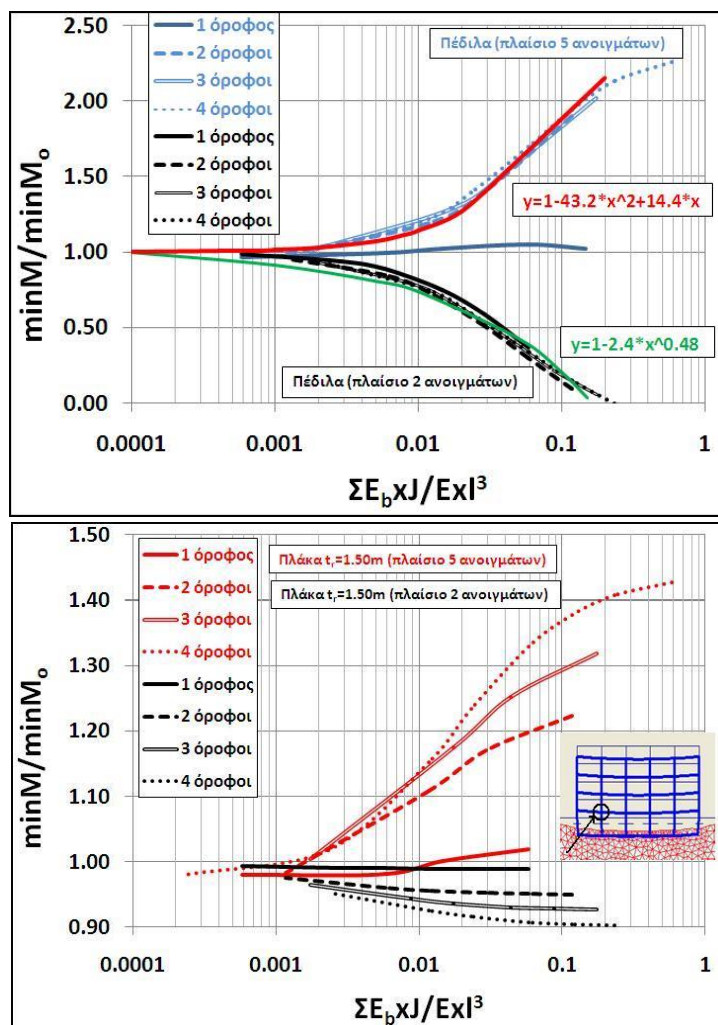
Οι καμπύλες μεταβολής των εντατικών μεγεθών συναρτήσει του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας για το ίδιο πλαίσιο αλλά διαφορετικού αριθμού ορόφων ακολουθούν μία ενιαία μορφή με τάση αύξησης ή μείωσης και σε αυτές τις περιπτώσεις διατυπώθηκαν αλγεβρικές συσχετίσεις. Συγκεκριμένα, για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων και για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα διατυπώθηκε η εξίσωση  $\gamma = 1 - 2.4 * x^{0.48}$ , ενώ αντίστοιχα για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων (εξαιρώντας τα αποτελέσματα για το μονόροφο πλαίσιο), μία πολυωνυμική εξίσωση δευτέρου βαθμού  $\gamma = 1 - 43.2 * x^2 + 14.4 * x$  (Σχήμα 4.69). Για τιμές του συντελεστή  $R_b < 0.001$  δεν διαφοροποιούνται τα αποτελέσματα από εκείνα των συμβατικών αναλύσεων ούτε για εύκαμπτη αλλά ούτε και για άκαμπτη θεμελίωση. Φαίνεται ότι η μεταβολή των μεγεθών αυτών ακολουθεί την αντίστοιχη μεταβολή της στροφής  $\Delta s/l$ .



**Σχήμα 4.68:** Μεταβολή της ροπής κάμψεως συναρτήσει του συντελεστή  $R_b$  για 3-στυλο πλαίσιο

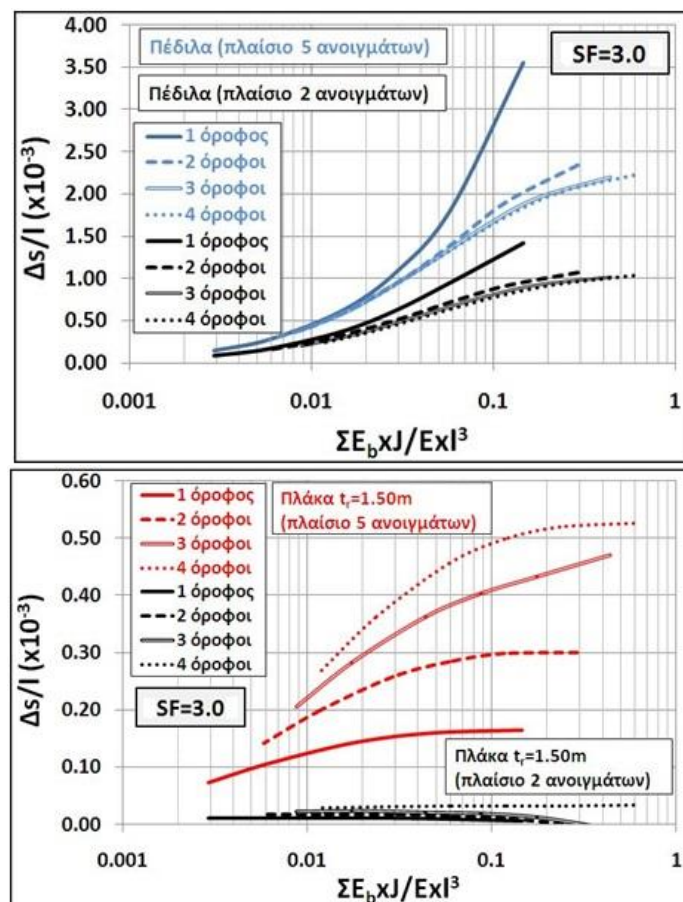
Στο σχήμα 4.70 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά διαγράμματα μεταβολής της στροφής  $\Delta s/l$  συναρτήσει του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας για τα πλαίσια των 2 και 5 ανοιγμάτων σύμφωνα με τα αποτελέσματα που έδωσαν οι αναλύσεις με βάση το ελαστοπλαστικό εδαφικό προσομοίωμα κατά Mohr–Coulomb για έδαφος καθαρώς συνεκτικό με τιμές αστράγγιστης διατμητικής αντοχής τέτοιες ώστε να αντιστοιχούν σε σχετικά υψηλό συνολικό συντελεστή ασφαλείας  $SF=3.0$ . Για θεμελίωση με μεμονωμένα πένδπλα, οι τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u$  που αντιστοιχούν σε συνολικό  $SF=3.0$  είναι από 12kPa έως 50kPa για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων και αντίστοιχως από 11kPa έως 42kPa για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων, ενώ για θεμελίωση με πλάκα πάχους  $t_r=1.50m$ , αντίστοιχα για τα πλαίσια των 2 και 5 ανοιγμάτων, από 8kPa έως 32kPa και από 8.5kPa έως 35kPa, αναλόγως με τον αριθμό των ορόφων. Τα αποτελέσματα δείχνουν ίδια μεταβολή της στροφής  $\Delta s/l$  με εκείνη που εκτιμήθηκε από τις αναλύσεις σύμφωνα με την

παραδοχή γραμμικής ελαστικού εδάφους, και τιμές οι οποίες προσεγγίζουν τις αντίστοιχες του γραμμικής ελαστικού εδάφους.



**Σχήμα 4.69:** Συγκεντρωτικά διαγράμματα μεταβολής της ροπής κάμψευς συναρτήσει του συντελεστή  $R_b$  για 3-στυλο και 6-στυλο πλαίσιο

Αντίστοιχες αναλύσεις πραγματοποιήσαν οι Hora and Sharma (2008) (γραμμικές και μη γραμμικές) για πλαίσια 2 και 4 ανοιγμάτων προκειμένου να διερευνήσουν την επιρροή των ανοιγμάτων και των ορόφων στην συμπεριφορά της αλληλεπιδράσεως. Από τις αναλύσεις αυτές διαπίστωσαν ότι η αύξηση του αριθμού των ανοιγμάτων καθώς και του αριθμού των ορόφων προκαλούν σημαντική αύξηση των καθιζήσεων, των διαφορικών καθιζήσεων, των πιέσεων επαφής και των φορτίων στα μέλη του πλαισίου και της θεμελιώσεως. Επίσης, παρατήρησαν ότι και η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους έχει μεγάλη επιρροή στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως.



**Σχήμα 4.70:** Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα

#### 4.3.8 Θεώρηση ανομοιογενούς εδάφους με γραμμικώς αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας με το βάθος

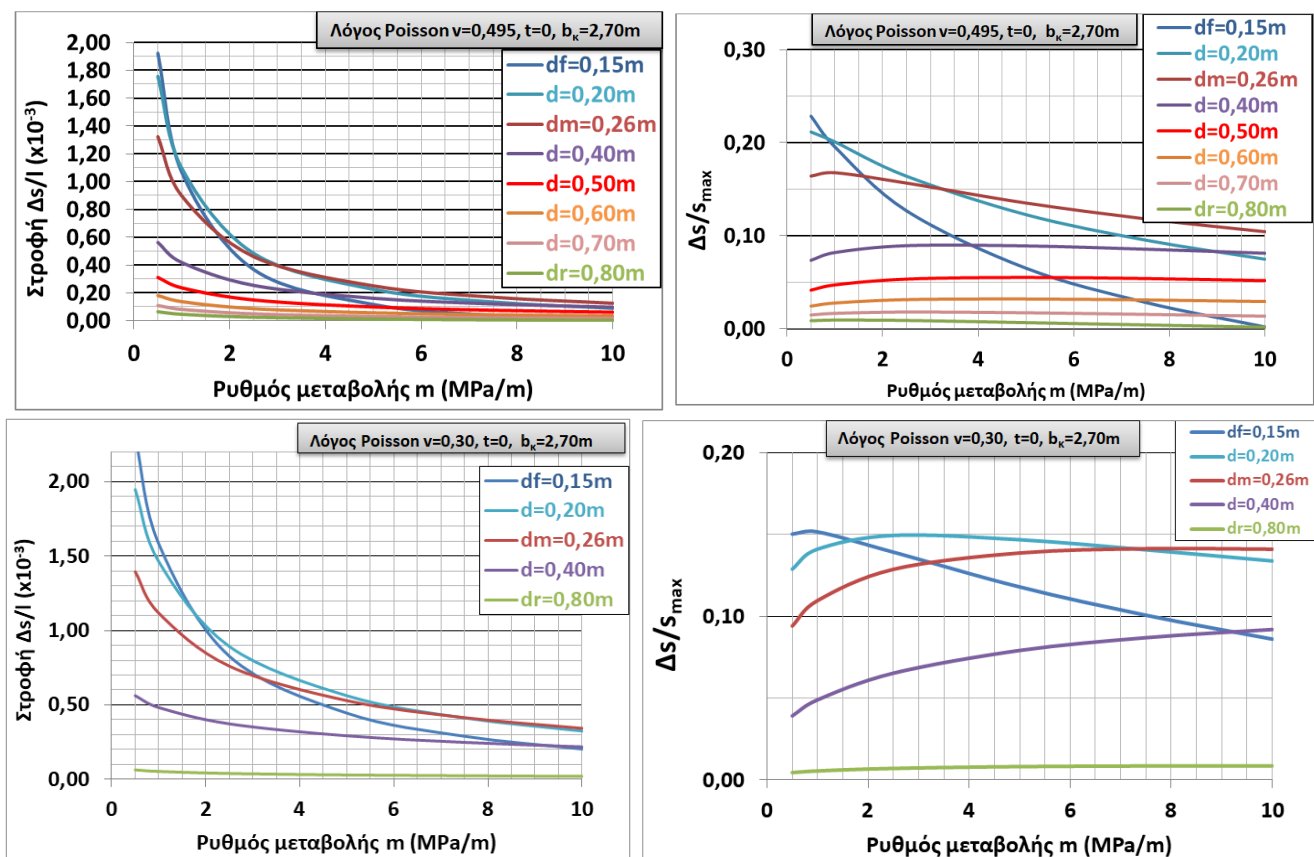
Εξετάσθηκε η περίπτωση του τρίστυλου πλαισίου με έναν όροφο (με μήκος ανοίγματος  $l=5\text{m}$ ), θεμελιωμένο με μεμονωμένα πέδιλα. Μελετήθηκαν διάφορες τιμές ισοδύναμου πάχους ζυγώματος για την ανωδομή οι οποίες κυμάνθηκαν από μια πολύ μικρή με  $d_f=0,15\text{m}$  (ακραία εύκαμπτη) έως μία αρκετά υψηλή με  $d_f=0,80\text{m}$  (ακραία άκαμπτη). Το έδαφος θεωρήθηκε ανομοιογενές μονοστρωματικό με αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας συναρτήσει του βάθους σύμφωνα με την σχέση  $E=E_0+m \cdot z$ .  $E_0$  είναι το αρχικό μέτρο ελαστικότητας στην φυσική επιφάνεια του εδάφους με τυχαία πολύ χαμηλή τιμή  $E_0=500\text{KPa}$ , διότι  $E=0$  δεν έχει έννοια (ούτε στην φυσική επιφάνεια του εδάφους), και  $z$  το βάθος. Διερευνήθηκε ένα αντιπροσωπευτικό εύρος τιμών του ρυθμού μεταβολής του μέτρου ελαστικότητας  $m=0,5$  έως  $10\text{MPa/m}$ , το οποίο θεωρείται μέσα στα όρια διακύμανσης των συνηθισμένων εδαφικών υλικών, καλύπτοντας ακόμη και ακραίες περιπτώσεις



συνεκτικών και μη συνεκτικών εδαφών. Ο λόγος Poisson του εδάφους θεωρήθηκε σταθερός σε όλο το βάθος με τιμή  $\nu=0,495$  ώστε να προσεγγίζει την  $\nu=0,50$  του μοντέλου Gibson, ή  $\nu=0,30$  που θεωρείται μία μέση τιμή για ένα αργιλικό έδαφος (υπό στραγγιζόμενες συνθήκες). Εξετάσθηκε αρχικώς η θεωρητική περίπτωση θεμελιώσεως των πεδίων στην φυσική επιφάνεια του εδάφους ( $t=0$ ) δεδομένου ότι το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους στις ανώτερες στρώσεις είναι πρακτικώς σταθερό και στην συνέχεια για λόγους συγκρίσεως εξετάσθηκε και η περίπτωση θεμελιώσεως σε βάθος  $t=1\text{m}$  κάτω από την φυσική επιφάνεια. Το πάχος του εδαφικού στρώματος κάτω από την επιφάνεια θεμελιώσεως θεωρήθηκε ίσο με το διπλάσιο του πλάτους του κτιρίου  $z=2 \cdot l=20\text{m}$ , το οποίο πρακτικώς δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα. Τα αποτελέσματα αφορούν σε τιμές της στροφής  $\Delta s/l$ , του λόγου  $\Delta s/s_{\max}$  και των ροπών κάμψεως της δοκού ανωδομής στην κεντρική θέση στηρίξεως ( $\min M$ ) και στις θέσεις των ανοιγμάτων ( $\max M$ ). Η στροφή  $\Delta s/l$  έχει υπολογισθεί ομοίως όπως και στις προηγούμενες επιλύσεις με  $\Delta s=s_{\kappa} - s_{\alpha}$ , όπου  $s_{\kappa}$  η καθίζηση στο κεντρικό πέδιλο και  $s_{\alpha}$  αντίστοιχα στο ακραίο, ενώ με  $s_{\max}$  συμβολίζεται η μέγιστη καθίζηση, η οποία σε όλες τις περιπτώσεις σημειώθηκε στο κεντρικό πέδιλο.

#### 4.3.8.1 *Επιρροή του ρυθμού μεταβολής $m$ στην στροφή και στις ροπές κάμψεως ανωδομής και συγκρίσεις με ομοιογενές έδαφος*

Η θεμελίωση των πεδίων θεωρήθηκε στην φυσική επιφάνεια του εδάφους ( **$t=0$** ). Οι διαστάσεις των θεμελίων προεπιλέχθηκαν με βάση το κριτήριο ίσων πιέσεων για απολύτως ανυποχώρητο έδαφος, υποθέτοντας δηλαδή ότι επιβάλλονται ίσες μέσες πιέσεις σε όλες τις επιφάνειες θεμελιώσεως. Σύμφωνα με το κριτήριο αυτό σχεδιάστηκε το πλάτος των ακραίων πεδίων ίσο με  $b_{\alpha}=1,0\text{m}$  ενώ του κεντρικού αντίστοιχα ίσο με  **$b_{\kappa}=2,7\text{m}$** . Διαγράμματα μεταβολής της στροφής  $\Delta s/l$  και του λόγου  $\Delta s/s_{\max}$  συναρτήσεως του ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους  $m$  για λόγο Poisson του εδάφους  $\nu=0,495$  ή  $\nu=0,30$  απεικονίζονται στο Σχήμα 4.71.



**Σχήμα 4.71:** Μεταβολή της στροφής  $\Delta s/I$  και της  $\Delta s/s_{\max}$  συναρτήσει του  $m$

Για εύκαμπτη ή μέσης ακαμψίας ανωδομή και για χαμηλούς ρυθμούς αύξησης του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους με  $m < 3 \text{ MPa/m}$  περίπου, η στροφή  $\Delta s/I$  είναι αρκετά υψηλή και απομειώνεται δραστικά με την αύξηση του  $m$ . Αντιθέτως, για  $m > 4 \text{ MPa/m}$  η στροφή  $\Delta s/I$  δεν φαίνεται να έχει σημαντική απομείωση με την αύξηση του ρυθμού αυτού. Για άκαμπτη ανωδομή, οι διαφορικές καθιζήσεις είναι πρακτικώς αμελητέες και ο ρυθμός μεταβολής  $m$  δεν διαφοροποιεί ουσιαστικώς τα σχετικά αποτελέσματα. Μικρή επιρροή φαίνεται ότι έχει ο λόγος Poisson  $\nu$  του εδάφους για εύκαμπτη ανωδομή (ή μέσης ακαμψίας) όπου ευνοούνται οι συνθήκες ίσων πιέσεων, σε αντίθεση με την άκαμπτη ανωδομή όπου οι  $\Delta s$  είναι αμελητέες ( $\Delta s \approx 0$ ), λόγω του μηχανισμού ανακατανομής των τάσεων. Για την μεγάλη τιμή του  $\nu$  οι αντίστοιχες τιμές της στροφής  $\Delta s/I$  είναι γενικώς χαμηλότερες.

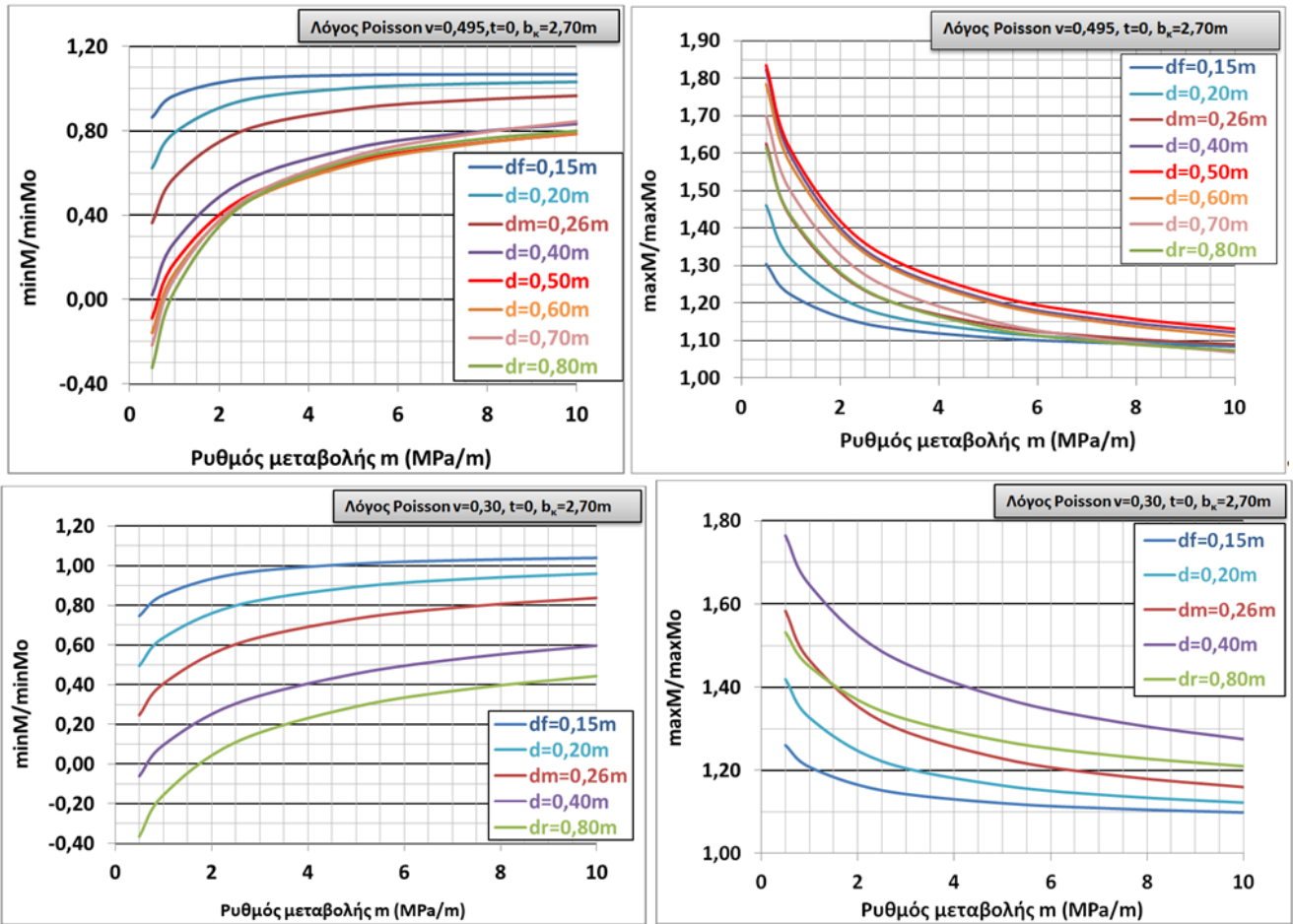
Ο λόγος  $\Delta s/s_{\max}$  επηρεάζεται από την μεταβολή του ρυθμού αύξησης  $m$  στις περιπτώσεις εύκαμπτης ανωδομής ή ακόμη και μέσης ακαμψίας ανωδομή, για λόγο Poisson  $\nu=0,495$ , με απομείωση του λόγου αυτού με την αύξηση του ρυθμού  $m$ ,



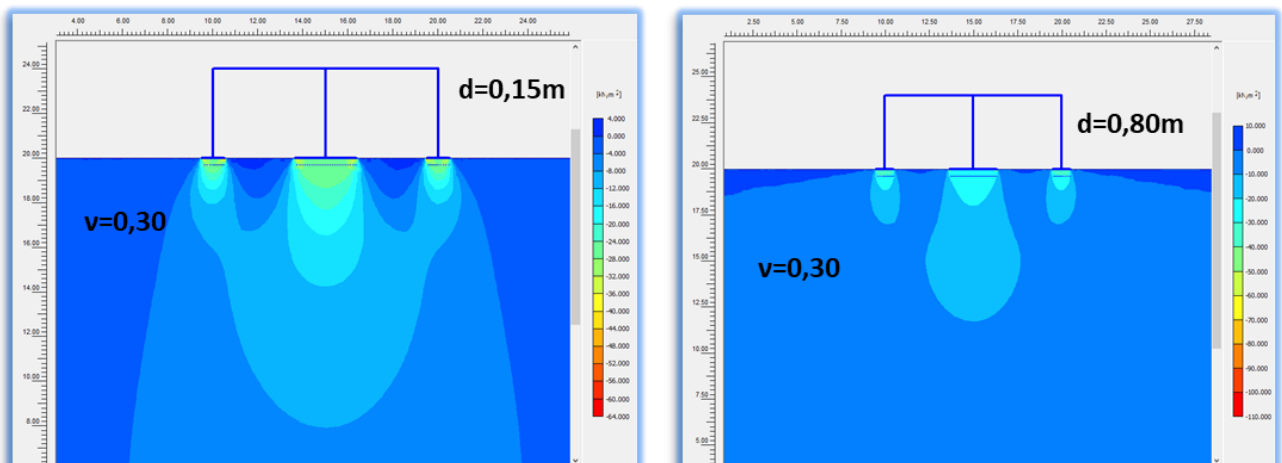
ενώ πολύ μικρότερη είναι η σχετική μεταβολή για τον μικρότερο λόγο Poisson του εδάφους  $\nu=0,30$ .

Τα διαγράμματα μεταβολής του λόγου των ροπών κάμψεως  $\min M/\min M_0$  και  $\max M/\max M_0$  στην θέση κεντρικής στηρίξεως και στις θέσεις των ανοιγμάτων, αντίστοιχα, της δοκού ανωδομής συναρτήσει του ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους δίδονται στα Σχήματα 4.72. Η μεταβολή του λόγου  $\min M/\min M_0$  δείχνει την ομαλή μετάβαση από την πολύ εύκαμπτη ανωδομή, όπου οι ροπές κάμψεως έχουν θετικό πρόσημο, στην άκαμπτη ανωδομή όπου οι ροπές αυτές απομειώνονται σημαντικά και αποκτούν αρνητικές τιμές για πολύ χαμηλούς ρυθμούς  $m$ . Για τις ροπές των ανοιγμάτων ( $\max M/\max M_0$ ) παρατηρείται δραστική μείωση σε σχέση με τα μεγέθη που δίνει η ανάλυση χωρίς προσομοίωμα αλληλεπίδρασης όσο αυξάνει ο ρυθμός μεταβολής  $m$  του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους. Τα μεγέθη  $M_0$  έχουν εκτιμηθεί από επιλύσεις με βάση την υπόθεση ότι αγνοείται η αλληλεπίδραση ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους, θεωρώντας δηλαδή μία εξαιρετικά υψηλή τιμή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους. Ο λόγος Poisson του εδάφους φαίνεται ότι επηρεάζει την μεταβολή των ροπών κάμψεως ιδίως για πλαίσια μεγάλης ακαμψίας. Για τον μικρότερο λόγο Poisson  $\nu=0,30$  υπολογίσθηκαν μικρότεροι λόγοι  $M/M_0$  ακόμη και για υψηλούς ρυθμούς μεταβολής  $m$ .

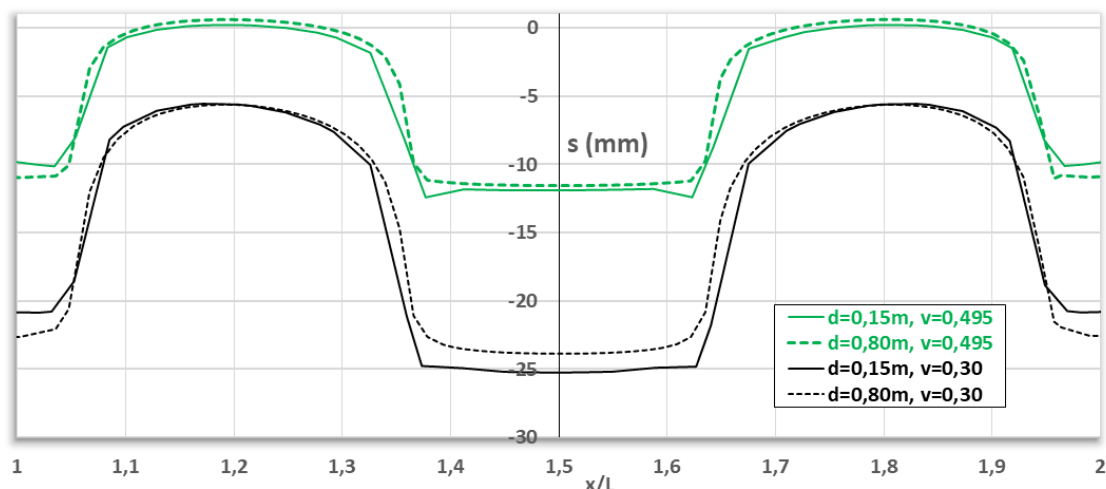
Από την χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων τάσεων σε εύκαμπτο και άκαμπτο πλαίσιο (Σχήμα 4.73), διαπιστώνονται οι διαφορές στις πιέσεις επαφής και συνεπώς οι διαφορές στο μέγεθος των καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων, αναλόγως της ακαμψίας του ζυγώματος. Από το Σχήμα 4.74 παρατηρείται η επιρροή του λόγου Poisson  $\nu$  στις καθιζήσεις  $s$  που αναπτύσσονται στο εύκαμπτο και στο άκαμπτο πλαίσιο. Στο εύκαμπτο ζύγωμα οι πιέσεις που αναπτύσσονται στο κεντρικό πέδιλο είναι πολύ μεγαλύτερες από το ακραίο πέδιλο συγκριτικά με τις αντίστοιχες που αναπτύσσονται στο άκαμπτο ζύγωμα, ενώ στο άκαμπτο ζύγωμα οι πιέσεις επαφής είναι αυξημένες στο ακραίο πέδιλο, λόγω της ανακατανομής των φορτίσεων, προκαλώντας μεγάλη καθίζηση σε αυτή τη θέση, και συνεπώς μικρότερη  $\Delta s$  συγκριτικά με τον πολύ εύκαμπτο φορέα.



Σχήμα 4.72: Μεταβολή του λόγου ροπών κάμψεως ανωδομής συναρτήσει του ρυθμού αύξησης  $m$



Σχήμα 4.73: Χρωματική απεικόνιση κατακορύφων τάσεων για εύκαμπτο και άκαμπτο ζύγωμα

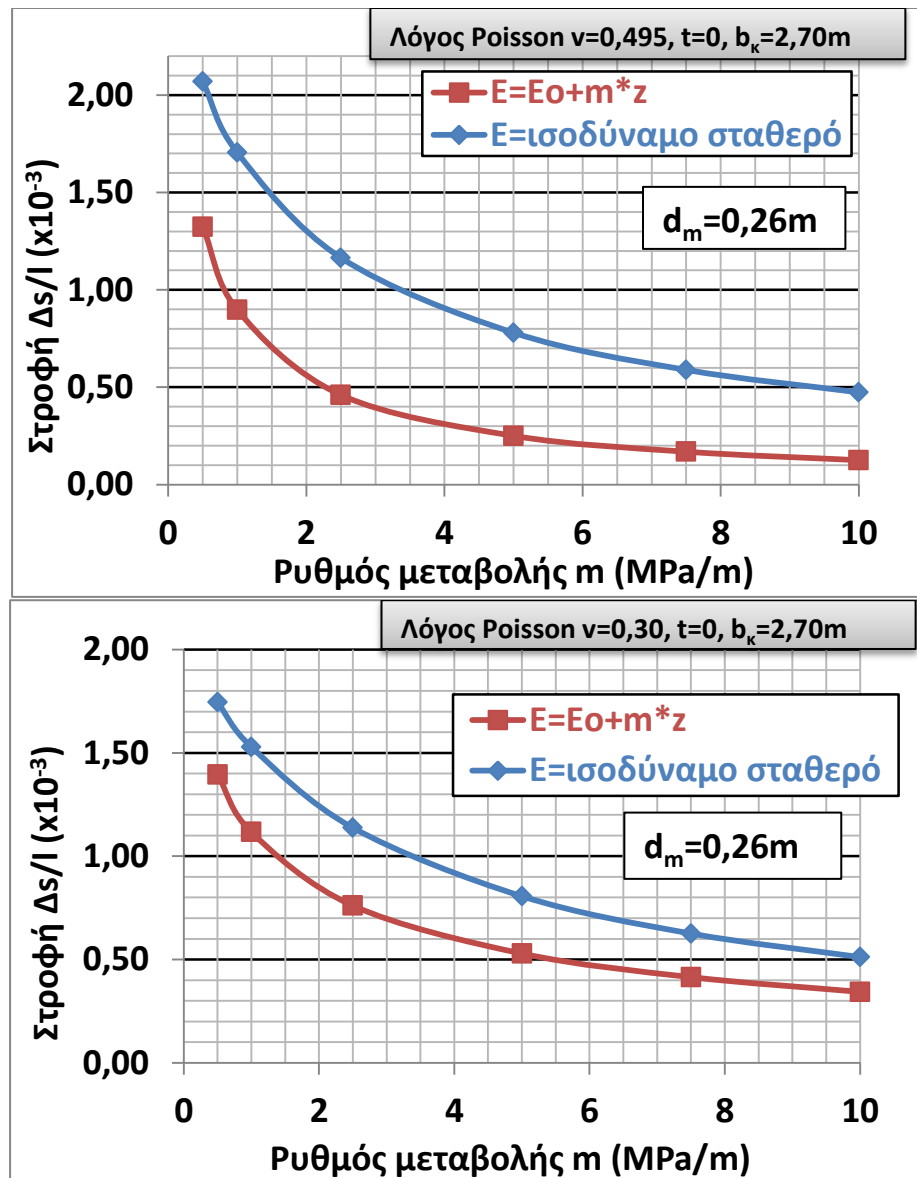


**Σχήμα 4.74:** Καμπύλη κατακόρυφων παραμορφώσεων για εύκαμπτο και άκαμπτο φορέα με λόγο Poisson εδάφους  $\nu=0,495$  ή  $\nu=0,30$

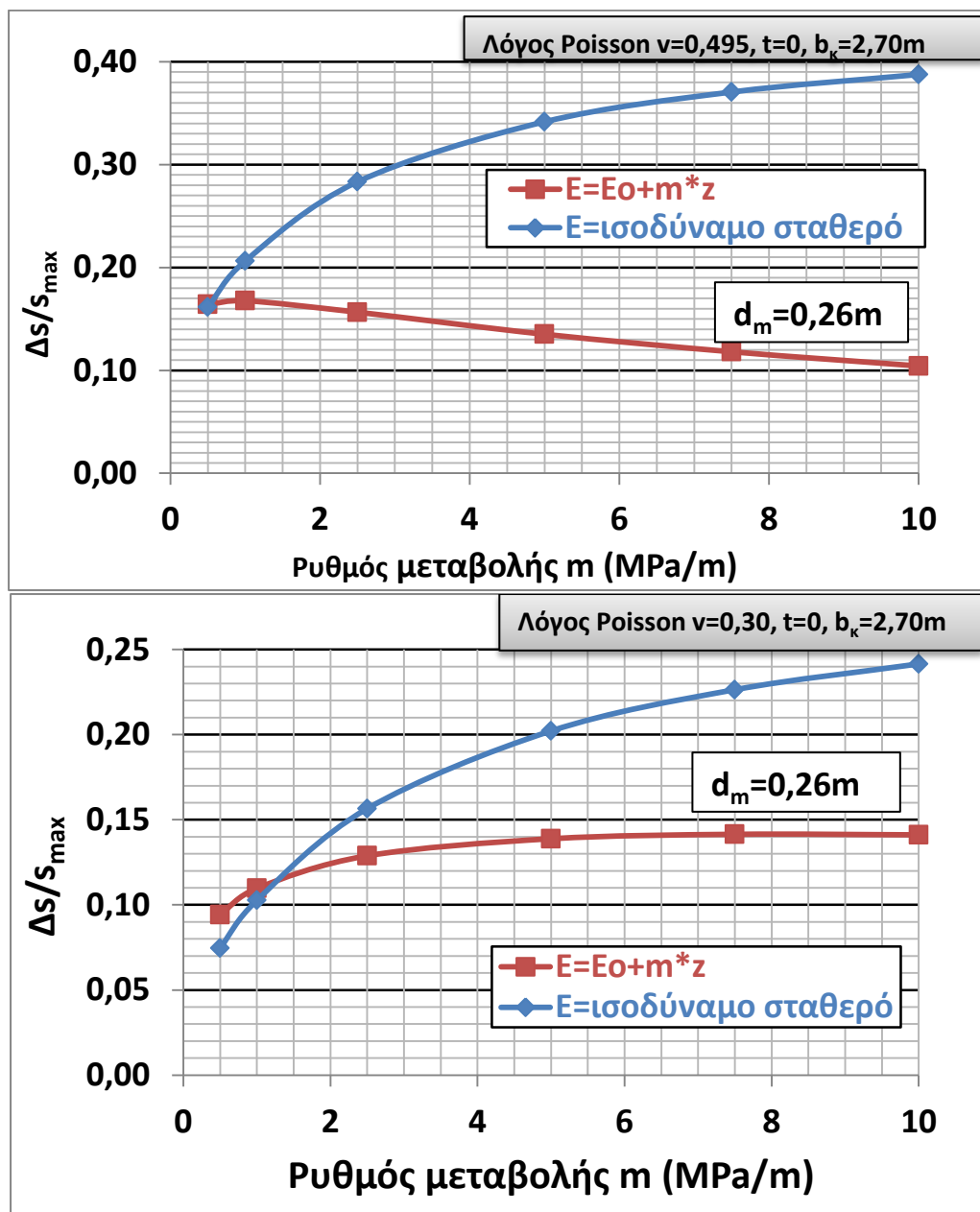
Για μέσης ακαμψίας ανωδομή ( $d_m=0,26m$ ) σχεδιάσθηκαν **συγκριτικά διαγράμματα** μεταβολής της στροφής  $\Delta s/l$  και του λόγου  $\Delta s/s_{max}$  συναρτήσει του ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους  $m$  για λόγο Poisson  $\nu=0,495$  ή  $\nu=0,30$  (Σχήματα 4.75 και 4.76). Οι παραμετρικές αναλύσεις έγιναν για: i) ανομοιογενές έδαφος με γραμμικώς αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας για τους διάφορους ρυθμούς  $m$  καθώς και ii) ομοιογενές έδαφος με ισοδύναμο σταθερό μέτρο ελαστικότητας  $E_m$  το οποίο εκτιμήθηκε ως μέση αντιπροσωπευτική τιμή με βάση την σχέση  $E=E_o+m \cdot z$  σε μια ζώνη επιρροής του βάθους θεμελίωσης με  $z=1,5m$ . Το βάθος επιρροής σχετίζεται με το πλάτος της θεμελίωσης όπου για μεμονωμένα θεμέλια θεωρείται  $z=(0,5 - 1,0) \cdot b$ , λαμβάνοντας υπόψη και τις τιμές του  $m=0,5$  έως  $10MPa/m$ .

Η τάση απομειώσεως της στροφής με την αύξηση του ρυθμού μεταβολής  $m$  είναι ίδια και στους δυο τύπους προσομοίωσης. Διαπιστώνεται επιρροή του λόγου Poisson  $\nu$  για την περίπτωση ανομοιογενούς εδάφους, λόγω της μικρής εξάρτησης των κατακόρυφων τάσεων από τον λόγο Poisson, οι οποίες κατακόρυφες τάσεις συμβάλλουν στην ανάπτυξη των καθιζήσεων, σε αντίθεση με το ομοιογενές έδαφος όπου οι κατακόρυφες τάσεις είναι ανεξάρτητες από τον λόγο Poisson. Για την μεγαλύτερη τιμή του  $\nu$  που εξετάσθηκε ( $\nu=0,495$ ) εκτιμώνται μικρότερες τιμές  $\Delta s/l$ , συγκρίνοντας τον ίδιο ρυθμό μεταβολής  $m$ . Στην περίπτωση του ομοιογενούς

εδάφους με το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας για συγκεκριμένο ρυθμό μεταβολής του  $E$  οι καθιζήσεις που αναπτύσσονται είναι μεγαλύτερες συγκριτικά με τις αντίστοιχες στην περίπτωση του ανομοιογενούς (Σχήμα 4.75). Για μικρούς ρυθμούς αύξησης ( $m < 2 \text{ MPa/m}$ ) τα αντίστοιχα ισοδύναμα  $E$  του εδάφους είναι μικρά με αποτέλεσμα μεγάλες καθιζήσεις και μεγάλες διαφορικές καθιζήσεις. Η επίδραση του λόγου Poisson  $\nu$  στις  $\Delta s/l$ , διαπιστώνεται για το ανομοιογενές έδαφος, με μικρότερες τιμές για τον μεγαλύτερο λόγο Poisson  $\nu$ . Στην περίπτωση του ανομοιογενούς εδάφους δεν παρατηρείται ουσιαστική μεταβολή στον λόγο  $\Delta s/s_{\max}$  συναρτήσει της μεταβολής του ρυθμού  $m$  (Σχήμα 4.76), ενώ διαφοροποιεί τα αποτελέσματα ο λόγος Poisson  $\nu$ .

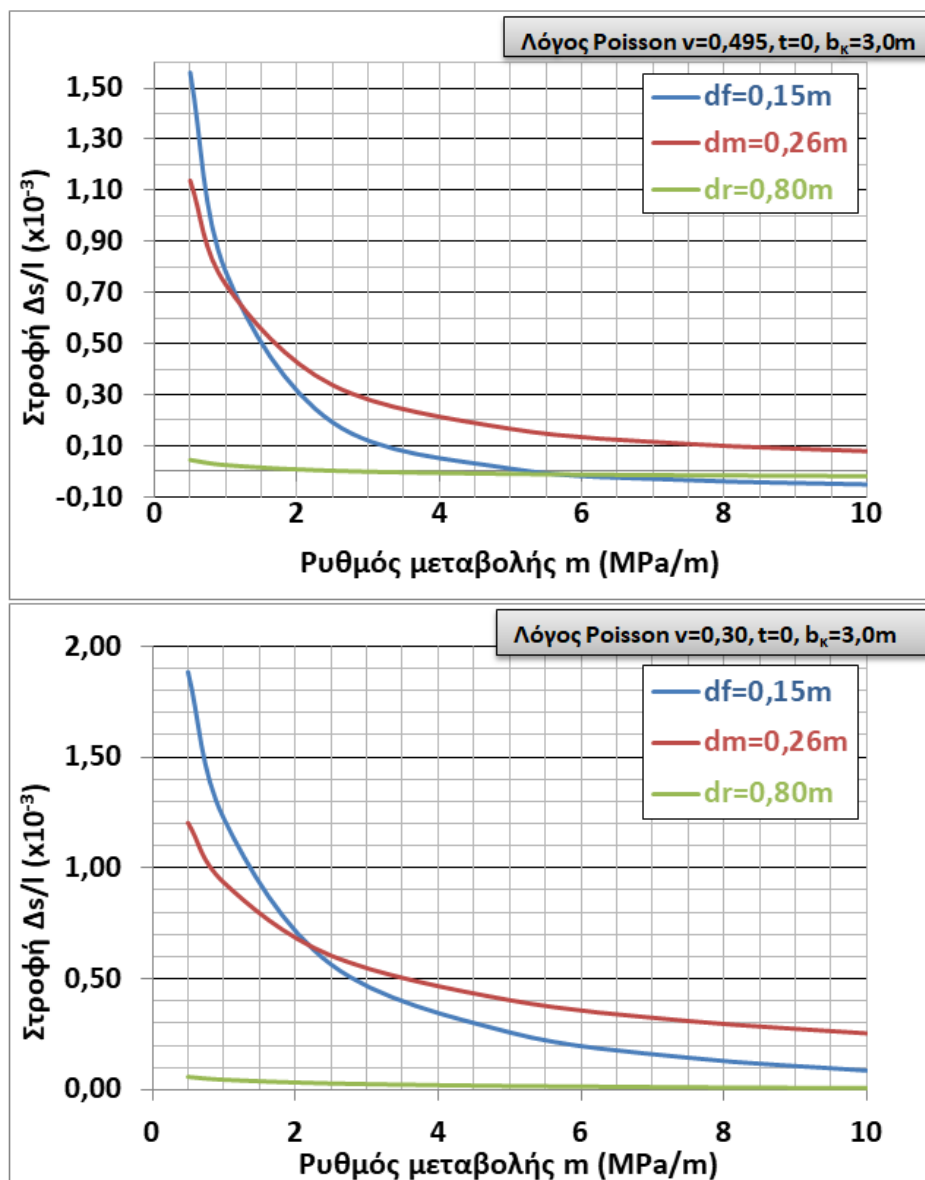


Σχήμα 4.75: Συγκριτικά διαγράμματα μεταβολής της στροφής συναρτήσει του  $m$  για  $t=0$



Σχήμα 4.76: Συγκριτικά διαγράμματα μεταβολής του λόγου  $\Delta s/s_{max}$  συναρτήσει του  $m$  για  $t=0$

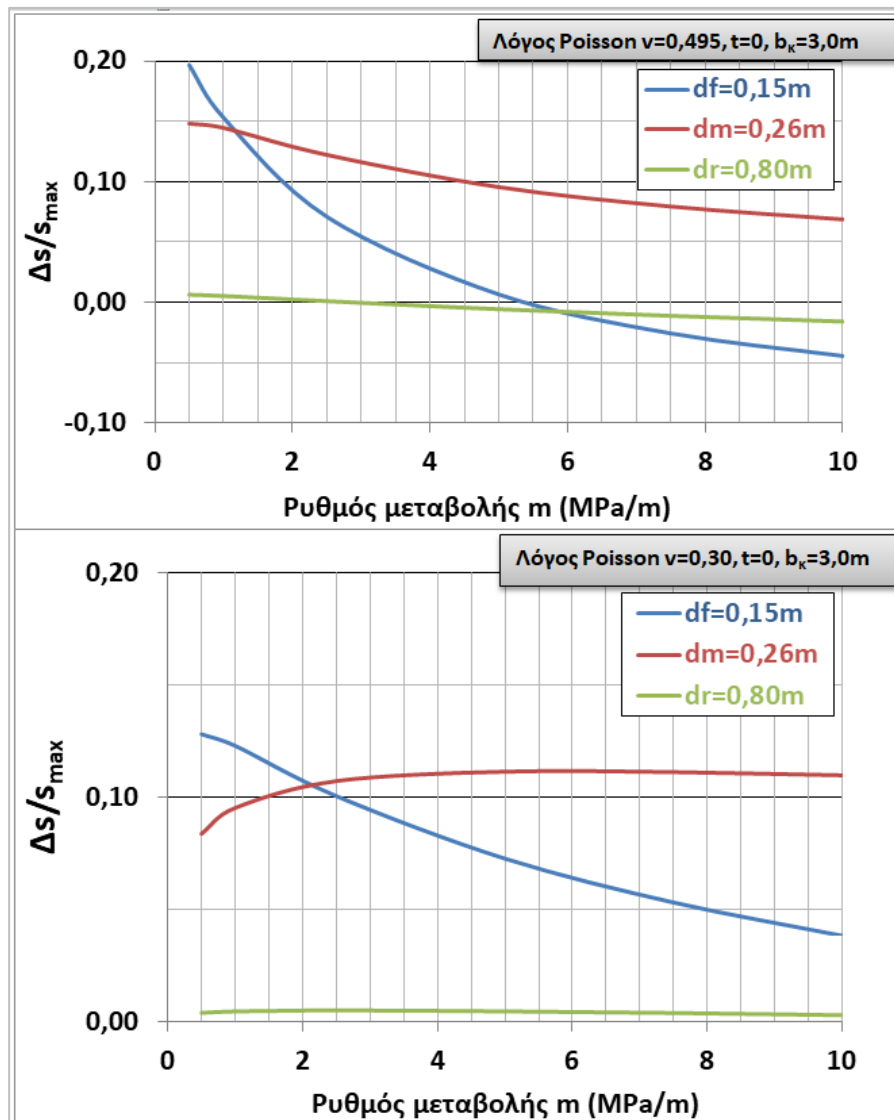
Διαγράμματα μεταβολής της στροφής  $\Delta s/l$  και του λόγου  $\Delta s/s_{max}$  συναρτήσει του ρυθμού μεταβολής  $m$  για πλάτος κεντρικού πεδίου θεμελιώσεως ελαφρώς μεγαλύτερο σε σχέση με τις προηγούμενες επιλύσεις με  $b_k=3,0m$ , παρουσιάζονται στα σχήματα 4.77 και 4.78, για λόγους συγκρίσεως, καθώς και διαγράμματα μεταβολής του λόγου των ροπών κάμψεως ανωδομής  $\min M/\min M_0$ ,  $\max M/\max M_0$  (Σχήμα 4.79).



Σχήμα 4.77: Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του  $m$  για  $t=0$  και πλάτος κεντρικού πεδίου  $b_k=3,0m$

Οι ουσιαστικές διαφορές συγκριτικά με τα αποτελέσματα που έδωσαν οι επιλύσεις για το μικρότερο πλάτος πεδίου με  $b_k=2,70m$  παρατηρούνται για τους χαμηλότερους ρυθμούς μεταβολής  $m$  του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, με μικρότερες διαφορικές καθιζήσεις. Παρατηρείται ίδια τάση απομειώσεως της στροφής  $\Delta s/l$  με την αύξηση του  $m$  για εύκαμπτα ή μέσης ακαμψίας πλαίσια. Επίσης, για πολύ υψηλούς ρυθμούς  $m$  φαίνεται ότι η καθίζηση στο κεντρικό πέδιλο μπορεί να μειωθεί σημαντικά με αποτέλεσμα μέχρι και αρνητικές διαφορικές καθιζήσεις. Για ιδιαίτερως άκαμπτα πλαίσια οι διαφορικές καθιζήσεις είναι πρακτικώς αμελητέες και συνεπώς ασήμαντες είναι και οι διαφορές στις αντίστοιχες τιμές που

υπολογίζονται από τις δύο περιπτώσεις. Αντιστοίχως, και οι λόγοι  $\Delta s/s_{\max}$  παρουσιάζουν την ίδια τάση μεταβολής συναρτήσει του  $m$  σχετικώς με τα προηγούμενα αποτελέσματα για  $b_k=2,70m$ , με ελαφρώς απομειωμένες τιμές συγκρίνοντας την ίδια ακαμψία ανωδομής και τον ίδιο ρυθμό αύξησης του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους.

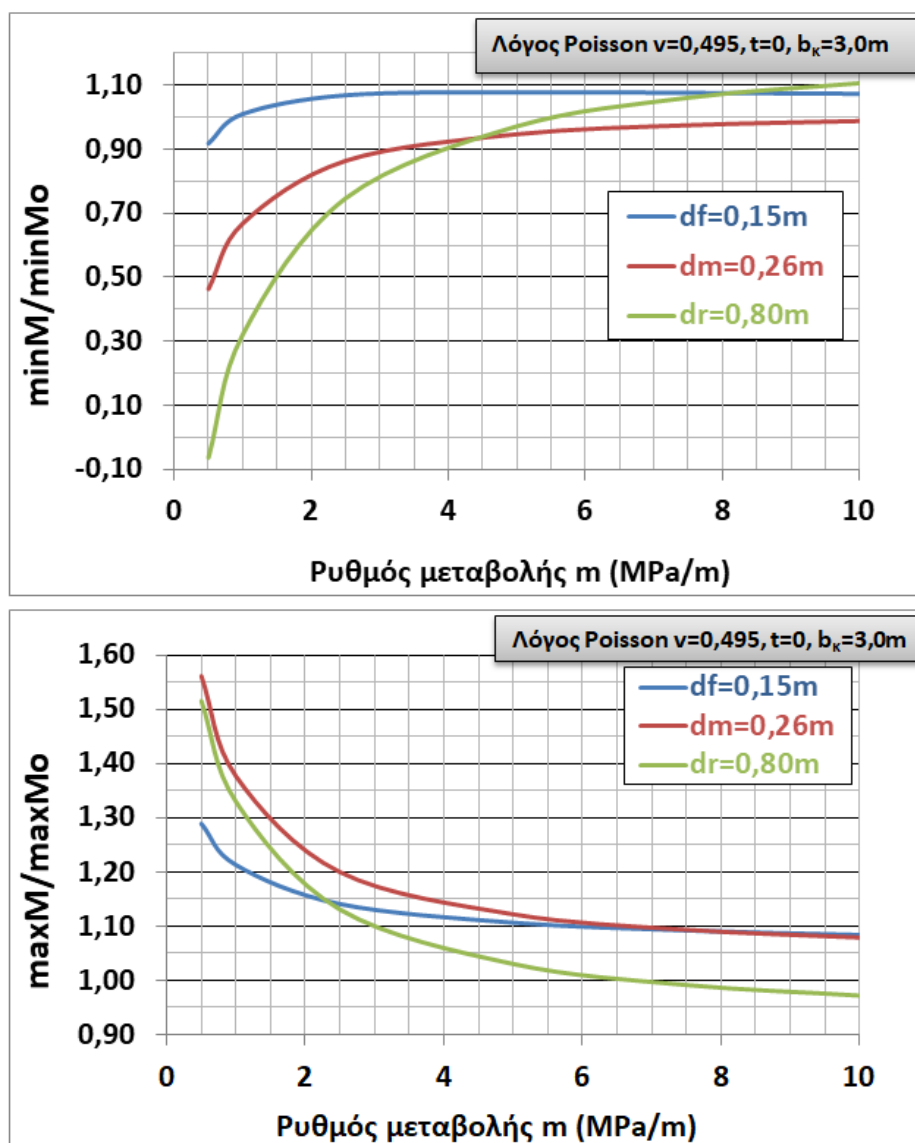


**Σχήμα 4.78:** Μεταβολή του λόγου  $\Delta s/s_{\max}$  συναρτήσει του  $m$  για  $t=0$  και πλάτος κεντρικού πεδίου  $b_k=3,0m$

Σε εύκαμπτα ή ακόμη και μέσης ακαμψίας πλαίσια η ροπή κάμψεως  $minM$  παρουσιάζει μικρή αύξηση όσο αυξάνει ο ρυθμός μεταβολής  $m$  για τις χαμηλότερες τιμές του ( $m < 2MPa/m$ ), σχεδόν ομοίως με τα αντίστοιχα προηγούμενα αποτελέσματα για  $b_k=2,70m$ , ενώ αντιστοίχως η  $maxM$  απομειώνεται δραστικά



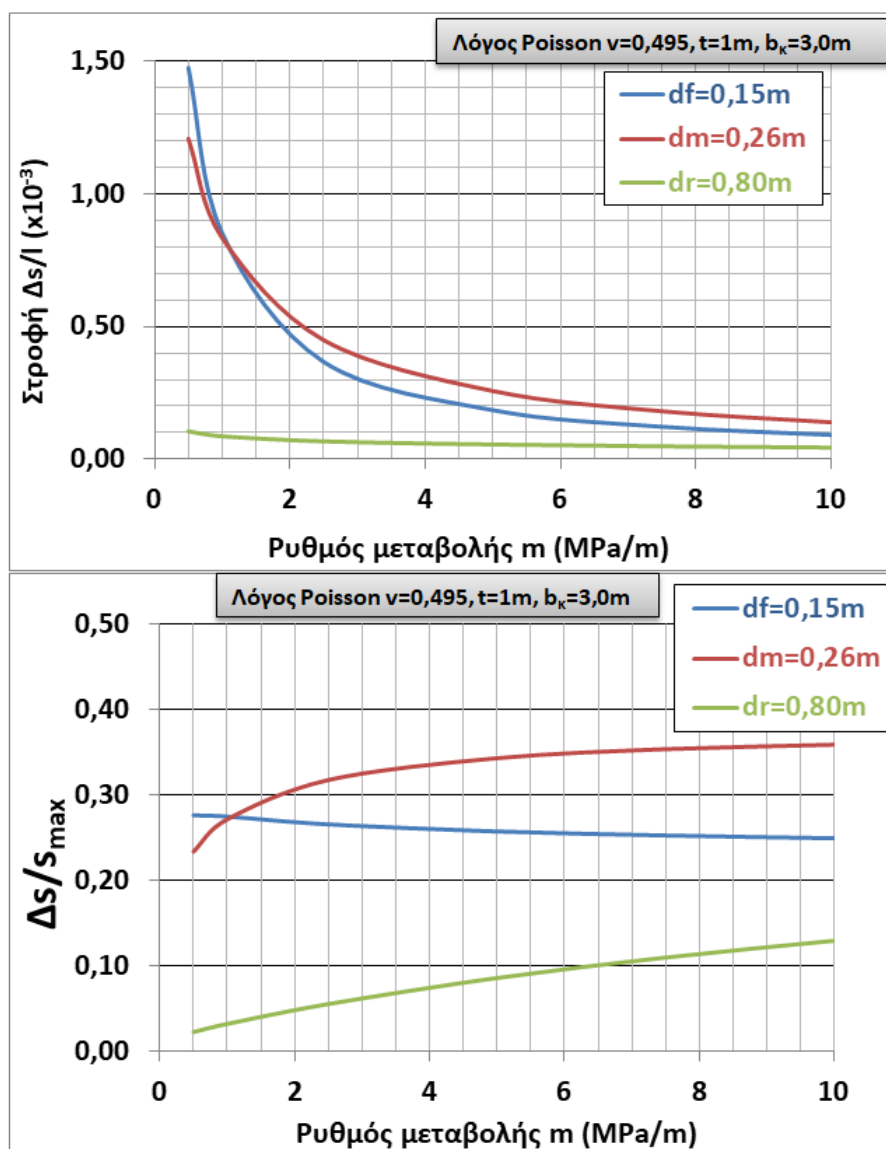
(Σχήμα 4.79). Συνεπώς, η επίδραση των διαστάσεων των θεμελίων στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής είναι σημαντική για αυξημένης ακαμψίας πλαίσια.



**Σχήμα 4.79:** Μεταβολή του λόγου ροπών κάμψεως ανωδομής συναρτήσει του ρυθμού αύξησης  $m$  για  $\nu=0,495$  και  $t=0$

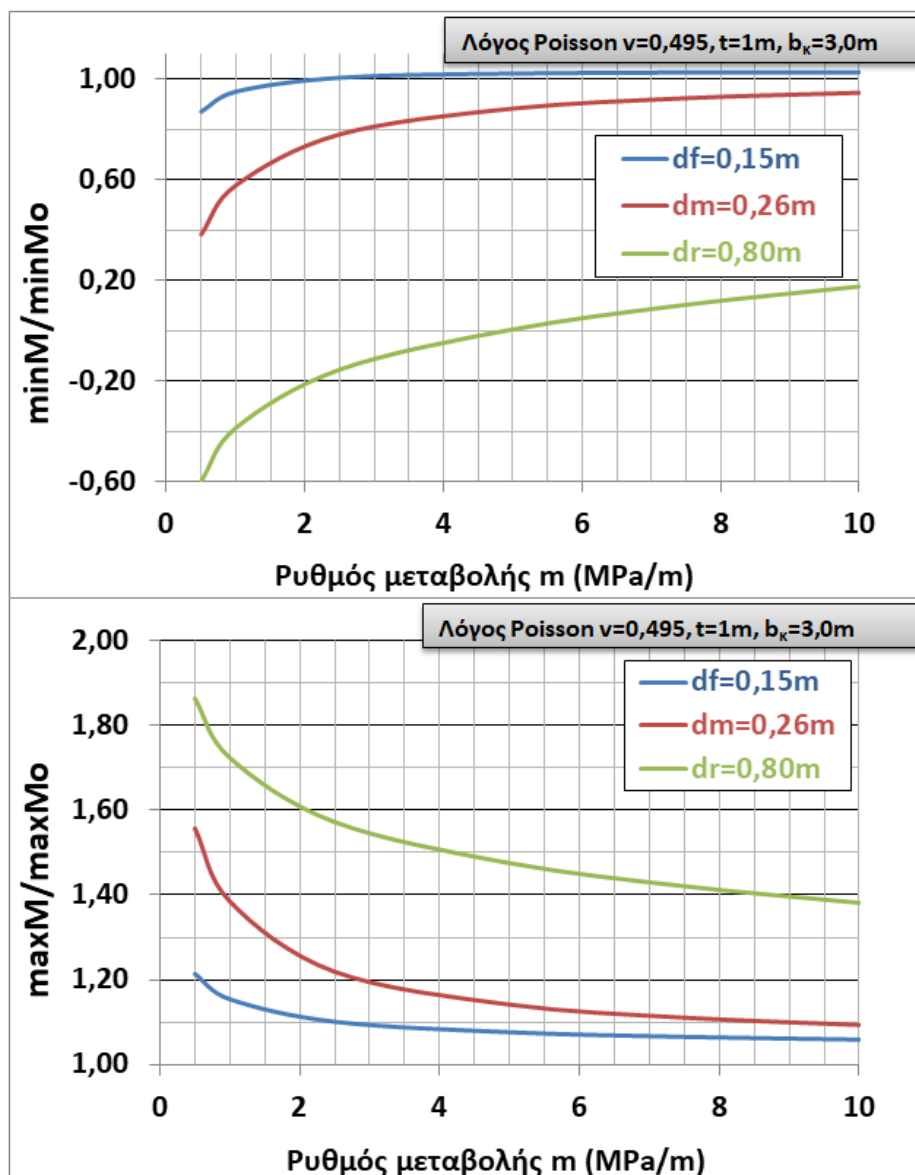
#### 4.3.8.2 Επιρροή του ρυθμού μεταβολής $m$ στην στροφή και στις ροπές κάμψεως για θεμελίωση σε βάθος $t=1m$

Διαγράμματα μεταβολής των μεγεθών  $\Delta s/l$ ,  $\Delta s/s_{\max}$ ,  $\min M / \min M_0$  και  $\max M / \max M_0$  συναρτήσει του ρυθμού αύξησης  $m$  του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους για λόγο Poisson  $\nu=0,495$ , για θεμελίωση σε βάθος  $t=1m$  κάτω από την φυσική επιφάνεια του εδάφους και πλάτος κεντρικού πεδίου  $b_k=3,0m$ , δίδονται στα Σχήματα 4.80 και 4.81.



**Σχήμα 4.80:** Μεταβολή της στροφής και του λόγου  $\Delta s/s_{\max}$  συναρτήσει του  $m$  για  $t=1\text{m}$  και  $b_{\kappa}=3,0\text{m}$

Από την σχετική σύγκριση σημειώνεται άμβλυση των αποτελεσμάτων στις περιπτώσεις όπου λαμβάνεται βάθος θεμελιώσεως, λόγω του σχετικώς αυξημένου μέτρου ελαστικότητας κάτω από την στάθμη θεμελιώσεως συγκριτικώς με την περίπτωση θεμελιώσεως στην φυσική επιφάνεια. Τα μεγέθη που μελετήθηκαν ακολουθούν την ίδια τάση μεταβολής συναρτήσει του ρυθμού  $m$ .



Σχήμα 4.81: Μεταβολή του λόγου των ροπών κάμψεως ανωδομής συναρτήσει του ρυθμού αύξησης  $m$  για και  $t=1\text{m}$  και  $b_{\kappa}=3,0\text{m}$

#### 4.4. Συμπεράσματα

Από την παραμετρική διερεύνηση της επιρροής των διαφόρων παραγόντων στην αλληλεπίδραση ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους προέκυψαν βασικά συμπεράσματα που αφορούν στην εκτίμηση διαφορικών καθιζήσεων και στην σχετική μεταβολή των φορτίων υποστυλωμάτων και των ακραίων ροπών κάμψεως της ανωδομής και της θεμελιώσεως. Τα σημαντικότερα από αυτά τα συμπεράσματα είναι τα εξής:

- Η ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων για θεμελίωση επί μεμονωμένων πεδύλων σε γραμμικώς ελαστικό έδαφος εξαρτάται από την σχέση μεταξύ των δύο

παραμέτρων: ακαμψία εδάφους και ακαμψία ανωδομής, η οποία ορίσθηκε στο πλαίσιο της διατριβής μέσω του συντελεστή σχετικής ακαμψίας της ανωδομής  $R_b = \Sigma E_b \chi I / E \chi I^3$ , όπου  $I$  το μήκος ανοίγματος του πλαισίου. Ο συντελεστής  $R_b$  υπολογίζεται από το άθροισμα των ακαμψιών των ορόφων του πλαισίου. Για εύκαμπτη ανωδομή η μείωση του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη σημαντικών τιμών της στροφής  $\Delta s / I$ . Αντιθέτως η μορφή και η κλίση των διαγραμμάτων  $\Delta s / I - E$  για άκαμπτη ή ακόμη και μέσης ακαμψίας ανωδομή υποδεικνύει την έντονη επιρροή του μηχανισμού αλληλεπίδρασης επί της στροφής  $\Delta s / I$  στις συγκεκριμένες περιπτώσεις που έχει ως αποτέλεσμα την απομείωση των στροφών. Για θεμελιώσεις επί πλάκας οι διαφορικές καθιζήσεις εξαρτώνται εκτός από τον συντελεστή σχετικής ακαμψίας του πλαισίου  $R_b$  και από τον συντελεστή σχετικής ακαμψίας της θεμελιώσεως  $R_f = E_b \chi I / E \chi L^3$ , όπου  $L$  το συνολικό πλάτος της πλάκας κοιτοστρώσεως. Για την συγκεκριμένη περίπτωση της άκαμπτης πλάκας θεμελιώσεως το μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους λίγο μόνο επηρεάζει τις τιμές της στροφής  $\Delta s / I$ . Οι τιμές της στροφής  $\Delta s / I$  για συγκεκριμένη ακαμψία και μέτρο ελαστικότητας  $E$  προέκυψαν σχεδόν ταυτόσημες για θεμελίωση επί μεμονωμένων πεδίων ή επί πολύ εύκαμπτης πλάκας θεμελιώσεως. Αντιθέτως, για άκαμπτη πλάκα θεμελιώσεως οι στροφές είναι πρακτικώς αμελητέες.

**b.** Σημαντική φαίνεται ότι είναι η επιρροή του τύπου του πλαισίου λόγω της διαφορετικής συνολικής ακαμψίας που συνδέεται με τον αριθμό των ορόφων του πλαισίου. Πλαίσια 5 ανοιγμάτων παρουσιάζουν μεγαλύτερες ανακατανομές στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής και σημαντικά μεγαλύτερες διαφορικές καθιζήσεις και στροφές συγκριτικά με πλαίσια λιγότερων ανοιγμάτων με το ίδιο μήκος ανοίγματος. Γενικώς, η επιρροή της αλληλεπίδρασης ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους φαίνεται περισσότερο ουσιαστική με την αύξηση των ανοιγμάτων του πλαισίου, την αύξηση της ακαμψίας της ανωδομής και την μείωση της ακαμψίας της θεμελιώσεως.

**c.** Οι τιμές της ανηγμένης διαφορικής καθιζήσεως  $\Delta s / \max s$  συναυξάνονται με το μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους. Για συμπιεστό εδάφος ο λόγος  $\Delta s / \max s$  προέκυψε με πολύ χαμηλές τιμές, λόγω και της προφανούς μειωτικής επιδράσεως της ακαμψίας της ανωδομής επί των τιμών των διαφορικών καθιζήσεων. Για αυτές

τις χαμηλές τιμές  $\Delta s/\max s$  (μακριά από τα όρια που προτείνονται από την βιβλιογραφία) δηλαδή για τις μεγαλύτερες τιμές της στροφής  $\Delta s$  που εκτιμήθηκαν, η μέθοδος της αλληλεπίδρασης είναι πολύ σημαντική με την αύξηση της ακαμψίας της ανωδομής στις περιπτώσεις εύκαμπτων θεμελιώσεων.

**d.** Από τα κανονικοποιημένα διαγράμματα  $M/M_0$  και  $V/V_0$  προκύπτουν τα εξής:

i. Ο υπολογισμός με αλληλεπίδραση μπορεί να παραλειφθεί μόνο για άκαμπτη πλάκα θεμελιώσεως είτε πολύ εύκαμπτη ανωδομή. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις για τις οποίες ο υπολογισμός πρέπει οπωσδήποτε να γίνεται με προσομοίωμα αλληλεπίδρασης, η τυχόν ανεπιτυχής επιλογή του μέτρου ελαστικότητας  $E$  (πιθανή απόκλιση μεταξύ εκτιμώμενου και πραγματικού μέτρου ελαστικότητας) δεν φαίνεται να συνεπάγεται κρίσιμες αποκλίσεις στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής.

ii. Το κριτήριο μέγιστης ανεκτής στροφής  $\Delta s/l \leq 1/150$ , φαίνεται να έχει σχετική μόνο σημασία. Για μέσης ευκαμψίας ή σχετικώς δύσκαμπτη ανωδομή επί συμπιεστού εδάφους, αν ο σχεδιασμός έχει γίνει βάσει υπολογισμών που αγνόησαν την αλληλεπίδραση, ακόμη και για αρκετά μικρότερες τιμές της σχετικής στροφής από το συγκεκριμένο όριο, τα εντατικά μεγέθη μπορεί να είναι κρίσιμα και να έχουν ως συνέπεια βλάβες στην ανωδομή. Αντιθέτως για εύκαμπτη ανωδομή η τιμή  $1/150$  θα μπορούσε να γίνει οριακώς ανεκτή. Τούτο έχει σχέση με τον τρόπο που έχει γίνει ο υπολογισμός του φορέα (δηλαδή αν έχει υπολογισθεί με βάση τα μεγέθη  $M_0$ ,  $V_0$  που σημαίνει αγνοώντας την αλληλεπίδραση ή με την χρήση μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων αλλά με ανεπιτυχή επιλογή παραμέτρων).

**e.** Ουσιαστική φαίνεται η επιρροή της συμπιεστότητας του εδάφους καθώς επίσης και της ακαμψίας της θεμελιώσεως στην ανάπτυξη των καμπτικών ροπών της πλάκας θεμελιώσεως. Η άκαμπτη πλάκα θεμελιώσεως περιορίζει τις διαφορικές καθιζήσεις. Αντιθέτως, αναπτύσσονται σημαντικές ροπές κάμψεως. Με την μείωση της σχετικής ακαμψίας της θεμελιώσεως παρατηρείται δραστική απομείωση των ροπών κάμψεως της πλάκας θεμελιώσεως.

**f.** Η προσπάθεια έκφρασης της πραγματικής ακαμψίας πολυόροφων πλαισίων μέσω του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας οδήγησε σε μία ενιαία συσχέτιση. Ο συνολικός συντελεστής σχετικής ακαμψίας της ανωδομής για πλαίσια διαφορετικών ορόφων μπορεί πρακτικώς να αντικατασταθεί από το άθροισμα των ακαμψιών των ορόφων. Αυτό συμπεραίνεται ανεξαρτήτως του τύπου επιφανειακής θεμελιώσεως. Στις περισσότερες περιπτώσεις που εξετάστηκαν τα εντατικά μεγέθη μεταβάλλονται συναρτήσει του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας ακολουθώντας σχεδόν μία ενιαία μορφή ανεξάρτητα από τον αριθμό των ορόφων, εξαιρώντας βέβαια τα μονόροφα πλαίσια γιατί παρατηρήθηκε σημαντική διασπορά στα αποτελέσματα. Συνεπώς, διαμορφώθηκαν κοινές εξισώσεις αφενός πολυωνυμικές δευτέρου βαθμού και αφετέρου εκθετικές προκειμένου να προσδιορίζονται απλουστευτικά με έναν ενιαίο τρόπο τα εντατικά μεγέθη της ανωδομής.

**g.** Η αύξηση της μέγιστης στροφής  $\max \Delta s/L$  (διαφορική καθίζηση μεταξύ κεντρικού και ακραίου υποστυλώματος) με την αύξηση της συμπιεστότητας του εδάφους δείχνει την σημαντική επιρροή του συνολικού μήκους  $L$  των πλαισίων και για τις δύο περιπτώσεις θεμελιώσεως που εξετάστηκαν (μεμονωμένα πέδιλα και άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως).

**h.** Οι αναλύσεις με ελαστοπλαστικό προσομοίωμα του εδάφους για καθαρώς συνεκτικό δίδουν μειωμένες διαφορικές καθιζήσεις  $\Delta s_p$  συγκριτικώς με τις προκύπτουσες υπό την παραδοχή γραμμικώς ελαστικού μέσου  $\Delta s_e$  για συντελεστή σχετικής ακαμψίας της ανωδομής  $R_b > 0.01$ . Ο λόγος  $\Delta s_p/\Delta s_e$  απομειώνεται όταν αυξάνει η ακαμψία της θεμελιώσεως είτε της ανωδομής και όταν μειώνεται ο γενικός συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως του εδάφους. Ο γενικός συντελεστής ασφαλείας σχετίζεται με την συνολική θεμελίωση και όχι με την ελάχιστη τιμή του συντελεστή ασφαλείας που αφορά στην δυσμενέστερη θέση θεμελιώσεως. Προφανώς από θέση σε θέση θεμελιώσεως ο τοπικός συντελεστής ασφαλείας διαφοροποιείται στο πλαίσιο του γενικού  $SF$ . Ως αποτέλεσμα της ανωτέρω επιρροής προκύπτουν και οι απομειώσεις των ροπών κάμψεως στην ανωδομή αλλά και στην θεμελίωση. Για θεμελίωση επί πεδίων η τάση για αύξηση των διαφορικών καθιζήσεων και στροφών με την αύξηση του συντελεστή  $R_b$  είναι

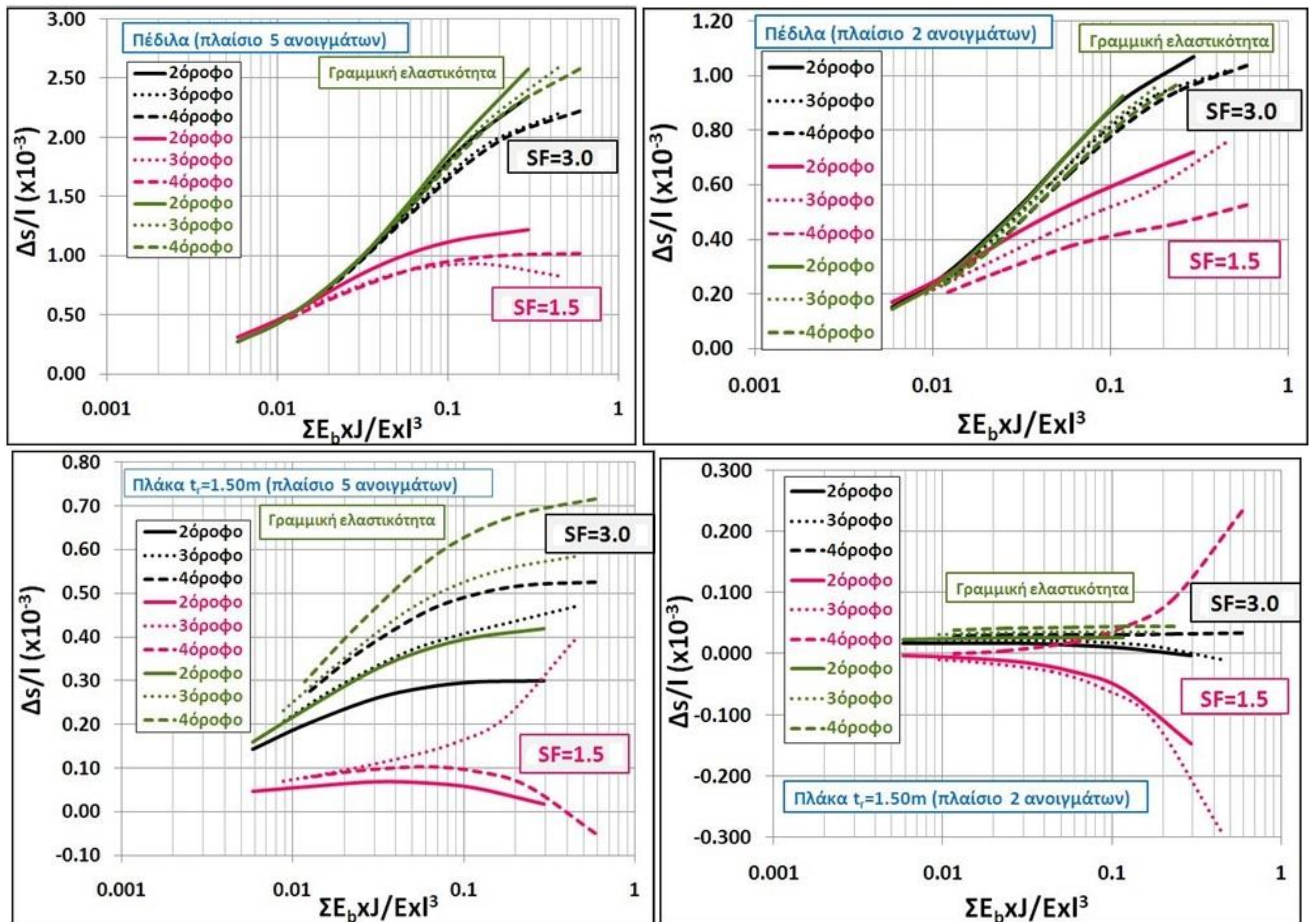
απομειωμένη συγκριτικά με εκείνη που παρατηρήθηκε κατά τις επιλύσεις για γραμμικώς ελαστικό έδαφος. Για θεμελίωση επί άκαμπτης πλάκας παρατηρήθηκε εντονότερη επιρροή του αριθμού των ορόφων με τάση μέχρι και απομειώσεως των διαφορικών καθιζήσεων που είχε ως αποτέλεσμα αρνητικές τιμές της στροφής, λόγω εκτεταμένων πλαστικών σημείων στα άκρα της θεμελιώσεως.

i. Οι αναλύσεις για καθαρώς μη συνεκτικό έδαφος έδωσαν επίσης μικρότερες διαφορικές καθιζήσεις συγκριτικά με εκείνες βάσει γραμμικώς ελαστικού αλλά ακόμη και για τιμές του  $R_b < 0.01$ . Η απόκλιση στις τιμές των διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ των δύο εδαφικών προσομοιωμάτων γενικώς ήταν μεγάλη και για τον σχετικώς υψηλό γενικό συντελεστή ασφαλείας  $SF=3.0$ . Εκτός από την σχετική ακαμψία της ανωδομής ουσιαστική ήταν και η επίδραση του τύπου και της ακαμψίας της θεμελιώσεως στην ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων και για χαμηλό αλλά και για υψηλό συντελεστή ασφαλείας.

j. Η προφανής αύξηση των  $\Delta s$  με την αύξηση της φορτίσεως των πλαισίων λόγω της κατασκευής των ορόφων δεν είναι αναλογική, αλλά αρκετά μικρότερη.

k. Η γραμμική ελαστικότητα προσεγγίζει τα αποτελέσματα του ελαστοπλαστικού προσομοιώματος για υψηλή τιμή του συντελεστή ασφαλείας ( $SF=3.0$ ) όσον αφορά σε τιμές της στροφής  $\Delta s/l$ , όπως παρατηρούμε στο σχήμα 4.82. Ωστόσο, οι υπολογισμένες τιμές της στροφής για τον χαμηλό συντελεστή ασφαλείας ( $SF=1.5$ ) διαφοροποιούνται από εκείνες της γραμμικής ελαστικότητας ή του σχετικώς υψηλού συντελεστή ασφαλείας. Στην περίπτωση του χαμηλού συντελεστή ασφαλείας βλέπουμε σημαντική διασπορά στα αποτελέσματα για άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως, λόγω των πολύ μικρών διαφορικών καθιζήσεων που εκτιμήθηκαν. Συνεπώς, από τα αποτελέσματα των διαγραμμάτων που αφορούν σε άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχει ουσιαστική επιρροή του αριθμού των ορόφων στην μεταβολή της στροφής που προκαλείται από την αύξηση της σχετικής ακαμψίας της ανωδομής ως προς το έδαφος.





**Σχήμα 4.82:** Συγκεντρωτικά διαγράμματα μεταβολής της  $\Delta s/l$  συναρτήσει του  $R_b$  (συνεκτικό έδαφος M-C ή γραμμική ελαστικότητα)

I. Η παραμετρική διερεύνηση περιέλαβε και την μελέτη της επιρροής της ανομοιογένειας του εδάφους στην ανάπτυξη της στροφής  $\Delta s/l$ , του αδιαστατοποιημένου λόγου  $\Delta s/s_{max}$  και των ροπών κάμψης ανωδομής για την περίπτωση εδάφους με γραμμικώς αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας συναρτήσει του βάθους, εξετάζοντας διάφορους ρυθμούς μεταβολής του E. Έγιναν ενδεικτικές αναλύσεις για το τρίστιλο πλαίσιο με έναν όροφο θεμελιωμένο με μεμονωμένα πέδιλα. Διερευνήθηκε η επιρροή του ρυθμού μεταβολής  $m$  του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, του λόγου Poisson  $\nu$  του εδάφους εξετάζοντας δύο τιμές, και του βάθους θεμελιώσεως  $t$  με  $t=0$  ή  $t=1m$  κάτω από την φυσική επιφάνεια του εδάφους. Επιπλέον, συγκρίθηκαν οι τιμές των  $\Delta s/l$  και  $\Delta s/s_{max}$  μεταξύ δύο περιπτώσεων εδαφικής προσομοίωσης: α) ανομοιογενές έδαφος με ρυθμό αύξησης  $m$  του μέτρου ελαστικότητας και β) ομοιογενές έδαφος με ισοδύναμο σταθερό μέτρο ελαστικότητας  $E_m$  το οποίο εκτιμήθηκε ως μέση αντιπροσωπευτική τιμή λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές του  $m$ . Ο ρυθμός μεταβολής  $m$  του μέτρου

ελαστικότητας του εδάφους φαίνεται ότι έχει σημαντική επίδραση στην ανάπτυξη της στροφής αλλά και στον λόγο  $\Delta s/s_{\max}$ . Ο ρυθμός απομείωσης της στροφής  $\Delta s/l$  με την αύξηση του  $m$  είναι υψηλότερος για τις χαμηλότερες τιμές του  $m$  στις περιπτώσεις εύκαμπτης ανωδομής ή ακόμη και μέσης ακαμψίας. Στις περιπτώσεις άκαμπτων πλαισίων όπου οι διαφορικές καθιζήσεις είναι πρακτικώς πολύ μικρές η τιμή της στροφής δεν φαίνεται να διαφοροποιείται ουσιαστικά με την μεταβολή του ρυθμού  $m$ . Ο λόγος  $\Delta s/s_{\max}$  μειώνεται με την αύξηση του ρυθμού  $m$  μόνο στις περιπτώσεις εύκαμπτων πλαισίων. Σημαντική είναι η επιρροή του ρυθμού  $m$  και στις ροπές κάμψεως της ανωδομής. Στις περιπτώσεις εύκαμπτων πλαισίων υπερτερεί η επίδραση της στροφής στην ανάπτυξη των ροπών κάμψεως στις θέσεις των ανοιγμάτων, ενώ για μεγάλης ακαμψίας πλαίσια μεγαλύτερη σημασία φαίνεται ότι έχει η ακαμψία της ανωδομής. Αντιθέτως, όσον αφορά στην ροπή κεντρικής στηρίξεως παρατηρείται μια ομαλή μετάβαση από την πολύ εύκαμπτη ανωδομή όπου οι ροπές έχουν θετικό πρόσημο, στην άκαμπτη ανωδομή όπου παρουσιάζουν σημαντική απομείωση, ενώ για πολύ χαμηλούς ρυθμούς μεταβολής του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους έχουν αρνητικές τιμές. Σχετική επιρροή φαίνεται ότι έχει ο λόγος Poisson του εδάφους, με γενικώς μικρότερες τιμές της στροφής  $\Delta s/l$  για τον μεγαλύτερο  $\nu$ . Ο λόγος  $\Delta s/s_{\max}$  επηρεάζεται από τον λόγο Poisson  $\nu$  του εδάφους στις περιπτώσεις εύκαμπτων ή μέσης ακαμψίας πλαισίων. Για την μεγάλη τιμή του λόγου Poisson είναι εντονότερη η απομείωση του λόγου  $\Delta s/s_{\max}$  με την αύξηση του ρυθμού μεταβολής  $m$  του μέτρου ελαστικότητας. Αντιστοίχως, επηρεάζονται και οι ροπές κάμψεως της ανωδομής, με μικρότερους λόγους  $M/M_0$  για τον μικρότερο λόγο Poisson. Οι αντίστοιχες επιλύσεις λαμβάνοντας υπόψη ένα βάθος θεμελιώσεως σχετικώς με την θεμελίωση στην φυσική επιφάνεια έδειξαν ότι οι διαφορές στα αποτελέσματα που αφορούν στα υπόψη αντίστοιχα μεγέθη  $\Delta s/l$ ,  $\Delta s/s_{\max}$  και  $M/M_0$  μπορεί να αμβλυνθούν. Τα συγκριτικά διαγράμματα μεταβολής της στροφής συναρτήσει του ρυθμού μεταβολής  $m$  έδειξαν πόσο μεγαλύτερες είναι οι τιμές της στροφής για το ομοιογενές έδαφος ενώ παρατηρείται ίδια τάση απομείωσης και στις δύο περιπτώσεις εδάφους. Η επίδραση του λόγου Poisson  $\nu$  του εδάφους στην στροφή είναι προφανής στην περίπτωση του ανομοιογενούς εδάφους, λόγω της εξάρτησης των κατακορύφων τάσεων από τον λόγο  $\nu$ . Ο λόγος

$\Delta s/s_{\max}$  που υπολογίζεται για το ομοιογενές έδαφος διαφοροποιείται σε σχέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για το ανομοιογενές, παρουσιάζοντας σημαντική αύξηση με την αύξηση του ρυθμού μεταβολής  $m$ . Ωστόσο, για το ανομοιογενές έδαφος ο υψηλός λόγος Poisson  $\nu$  του εδάφους δείχνει απομείωση του  $\Delta s/s_{\max}$  με την αύξηση του ρυθμού  $m$ , ενώ ο χαμηλός λόγος  $\nu$  αντιστοίχως αύξηση του  $\Delta s/s_{\max}$ . Για πολύ χαμηλούς ρυθμούς μεταβολής  $m$ , όπου το μέτρο ελαστικότητας είναι πολύ μικρό, οι λόγοι  $\Delta s/s_{\max}$  σχεδόν ταυτίζονται μεταξύ των δύο περιπτώσεων εδαφικής προσομοίωσης, ενώ όσο αυξάνει ο ρυθμός  $m$  τα σχετικά αποτελέσματα αποκλίνουν σημαντικά. Οι επιλύσεις για φορέα θεμελιωμένο σε βάθος 1m κάτω από την φυσική επιφάνεια του εδάφους έδειξαν αντίστοιχη απομείωση του λόγου  $\Delta s/s_{\max}$  με την αύξηση της συμπιεστότητας του εδάφους.

**m.** Τέλος, επισημαίνεται ότι παρ' όλο που η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων εισάγει πρόσθετες παραμέτρους σε ένα πρόβλημα το οποίο είναι ήδη σύνθετο με αρκετές αβεβαιότητες, εν τούτοις δίδει τη δυνατότητα στον Μηχανικό να διερευνήσει ξεχωριστά κάθε παράγοντα ο οποίος επηρεάζει τα αποτελέσματα.

**n.** Τα παραπάνω αποτελέσματα θα ήταν εντελώς διαφορετικά αν ο υπολογισμός των καθιζήσεων γινόταν ανεξάρτητα, επιβάλλοντας στην θεμελίωση τα ανωτέρω φορτία της ανωδομής. Οι τελικές διαφορικές καθιζήσεις προφανώς θα ήταν μεγαλύτερες, δεδομένου ότι κατά την εκτίμηση με προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της ακαμψίας της ανωδομής με αποτέλεσμα να μειώνονται τα μεγέθη αυτά.

Συνοψίζοντας, από τα παραπάνω συμπεράσματα, για εύκαμπτη ανωδομή (ενδεικτικώς  $R_b < 0,009$ ) ή πολύ άκαμπτη θεμελίωση (ενδεικτικώς  $R_F > 10^{-3}$  έως 1, αναλόγως του συνολικού πλάτους  $L$  της πλάκας θεμελίωσης) ο υπολογισμός μπορεί να περιορισθεί στην απλή συμβατική μέθοδο αναλύσεως χωρίς προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως. Ενώ απαραίτητη είναι η ανάλυση με συνεκτίμηση αλληλεπιδράσεως για άκαμπτη ή μέσης ακαμψίας ανωδομή (ενδεικτικώς  $R_b > 0,02$ ) ή για εύκαμπτη θεμελίωση (με τιμές  $R_F = 5 \times 10^{-5}$  έως  $10^{-2}$ ). Επίσης, χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στις περιπτώσεις χαμηλού συντελεστή ασφαλείας ( $SF < 2,5$ ) όπου αναμένεται να εκδηλωθούν αρνητικές διαφορικές καθιζήσεις, ιδίως σε καθαρώς μη συνεκτικά εδάφη, παρουσιάζοντας κυρτή μορφή παραμορφώσεως. Σε αυτές τις

περιπτώσεις, τα όρια των επιτρεπομένων παραμορφώσεων θα πρέπει να είναι περισσότερο συντηρητικά έναντι των ορίων που προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 7 για την κοίλη μορφή παραμορφώσεως του εδάφους.

#### 4.5. Βιβλιογραφικές αναφορές

- Biernatowski, K., and Pytel, W. (1981). Design model of soil – structure interaction including reliability theory. *Proceedings X.I.C.S.M.F.E Stockholm*, Vol. **2**, 45–48.
- Bjerrum, L. (1963). Allowable settlements of structures. *Proc. Eur. Conf. SMFE*, Wiesbaden, Vo. **2**, 135–137.
- Borowicka, H. (1939). Druckverteilung unter elastischen Platten. *Ingenieur-Archiv*, Band 10, S. 113 bis 125.
- Brown, P.T. (1969). Numerical analyses of uniformly loaded circular rafts on elastic layers of finite depth. *Geotechnique*, 19, **2**, 301 - 306.
- Burland, J.B., and Wroth, C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage, Review Paper, Session V. *Proc. Conf. Settlement of structures*, Cambridge: 611–654. Pentech Press, London, 1975.
- Burland, J.B., Mair, R.J, Standing, J.R. (2004). Ground performance and building response due to tunneling. *Advances in Geotechnical Engineering. The Skempton Conference*, London, Thomas Telford, 291–342.
- Chamecki, S. (1956). Structural Rigidity in Calculating Settlements. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. **82**, SM 1, 1–19.
- Coduto, D. P. (1994). *Foundation Design*, Prentice – Hall, Englewood Cliffs, N. J.
- Dasgupta, S., Dutta, S.C., and Bhattacharya, G. (1998). Effect of Superstructure Rigidity on Differential Settlement of Foundation. *J. Structural Engrg.*, Structural Engineering Research Center, Madras, India, pp. 333-339.
- EN 1997–1 Eurocode & Geotechnical Design Part 1: General rules. TC 250 Comité Européen de Normalisation. Brussel, Belgium. (2004).
- Eurocode 7. (1990). Geotechnics, Preliminary draft for the European Communities. *Geotechnik* **1**, 1–40.

- Fedorovskii, V.G., and Shulyat'ev, S.O. (2014). Construction of the Ukraina hotel as an example of interaction between its bed, foundation, and superstructure. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **50**, No. 6, 242–250.
- Frank, R. (2006). General Presentation of Eurocode 7 on 'Geotechnical Design'. *Πρακτικά 5<sup>ου</sup> Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*, Ξάνθη, Τόμος **4**, 133–142.
- Frank, R. (1991). Some recent developments on the behaviour of shallow foundations. General Report, *X E.C.S.M.F.E*, Florence, Vol. **IV**, 1115–1141.
- Holtz, R. D. (1991). Stress distribution and settlement of shallow foundations. *Foundations Engineering Handbook*, Fang, ed., Van Nostrand Reinhold, New York, N. Y., 166–216.
- Hora, M., and Sharma, A. (2008). Effect of geometrical parameters on nonlinear soil-structure interaction behavior of plane frame-soil system. *6<sup>th</sup> International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Arlington, VA, August 11-16.
- I.S.E (1989). Soil – structure interaction. The real behaviour of structures. 120 pp. Institution of Structural Engineers, London.
- Klepikov, S. N. (1989). Performance criteria – Allowable deformations of buildings and damages. *Proc. of the 12<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechs. And Found. Eng.*, General Report, Rio de Janeiro, Vol. **4**, 2735–2744.
- Meyerhof, G.G. (1947). The Settlement Analysis of Building Frames. *The Structural Engineer*. Vol. **25**, 369–409.
- Meyerhof, G. G. (1953). Some recent foundation research and its application to design. *Struct. Engr*, Vol. **31**, 151–167.
- Noorzaei, J., Viladkar, M.N., Godbole, P.N. (1994). Nonlinear Soil-Structure Interaction in Plane Frames. *Engineering Computations*, Vol. **11**, pp. 303-316.
- Noorzaei, J., Viladkar, M.N., Godbole, P.N. (1995). Elastoplastic Analysis for Soil-Structure Interaction in Framed Structures. *Int. J. of computers and structures*, 55(5), pp. 797–807.

- Papadopoulos, V., and Anagnostopoulos, A. (1977). Differential settlements in nonhomogenous soils. *IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 1, 687–690.
- Plaxis. (2004). *2D Professional Version 8*. Finite element code for soil and rock analyses. The Netherlands.
- Polshin, D. E., and Tokar, R. A. (1957). Maximum allowable nonuniform settlement of structures. *Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. SMFE*, London, Vol. 1, 402–406.
- Sawatpanich, A. (2003). Deterministic and reliability based assessment of existing building foundation systems adjacent to tunneling in soils. *Ph.D. thesis*, Cornell Univ., Ithaca, N.Y.
- Skempton, A. W., and MacDonald, D. H. (1956). Allowable settlement of buildings. *Proc. Institution of Civil Engineers*, Part III, Vol. 5, 727–768.
- Sommer, H. (1965). Method for the calculation of settlements, contact pressures and bending moments in a foundation, including the influence of the flexural rigidity of the superstructure. *VI I.C.S.M.F.E*, Montreal.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1948). Soil mechanics in engineering practice. *John Wiley & Sons*, New York.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B., and Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*, 3<sup>rd</sup> Ed., Wiley, New York.
- Tomlinson, M.J. (1980). Foundation design and construction. Pitman Press 4<sup>th</sup> Edition.
- Viggiani, C. (1981). Simple methods for soil–foundation–structure interaction analysis. *X I.C.S.M.F.E*, Stockholm, Vol. 4, 704–710.
- Voss, F. (2003). Evaluating damage potential in buildings affected by excavation. M.S. Thesis, Northwestern University Evanston IL 166p.

## 5

## ΧΡΟΝΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΚΑΙ ΧΡΟΝΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΦΑΣΕΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### 5.1 Εισαγωγή

Το φαινόμενο της βαθμιαίας διαφυγής του νερού των πόρων και συνεπώς της βαθμιαίας συμπίεσης του εδάφους κατά την επιβολή εξωτερικών φορτίων ονομάζεται στερεοποίηση. Το φαινόμενο της στερεοποίησης οφείλεται στην πολυφασικότητα των εδαφικών υλικών και ειδικότερα στην μεγάλη διαφορά μεταξύ του εδαφικού σκελετού και του νερού των πόρων καθώς και στην μικρή τους διαπερατότητα.

Στην περίπτωση που η επιβαλλόμενη φόρτιση ασκείται σε πολύ μεγάλη έκταση σε σχέση με το πάχος της συμπιεστής εδαφικής στρώσεως, τότε η στερεοποίηση θεωρείται μονοδιάστατη. Η επίλυση της απλούστερης αυτής περιπτώσεως, της μονοδιάστατης στερεοποίησης, ενός γραμμικού ισότροπου ελαστικού εδάφους έγινε από τον Terzaghi (1943). Σύμφωνα με την θεωρία Terzaghi ο συντελεστής στερεοποίησης του εδάφους  $c_v$ , από τον οποίο εξαρτάται ο ρυθμός απομείωσης της υπερπίεσεως του ύδατος των πόρων, έχει ενιαία τιμή καθ' ύψος. Ο Biot (1941) μελέτησε την τριδιάστατη στερεοποίηση θεωρώντας το έδαφος ελαστικώς ισότροπο ενώ αργότερα (Biot, 1954) εξέτασε την σχέση αυτή για ανισότροπα εδάφη.

Πολλοί ερευνητές παρουσίασαν λύσεις για το θέμα της στερεοποίησης υποθέτοντας πιο περίπλοκα εδαφικά προσομοιώματα. Οι Davis and Raymond (1965) προκειμένου να



μελετήσουν την μονοδιάστατη στερεοποίηση έλαβαν υπόψη την μεταβολή της συμπιεστότητας και της διαπερατότητας του εδάφους θεωρώντας σταθερή την τιμή του συντελεστή στερεοποίησης  $c_v$ , σε μια δεδομένη χρονική στιγμή. Οι Gibson et al. (1967) μελέτησαν μία μη γραμμική μονοδιάστατη στερεοποίηση υποθέτοντας ότι η συμπιεστότητα, η διαπερατότητα και ο συντελεστής στερεοποίησης του εδάφους μεταβάλλονται.

Παραλλαγές της μονοδιάστατης στερεοποίησης αποτελούν και οι περιπτώσεις πολυστρωματικών εδαφών με διαφορετικά χαρακτηριστικά αλλά ίδια ή και διαφορετική τιμή του συντελεστή στερεοποίησης  $c_v$ . Ο Pyrah (1996) μελέτησε το πρόβλημα της μονοδιάστατης στερεοποίησης σε στρωσιγενή εδάφη μέσω απλών παραδειγμάτων. Μελέτησε εδάφη που αποτελούνται από δύο στρώματα με την ίδια τιμή του συντελεστή στερεοποίησης, αλλά με διαφορετικά χαρακτηριστικά συμπιεστότητας και διαπερατότητας, προκειμένου να αποδείξει την σημασία της υιοθέτησης σωστών διαδικασιών για την εκτίμηση της συμπεριφοράς των εδαφών αυτών. Τα παραπάνω παραδείγματα δείχνουν την σημαντική επιρροή που μπορεί να έχει η μεταβολή της διαπερατότητας και της συμπιεστότητας στην συμπεριφορά ενός εδαφικού στρώματος. Γενικώς, ο Pyrah διαπιστώνει ότι οι σωστές λύσεις μπορούν να επιτευχθούν μόνο εάν λαμβάνεται υπόψη η συνέχεια στερεού-υγρού σε ολόκληρο το εδαφικό στρώμα, περιλαμβάνοντας και τις συνοριακές συνθήκες. Η συνέχεια αυτή μεταξύ των αργιλικών στρώσεων προϋποθέτει οι πιέσεις πόρων και οι ρυθμοί ροής των γειτονικών στρωμάτων στην κάθε διεπιφάνεια να είναι ίδιες. Οι Xie and Leo (2004) μελέτησαν την μονοδιάστατη στερεοποίηση εξετάζοντας τις καθιζήσεις και τον ρυθμό αποτονώσεως του ύδατος των πόρων. Ο Singh (2005) παρουσίασε αναλυτικές επιλύσεις για την μονοδιάστατη στερεοποίηση υπό συνθήκες τριγωνικής φορτίσεως της πίεσεως του ύδατος πόρων για να εκτιμήσει τον συντελεστή στερεοποίησης και τις τελικές καθιζήσεις από στερεοποίηση. Επιλύσεις για το πρόβλημα της μονοδιάστατης στερεοποίησης σε ανομοιογενή εδαφικά στρώματα ή εδάφη με εναλλαγές στρωμάτων παρουσίασαν και οι Xie et al. (2005), οι Kim and Mission (2011), οι Indraratna et al. (2012).

Σωστές λύσεις μπορούν επίσης να επιτευχθούν χρησιμοποιώντας πολλές αναλυτικές και αριθμητικές τεχνικές (Schiffman and Arya, 1977). Πολλές αναλυτικές επιλύσεις έχουν πραγματοποιηθεί επίσης για την μονοδιάστατη στερεοποίηση κάτω από φορτίσεις χρονικά εξαρτώμενες. Ο Schiffman (1958) έδωσε μία γενική επίλυση για την στερεοποίηση του εδάφους θεωρώντας ότι οι φορτίσεις αυξάνουν γραμμικά με τον χρόνο. Ο Olson (1977) επεξέτεινε την συμβατική θεωρία του Terzaghi προκειμένου να καλύψει την μονοδιάστατη στερεοποίηση υπό χρονικά εξαρτώμενη φόρτιση. Οι Ukhon and Sheinin (2004) εξέτασαν το πρόβλημα του προσδιορισμού της χρονικά εξαρτώμενης καθιζήσεως ενός διστρωματικού εδάφους υπό την παραδοχή της αύξησης του «ενεργού» πάχους του στρώματος που στερεοποιείται κατά την επιβολή αυξανόμενης φορτίσεως λόγω της κατασκευής ενός κτηρίου. Ανέπτυξαν έναν ειδικό αλγόριθμο για τον υπολογισμό των καθιζήσεων που εξελίσσονται με τον χρόνο υπό αυξημένη φόρτιση και παράλληλα με την αύξηση του πάχους του εδαφικού στρώματος. Ο Leo (2004) διερεύνησε την στερεοποίηση ενός συμπιεστού εδάφους υπό σταθερή ή σταδιακή φόρτιση. Ο Wang (2009) εφάρμοσε την τεχνική των σειρών Fourier και με διαδοχική ολοκλήρωση με τον χρόνο προέκυψαν αποτελέσματα που αφορούν στην υπερπίεση του ύδατος των πόρων και αντίστοιχα στον βαθμό στερεοποίησεως. Σχεδίασε καμπύλες μεταβολής του μέσου βαθμού στερεοποίησεως συναρτήσει του χρονικού παράγοντα προκειμένου να διερευνήσει την επιρροή διαφόρων παραμέτρων επί του μέσου βαθμού στερεοποίησεως μαλακών εδαφών που ενισχύονται με χαλικοπασσάλους.

Στην περίπτωση που η εξωτερική επιβαλλόμενη φόρτιση ασκείται σε μικρή επιφάνεια σε σχέση με το πάχος του συμπιεστού εδαφικού στρώματος καθώς και σε περιπτώσεις πολύπλοκης γεωμετρίας ή συνοριακών συνθηκών στράγγισης, το φαινόμενο της στερεοποίησεως είναι πολυδιάστατο. Προκειμένου να διερευνηθεί το πολυδιάστατο πρόβλημα της στερεοποίησεως διάφοροι ερευνητές χρησιμοποίησαν πιο εκλεπτυσμένα μοντέλα για τις περιπτώσεις 2D και 3D στερεοποίησεως. Στις περιπτώσεις αυτές η στράγγιση του νερού γίνεται σε δύο ή τρεις διαστάσεις και για τους υπολογισμούς απαιτείται η χρήση αριθμητικών μεθόδων, όπως μέθοδοι

πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών. Οι Shakir and Majeed (2014) μελέτησαν την επιρροή της ανομοιογένειας και της ανισοτροπίας στον μέσο βαθμό στερεοποίησης του εδάφους με την χρήση κώδικα πεπερασμένων στοιχείων για να επιλύσουν το πρόβλημα της διδιάστατης στερεοποίησης. Οι Mirjalili et al. (2012) εκτέλεσαν ανάλυση μακροπρόθεσμης στερεοποίησης χρησιμοποιώντας ελαστικό-ιξωδοπλαστικό μοντέλο.

Εδώ και πολλά χρόνια αναγνωρίζεται η δυσκολία στην αξιόπιστη πρόβλεψη των ρυθμών στερεοποίησης του εδάφους εξαιτίας των ποικίλων ιδιοτήτων και της εδαφικής δομής. Για τον λόγο αυτό, έχουν γίνει αρκετές μελέτες προκειμένου να ποσοτικοποιηθεί η ποικιλομορφία που παρατηρείται στο έδαφος και να εκτιμηθούν οι αβεβαιότητες των αποτελεσμάτων σε πολλές εφαρμογές. Πολύ παλαιά, ο Freeze (1977) ασχολήθηκε με την μονοδιάστατη στερεοποίηση λαμβάνοντας υπόψη την συσχέτιση μεταξύ του συντελεστή ογκομετρικής συμπίεστικότητας και της διαπερατότητας του εδάφους, τα οποία επιλέχθηκαν τυχαία από συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας. Ο Hong (1992) επίσης μελέτησε την μονοδιάστατη στερεοποίηση αντιμετωπίζοντας τον συντελεστή στερεοποίησης  $C_v$  ως μία τυχαία μεταβλητή. Οι Badaoui et al. (2007) διερεύνησαν την μονοδιάστατη στερεοποίηση με την μέθοδο του λεπτού στρώματος σε συνδυασμό με προσομοιώσεις Monte Carlo. Οι Nishimura et al. (2002) βασίστηκαν στο στοχαστικό μη γραμμικό πρότυπο στερεοποίησης προκειμένου να εφαρμόσουν ανάστροφη ανάλυση μονοδιάστατης στερεοποίησης. Η ανάστροφη αυτή ανάλυση πραγματοποιήθηκε θεωρώντας την χωρική μεταβλητότητα των παραμέτρων στερεοποίησης, δηλαδή του συντελεστή ογκομετρικής συμπίεστικότητας  $m_v$  και της διαπερατότητας  $k$ . Έλαβαν υπόψη τους ταυτόχρονα και την χωρική μεταβλητότητα αλλά και την μη γραμμικότητα. Οι Huang et al. (2010) συνδύασαν την συζευγμένη θεωρία του Biot για την στερεοποίηση με μέθοδο τυχαίων πεπερασμένων στοιχείων (random finite-element method) προκειμένου να διερευνήσουν την συμπεριφορά της στερεοποίησης εδαφών με ιδιότητες χωρικά μεταβαλλόμενες σε μονοδιάστατους και διδιάστατους χώρους. Υπέθεσαν ως τυχαίες μεταβλητές τον συντελεστή ογκομετρικής συμπίεστικότητας και την διαπερατότητα του εδάφους.

Θα πρέπει επίσης να αναφερθεί και η συμβολή της ακτινικής στερεοποίησης. Οι Tang and Onitsuka (2000) μελέτησαν την στερεοποίηση χρησιμοποιώντας κατακόρυφα στραγγιστήρια υπό χρονικά εξαρτώμενη φόρτιση και σχολίασαν τα χαρακτηριστικά της στερεοποίησης με κατακόρυφα στραγγιστήρια υπό στιγμιαίες αλλά και σταδιακές φορτίσεις. Οι Hong and Shang (1998) ανέλυσαν την στερεοποίηση με προκατασκευασμένα κατακόρυφα στραγγιστήρια για την βελτίωση του εδάφους.

Από την ανασκόπηση της βιβλιογραφίας διαπιστώθηκε ότι έχει δοθεί πολύ μικρή έμφαση στην διερεύνηση της επιρροής της στερεοποίησης στην αλληλεπίδραση ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους. Οι Liu et al. (2014) ανέλυσαν με αριθμητική προσομοίωση την χρονικά εξαρτώμενη καθίζηση θεμελιώσεων πολύ υψηλών κτιρίων που εδράζονται σε μαλακή άργιλο. Οι Viladkar et al. (1993) παρουσίασαν έναν τριδιάστατο ιξωδοελαστικό τύπο με πεπερασμένα στοιχεία για την μελέτη της αλληλεπιδράσεως πλαισιωτών φορέων και σύγκριναν τα αποτελέσματα της δομικής συμπεριφοράς με εκείνα στην περίπτωση που αγνοείται η αλληλεπίδραση. Οι Valentini et al. (2013) με εφαρμογή ενός 3D μοντέλου πλαστικότητας-αστοχίας σε μεγάλης κλίμακας αριθμητική προσομοίωση δοκιμής οριακού φορτίου παρουσίασαν μοντέλα κτιρίων από σκυρόδεμα με κατασκευή σε μία φάση ή κατά φάσεις.

Σκοπός του κεφαλαίου αυτού ήταν η διερεύνηση του προβλήματος της χρονικά εξαρτώμενης αλληλεπιδράσεως ανωδομής-θεμελιώσεως-εδάφους λαμβάνοντας υπόψη την μεταβολή της ακαμψίας της ανωδομής συναρτήσει του χρόνου μέσω αναλύσεων με κατά φάσεις κατασκευή. Διερευνήθηκε η επιρροή των καθιζήσεων από στερεοποίηση στην αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Για την αποφυγή πρόσθετων αβεβαιοτήτων στο ήδη πολυπαραμετρικό πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως, στο κεφάλαιο αυτό έγιναν αριθμητικές αναλύσεις με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων που αφορούν στην διαδικασία της 2D στερεοποίησης καθώς και αναλύσεις υπό συνθήκες ταχείας στραγγίσεως. Η αριθμητική διερεύνηση του φαινομένου της στερεοποίησης περιλαμβάνει την σταδιακή φόρτιση του υπεδάφους εξαιτίας της κατασκευής. Αμέσως μετά την κατασκευή του κάθε ορόφου (μηδενικός χρόνος), αναπτύσσονται άμεσες καθιζήσεις και το νερό των πόρων διαφεύγει αργά από το έδαφος λόγω χαμηλής

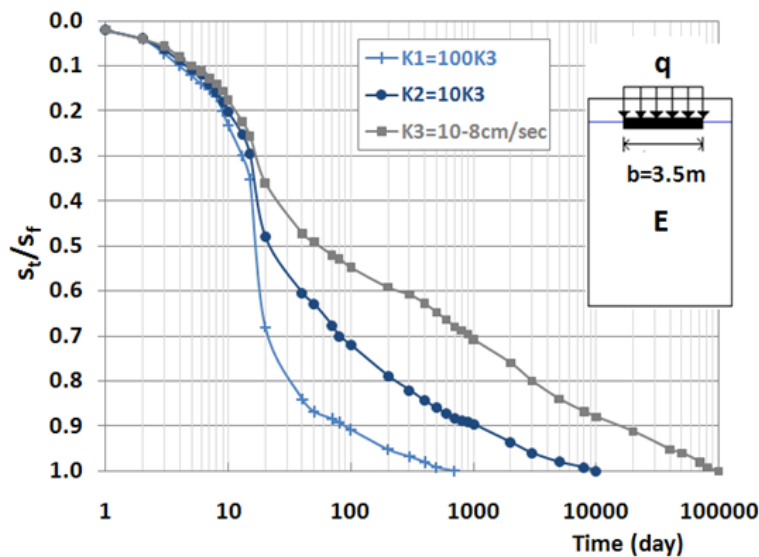
διαπερατότητας. Τελικώς, μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής του κτιρίου, η υπερπίεση του ύδατος των πόρων αποτονώνεται με αποτέλεσμα την ανάπτυξη των συνολικών καθιζήσεων (άμεση και καθίζηση από στερεοποίηση).

## 5.2 Επιρροή της στερεοποίησης στην ανάπτυξη καθιζήσεως

Η γνωστή εξίσωση του Terzaghi για την μονοδιάστατη στερεοποίηση είναι:  $c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$ , όπου  $u$  είναι η πίεση του ύδατος πόρων,  $t$  ο χρόνος επιβολής της φορτίσεως,  $z$  η απόσταση από την επιφάνεια αποστράγγισης και  $c_v$  ο συντελεστής στερεοποίησης που υπολογίζεται ως  $c_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_w}$  ( $k_v$ : συντελεστής διαπερατότητας,  $m_v$ : συντελεστής ογκομετρικής συμπίεσότητας,  $\gamma_w$ : ειδικό βάρος νερού). Η βασική διαφορική εξίσωση της διδιάστατης στερεοποίησης γράφεται ως εξής:  $c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + c_h \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$ , όπου  $c_v = \frac{k_v}{\gamma_w m_v}$  και  $c_h = \frac{k_h}{\gamma_w m_h}$  ( $k_v, k_h$ : συντελεστές διαπερατότητας που αντιστοιχούν στην κατακόρυφη  $z$  και οριζόντια  $x$  διευθύνσεις, αντιστοίχως,  $c_v, c_h$ : συντελεστές στερεοποίησης,  $m_v, m_h$ : συντελεστές ογκομετρικής συμπίεσότητας,  $u$ : πίεση ύδατος πόρων). Η διαπερατότητα θεωρείται ισότροπη στις δύο διευθύνσεις,  $z, x$ , όπου  $k_v = k_h$  και  $m_v = m_h$ . Όλες οι αναλύσεις που παρουσιάζονται στο κεφάλαιο αυτό είναι βασισμένες στην θεωρία διδιάστατης στερεοποίησης.

Εκτελέσθηκαν απλές αναλύσεις με βάση την διαδικασία της στερεοποίησης του εδάφους θεωρώντας διαφορετικές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας  $k$  ( $k_1 = 10^{-6}, k_2 = 10^{-7}, k_3 = 10^{-8} \text{ cm/sec}$ ), προκειμένου να μελετηθεί η ανάπτυξη καθιζήσεως ενός μεμονωμένου πεδίου συναρτήσει του χρόνου. Το πέδιλο σχεδιάστηκε με πλάτος  $b=3.50\text{m}$ , και υποβλήθηκε σε ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο  $q=200\text{kPa}$ . Το έδαφος προσομοιώθηκε ως γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb με σταθερή τιμή αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u=50\text{kPa}$  ( $\varphi=0$ ). Το πάχος του συμπιεστού εδάφους θεωρήθηκε ίσο με 3 φορές το πλάτος του πεδίου και οι συνοριακές συνθήκες στα πεπερασμένα στοιχεία επιλέχθηκαν τέτοιες ώστε να μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα. Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα θεωρήθηκε στο επίπεδο της θεμελίωσης με ελεύθερη απορροή

μόνο από τα πάνω όρια του σχεδίου, όπως και στις επόμενες κύριες αναλύσεις αλληλεπιδράσεως που παρουσιάζονται σε επόμενες παραγράφους. Κατά την υπολογιστική διαδικασία όταν ενεργοποιείται το πέδιλο και η φόρτίσή του εισάγεται μια κατασκευαστική περίοδος 20 ημερών προκειμένου να αποτονωθεί η υπερπίεση του ύδατος των πόρων και συνεπώς να αναπτυχθεί ένα μέρος της καθιζήσεως λόγω στερεοποίησης του εδάφους. Στην τελική φάση, εισάγεται μία ελάχιστη τιμή της πίεσεως πόρων  $min\Delta u = p = 1kN/m^2$  υποθέτοντας ότι πρακτικώς έχει ολοκληρωθεί η στερεοποίηση και έχουν αναπτυχθεί οι συνολικές καθιζήσεις.



**Σχήμα 5.1:** Ρυθμός ανάπτυξης καθιζήσεως συναρτήσει του χρόνου

Ο ρυθμός της ανάπτυξης της καθιζήσεως επηρεάστηκε από τον συντελεστή στερεοποίησης  $c_v$ , τις συνθήκες φορτίσεως και το πλάτος  $b$  του πεδίου, σχεδόν μετά τις πρώτες 20 ημέρες. Στην περίπτωση μεγάλου συντελεστή  $c_v$  (μεγάλος συντελεστής διαπερατότητας  $k$ ) προφανώς ήταν ταχύτερος ο ρυθμός στερεοποίησης. Η μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων  $\frac{s_t}{s_f}$  συναρτήσει του χρόνου παρουσιάζεται στο σχήμα 5.1, όπου  $s_t$  είναι η καθίζηση που αναπτύχθηκε σε χρόνο  $t$  και  $s_f$  η συνολική τελική καθίζηση (μετά την ολοκλήρωση της διαδικασίας της στερεοποίησης του εδάφους). Η άμεση καθίζηση και ένα μέρος της καθιζήσεως από στερεοποίηση εκδηλώθηκε τις πρώτες 20 ημέρες, χωρίς αξιοσημείωτη επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας  $k$ . Από το σχήμα 5.1 είναι φανερό ότι ένα ποσοστό της τάξεως του 50% της συνολικής

καθιζήσεως αναπτύχθηκε μέχρι τις πρώτες 20 ημέρες, υποθέτοντας συντελεστή διαπερατότητας  $k = 10^{-7} \text{ cm/sec}$ , ενώ ένα μικρότερο ποσοστό με  $\frac{s_t}{s_f} = 35\%$  εκτιμήθηκε για  $k = 10^{-8} \text{ cm/sec}$ . Προφανώς μετά τις 20 ημέρες ο ρυθμός ανάπτυξης της καθιζήσεως από στερεοποίηση διαφοροποιήθηκε σημαντικά λόγω του συντελεστή  $k$ . Ωστόσο, θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο ρυθμός εξέλιξης της καθιζήσεως δεν επηρεάστηκε πρακτικά από το μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους.

### 5.3 Βασικά στοιχεία επιλύσεων

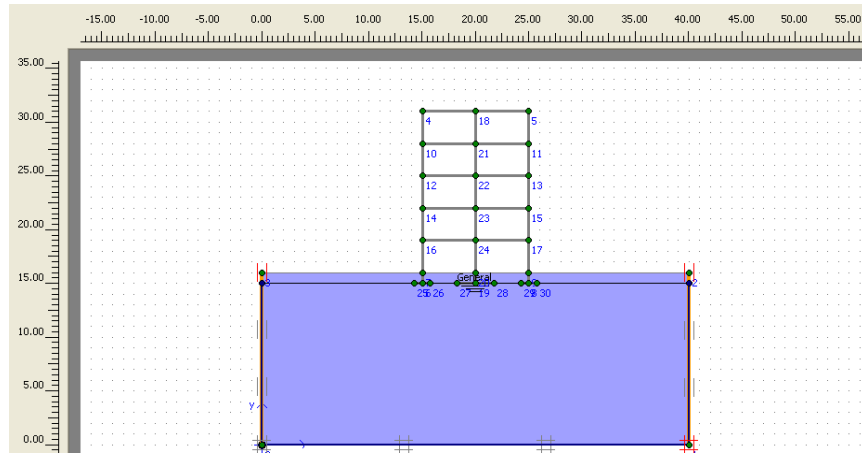
Οι αναλύσεις που περιγράφονται στο παρόν κεφάλαιο αφορούν στην περίπτωση 2Δ στερεοποίησης. Μελετήθηκε η επιρροή της χρονικής εξέλιξης των καθιζήσεων επί της αλληλεπιδράσεως ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους. Θεωρήθηκε η εξέλιξη της στερεοποίησης σε κορεσμένες αργίλους ως το μόνο αίτιο της χρονικώς εξαρτώμενης αναπτύξεως των καθιζήσεων, και εξετάσθηκε η επιρροή γεωμετρικών παραγόντων καθώς και του συντελεστή διαπερατότητας του εδάφους. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αφορούν σε ένα 5όροφο πλαίσιο 2 ανοιγμάτων των 5m (ύψος ορόφου 3m), θεμελιωμένο με δύο τρόπους: *i)* με πλάκα γενικής κοιτοστρώσεως ή *ii)* με μεμονωμένα πέδιλα.

Σε όλες τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το υπολογιστικό διδιάστατο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS V.8 Professional. Τα δομικά στοιχεία του πλαισίου και της θεμελιώσεως προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία δοκού. Για τις δοκούς του πλαισίου υπολογίσθηκε ισοδύναμο πάχος πλάκας  $d=0.25\text{m}$  και αντίστοιχα για τα υποστυλώματα πάχος  $d=0.30\text{m}$ , με απαιτούμενες ιδιότητες την καμπτική ακαμψία  $E_b \cdot J$ , όπου  $E_b$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και  $J$  η ροπή αδρανείας του δομικού στοιχείου, και την αξονική ακαμψία  $E_b \cdot A$ , όπου  $A$  είναι η επιφάνεια εγκάρσιας διατομής ανά μέτρο. Η απόσταση μεταξύ των πλαισίων θεωρήθηκε  $s=4\text{m}$ . Όσον αφορά στην περίπτωση θεμελιώσεως με πλάκα γενικής κοιτοστρώσεως μελετήθηκαν τρεις διαφορετικές περιπτώσεις ευκαμψίας της θεμελιώσεως: α) πολύ εύκαμπτη με πάχος  $t_f=0.20\text{m}$ , β) μεσαίας ευκαμψίας με πάχος  $t_m=0.70\text{m}$  και γ) αρκετά άκαμπτη με πάχος  $t_r=1.50\text{m}$ , σύμφωνα με τα κριτήρια ακαμψίας των Hetenyi (1946) και

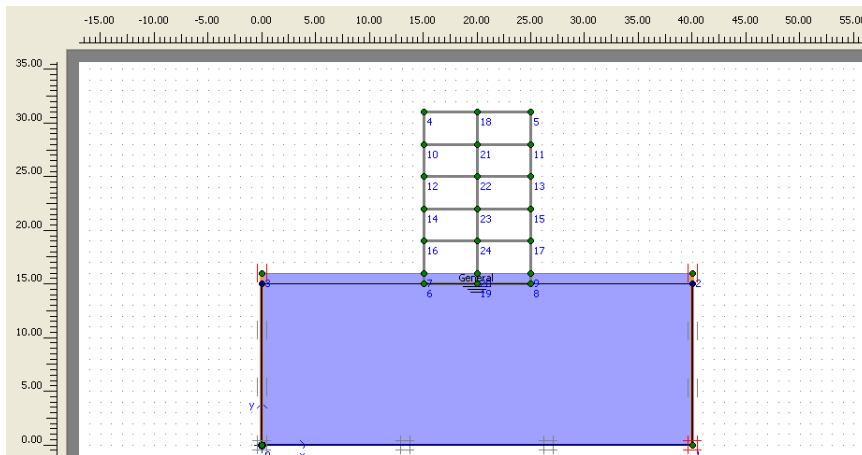


Vesic (1961), βασιζόμενα στον όρο  $\lambda$ , όπου  $\lambda = \sqrt[4]{\frac{k \cdot b}{4E_b \cdot J}}$ ,  $k$ : δείκτης εδάφους,  $b$ : πλάτος

θεμελίωσης,  $E_b$ : μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και  $J$ : ροπή αδρανείας.



Σχήμα 5.2: Σόροφο πλαίσιο θεμελιωμένο με μεμονωμένα πέδιλα



Σχήμα 5.3: Σόροφο πλαίσιο θεμελιωμένο με πλάκα κοιτοστρώσεως

Στην περίπτωση των πεδίων, τα εξωτερικά προσομοιώθηκαν με πλάτος 1.5m και το εσωτερικό αντίστοιχα με πλάτος 3.5m. Η θεμελίωση του κτιρίου και στις δύο περιπτώσεις θεωρήθηκε σε βάθος 1m κάτω από την φυσική επιφάνεια του εδάφους. Ενδεικτικά σχέδια των πλαισίων που εξετάστηκαν με την στάθμη υπογείων υδάτων στην στάθμη θεμελίωσης δίδονται στα σχήματα 5.2 και 5.3 όπως σχεδιάστηκαν στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων πριν την διαδικασία του υπολογισμού. Οι κύριες αναλύσεις περιλαμβάνουν προσομοίωση του εδάφους σύμφωνα με το κριτήριο

αστοχίας Mohr–Coulomb ως καθαρώς συνεκτικό έδαφος, με συγκεκριμένη τιμή αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u=50\text{kPa}$  (και  $\phi_u=0^\circ$ ). Η τιμή αυτή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους, επιλέχθηκε ώστε να αντιστοιχεί σε υψηλό γενικό συντελεστή ασφαλείας,  $SF=3,75$ , προκειμένου να μην επηρεάζονται τα αποτελέσματα από την διατμητική αντοχή του εδάφους. Η τιμή αυτή επίσης αντιστοιχεί σε πολλές τιμές των παραμέτρων ενεργούς συνοχής  $c'$  και ενεργούς γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi'$ , δεδομένου ότι σκοπός των παραμετρικών αναλύσεων στο κεφάλαιο αυτό είναι η μελέτη της χρονικής εξέλιξης των καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων στις περιπτώσεις που δεν επηρεάζει η διατμητική αντοχή του εδάφους. Επιλέχθηκαν τυχαία αλλά αντιπροσωπευτικά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους  $E=3\text{MPa}$  έως  $50\text{MPa}$  και μία σταθερή μέση αντιπροσωπευτική τιμή του λόγου Poisson του εδάφους  $\nu=0.30$ . Η στάθμη των υπογείων υδάτων θεωρήθηκε στην στάθμη θεμελιώσεως του πλαισίου (1m κάτω από την φυσική επιφάνεια του εδάφους), όπως φαίνεται στα αντίστοιχα σχέδια (Σχήματα 5.2 και 5.3). Τα τρία ακραία όρια του σχεδίου (αριστερό, δεξί και κάτω όριο) έχουν σχεδιασθεί ως αδιαπέρατα. Συνεπώς, ελεύθερη απορροή του νερού γίνεται μόνο από το πάνω όριο του σχεδίου. Για λόγους συγκρίσεως έγιναν αναλύσεις και για γραμμικώς ελαστικό έδαφος με τα ίδια μέτρα ελαστικότητας  $E=3\text{MPa}$  έως  $50\text{MPa}$  και τον ίδιο λόγο Poisson  $\nu=0.30$ .

Μεταξύ της θεμελιώσεως και του εδάφους, προβλέφθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας. Επιλέχθηκαν 15 κόμβοι εδαφικών στοιχείων και τα αντίστοιχα στοιχεία διεπιφάνειας προσδιορίσθηκαν από 5 ζεύγη κόμβων. Για το πάχος των στοιχείων αυτών εφαρμόσθηκε η προκαθορισμένη τιμή 0.1. Στην περίπτωση γραμμικώς ελαστικού εδάφους οι ιδιότητες των στοιχείων διεπιφάνειας θεωρήθηκαν ίδιες με εκείνες του εδάφους, εκτός από τον λόγο Poisson ( $\nu_i=0.45$ ). Στην περίπτωση του ελαστοπλαστικού εδάφους δεν λήφθηκε υπόψη καμία απομείωση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u$  κατά μήκος της διεπιφάνειας, συνεπώς οι εδαφικές ιδιότητες και τα στοιχεία διεπιφάνειας ήταν τα ίδια (εκτός του λόγου Poisson). Τα στοιχεία διεπιφάνειας επιτρέπουν και διαχωρισμό και ολίσθηση. Ωστόσο, το κριτήριο Mohr–Coulomb χρησιμοποιείται για την διάκριση μεταξύ ελαστικής συμπεριφοράς, όπου μικρές

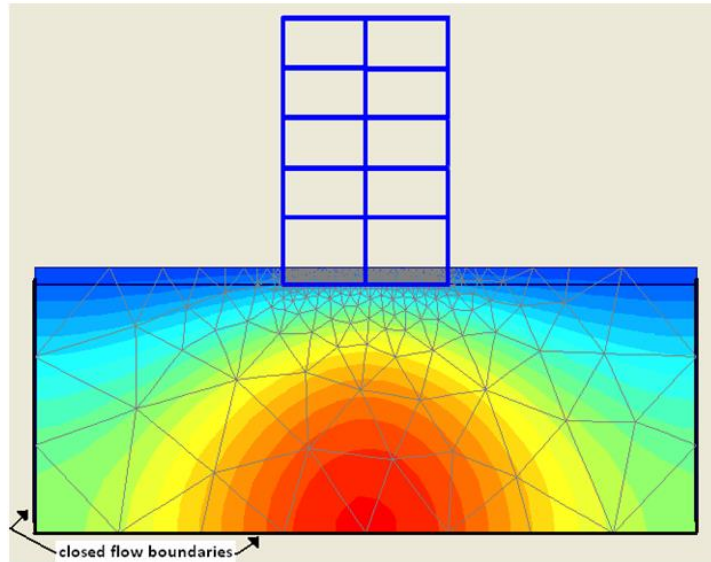
μετατοπίσεις μπορεί να συμβούν μέσα στην διεπιφάνεια, και πλαστικής συμπεριφοράς με εμφάνιση μόνιμης ολίσθησης (εξαρτώμενη από τις διατμητικές τάσεις και την διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας). Παρ' όλα αυτά, δεν παρατηρήθηκε ούτε διαχωρισμός ούτε ολίσθηση, λόγω των μικρών εκκεντροτήτων των συνισταμένων φορτίων στις θεμελιώσεις και πολύ μικρών οριζοντίων συνιστωσών. Το συμπιεστό έδαφος θεωρήθηκε με πάχος  $z$ , συγκεκριμένης σταθερής τιμής, ενώ το υποκείμενο έδαφος αντιστοίχως ως απολύτως απαραμόρφωτο. Οι τρεις βασικοί τύποι επιλύσεων που πραγματοποιήθηκαν ήταν οι εξής:

- **Κατασκευή κατά φάσεις λαμβάνοντας υπόψη την διαδικασία της στερεοποίησης του εδάφους (undrained conditions).** Η διαδικασία του υπολογισμού περιέλαβε 6 φάσεις κατασκευής. Στην πρώτη φάση ενεργοποιήθηκαν ταυτόχρονα η θεμελίωση του κτιρίου και ο πρώτος όροφος. Κατά την διάρκεια της φάσης αυτής εισάγεται μία κατασκευαστική περίοδος 20 ημερών, χρονικό διάστημα μέσα στο οποίο πραγματοποιείται στερεοποίηση προκειμένου να αποτονωθεί η υπερπίεση του ύδατος των πόρων. Η δεύτερη κατασκευαστική φάση περιέλαβε την ενεργοποίηση του δεύτερου ορόφου εισάγοντας ένα νέο χρονικό διάστημα κατασκευής 20 ημερών. Ομοίως, και στις επόμενες 3 φάσεις όπου πραγματοποιήθηκε σταδιακή ενεργοποίηση των ορόφων, εισάγοντας ίδιες κατασκευαστικές περιόδους, με βάση τις οποίες καθορίστηκαν οι τελικές καθιζήσεις. Σημειώνεται ότι οι αναλύσεις περιέλαβαν την ανάπτυξη και των άμεσων καθιζήσεων και εκείνων λόγω στερεοποίησης του εδάφους. Η τελευταία (6<sup>η</sup>) φάση περιέλαβε επίσης την διαδικασία της στερεοποίησης εισάγοντας μία εκτιμώμενη ελάχιστη τιμή της πίεσεως του ύδατος των πόρων  $\min \Delta u = p = 1 \text{ kN/m}^2$ . Επιλέχθηκαν αντιπροσωπευτικές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας του εδάφους  $k$  με  $k_v = k_h = 10^{-8}, 10^{-7}, 10^{-6} \text{ cm/sec}$ . Στο σχήμα 5.4 δίδεται αντιπροσωπευτικό παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και υπερπίεσεις ύδατος πόρων μετά την πρώτη φάση κατασκευής.

- **Κατασκευή κατά φάσεις λαμβάνοντας υπόψη στραγγιζόμενες συνθήκες (drained conditions):** Η διαδικασία του υπολογισμού περιέλαβε 5 κατασκευαστικές φάσεις. Στην πρώτη φάση κατασκευής ενεργοποιήθηκαν ταυτόχρονα η θεμελίωση και

ο πρώτος όροφος του κτιρίου. Υποτέθηκε ότι το νερό αποτονώθηκε αμέσως, πρακτικώς δηλαδή αγνοήθηκαν οι πιέσεις του ύδατος πόρων (ταχεία στράγγιση). Στις επόμενες φάσεις ενεργοποιήθηκαν σταδιακά οι επόμενοι όροφοι.

- **Κατασκευή σε μία μόνο φάση (drained conditions).** Η θεμελίωση και η ανωδομή ενεργοποιήθηκαν ταυτόχρονα σε μία μόνο φάση θεωρώντας ότι το νερό αποστραγγίζεται αμέσως από το έδαφος (ταχεία στράγγιση).



**Σχήμα 5.4:** Αντιπροσωπευτικό παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και υπερπιέσεις ύδατος πόρων

#### 5.4 Αποτελέσματα αναλύσεων

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται σε διαγράμματα υπό την μορφή των αδιαστατοποιημένων λόγων των ροπών κάμψης, των αξονικών φορτίων και των διαφορικών καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή διαπερατότητας  $K$  του εδάφους. Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται είναι οι εξής:

- $M_{cons}$ : η ροπή κάμψης υπολογισμένη με βάση την διαδικασία της στερεοποίησης, όπου με  $max$  θεωρήθηκε στο άνοιγμα της δοκού, ενώ αντίστοιχα με  $min$  στην θέση στηρίξεως,
- $M_{drain}$ : η ροπή κάμψης υπολογισμένη με βάση την ταχεία στράγγιση του εδάφους, με τους αντίστοιχους συμβολισμούς  $max$  και  $min$ ,

- $M_{multi}$ : η ροπή κάμψεως υπολογισμένη με βάση την προσομοίωση με σταδιακή κατασκευή,
- $M_{single}$ : η ροπή κάμψεως υπολογισμένη με βάση την προσομοίωση της κατασκευής σε μία μόνο φάση,
- $V_{cons}$ : το αξονικό φορτίο του ακραίου υποστυλώματος υπολογισμένο με βάση την διαδικασία της στερεοποίησης,
- $V_{drain}$ : το αξονικό φορτίο του ακραίου υποστυλώματος υπολογισμένο με βάση την ταχεία στράγγιση του εδάφους,
- $M/M_F$ : ο λόγος των ροπών κάμψεως που αφορά στην θέση στηρίξεως της δοκού του 1<sup>ου</sup> ορόφου, όπου  $M$  είναι η ροπή κάμψεως που υπολογίζεται στην κάθε φάση κατασκευής του πλαισίου ενώ  $M_F$  η ροπή κάμψεως που υπολογίζεται μετά την ολοκλήρωση της διαδικασίας της στερεοποίησης του εδάφους,
- $\Delta s_{cons}$ : διαφορική καθίζηση εκτιμώμενη μέσω της διαδικασίας της στερεοποίησης,
- $\Delta s_{drain}$ : διαφορική καθίζηση εκτιμώμενη υπό στραγγιζόμενες συνθήκες,
- $\Delta s_{multi}$ : διαφορική καθίζηση εκτιμώμενη με βάση την προσομοίωση με σταδιακή κατασκευή,
- $\Delta s_{single}$ : διαφορική καθίζηση εκτιμώμενη με βάση την προσομοίωση της κατασκευής σε μία μόνο φάση,
- $K$ : ο συντελεστής διαπερατότητας του εδάφους,
- $E$ : το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους,
- $SF$ : συνολικός συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως του εδάφους,
- $t$ : πάχος πλάκας θεμελίωσης.

### 5.5 Σύγκριση προσομοιώσεων με στερεοποίηση και ταχεία στράγγιση

Επιχειρήθηκαν συγκρίσεις μεταξύ των αντίστοιχων αποτελεσμάτων των επιλύσεων με στερεοποίηση και με ταχεία στράγγιση υπό την ενιαία υπόθεση σταδιακής κατασκευής του κτιρίου. Διερευνήθηκε η επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας του εδάφους στην ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων και στην μεταβολή των κρισίμων

εντατικών μεγεθών της ανωδομής και της θεμελιώσεως. Μελετήθηκε επίσης η επιρροή του τύπου και της ακαμψίας της θεμελιώσεως καθώς και της σχετικής ακαμψίας της ανωδομής μέσω του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους (δεδομένης της σταθερής μέσης ακαμψίας της ανωδομής) επί των ανωτέρω μεγεθών.

### 5.5.1 Επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας $K$ επί των διαφορικών καθιζήσεων για επιλύσεις Mohr-Coulomb

Στους Πίνακες 5.1 και 5.2 δίδονται αναλυτικά οι τελικές διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ ακραίου και κεντρικού υποστύλωματος του πλαισίου για τις δύο περιπτώσεις επιφανειακής θεμελιώσεως.

**Πίνακας 5.1** Τιμές διαφορικών καθιζήσεων για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα

E (MPa)	Κατά φάσεις κατασκευή			
	Στερεοποίηση $k$ (m/day)			Ταχεία στράγγιση
	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	
	Διαφορικές καθιζήσεις $\Delta s$ (mm) (μεμονωμένα πέδιλα)			
3	17.79	17.57	17.42	18.03
5	14.74	14.53	14.39	14.93
10	10.66	10.52	10.42	10.74
20	7.03	6.99	6.94	7.05
30	5.29	5.27	5.26	5.3
50	3.57	3.57	3.57	3.57

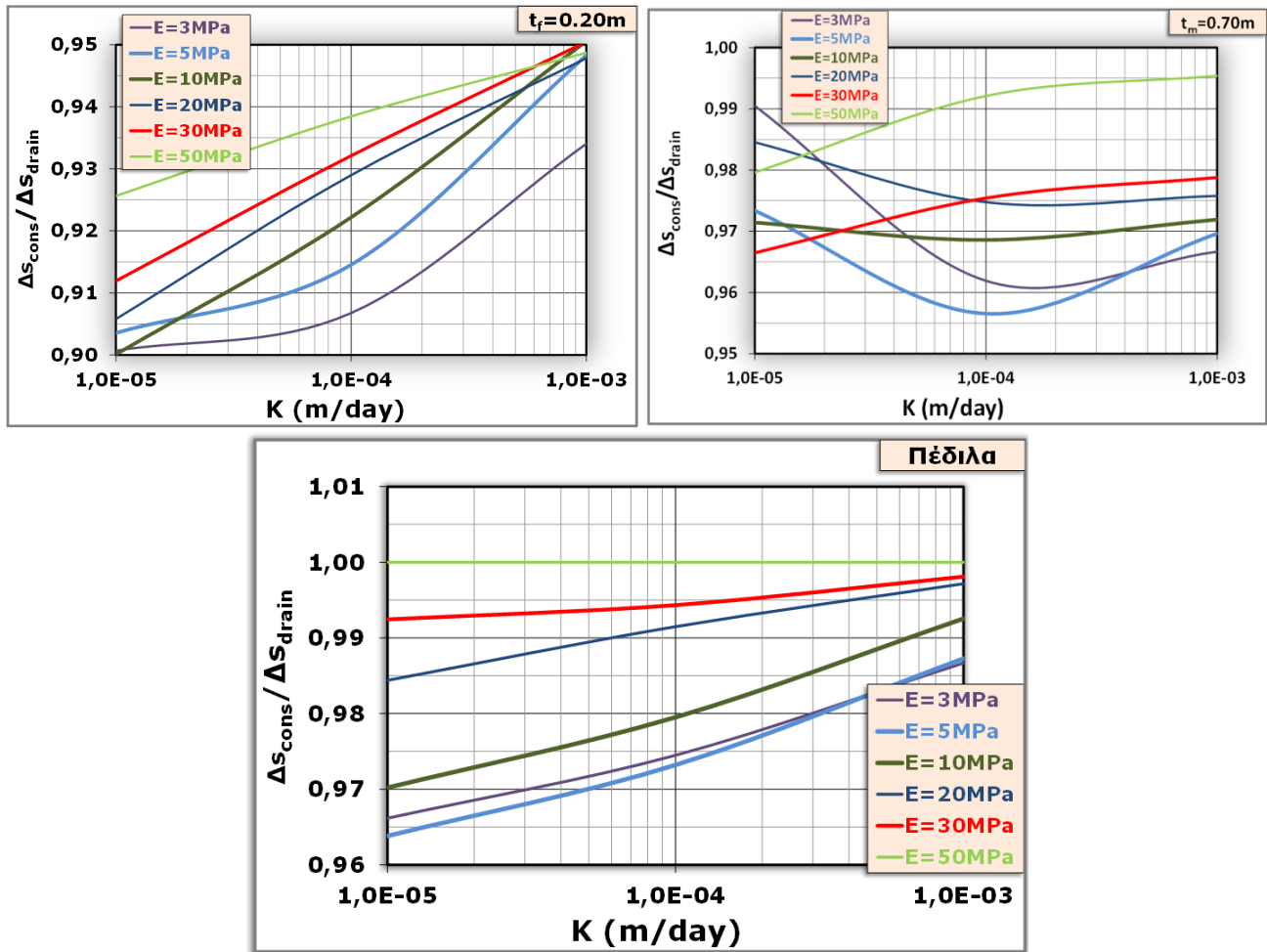
Η ανάλυση του κτιρίου με υπόθεση ταχείας στραγγίσεως γενικώς δεν διαφοροποιεί τα μεγέθη των διαφορικών καθιζήσεων έναντι των αντίστοιχων που υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη την διαδικασία της στερεοποίησης του εδάφους. Ωστόσο, μόνο στις περιπτώσεις εύκαμπτων θεμελιώσεων όπου οι καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις είναι μεγαλύτερες συγκριτικά με εκείνες των άκαμπτων θεμελιώσεων, παρατηρείται μία μικρή απομείωση μέχρι 10% περίπου στην τιμή της  $\Delta s_{\text{cons}}$  έναντι της  $\Delta s_{\text{drain}}$  για πολύ μικρό συντελεστή διαπερατότητας και για χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους. Οι διαφορές αυτές, στις περιπτώσεις εύκαμπτων θεμελιώσεων, επηρεάζονται από τον συντελεστή διαπερατότητας  $K$  και το μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους. Στο σχήμα 5.5 παρουσιάζονται διαγράμματα μεταβολής του λόγου των διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta s_{\text{cons}}/\Delta s_{\text{drain}}$  συναρτήσει του συντελεστή

διαπερατότητας  $K$  του εδάφους για θεμελίωση με πλάκα κοιτοστρώσεως ή με πέδιλα. Όταν ο συντελεστής διαπερατότητας  $K$  είναι μικρός η εκτόνωση των πιέσεων πόρων στα άκρα της θεμελίωσης είναι ταχύτερη σε σχέση με την κεντρική θέση (Σχήμα 5.6) που σημαίνει ότι οι καθιζήσεις δεν έχουν αναπτυχθεί πλήρως στην κεντρική θέση με αποτέλεσμα μικρότερες  $\Delta s$ , έναντι εκείνων που αναπτύσσονται κατά την προσομοίωση με ταχεία στράγγιση. Αντιθέτως, για μεγάλες τιμές του συντελεστή  $K$ , φαίνεται ίδια ταχύτητα αποτόνωσης της υπερπίεσεως του ύδατος των πόρων σε όλες τις θέσεις της θεμελίωσης (Σχήμα 5.7). Για μικρό μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους, οι καθιζήσεις στο κέντρο της θεμελίωσης είναι μεγαλύτερες άρα είναι μεγαλύτερες και οι  $\Delta s$ , ιδίως κατά τις συνθήκες ταχείας στραγγίσεως, λόγω της ταχύτερης εκδήλωσης των άμεσων καθιζήσεων, ενώ για μεγάλο  $E$ , οι  $\Delta s$  είναι πολύ μικρές ακόμη και στην περίπτωση εύκαμπτων θεμελιώσεων.

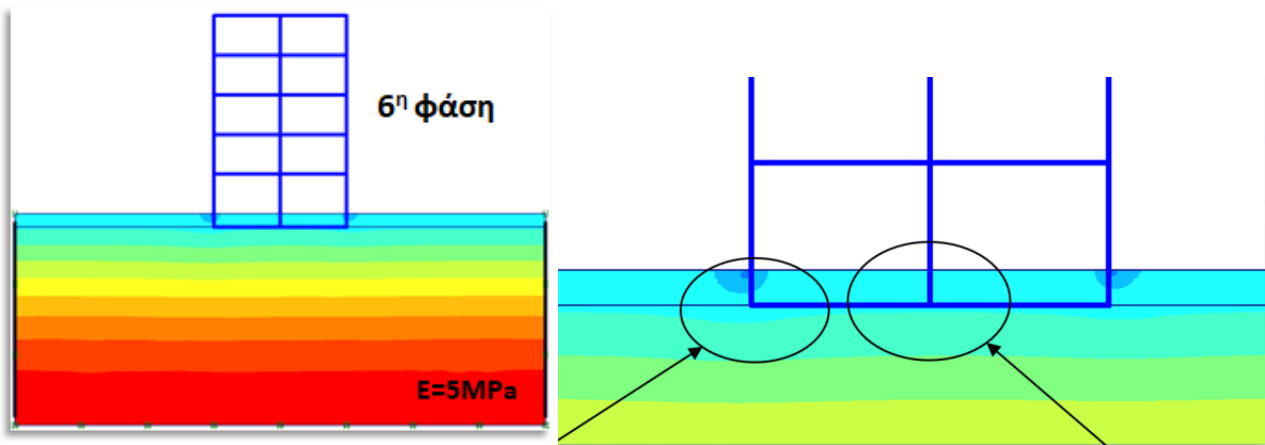
**Πίνακας 5.2** Τιμές διαφορικών καθιζήσεων για θεμελίωση με πλάκα κοιτοστρώσεως

Πάχος θεμελίωσης (m)	E (MPa)	Κατά φάσεις κατασκευή			
		Στερεοποίηση $k$ (m/day)			Ταχεία στράγγιση
		$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	
Διαφορικές καθιζήσεις $\Delta s$ (mm)					
0.20	3	12.32	11.96	11.88	13.19
	5	11.20	10.81	10.68	11.82
	10	9.04	8.77	8.56	9.51
	20	6.54	6.41	6.25	6.90
	30	5.18	5.08	4.97	5.45
	50	3.70	3.66	3.61	3.90
0.70	3	2.03	2.02	2.08	2.10
	5	2.08	2.05	2.08	2.14
	10	2.04	2.05	2.04	2.10
	20	1.89	1.89	1.91	2.10
	30	1.75	1.75	1.73	1.79
	50	1.51	1.51	1.49	1.52
1.50	5	0.135	0.141	0.178	0.167
	10	0.213	0.219	0.249	0.230
	30	0.264	0.270	0.277	0.276

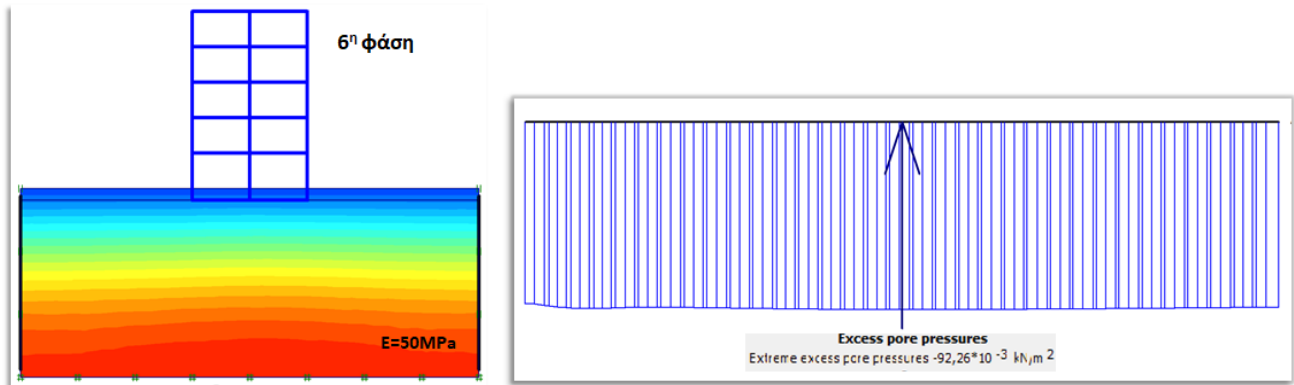




Σχήμα 5.5: Επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας  $K$  στον λόγο των διαφορικών καθιζήσεων



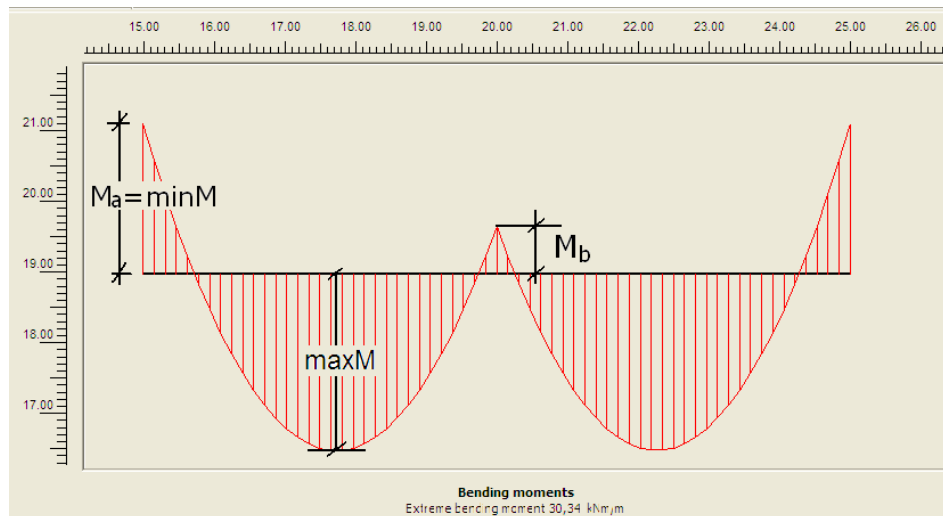
Σχήμα 5.6: Υπερπιέσεις ύδατος πόρων για μικρό συντελεστή  $K=10^{-5}m/day$  και μικρό  $E$



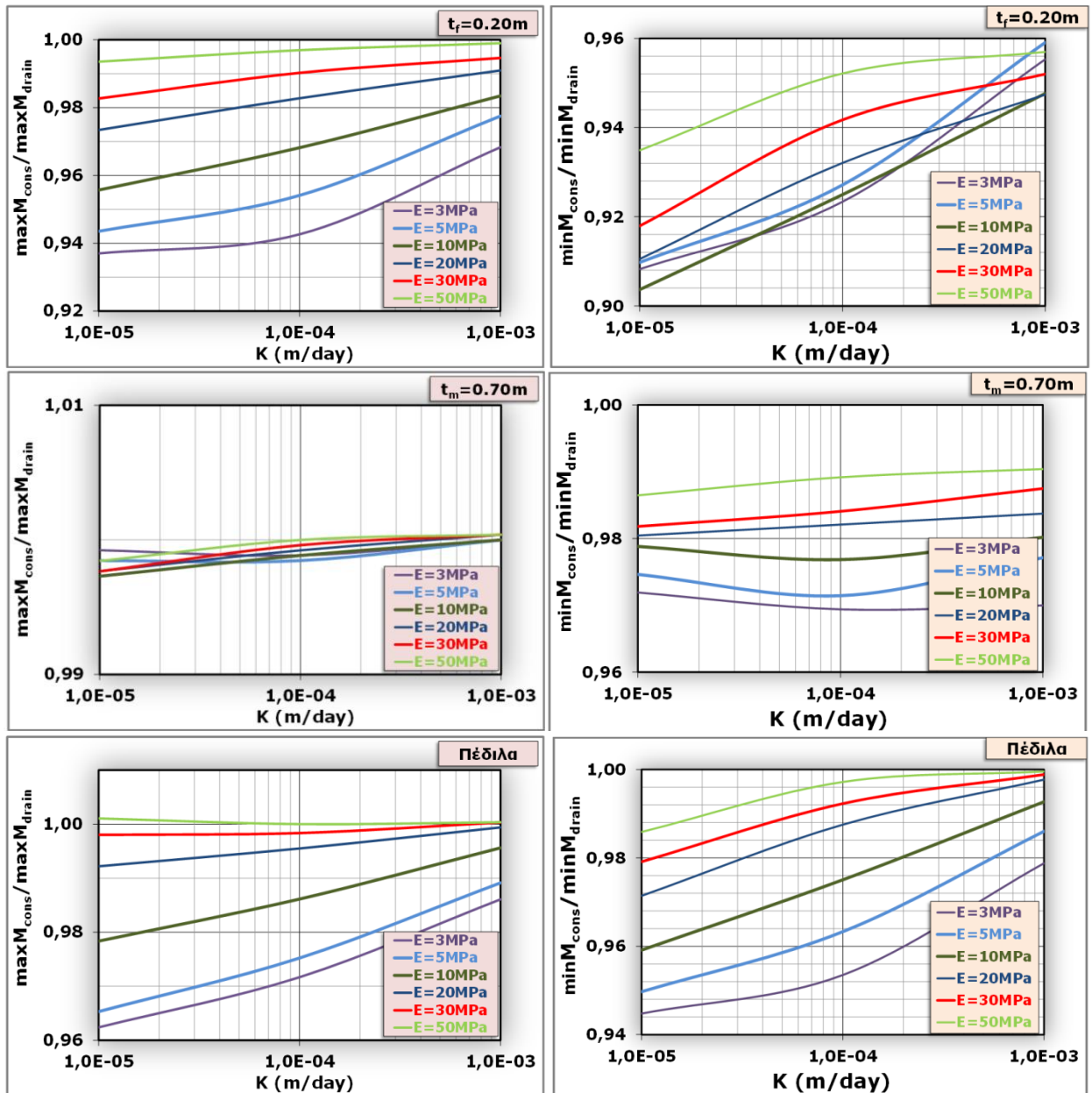
Σχήμα 5.7: Υπερπιέσεις ύδατος πόρων για μεγάλο συντελεστή  $K=10^{-3}\text{m/day}$  και μεγάλο  $E$

### 5.5.2 Επιρροή του συντελεστή $K$ επί των εντατικών μεγεθών ανωδομής για επιλύσεις Mohr-Coulomb

Στο Σχήμα 5.8 παρουσιάζεται ενδεικτικό διάγραμμα των ροπών κάμψεως όπως αναπτύσσονται στην δοκό του πρώτου ορόφου, με τους συμβολισμούς που χρησιμοποιούνται στα επόμενα διαγράμματα. Το ενδεικτικό αυτό διάγραμμα έχει προκύψει από τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων και αφορά σε προσομοίωση του εδάφους λαμβάνοντας υπόψη την διαδικασία της στερεοποίησης του εδάφους. Οι συγκρίσεις των ροπών κάμψεως σε θέση ανοίγματος ( $\max M$ ) και σε θέση ακραίας στηρίξεως ( $\min M$ ) της δοκού του 1<sup>ου</sup> ορόφου παρουσιάζονται στο σχήμα 5.9, ενώ σχετικά αποτελέσματα για θεμελίωση με άκαμπτη πλάκα θεμελίωσης δίδονται στο σχήμα 5.10.



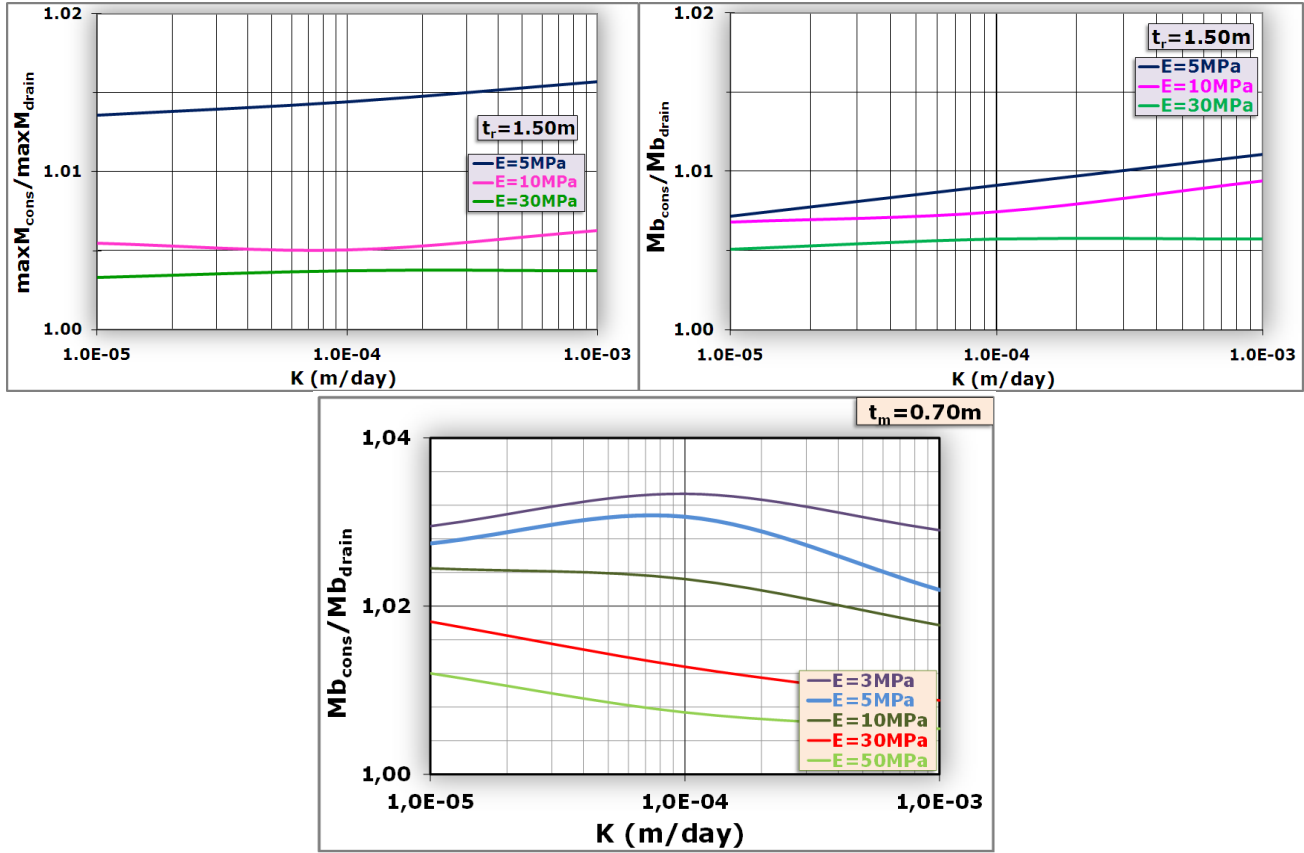
Σχήμα 5.6: Ενδεικτικό διάγραμμα ροπών κάμψεως ζυγώματος (1<sup>ος</sup> όροφος)



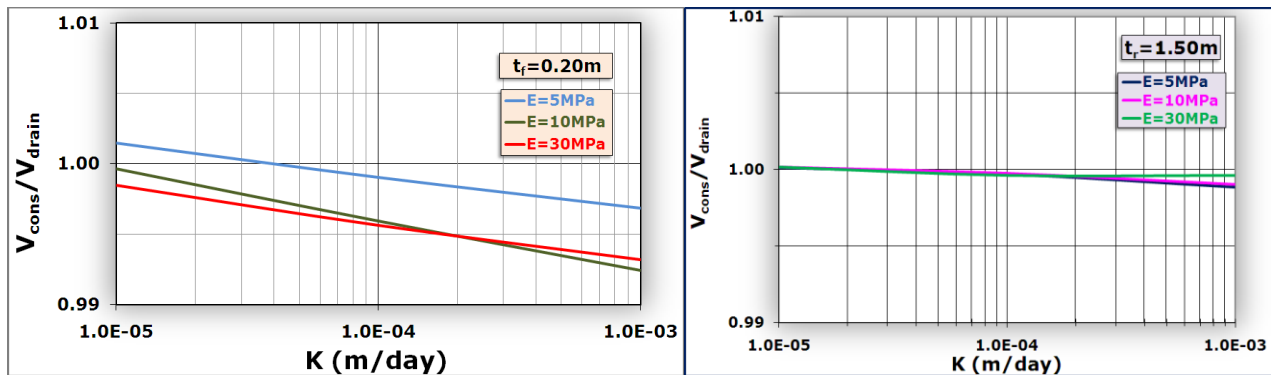
Σχήμα 5.9: Επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας  $K$  επί των ροπών κάμψεως ( $1^{\text{ος}}$  όροφος)

Οι καθιζήσεις από στερεοποίηση σε κάθε φάση κατασκευής του κτιρίου δεν αναπτύσσονται πλήρως έναντι των άμεσων καθιζήσεων που προκαλούνται κατά την προσομοίωση με διαδικασία ταχείας στραγγίσεως, όπως διαπιστώθηκε για εύκαμπτες θεμελιώσεις, στις περιπτώσεις χαμηλού συντελεστή  $K$  και μικρού  $E$  εδάφους. Αποτέλεσμα των διαφορών που παρατηρήθηκαν στις αντίστοιχες  $\Delta s$  είναι η επιρροή στις ροπές κάμψεως της ανωδομής όπου τελικώς  $M_{\text{cons}} < M_{\text{drain}}$ . Αντιθέτως, το αξονικό

φορτίο του ακραίου υποστυλώματος υπολογίζεται και στις δύο περιπτώσεις προσομοιώσεως με ίδιες τιμές ανεξαρτήτως του συντελεστή διαπερατότητας και της συμπιεστότητας του εδάφους (Σχήμα 5.11).



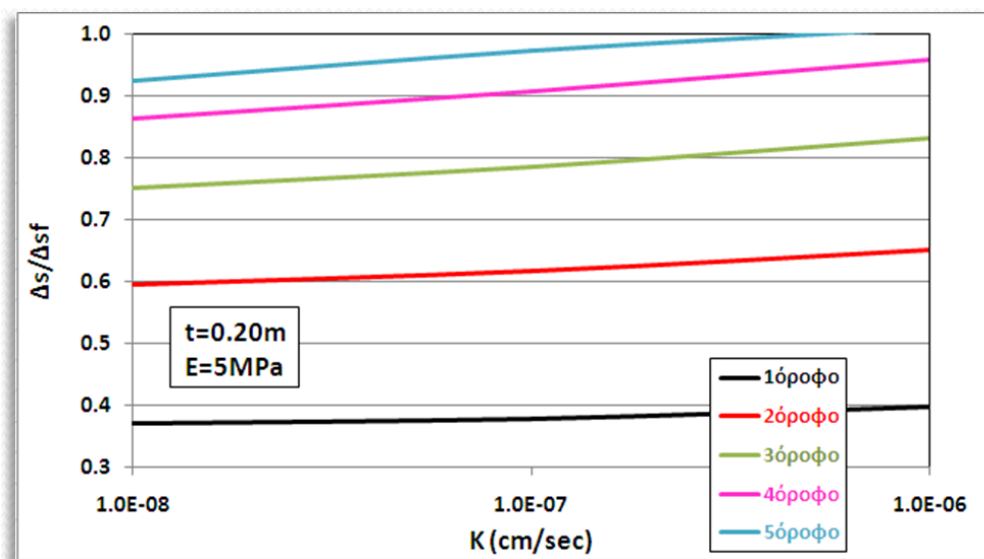
Σχήμα 5.10: Επιρροή του  $K$  επί των ροπών κάμψεως ( $1^{\text{ος}}$  όροφος) για θεμελίωση με άκαμπτη πλάκα ή μέσης ακαμψίας



Σχήμα 5.11: Επιρροή  $K$  επί του αξονικού φορτίου ακραίου υποστυλώματος

Είναι προφανής η ταχύτερη εκδήλωση των διαφορικών καθιζήσεων λόγω στερεοποιήσεως στην περίπτωση μεγαλύτερου συντελεστή διαπερατότητας  $K$ , όπως

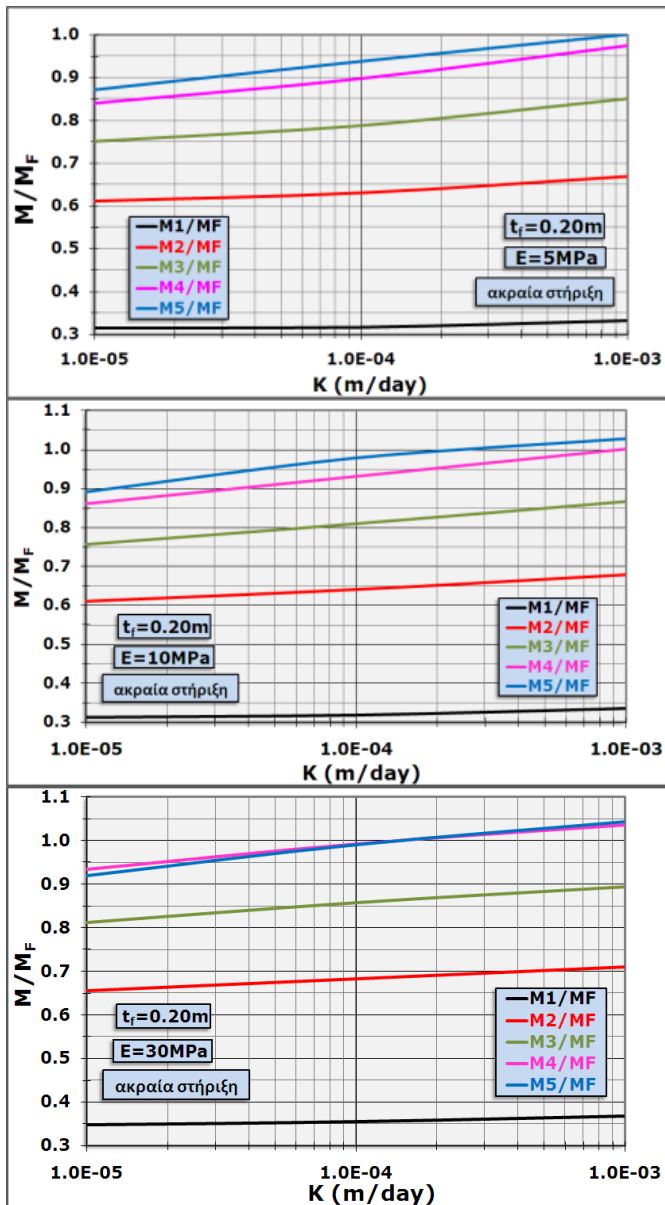
παρατηρείται στο αντιπροσωπευτικό διάγραμμα μεταβολής του λόγου  $\Delta s/\Delta s_f$  συναρτήσει του συντελεστή  $K$  (σχήμα 5.12).  $\Delta s_f$  είναι η τελική διαφορική καθίζηση μετά την ολοκλήρωση της διαδικασίας της στερεοποίησης του εδάφους, ενώ  $\Delta s$  είναι η διαφορική καθίζηση που αναπτύσσεται σε κάθε φάση κατασκευής.



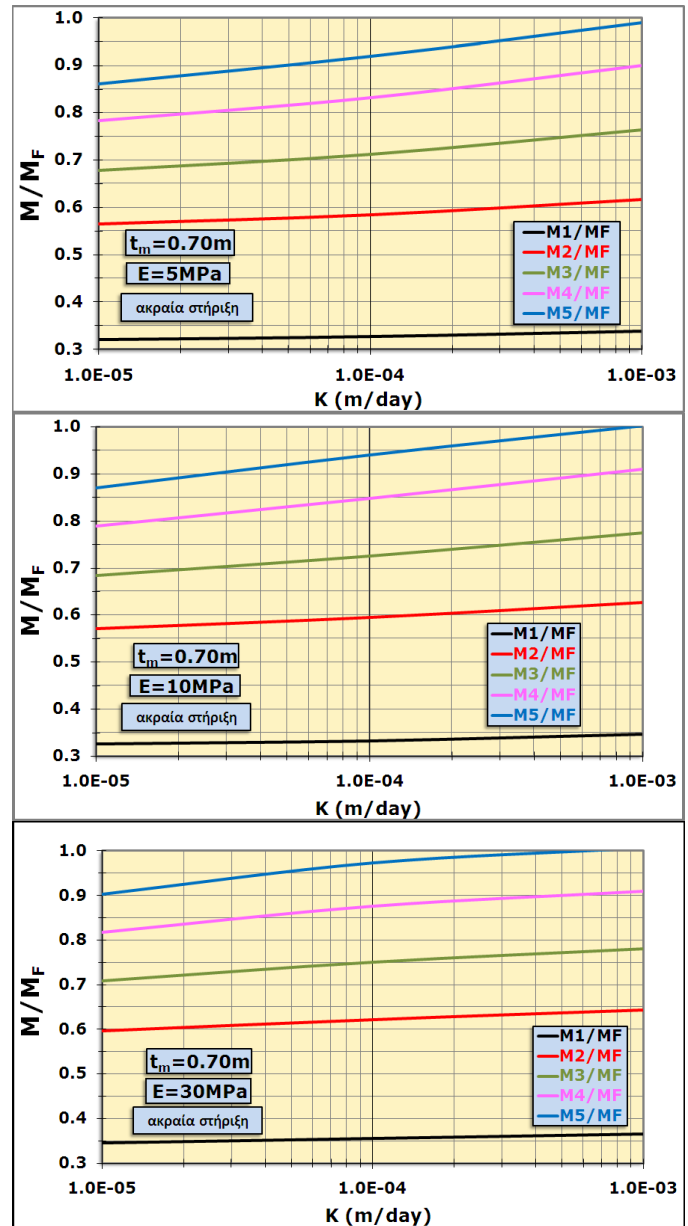
**Σχήμα 5.12:** Αύξηση διαφορικής καθιζήσεως με την σταδιακή κατασκευή των ορόφων

Η αύξηση του λόγου  $\Delta s/\Delta s_f$  σταδιακά με την προοδευτική αύξηση της φορτίσεως ακολουθείται από την αντίστοιχη αύξηση του λόγου  $M/M_F$  των ροπών κάμψεως στην ακραία στήριξη (Σχήματα 5.13, 5.14, 5.15) και μείωση στην κεντρική στήριξη (Σχήμα 5.16), όπως διαπιστώνεται από τα σχετικά διαγράμματα, με τον ίδιο ρυθμό, σχεδόν ανεξαρτήτως του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους. Μετά την κατασκευή του 3<sup>ου</sup> ορόφου φαίνεται εντονότερα η επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας του εδάφους στις  $\Delta s$  και στις ροπές κάμψεως, όπου είναι αυξημένες οι φορτίσεις της κατασκευής με αποτέλεσμα την σημαντική επιβάρυνση του 1<sup>ου</sup> ορόφου. Το σύμβολο  $M$  αναφέρεται στην ροπή κάμψεως της δοκού του **πρώτου ορόφου**. Οι δείκτες 1 έως 5 ( $M_1$  έως  $M_5$ ) αντιστοιχούν στις φάσεις κατασκευής του πλαισίου ξεκινώντας από την κατασκευή του πρώτου ορόφου μόνο (δείκτης 1) έως την κατασκευή και του πέμπτου ορόφου (δείκτης 5). Η τιμή της ροπής κάμψεως λαμβάνεται σε κάθε περίπτωση στην θέση στηρίξεως (ακραία ή κεντρική) του πρώτου ορόφου. Συγκεκριμένα η ροπή  $M_2$  αντιστοιχεί στην

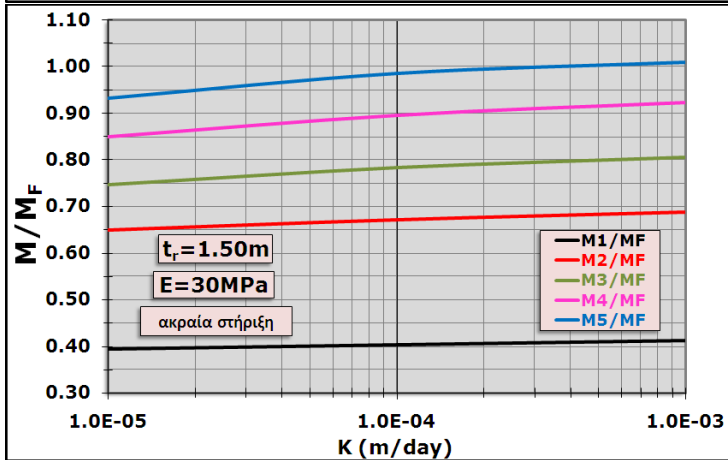
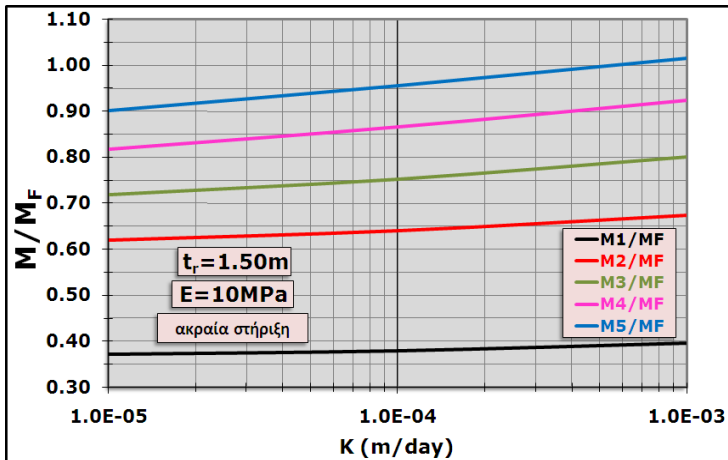
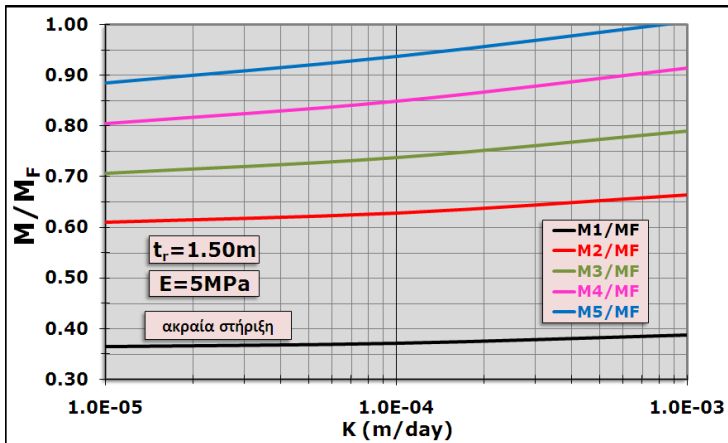
ροπή του πρώτου ορόφου όταν έχουν κατασκευαστεί οι δύο πρώτοι όροφοι του κτηρίου. Το σύμβολο  $M_F$  αντιστοιχεί στην ροπή κάμψης του ίδιου ορόφου στην ίδια θέση όταν έχει ολοκληρωθεί η διαδικασία της στερεοποίησης του εδάφους.



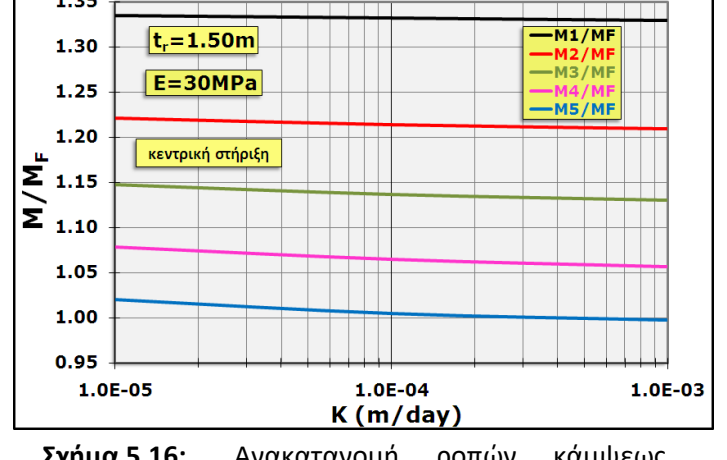
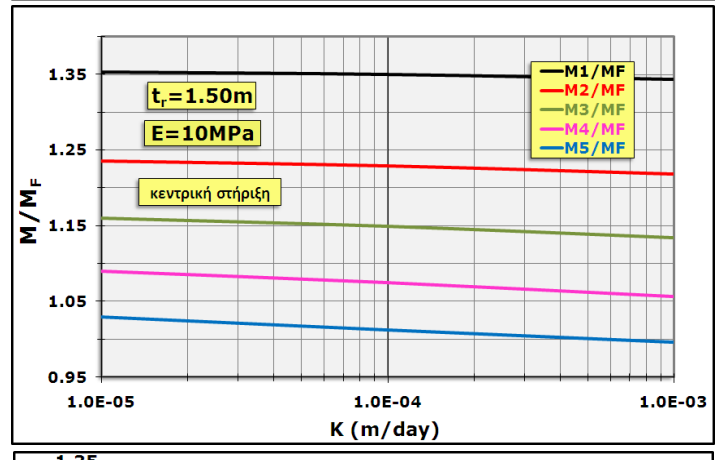
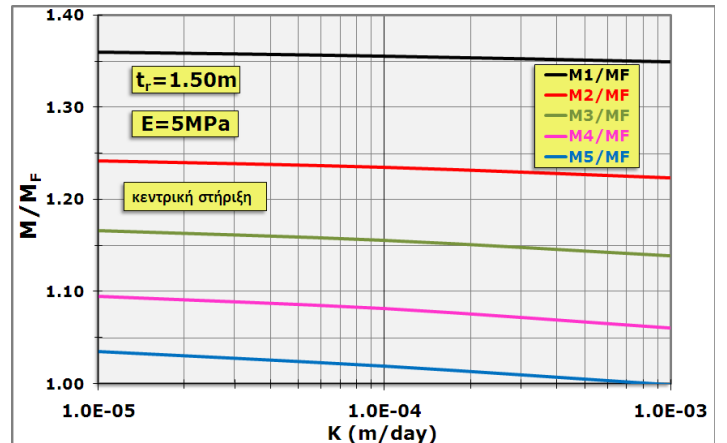
Σχήμα 5.13: Ανακατανομή ροπών κάμψης ακραίας στήριξης στο επίπεδο 1<sup>ου</sup> ορόφου για εύκαμπτη θεμελίωση



Σχήμα 5.14: Ανακατανομή ροπών κάμψης ακραίας στήριξης στο επίπεδο 1<sup>ου</sup> ορόφου για μέσης ακαμψίας θεμελίωση



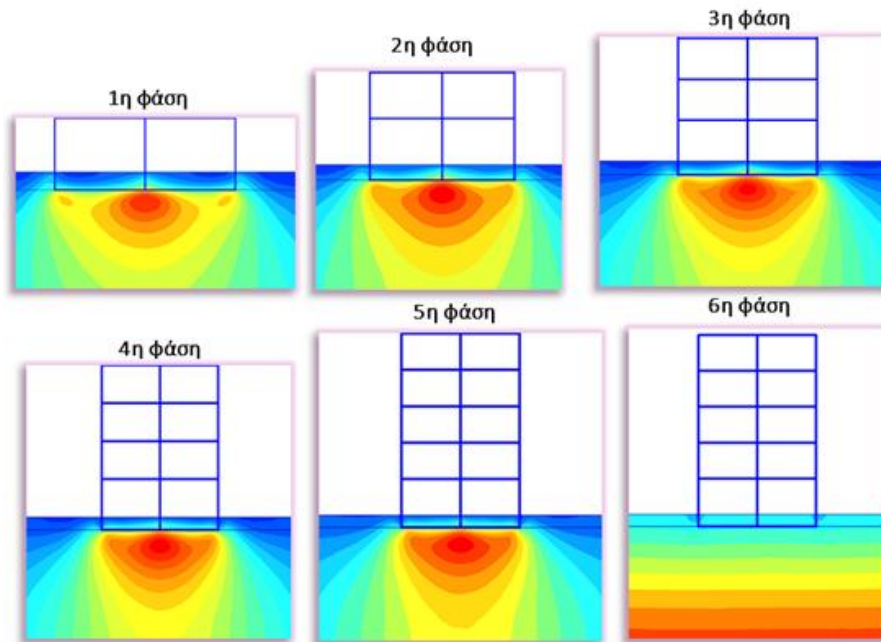
Σχήμα 5.15: Ανακατανομή ροπών κάμψης ακραία στήριξη στο επίπεδο 1<sup>ου</sup> ορόφου για άκαμπτη θεμελίωση



Σχήμα 5.16: Ανακατανομή ροπών κάμψης κεντρική στήριξη στο επίπεδο 1<sup>ου</sup> ορόφου για άκαμπτη θεμελίωση



Στο Σχήμα 5.17 παρουσιάζονται εικόνες της υπερπίεσεως ύδατος πόρων όπως αναπτύσσονται σε κάθε φάση κατασκευής των ορόφων καθώς και στην τελική φάση (6<sup>η</sup> φάση) όπου ολοκληρώνεται ουσιαστικώς η αποτόνωση της υπερπίεσεως, για μικρό συντελεστή  $K=10^{-5}\text{m/day}=10^{-8}\text{cm/sec}$  και για μικρό μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους. Για σχετικά μεγάλο συντελεστή διαπερατότητας  $K=10^{-3}\text{m/day}=10^{-6}\text{cm/sec}$ , η ροπή κάμψεως στο επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου και σε θέση στηρίξεως αλλά και στις θέσεις των ανοιγμάτων έχει σχεδόν αναπτυχθεί πλήρως μόλις κατασκευάζεται ο 4<sup>ος</sup> όροφος, δηλαδή πρακτικώς  $M_4=M_F$ . Αντιθέτως, για μικρό συντελεστή  $K$  οι καθιζήσεις από στερεοποίηση αναπτύσσονται πλήρως μετά την τελική φάση κατασκευής και η ροπή κάμψεως αποκτά τότε την τελική τιμή της. Αντίστοιχα διαγράμματα μεταβολής του λόγου  $M/M_F$  της ροπής κάμψεως σε θέση ακραίας στηρίξεως συναρτήσει του συντελεστή διαπερατότητας  $K$  του εδάφους για την περίπτωση θεμελιώσεως με μεμονωμένα πέδιλα δίδονται στο Σχήμα 5.18.



**Σχήμα 5.17:** Υπερπίεσεις ύδατος πόρων σε κάθε φάση κατασκευής για  $K=10^{-5}\text{m/day}$  και  $E=5\text{MPa}$

Στον Πίνακα 5.3 παρουσιάζονται ενδεικτικά μεγέθη των ροπών κάμψεως στην θέση ακραίας στηρίξεως για το επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου σε κάθε φάση κατασκευής και για θεμελίωση με πλάκα. Τα αποτελέσματα αφορούν σε αναλύσεις για μικρό συντελεστή

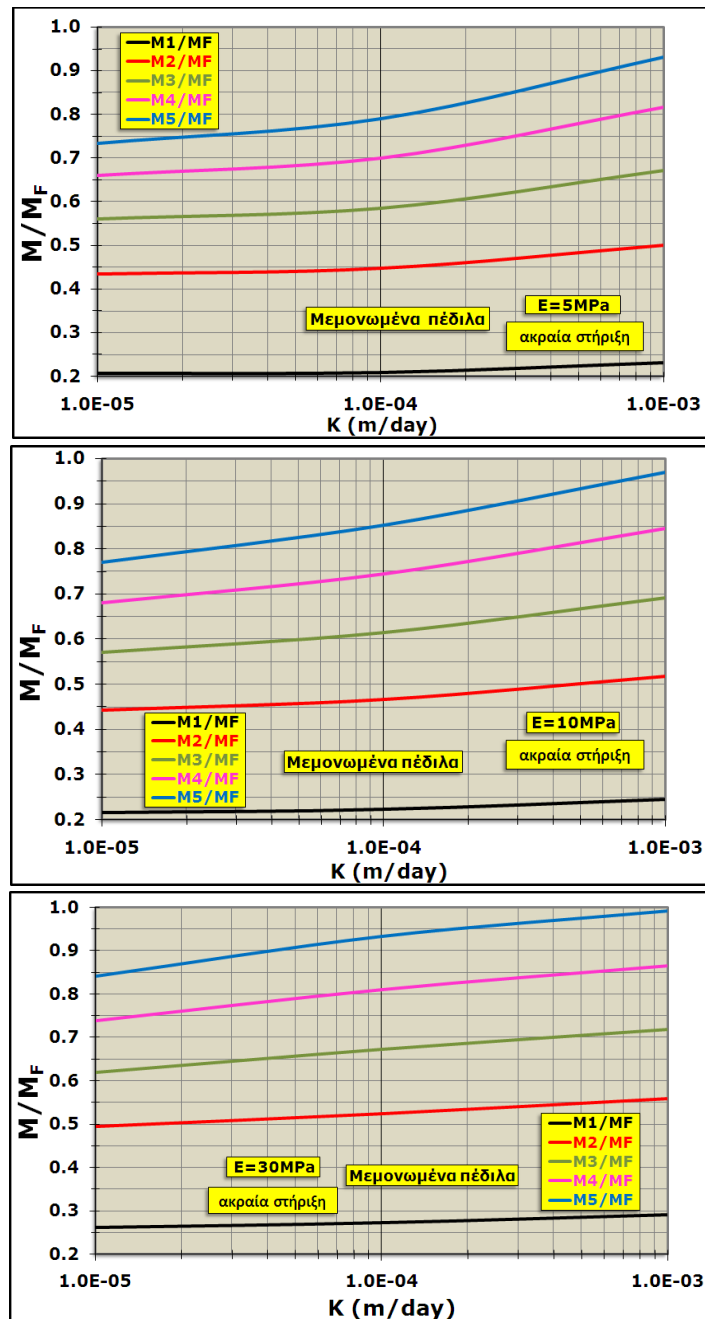
διαπερατότητας  $K=10^{-5}\text{m/day}=10^{-8}\text{cm/sec}$  και για μικρό μέτρο ελαστικότητας του εδάφους  $E=5\text{MPa}$ .

**Πίνακας 5.3:** Τιμές ροπών κάμψεως στην ακραία στήριξη δοκού 1<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με πλάκα

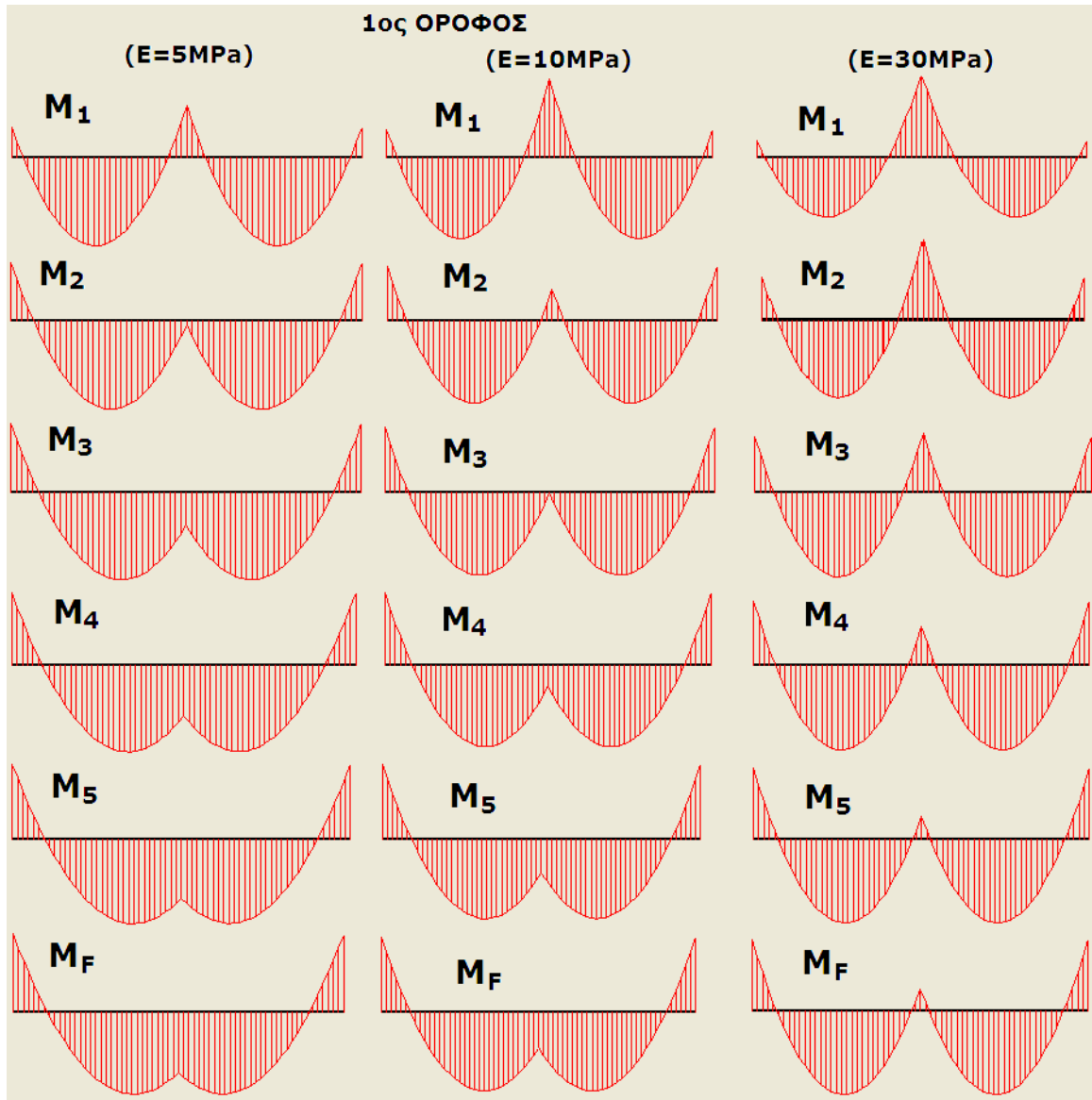
Πάχος θεμελίωσης	Ροπή κάμψεως στην ακραία στήριξη του 1 <sup>ου</sup> ορόφου (σε kNm/m) για $E=5\text{MPa}$ και $K=10^{-5}\text{m/day}$					
t (m)	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>	M <sub>5</sub>	M <sub>F</sub>
0.20	10.24	20.70	26.28	30.13	30.94	30.93
0.70	6.73	12.26	15.20	17.91	19.71	19.91
1.50	5.95	10.19	12.13	14.06	15.45	15.37

Σε κάθε φάση κατασκευής του κτιρίου παρατηρείται μία σημαντική αύξηση της τιμής της ροπής κάμψεως στην ακραία θέση, η οποία επηρεάζεται ελαφρώς από τον συντελεστή διαπερατότητας και την συμπιεστότητα του εδάφους. Οι τελικές και οι κατά φάσεις ροπές κάμψεως στην κεντρική στήριξη επηρεάζονται σημαντικά από την συμπιεστότητα του εδάφους. Για σχετικά μεγάλο μέτρο ελαστικότητας του εδάφους ( $E=30\text{MPa}$ ) η ροπή κεντρικής στηρίξεως  $M_i$  ( $i=1$  έως 5), με την προοδευτική αύξηση της φορτίσεως, μειώνεται σημαντικά αλλά έχει θετική τιμή. Για μικρό μέτρο ελαστικότητας  $E=5\text{MPa}$ , η θετική τιμή της ροπής κεντρικής στηρίξεως που αναπτύσσεται μόλις κατασκευάζεται ο 1<sup>ος</sup> όροφος, αμέσως μετά την κατασκευή του 2<sup>ου</sup> ορόφου, μειώνεται και αποκτά μικρή αλλά αρνητική τιμή, η οποία στην συνέχεια με την σταδιακή κατασκευή του κτιρίου αποκτά μεγάλη αρνητική τιμή. Μεταβολή της ίδιας ροπής κάμψεως με αλλαγή προσήμου σε επόμενη φάση κατασκευής (π.χ. αμέσως μετά την κατασκευή του 3<sup>ου</sup> ή 4<sup>ου</sup> ορόφου) διαπιστώνεται στις περιπτώσεις όπου το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους κυμαίνεται μεταξύ 10MPa και 20MPa. Ουσιαστική είναι η επίδραση της ακαμψίας της θεμελίωσης στην μεταβολή των παραπάνω μεγεθών. Για εύκαμπτη θεμελίωση, το διάγραμμα των ροπών κάμψεως για το επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου διαφοροποιείται σε κάθε φάση κατασκευής, ιδίως στην κεντρική θέση στηρίξεως, όπου είναι μεγαλύτερη η καθίζηση, ενώ για άκαμπτη θεμελίωση, η διαφοροποίηση είναι σχεδόν ασήμαντη. Στην περίπτωση της εύκαμπτης θεμελίωσης, οι μεγάλες αλλαγές (από θετική σε αρνητική τιμή) στα διαγράμματα των ροπών

κάμψεως σε κάθε φάση κατασκευής παρατηρούνται για χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους (Σχήμα 5.19). Με την αύξηση της φορτίσεως του κτιρίου η ροπή κάμψεως στην ακραία θέση στηρίξεως αυξάνει ενώ η ροπή κάμψεως στην κεντρική θέση στηρίξεως μεταβάλλεται με διαφορετικό τρόπο, μέχρι αλλαγής προσήμου, για μικρά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους.



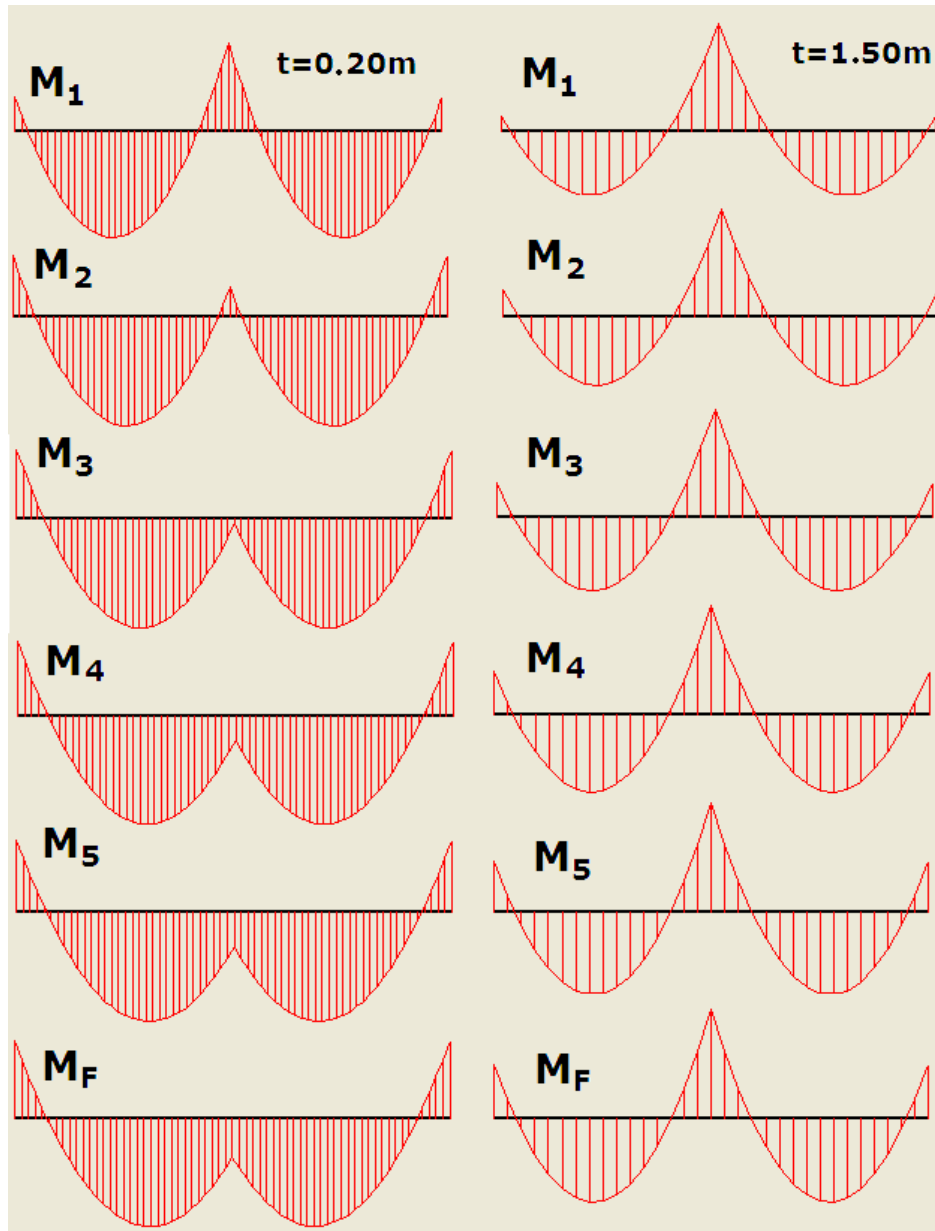
**Σχήμα 5.18:** Ανακατανομή ροπών κάμψεως ακραίας στήριξης στο επίπεδο 1<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με πέλδιλα



**Σχήμα 5.19:** Διαγράμματα ροπών κάμψεως 1<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με πέδιλα

Στο σχήμα 5.20 δίδονται ενδεικτικά διαγράμματα των ροπών κάμψεως που αναπτύσσονται στην δοκό του 1<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με εύκαμπτη και άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως. Είναι προφανής η επιρροή της ακαμψίας της θεμελίωσης στην ανάπτυξη των ροπών κάμψεως σε κάθε φάση κατασκευής του κτιρίου, ιδίως όσον αφορά στις ροπές κεντρικής στηρίξεως. Στην περίπτωση της εύκαμπτης θεμελίωσης η τελική ροπή κάμψεως στην θέση κεντρικής στηρίξεως έχει αρνητική τιμή ενώ στην ακραία στήριξη είναι θετική. Στην περίπτωση της άκαμπτης θεμελίωσης η τιμή της

είναι αρκετά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη στην ακραία θέση στηρίξεως, δεν αλλάζει πρόσημο και μεταβάλλεται λιγότερο συγκριτικά με την ροπή στην ακραία θέση.



**Σχήμα 5.20:** Διαγράμματα ροπών κάμψεως 1<sup>ου</sup> ορόφου για εύκαμπτη και άκαμπτη θεμελίωση

Από τα διαγράμματα μεταβολής της  $M/M_F$ , όσον αφορά στην ροπή ακραίας στηρίξεως, σημειώνουμε τα εξής:

α) Η αρχική ροπή κάμψεως  $M_1$  έχει μέγεθος περίπου σε ποσοστό 30% έως 40% της τελικής  $M_F$  αντιστοίχως για θεμελίωση με εύκαμπτη ή άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως,

ανεξαρτήτως του συντελεστή διαπερατότητας  $K$ . Η τιμή αυτή αυξάνει με την σταδιακή κατασκευή, ώσπου η  $M_5$  φτάνει σε ποσοστό περίπου 90% της  $M_F$  για μικρό συντελεστή διαπερατότητας ενώ για μεγάλο  $K$  αποκτά την τελική της τιμή  $M_F$ .

β) Για θεμελίωση με πέδιλα τα παραπάνω ποσοστά μειώνονται ελαφρώς με  $M_1=0,20M_F$  και  $M_5=(0,75 - 0,85)M_F$ , με αντίστοιχη επίδραση των  $K$  και  $E$  εδάφους.

Στους Πίνακες 5.4 έως 5.6 δίδονται ενδεικτικά μεγέθη των ροπών κάμψεως για την δοκό του 1<sup>ου</sup> ορόφου, των καθιζήσεων στο ακραίο υποστύλωμα ( $s_1$ ) και στο κεντρικό υποστύλωμα ( $s_2$ ) και των διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta s$ , για θεμελίωση με πέδιλα, εύκαμπτη πλάκα και μέσης ακαμψίας πλάκα κοιτοστρώσεως, αντίστοιχα, για τις διάφορες τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους που εξετάστηκαν και για συντελεστή διαπερατότητας  $K=10^{-3}\text{m/day}$  από αναλύσεις με βάση το κριτήριο Mohr - Coulomb.

**Πίνακας 5.4:** Ροπές κάμψεως (1<sup>ος</sup> όροφος), καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις για θεμελίωση με πέδιλα

Πέδιλα – Στερεοποίηση $K=10^{-3}\text{m/day}$ (Mohr-Coulomb)						
$E$ (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-61,62	54,94	-52,84	168,27	186,06	17,79
5	-51,90	48,64	-38,21	99,65	114,39	14,74
10	-40,94	39,36	-18,39	48,47	59,13	10,66
20	-33,31	30,38	-0,65	23,75	30,78	7,03
30	-30,40	25,83	7,94	15,62	20,91	5,29
50	-28,02	21,21	16,51	9,29	12,86	3,57

**Πίνακας 5.5:** Ροπές κάμψεως (1<sup>ος</sup> όροφος), καθιζήσεις και  $\Delta s$  για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα

Πλάκα κοιτοστρώσεως $t_f=0,20\text{m}$ – Στερεοποίηση $K=10^{-3}\text{m/day}$ (Mohr-Coulomb)						
$E$ (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-46,43	32,91	-23,40	176,49	188,81	12,32
5	-43,47	30,93	-17,68	106,00	117,20	11,20
10	-38,63	27,15	-7,38	53,09	62,13	9,04
20	-33,93	22,87	3,93	27,00	33,54	6,54
30	-31,63	20,42	10,44	18,14	23,32	5,18
50	-29,44	17,79	17,25	11,14	14,81	3,67

**Πίνακας 5.6:** Ροπές κάμψεως (1<sup>ος</sup> όροφος), καθιζήσεις και  $\Delta s$  για θεμελίωση με μέσης ευκαμψίας πλάκα

Πλάκα κοιτοστρώσεως $t_m=0,70m$ – Στερεοποίηση $K=10^{-3}m/day$ (Mohr-Coulomb)						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-26,05	20,03	21,62	175,49	177,52	2,03
5	-26,02	19,91	21,81	104,92	107,00	2,08
10	-25,95	19,44	22,43	52,05	54,09	2,04
20	-25,82	18,61	23,52	25,66	27,56	1,9
30	-25,70	17,91	24,45	16,92	18,67	1,75
50	-25,50	16,82	25,94	9,98	11,50	1,52

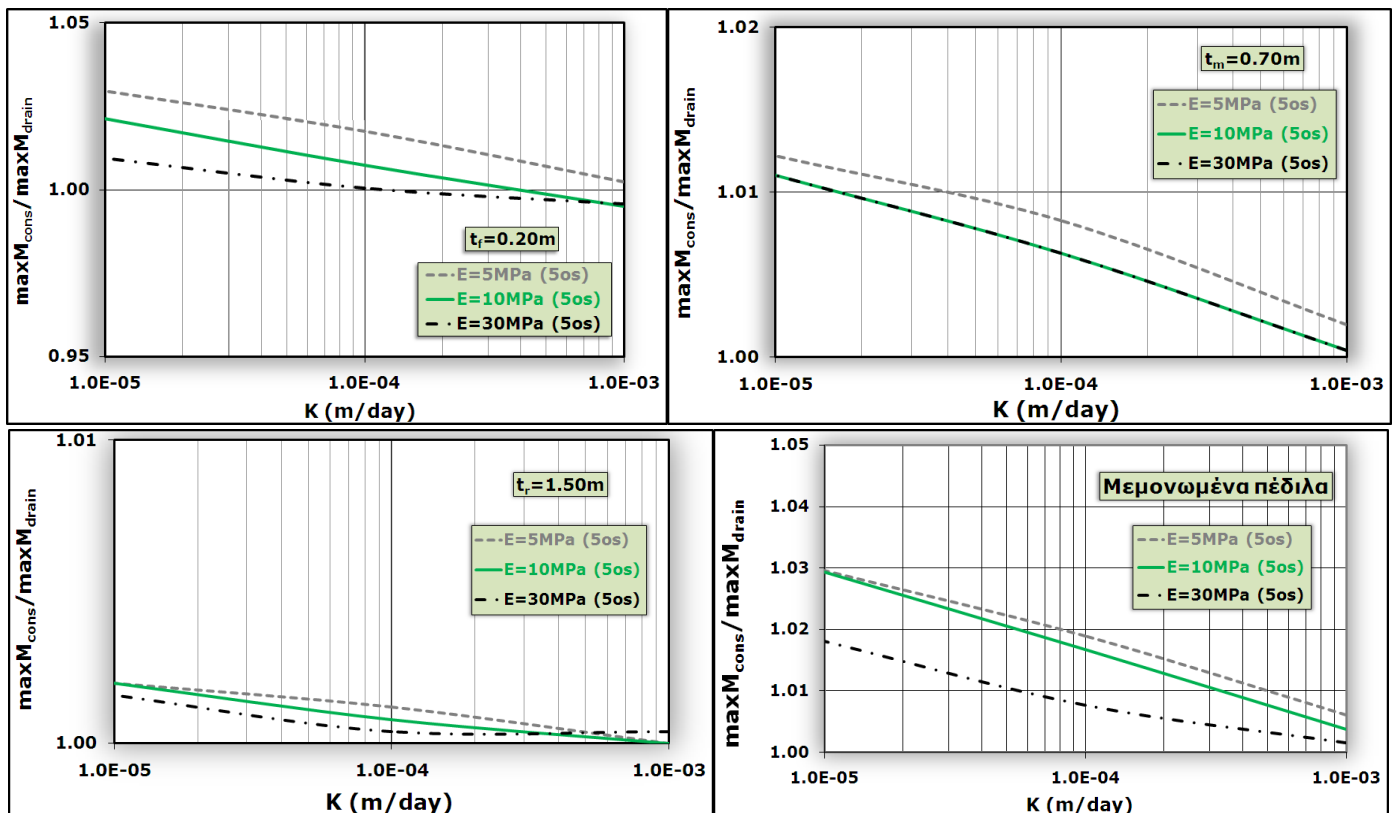
Οι διαφορικές καθιζήσεις  $\Delta s$  στα μεμονωμένα πέδιλα για χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους ( $<10MPa$ ) είναι μεγαλύτερες συγκριτικά με της εύκαμπτης πλάκας κοιτοστρώσεως περίπου κατά 30% έως 40%, ενώ για τιμές του E μεγαλύτερες από 20MPa οι αντίστοιχες  $\Delta s$  σχεδόν ταυτίζονται. Οι διαφορές στα μεγέθη των  $\Delta s$ , επιδρούν και στα αντίστοιχα απόλυτα μεγέθη των ροπών κάμψεως, τα οποία είναι αρκετά υψηλότερα στην περίπτωση των μεμονωμένων πεδίων, όπως παρατηρείται στους σχετικούς πίνακες, για τις μέγιστες ροπές των ανοιγμάτων με ποσοστό περίπου 20% έως 30% μεγαλύτερες, 60% μεγαλύτερες οι ροπές στις ακραίες στηρίξεις και σχεδόν διπλάσιες οι ροπές στην κεντρική στήριξη. Οι διαφορές αυτές απομειώνονται σημαντικά για μεγάλες τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους. Για αυξημένη ακαμψία θεμελιώσεως είναι προφανής η μείωση των  $\Delta s$  με αποτέλεσμα την ουσιαστική μείωση και των ροπών κάμψεως. Από τους σχετικούς πίνακες παρατηρείται ότι οι ροπές στην κεντρική θέση στηρίξεως έχουν θετικό πρόσημο με τιμές που κυμαίνονται από 21kNm/m έως 26kNm/m, ενώ στην περίπτωση εύκαμπτης θεμελιώσεως οι μικρές και θετικές τιμές της ροπής αυτής για  $E>30MPa$  περίπου, γίνονται αρνητικές για μέτρα ελαστικότητας  $E<20MPa$ .

### 5.5.3 Επιρροή του K επί των ροπών κάμψεως του τελευταίου (5<sup>ου</sup>) ορόφου για επιλύσεις Mohr-Coulomb

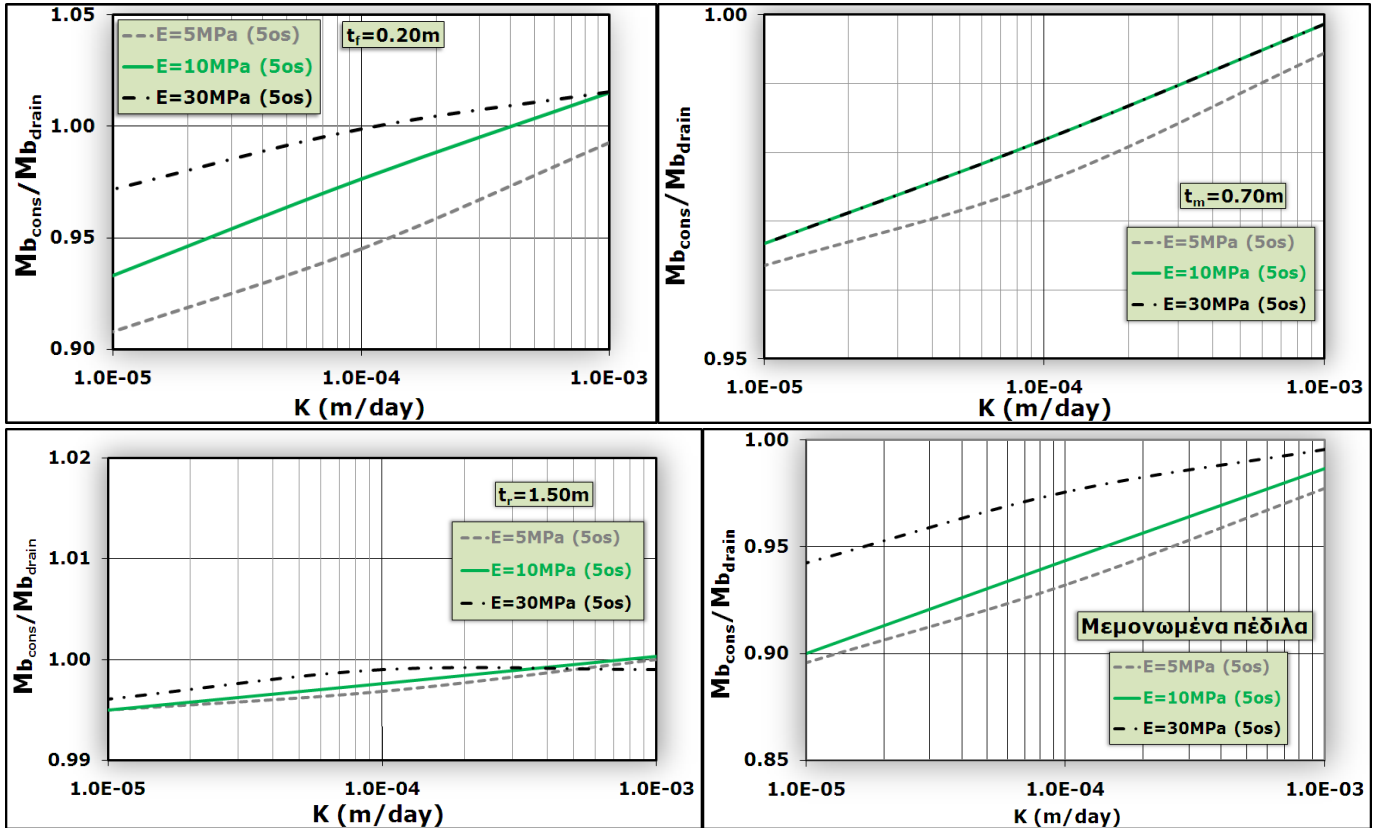
Διαγράμματα μεταβολής του λόγου των ροπών κάμψεως  $M_{cons}/M_{drain}$  για το επίπεδο του 5<sup>ου</sup> (τελευταίου) ορόφου συναρτήσει του συντελεστή διαπερατότητας του εδάφους



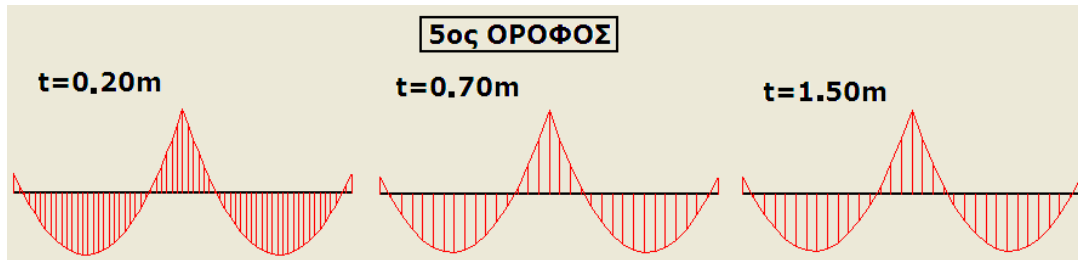
για θεμελίωση με πλάκα ή πέδιλα παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.21 και 5.22. Η  $M_{\text{cons}}$  αντιστοιχεί στην ροπή κάμψης που υπολογίζεται στην τελική φάση κατασκευής, δηλαδή μετά την διαδικασία της στερεοποίησης του εδάφους. Η  $M_{\text{drain}}$  αντιστοιχεί στην τελική ροπή κάμψης που υπολογίζεται σύμφωνα με την διαδικασία της ταχείας στραγγίσεως. Από την σύγκριση των σχετικών αποτελεσμάτων διαπιστώνεται μικρή διαφοροποίηση στις ροπές κάμψης σε θέση κεντρικής στηρίξεως για πολύ μικρές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας και για χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, όπου οι αναπτυσσόμενες καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις είναι μεγαλύτερες. Αντιθέτως, για μεγάλες τιμές του  $K$ , όπου πρακτικώς γίνεται πιο γρήγορη απορροή του νερού των πόρων, είναι αναμενόμενο οι δύο τύποι προσομοιώσεως να προσεγγίζουν μεταξύ τους. Με την αύξηση της ακαμψίας της θεμελίωσης οι σχετικές αποκλίσεις στα μεγέθη αυτά απομειώνονται σημαντικά. Στο Σχήμα 5.23 δίδονται ενδεικτικά διαγράμματα ροπών κάμψης για θεμελίωση με πλάκα.



Σχήμα 5.21: Επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας  $K$  επί των ροπών κάμψης ανοίγματος (5<sup>ος</sup> όροφος)



Σχήμα 5.22: Ροπές κεντρικής στηρίξεως 5<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα

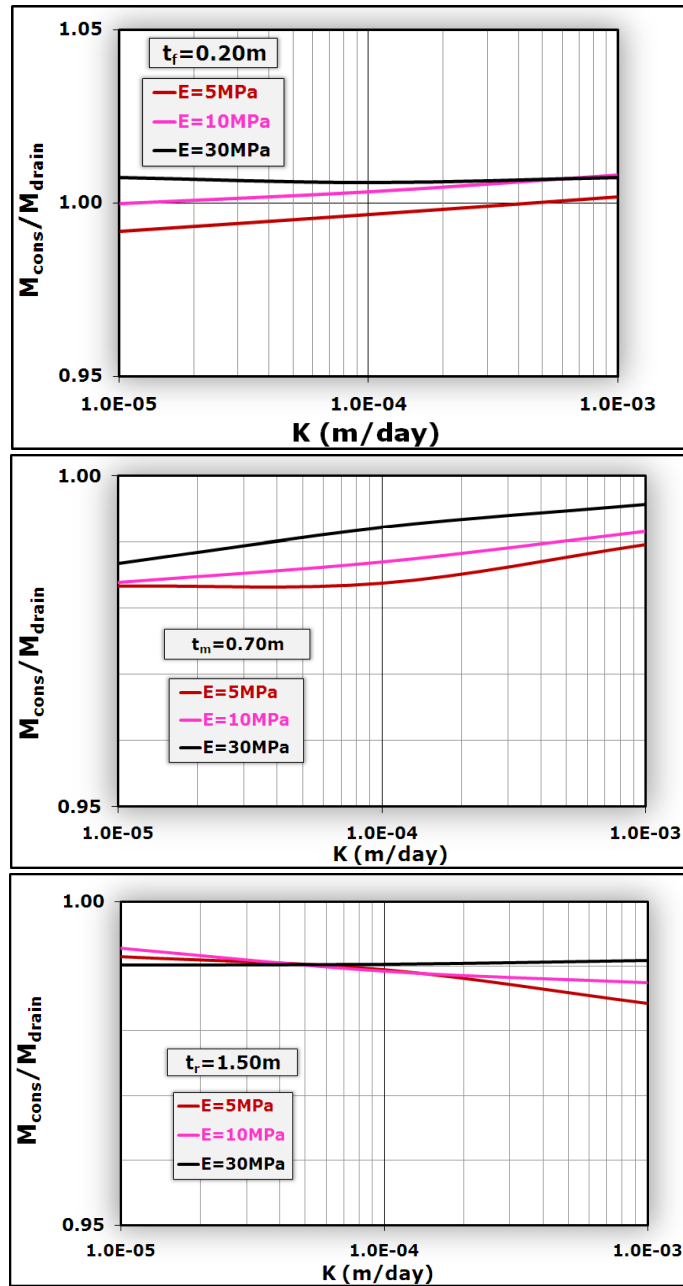


Σχήμα 5.23: Διάγραμμα ροπών κάμψεως 5<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με πλάκα

#### 5.5.4 Επιρροή του $K$ επί των ροπών κάμψεως της πλάκας θεμελίωσης για επιλύσεις Mohr-Coulomb

Σχεδιάσθηκαν διαγράμματα μεταβολής του λόγου των ροπών κάμψεως  $M_{cons}/M_{drain}$  της πλάκας θεμελίωσης συναρτήσει του συντελεστή διαπερατότητας του εδάφους, τα οποία παρουσιάζονται στο σχήμα 5.24. Εξετάσθηκαν οι ροπές κάμψεως στην θέση κεντρικής στηρίξεως λόγω των πολύ υψηλών τιμών τους συγκριτικά με τις πολύ μικρές τιμές των ροπών στις θέσεις των ανοιγμάτων. Ένα ενδεικτικό διάγραμμα των ροπών

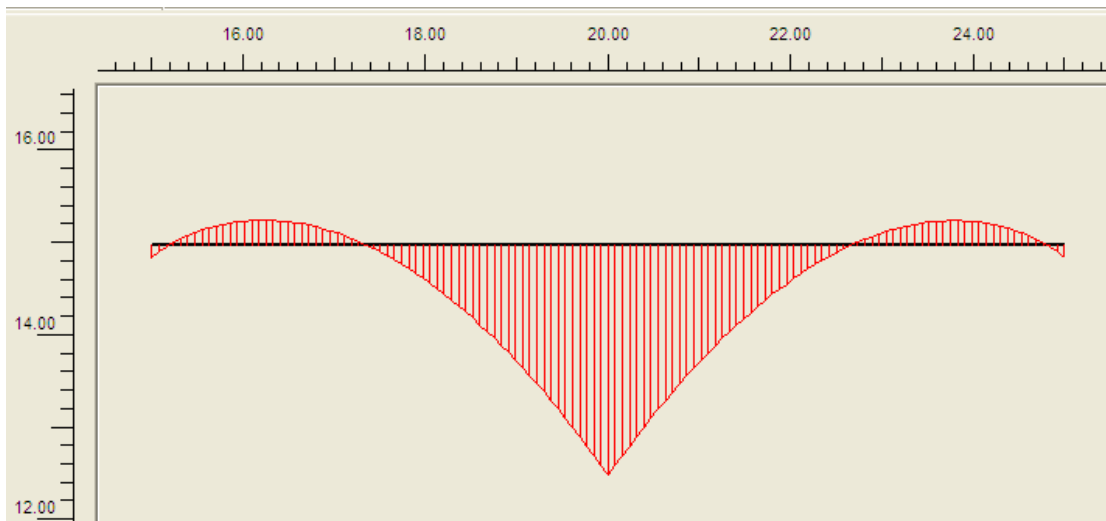
κάμψεως της πλάκας θεμελιώσεως όπως προκύπτει από τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων απεικονίζεται στο σχήμα 5.25.



**Σχήμα 5.24:** Επιρροή του  $K$  επί των ροπών κάμψεως κεντρικής στηρίξεως της πλάκας θεμελιώσεως

Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι τα αντίστοιχα μεγέθη των ροπών κάμψεως δεν διαφοροποιούνται ούτε στις περιπτώσεις εύκαμπτης αλλά ούτε και άκαμπτης πλάκας θεμελιώσεως. Συνεπώς, δεν υπάρχει καμία επίδραση του συντελεστή διαπερατότητας

Κ, ούτε του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους αλλά ούτε και της ακαμψίας της θεμελιώσεως στις ροπές κάμψεως της θεμελιώσεως.



**Σχήμα 5.25:** Διάγραμμα ροπών κάμψεως της πλάκας θεμελιώσεως

### 5.5.5 Πρόσθετες επιλύσεις για γραμμικώς ελαστικό έδαφος

Δεδομένου ότι σκοπός των αναλύσεων στο παρόν κεφάλαιο είναι η επίδραση του χρονικού παράγοντα στην ανάπτυξη των καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων και όχι η επίδραση της διατμητικής αντοχής του εδάφους στα μεγέθη αυτά, έγιναν πρόσθετες επιλύσεις και για έδαφος γραμμικώς ελαστικό. Στους πίνακες 5.7 έως 5.12 παρουσιάζονται ενδεικτικά συγκριτικά αποτελέσματα μεγεθών των ροπών κάμψεως για την δοκό του 1<sup>ου</sup> ορόφου, των καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων για θεμελίωση με πέδιλα, με εύκαμπτη πλάκα ή μέσης ακαμψίας πλάκα, από επιλύσεις για γραμμικώς ελαστικό έδαφος και για έδαφος Mohr-Coulomb. Οι αναλύσεις αυτές αφορούν σε προσομοίωση με διαδικασία στερεοποίησης λαμβάνοντας υπόψη έναν συντελεστή διαπερατότητας  $K=10^{-3}$  m/day και σε προσομοίωση με βάση την ταχεία στράγγιση. Από τους συγκριτικούς πίνακες παρατηρείται καλή προσέγγιση στα αντίστοιχα αποτελέσματα μεταξύ γραμμικώς ελαστικών επιλύσεων και επιλύσεων βάσει γραμμικώς ελαστικού – ιδεατώς πλαστικού εδάφους τόσο υπό αστράγγιστες όσο και υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. Δεδομένης της υψηλής τιμής του συντελεστή ασφαλείας που εξετάστηκε για την περίπτωση ελαστοπλαστικού εδάφους, η σύγκλιση στα αποτελέσματα με εκείνα του γραμμικώς ελαστικού εδάφους είναι αναμενόμενη.

**Πίνακας 5.7:** Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων στερεοποίησης για θεμελίωση με πέδιλα

<b>Γραμμική ελαστικότητα – Στερεοποίηση (<math>K=10^{-3}m/day</math>) - πέδιλα</b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-61,90	58,07	-54,42	162,67	180,61	17,94
5	-51,62	50,55	-38,80	96,61	111,33	14,72
10	-40,32	39,93	-17,90	47,50	57,96	10,46
20	-32,73	30,25	0,35	23,25	30,03	6,78
30	-29,94	25,59	8,95	15,36	20,41	5,05
50	-27,72	20,96	17,36	9,11	12,48	3,37
<b>Mohr-Coulomb – Στερεοποίηση (<math>K=10^{-3}m/day</math>) - πέδιλα</b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-61,62	54,94	-52,84	168,27	186,06	17,79
5	-51,90	48,64	-38,21	99,65	114,39	14,74
10	-40,94	39,36	-18,39	48,47	59,13	10,66
20	-33,31	30,38	-0,65	23,75	30,78	7,03
30	-30,40	25,83	7,94	15,62	20,91	5,29
50	-28,02	21,21	16,51	9,29	12,86	3,57

**Πίνακας 5.8:** Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων ταχείας στράγγισης για θεμελίωση με πέδιλα

<b>Γραμμική ελαστικότητα – Ταχεία στράγγιση - πέδιλα</b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-63,07	58,77	-56,03	164,97	183,22	18,25
5	-52,40	50,99	-39,99	97,79	112,75	14,96
10	-40,60	40,10	-18,41	47,98	58,55	10,57
20	-32,80	30,29	0,20	23,54	30,35	6,81
30	-29,97	25,59	8,89	15,54	20,60	5,06
50	-27,73	20,96	17,34	9,23	12,60	3,37
<b>Mohr-Coulomb– Ταχεία στράγγιση - πέδιλα</b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-62,49	56,13	-54,37	169,57	187,60	18,03
5	-52,47	49,33	-39,29	100,26	115,19	14,93
10	-41,12	39,65	-18,85	48,99	59,73	10,74
20	-33,33	30,45	-0,75	23,94	30,99	7,05
30	-30,39	25,86	7,92	15,77	21,07	5,30
50	-28,01	21,22	16,53	9,35	12,91	3,56

Για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως παρατηρείται μία μικρή αύξηση των διαφορικών καθιζήσεων κατά 8% έως 10% περίπου, ιδίως για χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους όπου εκδηλώνονται οι μεγαλύτερες καθιζήσεις. Η

μικρή αυτή διαφοροποίηση ακολουθείται από αντίστοιχη μικρή διαφοροποίηση στα μεγέθη των ροπών στηρίξεως της ανωδομής. Τούτο διαπιστώνεται και κατά τις επιλύσεις υπό αστράγγιστες και υπό στραγγιζόμενες συνθήκες.

**Πίνακας 5.9:** Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων στερεοποίησης για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα

<b>Γραμμική ελαστικότητα – Στερεοποίηση (<math>K=10^{-3}m/day</math>) – Πλάκα <math>t_f=0,20m</math></b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-48,93	38,44	-30,04	170,89	184,74	13,85
5	-45,59	36,31	-24,03	102,2	114,72	12,52
10	-40,21	32,45	-13,49	50,84	61,03	10,19
20	-34,86	27,86	-1,59	25,23	32,81	7,58
30	-32,25	25,09	5,19	16,79	22,89	6,10
50	-29,65	21,78	12,87	10,04	14,50	4,46
<b>Mohr-Coulomb – Στερεοποίηση (<math>K=10^{-3}m/day</math>) – Πλάκα <math>t_f=0,20m</math></b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-46,43	32,91	-23,40	176,49	188,81	12,32
5	-43,47	30,93	-17,68	106,00	117,20	11,20
10	-38,63	27,15	-7,38	53,09	62,13	9,13
20	-33,93	22,87	3,93	27,00	33,54	6,54
30	-31,63	20,42	10,44	18,14	23,32	5,18
50	-29,44	17,79	17,25	11,14	14,81	3,67

**Πίνακας 5.10:** Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων ταχείας στράγγισης για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα

<b>Γραμμική ελαστικότητα – Ταχεία στράγγιση - Πλάκα <math>t_f=0,20m</math></b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-50,17	39,09	-32,15	173,13	187,43	14,30
5	-46,32	36,68	-25,33	103,36	116,15	12,79
10	-40,49	32,57	-14,01	51,32	61,62	10,30
20	-34,94	27,88	-1,74	25,52	33,12	7,60
30	-32,28	25,10	5,12	16,97	23,09	6,12
50	-29,66	21,77	12,85	10,16	14,63	4,47
<b>Mohr-Coulomb – Ταχεία στράγγιση - Πλάκα <math>t_f=0,20m</math></b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-47,95	34,45	-26,60	177,52	190,71	13,19
5	-44,47	32,25	-20,14	106,23	118,05	11,82
10	-39,28	28,65	-9,55	52,97	62,48	9,51
20	-34,24	24,14	2,41	26,68	33,58	6,90
30	-31,80	21,45	9,15	17,98	23,43	5,45
50	-29,47	18,59	16,24	10,99	14,89	3,90

**Πίνακας 5.11:** Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων στερεοποίησης για θεμελίωση με πλάκα μέσης ευκαμψίας

<b>Γραμμική ελαστικότητα – Στερεοποίηση (<math>K=10^{-3}m/day</math>) – Πλάκα <math>t_m=0,70m</math></b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-26,02	21,87	19,83	172,73	175,22	2,49
5	-26,00	21,52	20,22	102,97	105,40	2,43
10	-25,94	20,74	21,13	51,28	53,58	2,30
20	-25,81	19,49	22,64	25,33	27,38	2,05
30	-25,69	18,54	23,83	16,75	18,62	1,87
50	-25,49	17,21	25,57	9,91	11,48	1,57
<b>Mohr-Coulomb – Στερεοποίηση (<math>K=10^{-3}m/day</math>) – Πλάκα <math>t_m=0,70m</math></b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-26,05	20,03	21,62	175,49	177,52	2,03
5	-26,02	19,91	21,81	104,92	107,00	2,08
10	-25,95	19,44	22,43	52,05	54,09	2,04
20	-25,82	18,61	23,52	25,66	27,56	1,90
30	-25,70	17,91	24,45	16,92	18,67	1,75
50	-25,50	16,82	25,94	9,98	11,50	1,52

**Πίνακας 5.12:** Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων ταχείας στράγγισης για θεμελίωση με πλάκα μέσης ευκαμψίας

<b>Γραμμική ελαστικότητα – Ταχεία στράγγιση - Πλάκα <math>t_m=0,70m</math></b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-26,08	21,92	19,68	174,47	176,97	2,50
5	-26,05	21,55	20,11	104,39	106,84	2,45
10	-25,97	20,75	21,07	51,86	54,17	2,31
20	-25,82	19,49	22,61	25,65	27,71	2,06
30	-25,70	18,54	23,81	16,96	18,82	1,86
50	-25,49	17,21	25,56	10,04	11,62	1,58
<b>Mohr-Coulomb– Ταχεία στράγγιση - Πλάκα <math>t_m=0,70m</math></b>						
E (MPa)	maxM (kNm/m)	minM (kNm/m)	$M_b$ (kNm/m)	$S_1$ (mm)	$S_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
3	-26,05	20,65	21,01	176,91	179,01	2,10
5	-26,02	20,38	21,34	105,82	107,96	2,14
10	-25,95	19,83	22,04	52,50	54,60	2,10
20	-25,81	18,92	23,22	25,90	27,84	1,94
30	-25,69	18,14	24,24	17,09	18,88	1,79
50	-25,49	16,98	25,80	10,11	11,63	1,52

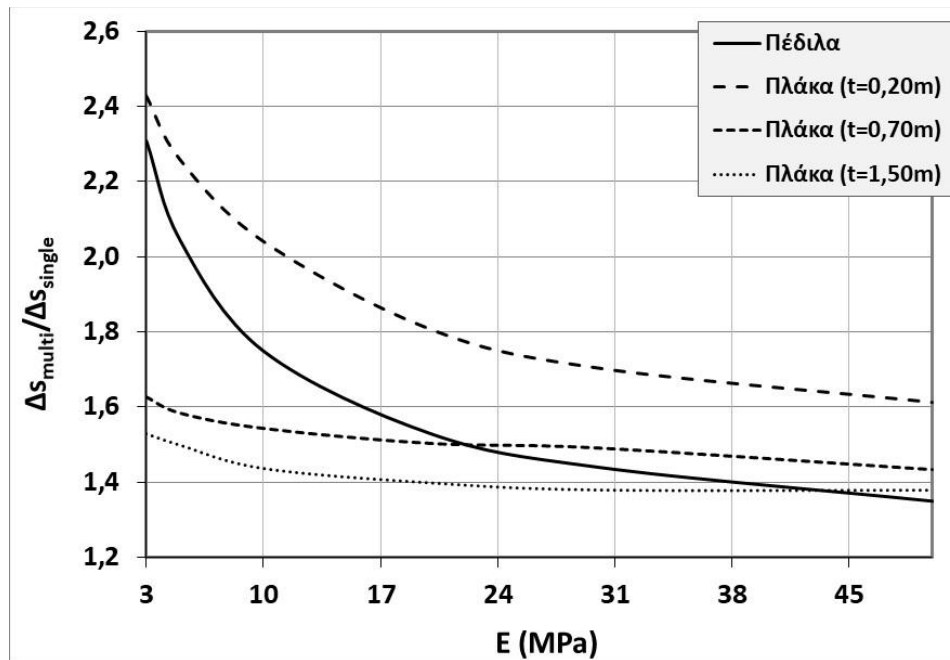


## 5.6 Σύγκριση αποτελεσμάτων από επιλύσεις με προσομοίωση της κατασκευής σταδιακά ή σε μια φάση

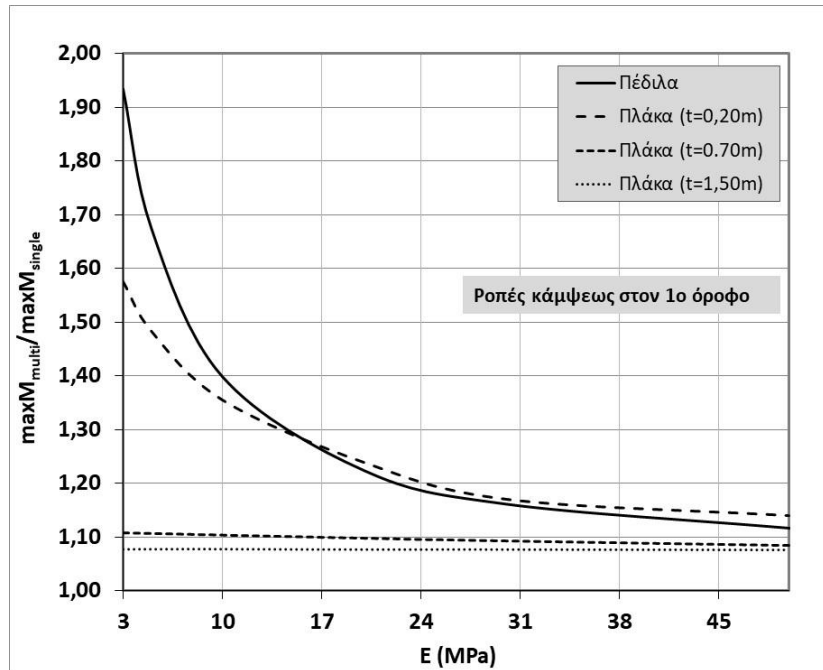
Έγιναν πρόσθετες παραμετρικές αναλύσεις με σκοπό την εξέταση της επίδρασης της χρονικής εξέλιξης των διαφόρων φάσεων της κατασκευής του πλαισίου σε σχέση με την κατασκευή του σε μία μόνο φάση, επί της αλληλεπιδράσεως ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους. Τα αποτελέσματα από την προσομοίωση με σταδιακή κατασκευή αφορούν στο τελικό στάδιο κατασκευής όπου έχουν ενεργοποιηθεί διαδοχικά όλα τα επίπεδα των ορόφων.

### 5.6.1 Σύγκριση μεταξύ προσομοιώσεως σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής υπό την ενιαία υπόθεση ταχείας στραγγίσεως

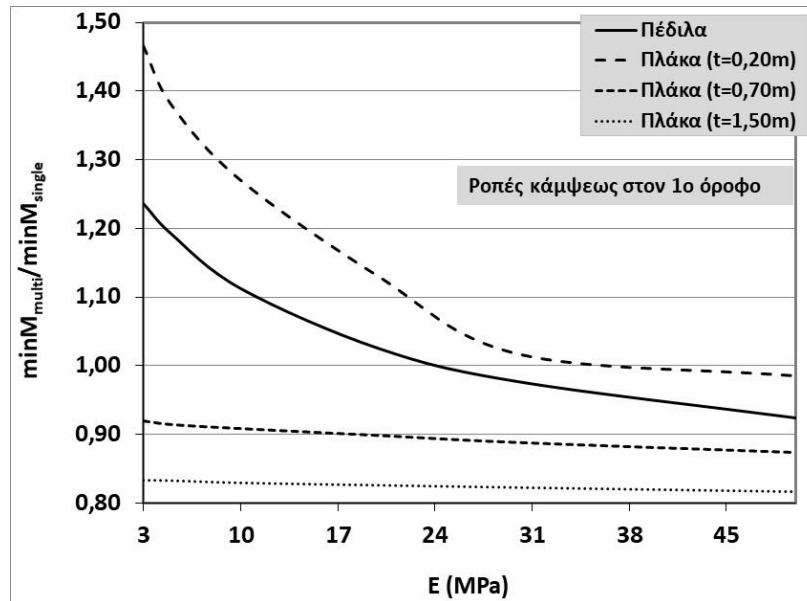
Οι σχετικές αναλύσεις έγιναν υπό την υπόθεση ταχείας στραγγίσεως του νερού των πόρων. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε διαγράμματα στα οποία χρησιμοποιούνται οι συμβολισμοί  $\Delta s$ ,  $M$  και  $V$ . Οι δείκτες “multi” ή “single” αντιπροσωπεύουν την προσομοίωση με σταδιακή κατασκευή ή σε μία φάση κατασκευή, αντιστοίχως, (σχήματα 5.26 έως 5.30, για το επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου).



**Σχήμα 5.26:** Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα



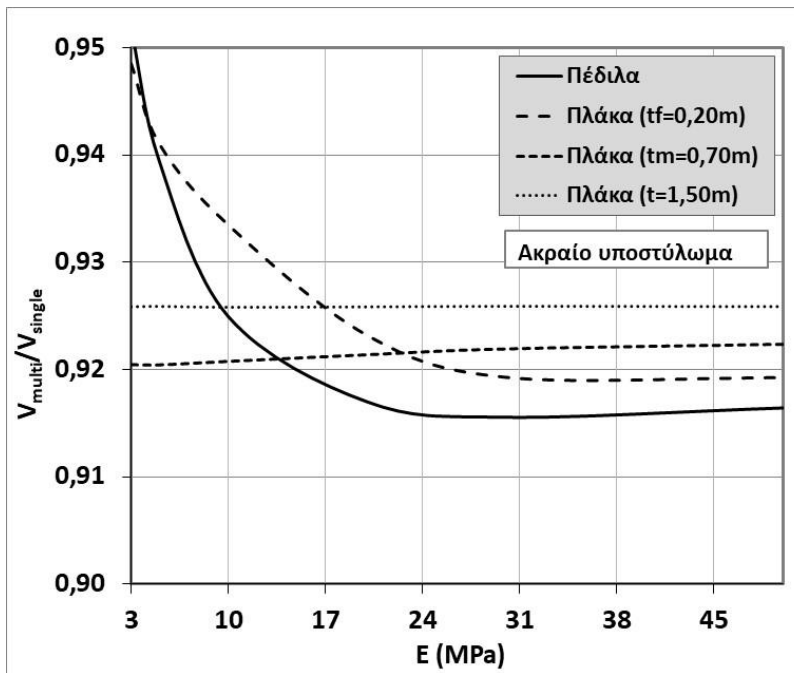
**Σχήμα 5.27:** Σύγκριση ροπών ανοίγματος ανωδομής (1<sup>ος</sup> όροφος) μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα



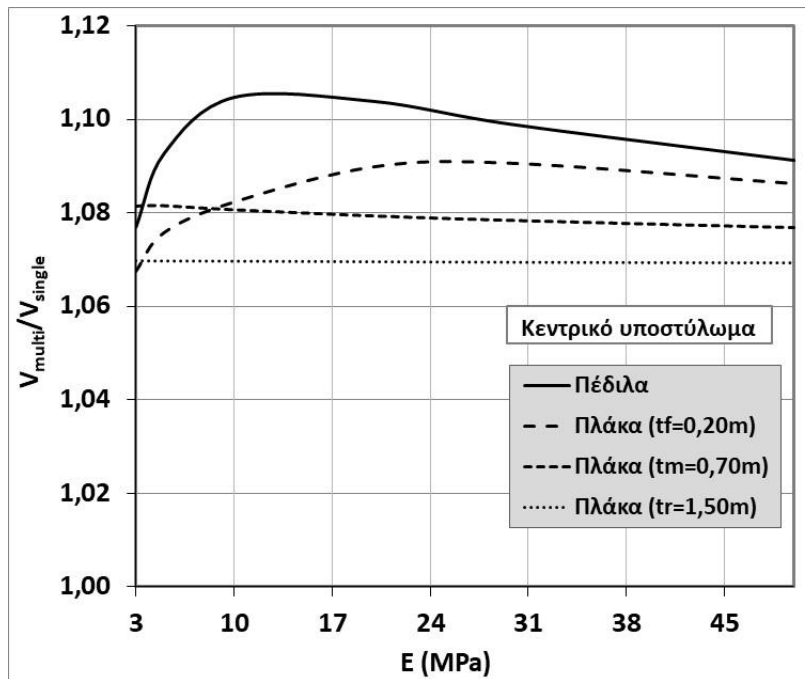
**Σχήμα 5.28:** Σύγκριση ροπών ακραίας στηρίξεως (1<sup>ος</sup> όροφος) μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα

Οι συγκρίσεις καταλήγουν σε μεγαλύτερες διαφορικές καθιζήσεις κατά την σταδιακή κατασκευή έναντι της προσομοίωσης με κατασκευή σε μία μόνο φάση και σημαντικά διαφορετικά αντίστοιχα εντατικά μεγέθη κυρίως της ανωδομής και αλλά και της

θεμελιώσεως. Οι σχετικές αποκλίσεις οφείλονται στην διαφορετική ακαμψία της ανωδομής που λαμβάνεται κατά τους δυο τύπους προσομοιώσεως.



**Σχήμα 5.29:** Σύγκριση αξονικών φορτίων ακραίων υποστυλμάτων μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα

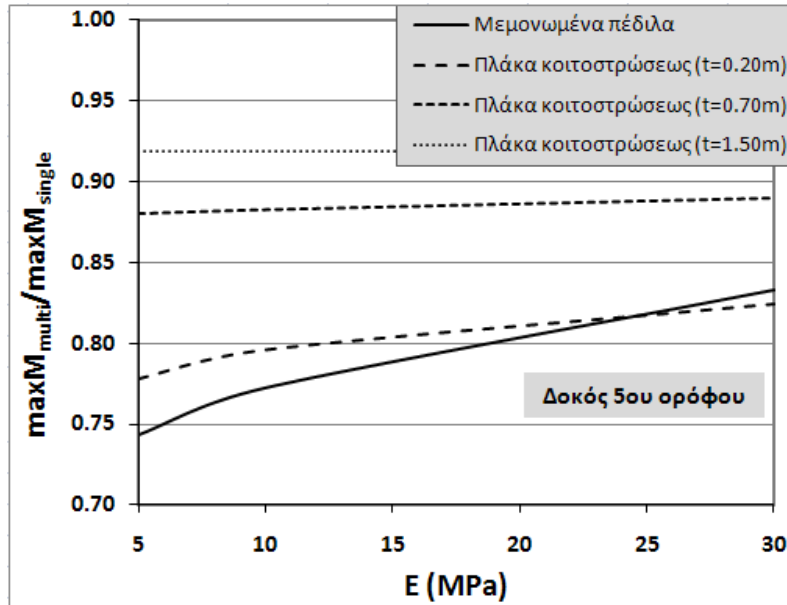


**Σχήμα 5.30:** Σύγκριση αξονικών φορτίων κεντρικού υποστυλώματος μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα

Η προοδευτική αύξηση της φορτίσεως, με την κατασκευή του κάθε ορόφου σταδιακά, αυξάνει προοδευτικά την δυσκαμψία του πλαισίου με αποτέλεσμα μεγάλη διαφορική καθίζηση  $\Delta s$ , λόγω μεγάλης καθίζησης στο κέντρο έναντι της μικρής στα άκρα της θεμελίωσης. Αντιθέτως, κατά την προσομοίωση της κατασκευής σε μία μόνο φάση, όπου επιβάλλεται στην θεμελίωση μία ενιαία συνολική φόρτιση, ενεργοποιείται ο μηχανισμός ανακατανομής των φορτίων ώστε να αυξάνει η καθίζηση στα άκρα και συνεπώς να απομειώνεται σημαντικά η  $\Delta s$ , έναντι εκείνης που προκαλείται κατά την σταδιακή κατασκευή. Κατά συνέπεια είναι σημαντικές και οι διαφορές στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής και κυρίως για το επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου. Όσο πιο άκαμπτη είναι η θεμελίωση τόσο μικρότερες διαπιστώνονται οι παραπάνω αποκλίσεις. Όπως παρατηρείται στα σχετικά διαγράμματα, ουσιαστικές είναι οι διαφορές στις ροπές κάμψεως των δοκών ανωδομής, ενώ πολύ μικρές έως ασήμαντες φαίνεται ότι είναι οι διαφορές στα αξονικά φορτία των υποστυλωμάτων.

Για πολύ χαμηλό μέτρο ελαστικότητας του εδάφους φαίνεται ότι η απλουστευτική προσομοίωση της κατασκευής σε μία μόνο φάση υποεκτιμά τις ροπές κάμψεως της ανωδομής έναντι της προσομοιώσεως με σταδιακή κατασκευή. Ενδεικτικώς αναφέρεται ότι στον 1<sup>ο</sup> όροφο οι ροπές των ανοιγμάτων στην περίπτωση εύκαμπτης θεμελίωσης υπολογίζονται αυξημένες κατά 50% έως και 100% βάσει των επιλύσεων με σταδιακή κατασκευή (Σχήμα 5.27). Οι ροπές στις θέσεις των ακραίων στηρίξεων είναι αυξημένες κατά 20% έως και 50% για εύκαμπτη θεμελίωση, ενώ για άκαμπτη ή ακόμη και μέσης ακαμψίας πλάκα θεμελίωσης υπολογίζονται σχεδόν 10% έως 15% μειωμένες συγκριτικά με τα μεγέθη της προσομοιώσεως με κατασκευή σε μία μόνο φάση. Για τις ροπές στην θέση κεντρικής στηρίξεως σημειώνεται σημαντική διαφοροποίηση και στο μέγεθος αλλά και στο πρόσημο. Στην περίπτωση εύκαμπτης θεμελίωσης, η απόλυτη καθίζηση στην θέση κεντρικής στηρίξεως είναι αρκετά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη στην ακραία θέση, ιδίως για τις χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη μεγάλων αρνητικών ροπών κάμψεως στην θέση αυτή, έναντι των μικρότερων αντίστοιχων υπολογισμένων τιμών από την προσομοίωση με κατασκευή σε μία μόνο φάση. Οι

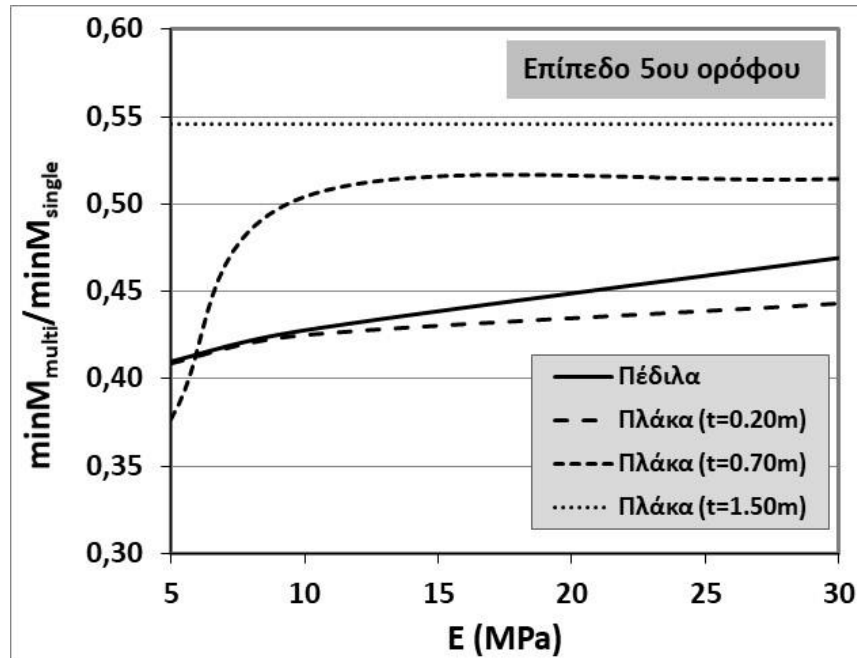
ροπές αυτές γίνονται θετικές αλλά με μικρές σχετικά τιμές για μεγάλα μέτρα ελαστικότητας  $E$ . Η απόκλιση των μεγεθών αυτών από την «ακριβή» επίλυση με προσομοίωση σταδιακής κατασκευής απομειώνεται σημαντικά όσο αυξάνει η ακαμψία της θεμελίωσης.



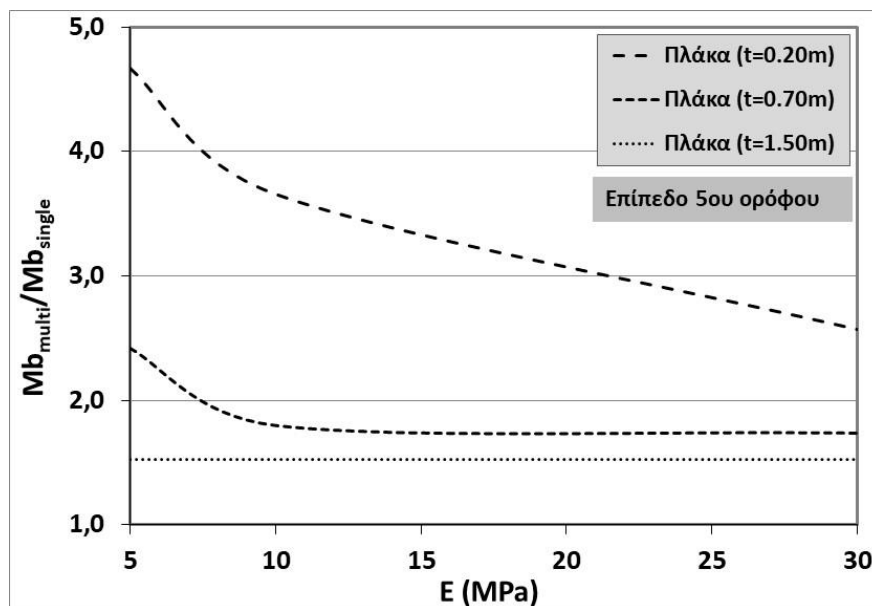
**Σχήμα 5.31:** Σύγκριση ροπών κάμψης ανοίγματος ανωδομής (5ος όροφος) μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα

Οι διαφορές στα μεγέθη των ροπών κάμψης για το επίπεδο του 5<sup>ου</sup> ορόφου επηρεάζονται αποκλειστικά από τις διαφορικές καθιζήσεις  $\Delta s_{multi}$  που αναπτύσσονται λόγω των φορτίων που επιβάλλονται από την κατασκευή του 5<sup>ου</sup> ορόφου, όπου το μεγαλύτερο ποσοστό της τελικής διαφορικής καθιζήσεως έχει ήδη πραγματοποιηθεί και συνεπώς η  $\Delta s_{multi}$  σε αυτή την φάση είναι αρκετά μικρότερη έναντι της  $\Delta s_{single}$ , η οποία έχει αναπτυχθεί κατά την ενεργοποίηση ολόκληρου του κτιρίου σε μία μόνο φάση. Τούτο έχει ως αποτέλεσμα μετά την ενεργοποίηση του κτιρίου σε μία φάση ο 5<sup>ος</sup> όροφος να υποφέρει από την συνολική καθιζήση  $\Delta s_{single}$ . Η φύση και το μέγεθος των ροπών κάμψης της δοκού του τελευταίου (5<sup>ου</sup>) ορόφου διαφοροποιήθηκαν σημαντικά μεταξύ των δύο τύπων προσομοίωσης, εξαρτώμενα και από την ακαμψία της θεμελίωσης και από την συμπίεστικότητα του εδάφους (Σχήματα 5.31 έως 5.33). Η προσομοίωση της κατασκευής σε μία μόνο φάση φαίνεται ότι υπερεκτιμά τις ροπές

κάμψεως στις θέσεις των ανοιγμάτων κατά 25% με 30% έναντι των αντίστοιχων μεγεθών βάσει προσομοιώσεως με σταδιακή κατασκευή, στις περιπτώσεις εύκαμπτων θεμελιώσεων, ενώ για μεγάλης ακαμψίας θεμελίωση η απόκλιση αυτή στα συγκεκριμένα μεγέθη μειώνεται σημαντικά σε ποσοστό περίπου 10%.

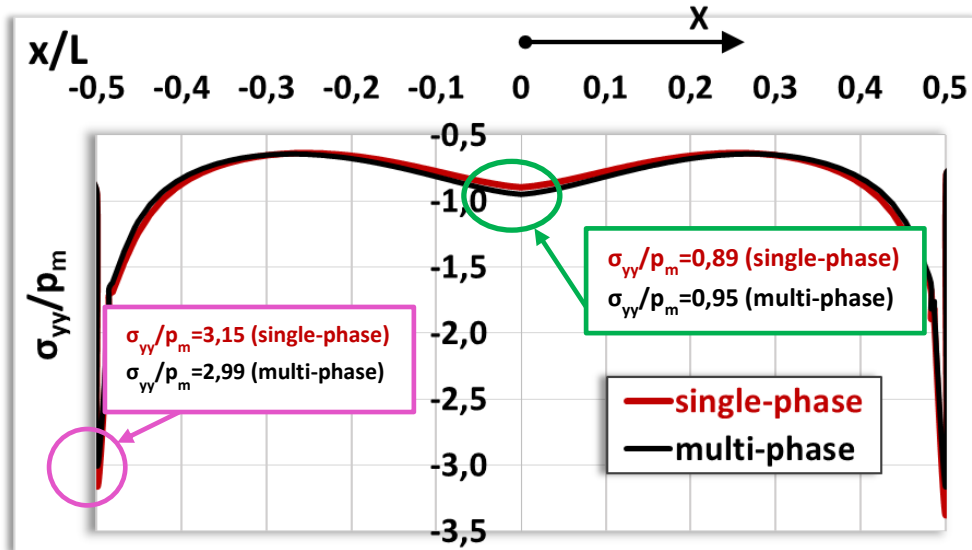


Σχήμα 5.32: Σύγκριση ροπών κάμψεως ακραίας στηρίξεως ανωδομής (5ος όροφος) μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα

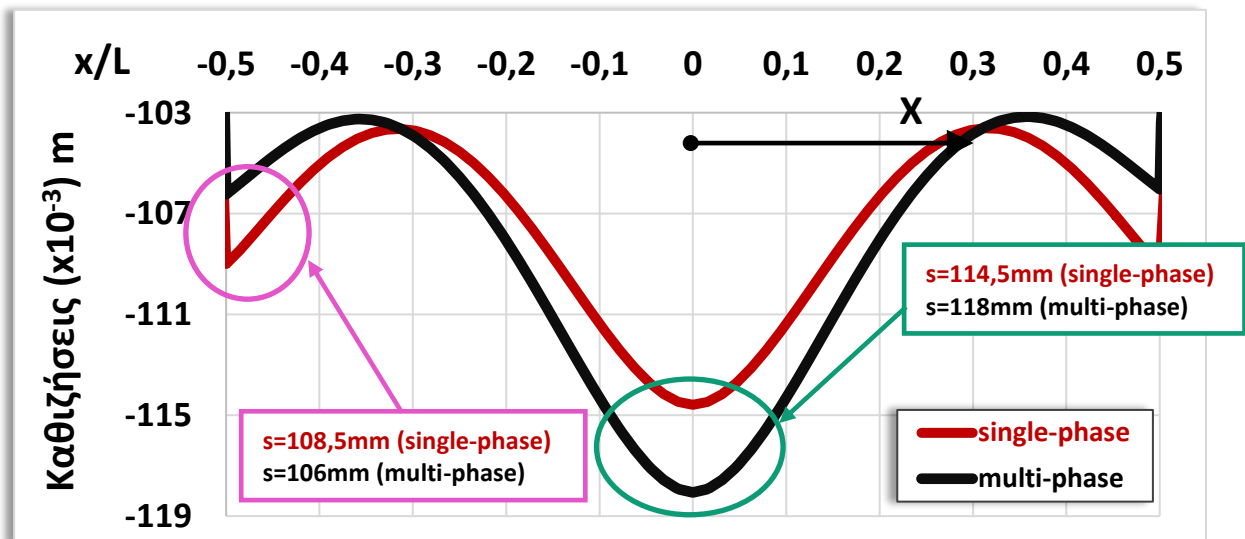


Σχήμα 5.33: Σύγκριση ροπών κεντρικής στηρίξεως ανωδομής (5ος όροφος) μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πλάκα

Η κατανομή των πιέσεων επαφής ( $\sigma_{yy}$  οι πιέσεις επαφής και  $p_m$  η μέση επιβαλλόμενη πίεση) κατά τους δύο τύπους επιλύσεων, για μικρό μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους και για εύκαμπτη θεμελίωση δίδεται στο Σχήμα 5.34, ενώ οι αντίστοιχες καθιζήσεις στο σχήμα 5.35.



Σχήμα 5.34: Λόγος πιέσεων επαφής προς μέση επιβαλλόμενη πίεση κάτω από την εύκαμπτη θεμελίωση για μικρό  $E$  εδάφους



Σχήμα 5.35: Καμπύλη καθιζήσεων κάτω από την εύκαμπτη θεμελίωση για μικρό  $E$  εδάφους. Για να ερμηνευτεί και να κατανοηθεί καλύτερα η επιρροή του τύπου της προσομοιώσεως στις παραπάνω διαφορές, κρίθηκαν απαραίτητες πρόσθετες αναλύσεις θεωρώντας την γραμμικώς ελαστική συμπεριφορά του εδάφους, ως



απλούστερο εδαφικό προσομοίωμα. Οι καθιζήσεις  $s_1$  στο κεντρικό υποστύλωμα,  $s_2$  στο ακραίο υποστύλωμα και οι τελικές διαφορικές καθιζήσεις  $\Delta s$  που εκτιμήθηκαν με βάση την γραμμικώς ελαστική ιδεατώς πλαστική ή την γραμμικώς ελαστική θεώρηση του εδάφους δίδονται στους πίνακες 5.13 και 5.14, αντιστοίχως.

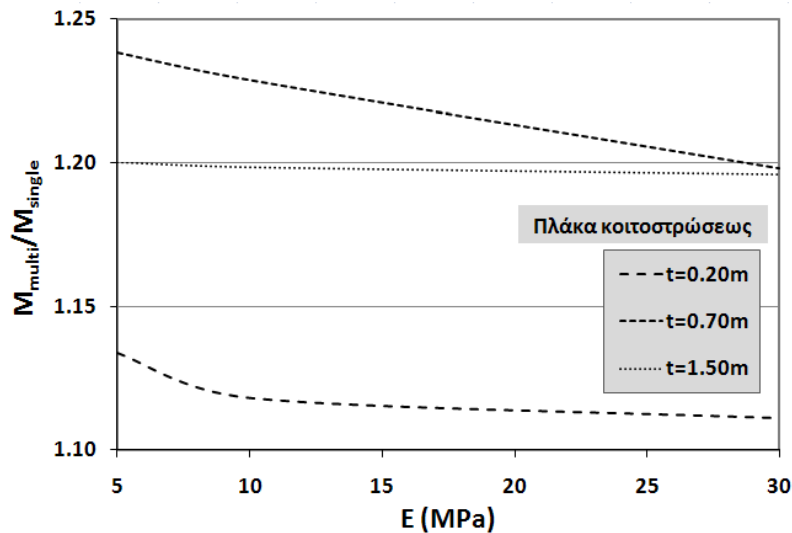
**Πίνακας 5.13:** Καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις για έδαφος γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό έδαφος κατά Mohr-Coulomb

<b>Mohr-Coulomb (<math>E=5\text{MPa}</math>, <math>t=0.20\text{m}</math>)</b>			
Τύπος προσομοίωσης	$s_1$ (mm)	$s_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
Σταδιακή κατασκευή	118.1	106.3	11.8
Κατασκευή σε μία φάση	114.7	109.4	5.3

**Πίνακας 5.14:** Καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις για γραμμικώς ελαστικό έδαφος

<b>Γραμμικώς ελαστικό έδαφος (<math>E=5\text{MPa}</math>, <math>t=0.20\text{m}</math>)</b>			
Τύπος προσομοίωσης	$s_1$ (mm)	$s_2$ (mm)	$\Delta s$ (mm)
Σταδιακή κατασκευή	116.2	103.4	12.8
Κατασκευή σε μία φάση	112.2	105.8	6.4

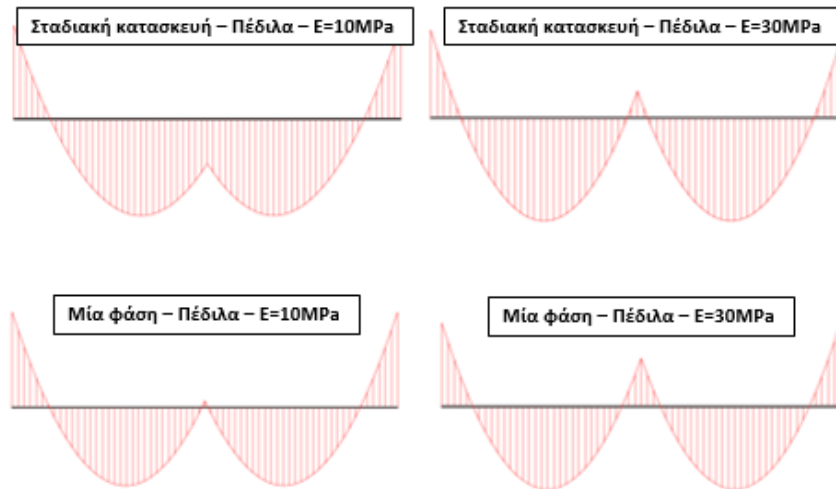
Η μεταβολή στις ροπές κάμψης της πλάκας θεμελιώσεως μεταξύ των δύο τύπων προσομοίωσης παρουσιάζεται στο σχήμα 5.36.



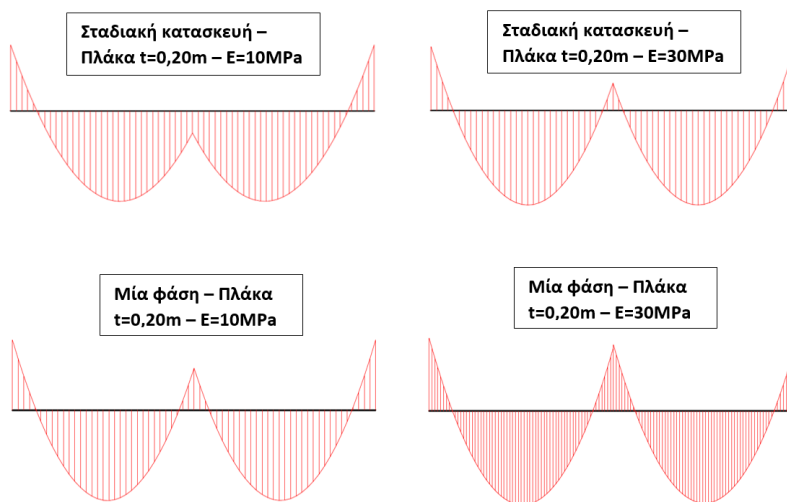
**Σχήμα 5.36:** Σύγκριση ροπών κεντρικής στηρίξεως πλάκας θεμελιώσεως μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής

Η διαφορική καθίζηση που αναπτύσσεται μετά την σταδιακή κατασκευή του κτιρίου δίδει αρκετά μεγάλες ροπές κάμψης στην κεντρική θέση στηρίξεως, οι οποίες αυξάνουν σημαντικά με την αύξηση της ακαμψίας της θεμελιώσεως, λόγω της

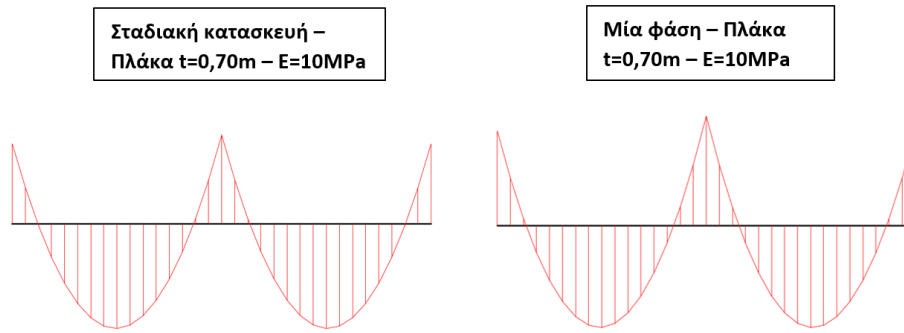
μεγαλύτερης επιβάρυνσης της θεμελίωσης, σε σχέση με την περίπτωση εύκαμπτης θεμελιώσεως όπου επιβαρύνεται η ανωδομή. Οι ροπές αυτές της πλάκας κοιτοστρώσεως υπολογίζονται αυξημένες, περίπου κατά 20%, συγκριτικά με τα μεγέθη που υπολογίζονται βάσει προσομοιώσεως με κατασκευή σε μία μόνο φάση. Στα Σχήματα 5.37 έως 5.40 δίδονται ενδεικτικά συγκριτικά διαγράμματα των ροπών κάμψεως στο επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με πέδιλα ή με πλάκα κοιτοστρώσεως.



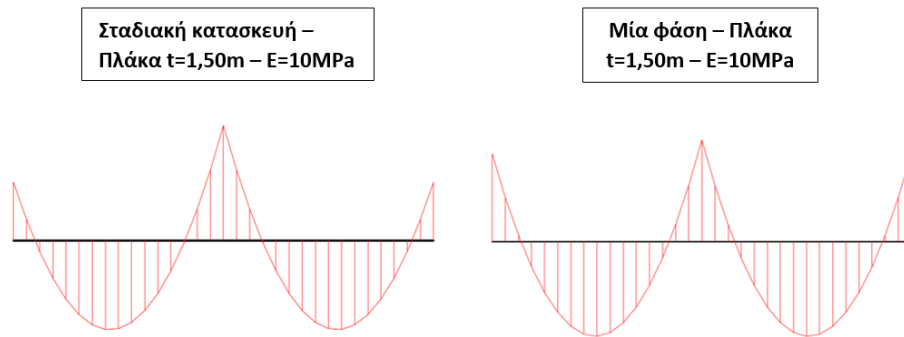
**Σχήμα 5.37:** Συγκριτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1<sup>ου</sup> ορόφου μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα



**Σχήμα 5.38:** Συγκριτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1<sup>ου</sup> ορόφου μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα



**Σχήμα 5.39:** Συγκριτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1ου ορόφου μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πλάκα μέσης ευκαμψίας



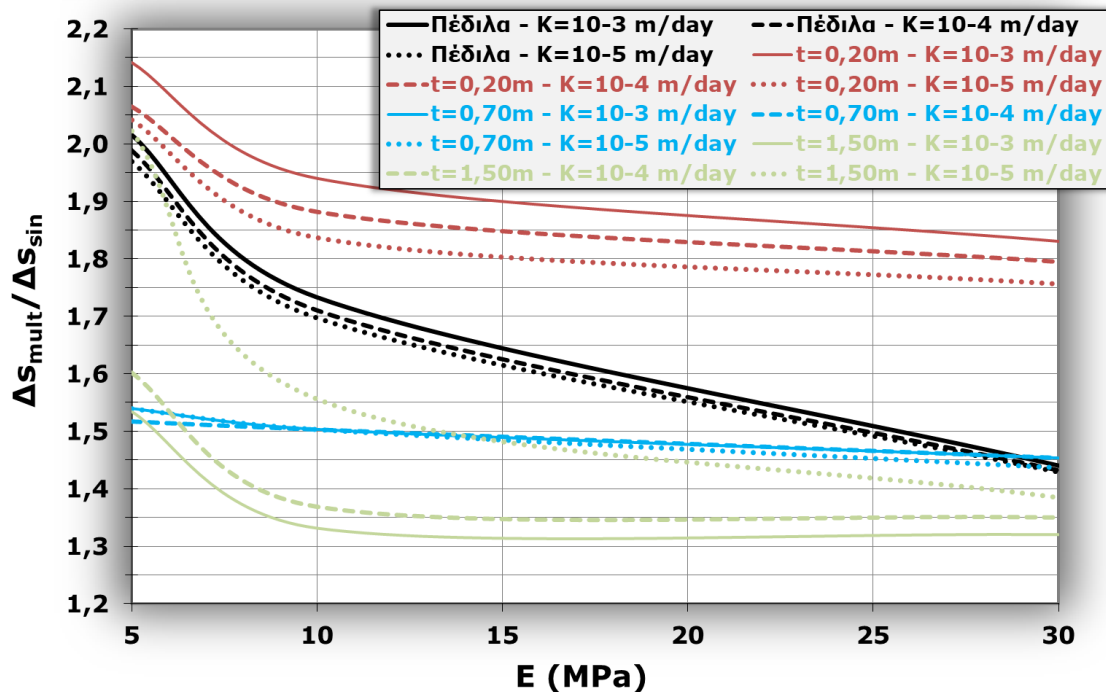
**Σχήμα 5.40:** Συγκριτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1<sup>ου</sup> ορόφου μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με άκαμπτη πλάκα

Συνεπώς, τα αποτελέσματα της προσομοίωσης με ενεργοποίηση ολόκληρου του κτιρίου σε μία μόνο φάση αποκλίνουν σημαντικά από την «λεπτομερή» προσομοίωση με σταδιακή κατασκευή. Ουσιαστικοί παράγοντες που επηρεάζουν τις παραπάνω διαφορές είναι η διαφορετική δυσκαμψία της πλαισιωτής κατασκευής που λαμβάνεται κατά τους δύο τρόπους προσομοιώσεως, η ακαμψία της θεμελίωσης και το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους.

### 5.6.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων προσομοιώσεως σταδιακής κατασκευής με στερεοποίηση και προσομοιώσεως με κατασκευή σε μία φάση υπό ταχεία στράγγιση

Για λόγους πληρότητας στην παράγραφο 5.6.2 συγκρίνονται αποτελέσματα από επιλύσεις βάσει προσομοιώσεως με κατασκευή κατά φάσεις λαμβανομένης υπόψη της στερεοποίησεως του εδάφους με αντίστοιχα των επιλύσεων με προσομοίωση της

κατασκευής σε μία μόνο φάση υπό συνθήκες ταχείας στραγγίσεως. Οι αναλύσεις αφορούν σε προσομοίωση εδάφους με γραμμικώς ελαστική ιδεατώς πλαστική συμπεριφορά κατά το κριτήριο Mohr-Coulomb, όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 5.5. Διερευνήθηκε η επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας  $K$  και του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους επί των διαφορικών καθιζήσεων για θεμελίωση με πλάκα και για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα, αποτελέσματα τα οποία παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.41.



Σχήμα 5.41: Σύγκριση υπολογισμένων διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta S_{mult}$  και  $\Delta S_{sin}$

Από τις σχετικές συγκρίσεις επιβεβαιώνονται οι σημαντικές διαφορές στα αποτελέσματα των αντίστοιχων διαφορικών καθιζήσεων. Η προσομοίωση της κατασκευής με ενεργοποίηση του κτιρίου σε μία μόνο φάση υποεκτιμά σημαντικά τα μεγέθη των διαφορικών καθιζήσεων έναντι των  $\Delta s$  που υπολογίζονται βάσει προσομοιώσεως με σταδιακή κατασκευή. Για εύκαμπτη θεμελίωση οι  $\Delta S_{mult}$  έχουν σχεδόν διπλάσιο μέγεθος από τις  $\Delta S_{sin}$ , ιδίως για μικρές τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$ , ενώ όσο αυξάνει η ακαμψία της θεμελιώσεως οι αποκλίσεις αυτές απομειώνονται, όπως διαπιστώνεται και στους Πίνακες 5.15 και 5.16, το οποίο επιβεβαιώνεται και από τις προηγούμενες συγκρίσεις.

**Πίνακας 5.15:** Τιμές διαφορικών καθιζήσεων για μεμονωμένα πέδιλα

$E$ (MPa)	Στερεοποίηση			Ταχεία στράγγιση (μία φάση κατασκευής)
	K (m/day)			
	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$\Delta s_{\text{sin}}$ (mm)
	Διαφορική καθίζηση $\Delta s_{\text{mult}}$ (mm)			
5	14.72	14.52	14.38	7.30
10	10.64	10.50	10.42	6.14
30	5.30	5.27	5.26	3.68

**Πίνακας 5.16:** Τιμές διαφορικών καθιζήσεων για πλάκα κοιτοστρώσεως

Πάχος (m)	$E$ (MPa)	Στερεοποίηση			Ταχεία στράγγιση (μία φάση κατασκευής)
		K (m/day)			
		$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$\Delta s_{\text{sin}}$ (mm)
		Διαφορική καθίζηση $\Delta s_{\text{mult}}$ (mm)			
0.20	5	11.20	10.81	10.68	5.23
	10	9.04	8.77	8.56	4.66
	30	5.18	5.08	4.97	2.83
0.70	5	2.08	2.05	2.08	1.35
	10	2.04	2.04	2.04	1.36
	30	1.75	1.75	1.73	1.20
1.50	5	0.135	0.141	0.178	0.088
	10	0.213	0.219	0.249	0.16
	30	0.264	0.270	0.277	0.20

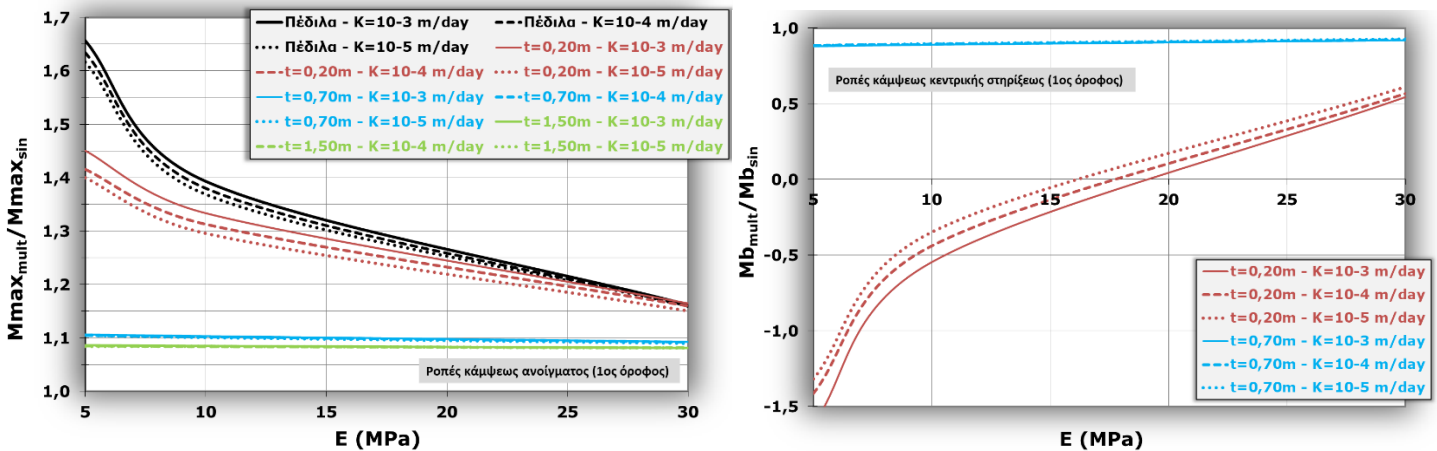
Στους Πίνακες 5.17 και 5.18 δίδονται συγκεντρωτικά αποτελέσματα καθιζήσεων ( $s_1$ ,  $s_2$ ) και διαφορικών καθιζήσεων ( $\Delta s$ ) όπως υπολογίσθηκαν κατά τους τρεις τύπους προσομοίωσης που εξετάσθηκαν, για ελαστοπλαστικό προσομοίωμα με μέτρο ελαστικότητας εδάφους  $E=5\text{MPa}$ .  $s_1$  είναι η καθίζηση του κεντρικού υποστρώματος ενώ  $s_2$  του ακραίου. Τα αποτελέσματα στους πίνακες αφορούν σε επιλύσεις για θεμελίωση με εύκαμπτη ή άκαμπτη πλάκα. Αποτέλεσμα των παραπάνω διαφορών στα μεγέθη των διαφορικών καθιζήσεων είναι και οι διαφορές στις αντίστοιχες ροπές κάμψεως. Στο Σχήμα 5.42, δίδεται διάγραμμα μεταβολής του λόγου των ροπών κάμψεως  $M_{\text{max,mult}}/M_{\text{max,sin}}$  στις θέσεις των ανοιγμάτων και  $M_{\text{b,mult}}/M_{\text{b,sin}}$  στην κεντρική στήριξη της δοκού του 1<sup>ου</sup> ορόφου συναρτήσει της μεταβολής του μέτρου ελαστικότητας  $E$  για τους τρεις συντελεστές διαπερατότητας  $K$ .

**Πίνακας 5.17:** Τιμές καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων για εύκαμπτη πλάκα (γραμμικώς ελαστικό ιδεατώδες πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα)

E=5MPa, t=0.20m			
Τύπος προσομοίωσης	s <sub>1</sub> (mm)	s <sub>2</sub> (mm)	Δs (mm)
Στερεοποίηση (K=10 <sup>-3</sup> m/day)	117.2	106.0	11.2
Ταχεία στράγγιση (5 φάσεις κατασκευής)	118.1	106.3	11.8
Ταχεία στράγγιση (1 φάση κατασκευής)	114.65	109.42	5.23

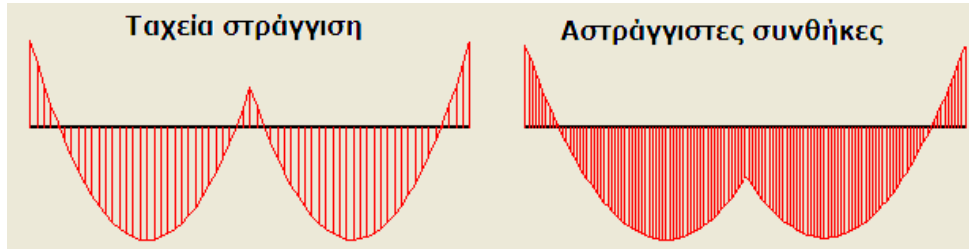
**Πίνακας 5.18:** Τιμές καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων για άκαμπτη πλάκα (γραμμικώς ελαστικό ιδεατώδες πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα)

E=5MPa και, t=1.50m			
Τύπος προσομοίωσης	s <sub>1</sub> (mm)	s <sub>2</sub> (mm)	Δs (mm)
Στερεοποίηση (K=10 <sup>-3</sup> m/day)	106.259	106.124	0.135
Στερεοποίηση (K=10 <sup>-5</sup> m/day)	105.607	105.429	0.178
Ταχεία στράγγιση (5 φάσεις κατασκευής)	106.797	106.63	0.167
Ταχεία στράγγιση (1 φάση κατασκευής)	106.791	106.703	0.088

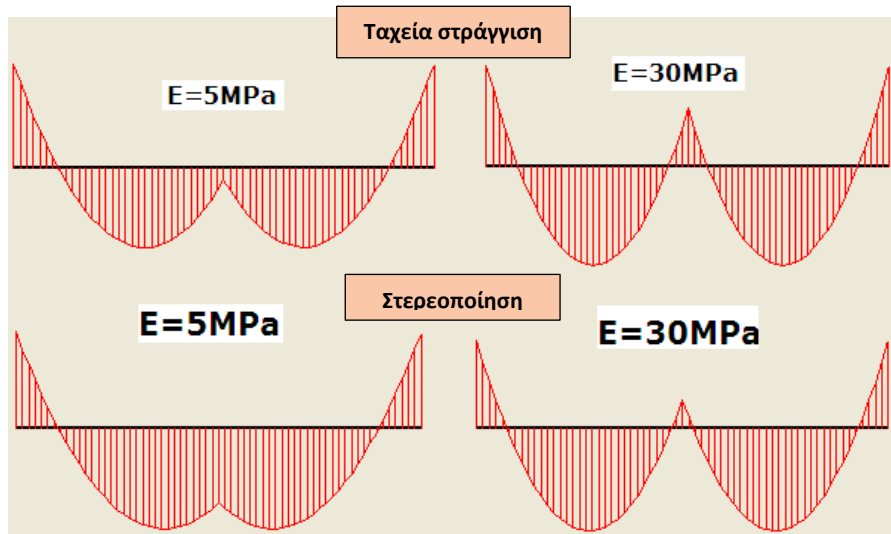


**Σχήμα 5.42:** Σύγκριση υπολογισμένων ροπών κάμψεως (1<sup>ος</sup> όροφος)  $M_{mult}$  και  $M_{sin}$

Ενδεικτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως για το επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου μετά την τελική φάση κατασκευής του κτιρίου υπό συνθήκες ταχείας στράγγισης ή υπό αστράγγιστες συνθήκες παρουσιάζονται στο σχήμα 5.43 για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα, ενώ στο σχήμα 5.44 παρουσιάζονται αντίστοιχα διαγράμματα για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα.



**Σχήμα 5.43:** Τελικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα



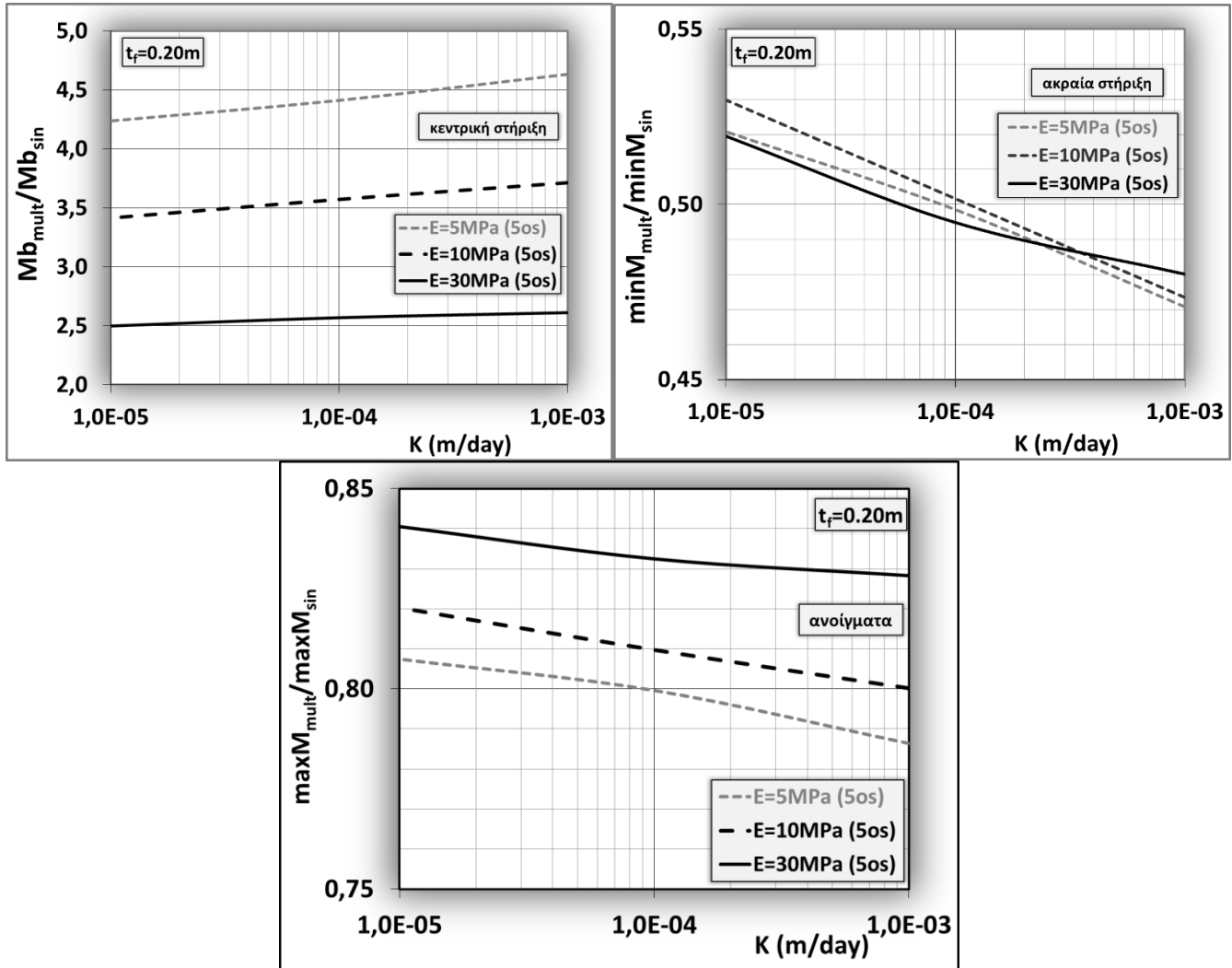
**Σχήμα 5.44:** Τελικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα

Στο σχήμα 5.45 παρουσιάζονται ενδεικτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως για το επίπεδο του 5<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα.



**Σχήμα 5.45:** Τελικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 5<sup>ου</sup> ορόφου για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα



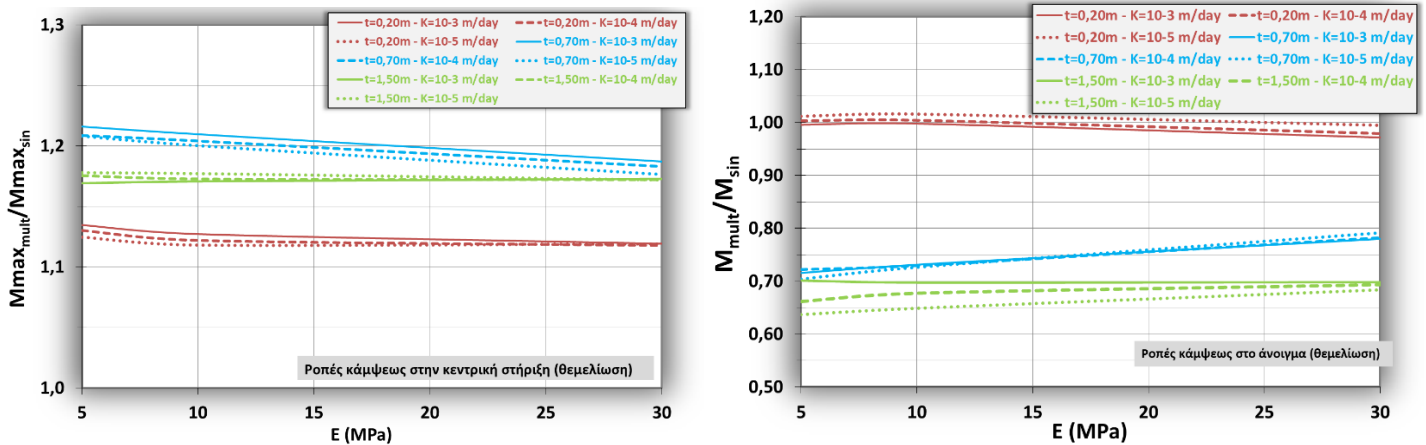


Σχήμα 5.46: Σύγκριση υπολογισμένων ροπών κάμψεως ( $5^{ος}$  όροφος)  $M_{mult}$  και  $M_{sin}$

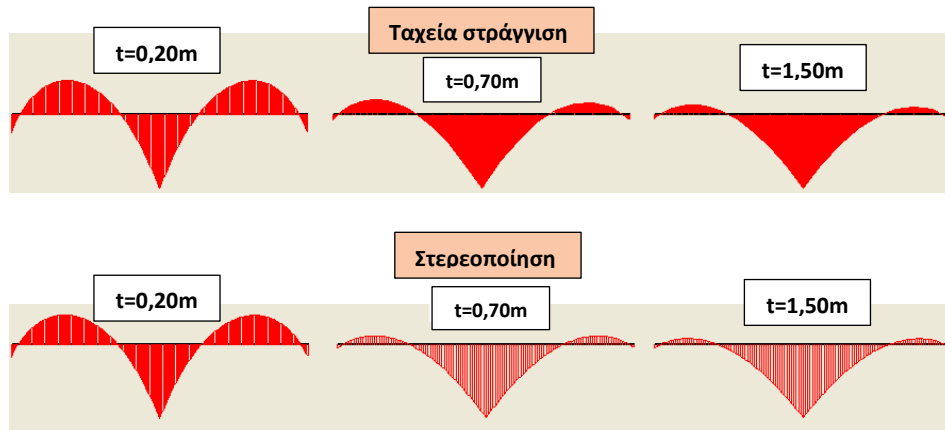
Μεγάλη είναι η απόκλιση των σχετικών μεγεθών από τα αντίστοιχα βάσει προσομοιώσεως με σταδιακή κατασκευή, εντονότερα όσον αφορά στην θέση κεντρικής στηρίξεως. Όσο αυξάνει η ακαμψία της θεμελίωσης ή όσο αυξάνει το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους οι αποκλίσεις αυτές απομειώνονται σημαντικά, ενώ πολύ μικρή έως ασήμαντη φαίνεται η επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας στις διαφορές αυτές (Σχήμα 5.46).

Στο σχήμα 5.47 παρουσιάζονται αποτελέσματα συγκρίσεως ροπών κάμψεως  $M_{mult}$  και  $M_{sin}$  της πλάκας κοιτοστρώσεως για την κεντρική στήριξη και για τις θέσεις των ανοιγμάτων. Οι μικρές αποκλίσεις δεν φαίνεται να επηρεάζονται ούτε από τον συντελεστή διαπερατότητας ούτε και από την συμπίεστικότητα του εδάφους. Για τις

ροπές στην θέση κεντρικής στηρίξεως όπου υπολογίζονται οι μέγιστες τιμές παρατηρείται αύξηση κατά 20% σε σχέση με τα αντίστοιχα υπολογισμένα μεγέθη βάσει προσομοιώσεως με κατασκευή σε μία μόνο φάση, όπως διαπιστώθηκε και κατά τις συγκρίσεις στην παράγραφο 5.6.1. Οι ροπές κάμψεως στις θέσεις των ανοιγμάτων της πλάκας κοιτοστρώσεως είναι αρκετά μικρότερες από εκείνες της κεντρικής στηρίξεως και μειώνονται σημαντικά όσο αυξάνει η ακαμψία της θεμελίωσης με τιμές του λόγου  $M_{mult}/M_{sin}$  μικρότερες της μονάδας. Για εύκαμπτη θεμελίωση οι αντίστοιχες τιμές των ροπών αυτών δεν φαίνεται να διαφοροποιούνται, δεδομένου ότι σε αυτές τις περιπτώσεις επιβαρύνεται η ανωδομή, ενώ στις περιπτώσεις άκαμπτων θεμελίωσης η θεμελίωση. Στο Σχήμα 5.48 δίδονται ενδεικτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως της πλάκας θεμελίωσης όπως εκτιμώνται από τους δύο τύπους προσομοιώσεως.



Σχήμα 5.47: Σύγκριση υπολογισμένων ροπών κάμψεως  $M_{mult}$  και  $M_{sin}$  της πλάκας κοιτοστρώσεως



Σχήμα 5.48: Διαγράμματα ροπών κάμψεως της πλάκας θεμελίωσης

Για την απομόνωση των διαφόρων παραγόντων επιρροής έγιναν πρόσθετες επιλύσεις σύμφωνα με την θεωρία της γραμμικής ελαστικότητας. Τα αποτελέσματα που αφορούν σε καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις παρουσιάζονται στους Πίνακες 5.19 και 5.20 και αντιστοιχούν σε επιλύσεις για έδαφος με μέτρο ελαστικότητας  $E=5\text{MPa}$  και για θεμελίωση με εύκαμπτη ή άκαμπτη πλάκα, αντίστοιχα.

**Πίνακας 5.19:** Τιμές καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων για εύκαμπτη πλάκα (γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα)

<b>E=5MPa, t=0.20m</b>			
<b>Τύπος προσομοίωσης</b>	<b>s<sub>1</sub> (mm)</b>	<b>s<sub>2</sub> (mm)</b>	<b>Δs (mm)</b>
Στερεοποίηση ( $K=10^{-3}\text{m/day}$ )	114.72	102.20	12.52
Ταχεία στράγγιση (5 φάσεις κατασκευής)	116.15	103.36	12.79
Ταχεία στράγγιση (1 φάση κατασκευής)	112.2	105.76	6.44

**Πίνακας 5.20:** Τιμές καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων για άκαμπτη πλάκα (γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα)

<b>E=5MPa και, t=1.50m</b>			
<b>Τύπος προσομοίωσης</b>	<b>s<sub>1</sub> (mm)</b>	<b>s<sub>2</sub> (mm)</b>	<b>Δs (mm)</b>
Στερεοποίηση ( $K=10^{-3}\text{m/day}$ )	104.067	103.747	0.32
Στερεοποίηση ( $K=10^{-5}\text{m/day}$ )	104.091	103.772	0.319
Ταχεία στράγγιση (5 φάσεις κατασκευής)	105.492	105.173	0.319
Ταχεία στράγγιση (1 φάση κατασκευής)	105.446	105.208	0.238

Οι συγκρίσεις έδειξαν μία μικρή τάση απομειώσεως των καθιζήσεων συγκριτικά με το γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα κατά Mohr-Coulomb, ενώ οι λόγοι των διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta s_{\text{mult}}/\Delta s_{\text{sin}}$  είναι σχεδόν ταυτόσημοι μεταξύ των δύο τύπων εδαφικής προσομοιώσεως (Mohr-Coulomb και γραμμικώς ελαστικό έδαφος).

## 5.7 Συμπεράσματα

Από την διερεύνηση της επιρροής του χρονικού παράγοντα στην ανάπτυξη των  $\Delta s$  και των εντατικών μεγεθών του πλαισίου εξάγονται τα εξής βασικά συμπεράσματα:

- Η ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων επηρεάζεται από τον τύπο και ιδίως από την ακαμψία της θεμελιώσεως, αλλά και από την σχετική ακαμψία της ανωδομής με αποτέλεσμα την επίδραση στα εντατικά μεγέθη του πλαισιωτού φορέα.
- Στις περιπτώσεις εύκαμπτων θεμελιώσεων υπάρχει απομείωση των ροπών κάμψεως της ανωδομής έναντι αυτών της προσομοιώσεως με ταχεία στράγγιση για χαμηλούς συντελεστές διαπερατότητας και χαμηλά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους, ως αποτέλεσμα της επίδρασης των μικρότερων διαφορικών καθιζήσεων έναντι εκείνων της ταχείας στραγγίσεως. Αντιθέτως, για άκαμπτη ή ακόμη και μέσης ακαμψίας θεμελίωση τα αντίστοιχα μεγέθη των ροπών κάμψεως δεν διαφοροποιούνται, δεδομένων των πολύ μικρών διαφορικών καθιζήσεων που αναπτύσσονται. Είναι προφανής η επίδραση του συντελεστή διαπερατότητας  $K$  του εδάφους στα μεγέθη αυτά. Για μικρό συντελεστή  $K$ , σε κάθε φάση κατασκευής οι καθιζήσεις από στερεοποίηση δεν έχουν πλήρως αναπτυχθεί δεδομένου ότι η αποτόνωση της υπερπίεσεως του ύδατος στις ακραίες θέσεις της θεμελίωσης είναι ταχύτερη συγκριτικά με την κεντρική θέση με αποτέλεσμα αυξημένη καθίζηση στην ακραία θέση και συνεπώς μικρότερη  $\Delta s$  σε σχέση με την διαφορική καθίζηση που υπολογίζεται βάσει της προσομοιώσεως υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. Για υψηλές τιμές του συντελεστή  $K$ , οι δύο τύποι προσομοιώσεως δίδουν σχεδόν ταυτόσημα αποτελέσματα, όπως αναμενόταν, δεδομένου ότι μεγάλος συντελεστής  $K$  πρακτικώς σημαίνει ταχεία στράγγιση. Για υψηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους, οι διαφορικές καθιζήσεις σε κάθε φάση κατασκευής είναι αρκετά μικρές ακόμη και στις περιπτώσεις εύκαμπτων θεμελιώσεων, συνεπώς δεν υπάρχει ουσιαστική επιρροή στις ροπές κάμψεως. Αντιθέτως, η επίδραση του  $E$  στις ροπές κάμψεως είναι προφανής για μικρά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους, όπου διαπιστώνονται μικρότερα υπολογισμένα μεγέθη σε σχέση με την προσομοίωση βάσει ταχείας στραγγίσεως.
- Για το επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου σημειώνεται ότι οι μεγαλύτερες ροπές κάμψεως αναπτύσσονται κυρίως στις θέσεις των ανοιγμάτων και στις ακραίες

θέσεις στηρίξεως της δοκού, ενώ για τον τελευταίο όροφο αντίστοιχα στα ανοίγματα και στην κεντρική θέση στηρίξεως. Ο πρώτος όροφος του κτιρίου επηρεάζεται πολύ περισσότερο από τον τελευταίο όροφο με βάση τις αναλύσεις με προσομοίωση της κατασκευής σταδιακά. Από τις πρώτες φάσεις κατασκευής εκδηλώνονται διαφορικές καθιζήσεις, άμεσες και καθιζήσεις λόγω στερεοποίησης του εδάφους, οι οποίες επηρεάζουν τις ροπές κάμψεως του 1<sup>ου</sup> ορόφου, εντονότερα από τους υπόλοιπους ορόφους που κατασκευάζονται διαδοχικά. Πριν την κατασκευή του τελευταίου ορόφου έχει ήδη αναπτυχθεί το μεγαλύτερο ποσοστό των διαφορικών καθιζήσεων, επομένως οι ροπές κάμψεως της δοκού του τελευταίου ορόφου επιβαρύνονται μόνο από τις διαφορικές καθιζήσεις που αναπτύσσονται μετά από την τελευταία αυτή φάση κατασκευής.

- Είναι προφανές ότι η προσέγγιση σύμφωνα με την οποία όλα τα φορτία υποβάλλονται στον τελειωμένο φέρον οργανισμό (δηλαδή κατασκευή σε μία μόνο φάση) είναι ανακριβής. Οι αποκλίσεις μεταξύ των δύο τύπων προσομοίωσης επηρεάζονται και από την σχετική ακαμψία της ανωδομής και από την ακαμψία της θεμελίωσης. Ενδεικτικά σημειώνεται ότι στις περιπτώσεις εύκαμπτων θεμελιώσεων και ιδίως για χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους, οι τελικές ροπές κάμψεως στο επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου είναι αρκετά μεγαλύτερες έναντι εκείνων της επιλύσεως με κατασκευή σε μία μόνο φάση, προφανώς λόγω των διαφορών που διαπιστώθηκαν στις αντίστοιχες διαφορικές καθιζήσεις. Αντιθέτως, το επίπεδο του 5<sup>ου</sup> ορόφου, κατά την προσομοίωση της σταδιακής κατασκευής, επηρεάζεται από μικρότερη διαφορική καθιζηση, δεδομένου ότι μεγάλο μέρος της  $\Delta s$  έχει ήδη αναπτυχθεί όταν ενεργοποιείται ο τελευταίος όροφος, συγκριτικά με την υπολογισμένη  $\Delta s$  βάσει της προσέγγισης με κατασκευή σε μία φάση. Αποτέλεσμα αυτής της επίδρασης είναι οι διαφορετικές ροπές κάμψεως έναντι των αντίστοιχων βάσει της κατασκευής σε μία φάση.

- Λαμβανομένης υπόψη και της στερεοποίησης του εδάφους κατά τις επιλύσεις με σταδιακή κατασκευή του πλαισιωτού φορέα, διαπιστώνεται ότι ο συντελεστής διαπερατότητας δεν φαίνεται να έχει επίδραση στις αποκλίσεις των

$\Delta s$ , ροπών κάμψεως και αξονικών φορτίων, έναντι εκείνων της προσεγγίσεως με κατασκευή σε μία μόνο φάση. Οι διαφορές στα αντίστοιχα μεγέθη απομειώνονται με την αύξηση της ακαμψίας της θεμελιώσεως και με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους.

- Τελικώς, συμπεραίνεται ότι οι διαφορές που σημειώθηκαν στα αντίστοιχα μεγέθη  $\Delta s$ ,  $M$  και  $V$ , συγκρίνοντας την προσομοίωση με σταδιακή κατασκευή και κατασκευή σε μία μόνο φάση, δεν επηρεάζονται από την διαδικασία της στερεοποιήσεως του εδάφους. Ουσιαστικοί παράγοντας επιρροής είναι η προοδευτική αύξηση της ακαμψίας της ανωδομής, η ακαμψία της θεμελιώσεως και το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους. Κατά την σταδιακή κατασκευή, αυξάνει σταδιακά η  $\Delta s$ , έναντι της μικρότερης  $\Delta s$  που προκαλείται από την κατασκευή σε μία φάση. Η μικρότερη  $\Delta s$  είναι αποτέλεσμα της ανακατανομής των τάσεων που προκαλούνται από την μεγάλη επιβαλλόμενη φόρτιση στην θεμελίωση λόγω ενιαίας ακαμψίας κτιρίου, ώστε να αναπτύσσεται μεγάλη καθίζηση στην ακραία θέση. Αν και, όπως ήδη έχει αναφερθεί, οι αναλύσεις έγιναν για κορεσμένο αργιλικό έδαφος, είναι βέβαιο ότι ακριβώς το ίδιο συμπέρασμα θα ισχύει και στις περιπτώσεις μη συνεκτικών εδαφών (όπου δεν εξετάστηκαν αλλά δεν υπάρχει πρόβλημα στερεοποιήσεως).

## 5.8 Βιβλιογραφικές αναφορές

- Badaoui, M., Nour, A., Slimani, A., and Berrah, M. K. (2007). Consolidation statistics investigation via thin layer method analysis. *Transp. Porous Media*, **67**, 69–91.
- Biot, M.,A., (1941). "General theory of Three-Dimensional Consolidation." *Journal of Applied Physics*, Vol.12, pp.155-164.
- Biot, M.,A., (1955). "Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid." *Journal of Applied Physics*, Vol.26, pp.182-185.
- Davis, E.,H. and Raymond, G.,P. (1965). "A non-linear Theory of Consolidation." *Geotechnique*, Vol.15, 2: pp. 161-173.
- Freeze, R. A. (1977). Probabilistic one-dimensional consolidation. *J. Geotech. Engrg. Div.*, **103** (GT7), 725–741.

- Gibson, R.,E., England, G.,L. and Hussey, M.,J. (1967). "The Theory of one-Dimensional Consolidation of Saturated Clays, 1. Finite Non-Linear Consolidation of Thin Homogeneous Layers." *Geotechnique*, 17: pp. 261-273.
- Hetenyi, M. (1946). "Beams on Elastic Foundations." University of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan.
- Hong, H. P. (1992). One-dimensional consolidation with uncertain properties. *Can. Geotech. J.*, **29**, 161–165.
- Hong, H. P., and Shang, J. Q. (1998). Probabilistic analysis of consolidation with prefabricated vertical drains for soil improvement. *Can. Geotech. J.*, **35**, 666–667.
- Huang, J., Griffiths, D. V., and Gordon, A. F. (2010). Probabilistic analysis of coupled soil consolidation. *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, Vol. **136**, No. 3, 417–430.
- Indraratna, B., Reijikiatkamjorn, C., Balasubramanian, A.,S. and McIntosh, G. (2012). "Soft ground improvement in vertical drains and vacuum assisted preloading." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 30: 16-23.
- Kim, H. and Mission, J. (2011). "Numerical analysis of one-dimensional consolidation in layered clay using interface boundary relations in terms of infinitesimal strain." *International Journal Geomech.*, 11 (11): 72-77.
- Leo, C. J. (2004). Equal strain consolidation by vertical drains. *J. Geotech. Geoenviron. Engrg.*, 103 (3), 316–327.
- Liu, S., Yuan, J. and Zhao, X. (2014). "Time-dependent foundation settlement of super high –rise buildings in soft clay area." *IASBE Symposium Report, IASBE Madrid Symposium: Engineering for Progress, Nature and People*, pp.491-498 (8).
- Mirjalili, M., Kimoto, S., Oka, F. and Harroti, T. (2012). "Long-term consolidation analysis of a large-scale embankment construction on soft clay deposits using an elastic-viscoplastic model." *Soils and Foundations*, Vol.52 (1): 18-37.
- Nishimura, S.-I., Shimada, K., and Fujii, H. (2002). Consolidation inverse analysis considering spatial variability and non-linearity of soil parameters. *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol. **42**, No. 3, 45–61.



- Olson, R. E. (1977). Consolidation under time-dependent loading. *J. Geotech. Engrg.*, 103 (1), 55–60.
- Pyrah, I. C. (1996). One-dimensional consolidation of layered soils. *Géotechnique*, Vol. **46**, No. 3, 555–560.
- Schiffman, R. L. (1958). Consolidation of soil under time-dependent loading and varying permeability. *Proc. 37<sup>th</sup> Annual Meeting*, Vol. **37**, Highway Research Board, Washington, D. C., 584–617.
- Schiffman, R. L. & Arya, S. K. (1977). One-dimensional consolidation. *Numerical methods in geotechnical engineering* (edited by C. S. Desai and J. T. Christian), 364–398. London: McGraw-Hill.
- Shakir, R.R. and Majeed, M. (2014). “Two Dimensional Consolidations for Clay Soil of Non-Homogeneous and Anisotropic Permeability.” *International Journal of Scientific Engineering and Research*, Vol. 2, (10), 1-6.
- Singh, S.,K. (2005). “Estimating Consolidation Coefficient and Final Settlement: Triangular Excess Pore-Water Pressure.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 8, 1050-1055.
- Tang, X. W., and Onitsuka, K. (2000). Consolidation by vertical drains under time-dependent loading. *Proc. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.*, Vol. **24**, No. 9, 739–751.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*: Wiley, New York, 510p.
- Valentini, B., Theiner, Y., Aschaber, M., Lehar, H. and Hofstetter, G. (2013.) “Single-phase and multi-phase modeling of concrete structures.” *Engineering structures*, Vol.47, pp. 25-34.
- Vesic, A.,B. (1961). “Bending of beams resting on isotropic elastic solid”. *J. Eng. Mech. Div. Proc.*, ASCE, 87: EM2, 35-53.
- Viladkar, M.,N., Ranjan, G. and Sharma, R.,P. (1993). “Soil structure interaction in the time domain.” *Computers and structures*, Vol. 46, No. 3, pp. 429-442.
- Ukhov, S. B., and Sheinin, V. I. (2004). Prediction of consolidation-induced settlement of a dual-layer bed subject to increasing surface load over time. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **41**, No. 3, 73–77.

- Wang, G. (2009). Consolidation of soft clay foundations reinforced by stone columns under time-dependent loadings. *J. Geotech. Geoenviron. Engrg.*, 135 (12), 316–327. *J. Geotech. Geoenviron. Engrg.*, 103 (3), 1922–1931.
- Xie, K.,H. and Leo, C.,J. (2004). “Analytical solutions of one-dimensional large strain consolidation of saturated and homogeneous clays.” *Computers and Geotechnics*, 31 (4): 301-314.
- Xie, K., Wen, J. and Xia, J. (2005). “Solution to 1-D consolidation of non homogeneous soft clay.” *Journal of Zhejiang Univ. SCI*, 6a: 29-34.

## 6

**ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΕΩΣ ΑΝΕΞΑΡΤΗΤΩΝ  
ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΝ ΥΠΟ 3D ΣΥΝΘΗΚΕΣ****6.1 Εισαγωγή**

Οι καθιζήσεις επιφανειακών θεμελιώσεων υπολογίζονται συνήθως αγνοώντας την αλληλεπίδραση μεταξύ γειτονικών θεμελίων, με αποτέλεσμα στις περισσότερες περιπτώσεις να γίνεται υποεκτίμηση των πραγματικών τιμών. Το συνολικό πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους έχει μελετηθεί εκτενώς από διάφορους ερευνητές κυρίως όμως σε πλαισιωτές κατασκευές, ενώ πολύ μικρή έμφαση φαίνεται ότι έχει δοθεί σε θέματα αλληλεπιδράσεως μεταξύ ανεξάρτητων επιφανειακών θεμελιώσεων. Ο Stuart (1962) μελέτησε αρχικώς την επιρροή της αλληλεπιδράσεως στην φέρουσα ικανότητα θεμελίων θεωρώντας μέθοδο οριακής ισορροπίας. Αργότερα, οι Kumar and Ghosh (2007) μελέτησαν επίσης θεωρητικά την οριακή φέρουσα ικανότητα δύο γειτονικών λωριδωτών θεμελίων με μικρή αξονική μεταξύ τους απόσταση. Η επιρροή της αλληλεπιδράσεως γειτονικών θεμελίων στην φέρουσα ικανότητα μελετήθηκε πειραματικά από τους Selvadurai and Rabaa (1983), τους Das et al. (1993), τους Kumar and Bhoi (2009). Πιο πρόσφατα οι Reddy et al. (2012) κατέληξαν σε πειραματικά αποτελέσματα φορτίζοντας ταυτόχρονα δύο γειτονικά τετραγωνικά ή κυκλικά πέδιλα προκειμένου να διερευνήσουν την επιρροή του μεγέθους και της αποστάσεως μεταξύ των θεμελίων στην καθίζηση και την συμπεριφορά κατά την αστοχία. Από τα αποτελέσματά τους πρότειναν ότι η

αλληλεπίδραση των πεδίων είναι αμελητέα όταν η απόσταση μεταξύ τους είναι μεγαλύτερη από 6 φορές το μέγεθος του πεδίου. Πειραματικές μελέτες προκειμένου να διερευνηθούν την επιρροή της αλληλεπιδράσεως μεταξύ γειτονικών θεμελίων στην φέρουσα ικανότητα και στην καθίζηση πραγματοποίησαν επίσης και οι Srinivasan and Ghosh (2013) σε στρωσιγενή εδάφη, οι Lavasan and Ghazavi (2012) σε ενισχυμένα ή μη εδάφη.

Θα πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι πλέον χρησιμοποιούνται ευρέως στην γεωτεχνική μηχανική αριθμητικές μέθοδοι με πεπερασμένα στοιχεία ή πεπερασμένες διαφορές οι οποίες έχουν την δυνατότητα να παρέχουν προσεγγιστικές λύσεις. Οι Nainegali et al. (2013) μελέτησαν με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων την αλληλεπίδραση δύο γειτονικών θεμελίων εδραζόμενων στην φυσική επιφάνεια ομοιογενούς εδάφους και βρήκαν την οριακή φέρουσα ικανότητα και καθίζηση υπό την επιβολή κεκλιμένης φορτίσεως. Οι παραμετρικές τους αναλύσεις έδειξαν αφ' ενός μεν ότι η καθίζηση απομειώθηκε με την αύξηση της καθαρής αποστάσεως μεταξύ των θεμελίων, αφετέρου δε η αλληλεπίδραση δεν φάνηκε να έχει ουσιαστική επίδραση στην φέρουσα ικανότητα. Επιπλέον, διαπίστωσαν ότι η καθίζηση των αλληλοεπηρεαζόμενων θεμελίων μπορεί να φτάσει την τιμή ενός μεμονωμένου πεδίου για καθαρή απόσταση  $s \geq 5B$ , όπου  $B$  το πλάτος του πεδίου. Οι Desai et al. (2016), χρησιμοποιώντας 2D ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων, διερεύνησαν την επίδραση δύο γειτονικών λωριδωτών θεμελίων, εξετάζοντας τρεις περιπτώσεις εδαφικού υλικού στο οποίο εδράζονται, μέσω της επιρροής των λόγων του βάθους και της απόστασης, των συνθηκών φορτίσεως. Ο Daud (2012) χρησιμοποίησε μη γραμμική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία για να διερευνηθεί την επιρροή διαφόρων διατάξεων λωριδωτών θεμελίων στην φέρουσα ικανότητα και στις καμπύλες φόρτιση – καθίζηση αμμώδους εδάφους.

Οι Shehata and EL-Zahaby (2016) παρουσίασαν μια προηγμένη ανάλυση επιφανειακών θεμελίων χρησιμοποιώντας 2D και 3D μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων για να υπολογίσουν τις μέσες πιέσεις. Οι Lee et al. (2008) μελέτησαν και πειραματικά και αριθμητικά τις επιρροές της αλληλεπιδράσεως στις καμπύλες της φόρτισης – καθίζησης

ανεξάρτητων θεμελίων και εκτέλεσαν 3D αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων για ορθογωνικά θεμέλια λαμβάνοντας υπόψη διάφορους λόγους διαστάσεων των πεδίων και διάφορες αποστάσεις μεταξύ τους. Πρότειναν μια μέθοδο εκτίμησης καθιζήσεων βασιζόμενη σε ένα διάγραμμα επιρροής παραμορφώσεως ως συνάρτηση της αλληλεπιδράσεως και του λόγου των διαστάσεων. Κατά την χρήση τριδιάστατων υπολογιστικών προγραμμάτων με σκοπό την ρεαλιστική προσομοίωση ενός γεωτεχνικού προβλήματος ανακύπτουν σε αρκετές περιπτώσεις πολλές δυσκολίες. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιούνται συνήθως απλούστερα 2D υπολογιστικά προγράμματα τα οποία ωστόσο δεν προβλέπουν πάντοτε με ακρίβεια τις καθιζήσεις των θεμελίων.

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάσθηκε λεπτομερώς η δυνατότητα προσομοιώσεως ενός πραγματικού τριαξονικού προβλήματος χρησιμοποιώντας διδιάστατο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων. Ο κύριος σκοπός ήταν η διερεύνηση των πιθανών αποκλίσεων που προκύπτουν από την προσομοίωση ανεξάρτητων αλληλοεπηρεαζόμενων επιφανειακών πεδίων υπό συνθήκες επίπεδης παραμορφώσεως. Εκτελέσθηκαν 3D και 2D αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων για άκαμπτα τετραγωνικά θεμέλια ή εύκαμπτα ή άκαμπτα λωριδωτά θεμέλια. Με βάση τις αναπτυσσόμενες καθιζήσεις προσδιορίσθηκαν συντελεστές αλληλεπιδράσεως. Επίσης, έγιναν συγκρίσεις μεταξύ 3D και 2D προσομοιώσεων και διερευνήθηκε λεπτομερώς η επιρροή επί των καθιζήσεων της αξονικής αποστάσεως, του σχετικού πάχους του συμπιεστού εδάφους, της διατάξεως των πεδίων και του συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας του εδάφους. Τα αποτελέσματα από αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία επαληθεύτηκαν μέσω συγκρίσεων με αντίστοιχα μεγέθη υπολογισμένα βάσει των τύπων δυσκαμψίας επιφανειακού θεμελίου για μεμονωμένα θεμέλια. Συγκεκριμένα, για το τετραγωνικό θεμέλιο έγιναν 3D αριθμητικές αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία για διάφορα πάχη συμπιεστού εδάφους θεμελιώσεως και από τα αποτελέσματα των καθιζήσεων υπολογίσθηκε συντελεστής  $K_v = pA/s$ , όπου  $p$  η επιβαλλόμενη φόρτιση,  $A$  η επιφάνεια του θεμελίου και  $s$  η καθίζηση. Τα μεγέθη αυτά συγκρίθηκαν με τις αντίστοιχες τιμές από τον τύπο δυσκαμψίας επιφανειακού θεμελίου:  $K_v = \frac{4,54Gb}{1-\nu} \left( 1 + 1,3 \frac{1,13b}{H} \right)$  (Γκαζέτας Γ. κ.α., 2017). Για το λωριδωτό θεμέλιο,

έγιναν αντίστοιχες 2D αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία για διάφορα πάχη συμπίεστου εδάφους, υπολογίσθηκαν οι καθιζήσεις και εκτιμήθηκαν ομοίως οι  $K_v$ , για να συγκριθούν με τα μεγέθη που υπολογίσθηκαν από τον τύπο δυσκαμψίας λωριδωτού θεμελίου  $K_v = \frac{0,73G}{1-\nu} \left(1 + 3,5 \frac{b}{H}\right)$  (Γκαζέτας Γ. κ.α., 2017). Οι συγκρίσεις έδειξαν πολύ καλή προσέγγιση στα αποτελέσματα με λόγους  $\frac{K_v}{K_{v,F.E.M.}} = 0,95 - 1,04$ .

## 6.2 Παράμετροι και εισαγωγικά στοιχεία αναλύσεων

Η αλληλεπίδραση ανεξάρτητων επιφανειακών θεμελίων εξετάσθηκε υπό τριδιάστατες και διδιάστατες συνθήκες με την χρήση των προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS 3D Foundation και PLAXIS V.8, αντίστοιχα. Έγιναν παραμετρικές αναλύσεις για άκαμπτα τετραγωνικά πέδιλα ή λωριδωτά θεμέλια (εύκαμπτα ή άκαμπτα) πλάτους  $b$  και αξονικής αποστάσεως μεταξύ τους  $S$ , τα οποία υποβάλλονται σε ομοιόμορφα κατανεμημένη φόρτιση  $p$ , κατά την 3D προσομοίωση. Δεδομένου ότι τα αποτελέσματα παρουσιάζονται υπό κανονικοποιημένη μορφή, δεν έχει σημασία το μέγεθος του πλάτους αλλά ούτε και της φορτίσεως  $p$ . Ωστόσο, σημειώνεται ότι το πλάτος θεωρήθηκε  $b=3.0m$  ενώ τα φορτία  $p=100kPa$  για τις αναλύσεις με βάση το γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα, και  $p=100kPa$  ή  $200kPa$  για τις επιλύσεις βάσει γραμμικώς ελαστικού ιδεατώς πλαστικού εδάφους αναλόγως του συντελεστή ασφαλείας. Η θεμελίωση υπό 2D συνθήκες προσομοιώθηκε με πλάκα ορθογωνικής διατομής απείρου μήκους κατάλληλης σχετικής ακαμψίας ώστε να αντιστοιχεί σε εύκαμπτη ή αρκετά άκαμπτη. Το νέο προσαρμοσμένο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο είναι  $p' = p \times \frac{b}{s}$ . Το έδαφος θεμελιώσεως προσομοιώθηκε σύμφωνα με δύο

τρόπους:

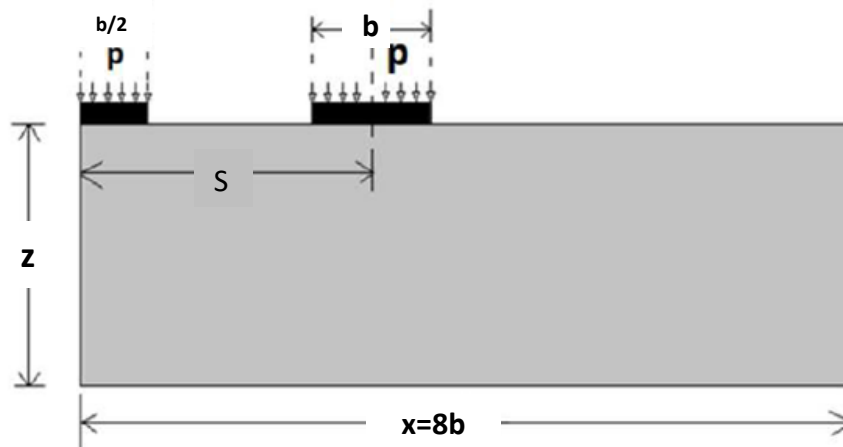
- α) Ομοιογενές, ισότροπο, γραμμικώς ελαστικό μέσο με παραμέτρους  $E=20MPa$  και  $\nu=0.30$ .
- β) Γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό έδαφος σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Οι αναλύσεις έγιναν για καθαρώς συνεκτικό έδαφος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u=40kPa$ . Για λόγους συγκρίσεως επιλέχθηκαν χαμηλοί και σχετικά

υψηλοί συντελεστές ασφαλείας εκτιμώμενοι βάσει 3D προσομοιώσεως αναλόγως και της επιβαλλόμενης φορτίσεως  $p$ . Για τις διεπιφάνειες προβλέφθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας. Επιλέχθηκαν 15 κόμβοι στοιχείων και τα στοιχεία διεπιφάνειας προσδιορίστηκαν από 5 ζεύγη κόμβων. Στην περίπτωση του γραμμικώς ελαστικού εδάφους οι ιδιότητες των στοιχείων διεπιφάνειας θεωρήθηκαν ίδιες με εκείνες του εδάφους, εκτός από τον λόγο Poisson ( $\nu_i=0.45$ ). Στην περίπτωση του ελαστοπλαστικού εδάφους σύμφωνα με το κριτήριο Mohr-Coulomb η τιμή του συντελεστή απομειώσεως της αντοχής  $R_{inter}$  επιλέχθηκε ίση με 1.0.

Διερευνήθηκαν λεπτομερώς οι επιρροές επί των αναπτυσσομένων καθιζήσεων, του πάχους  $z$  του συμπιεστού εδάφους και της αξονικής απόστασης  $S$  μεταξύ γειτονικών θεμελίων, λαμβάνοντας υπόψη διάφορες περιπτώσεις σχετικού πάχους  $z/b$  μεταξύ 1 και 10, και διάφορες περιπτώσεις κανονικοποιημένης απόστασης  $S/b$  μεταξύ 1 και 5. Επίσης, εξετάσθηκε η επιρροή της διατάξεως των θεμελίων στην ανάπτυξη των καθιζήσεων.

### 6.3 Συντελεστής αλληλεπίδρασης $\beta$

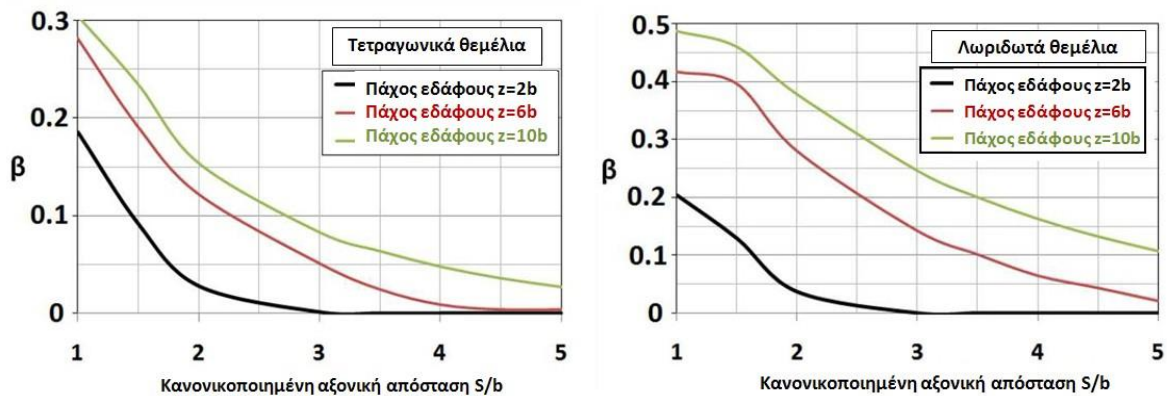
Οι 3D παραμετρικές αναλύσεις της παραγράφου 6.3 είχαν σκοπό την εκτίμηση του συντελεστή αλληλεπιδράσεως  $\beta$  στις περιπτώσεις άκαμπτων τετραγωνικών πεδύλων ή λωριδωτών θεμελίων. Το έδαφος θεωρήθηκε ως γραμμικώς ελαστικό μέσο με παραμέτρους  $E=20\text{MPa}$  και  $\nu=0.30$  (Σχήμα 6.1).



Σχήμα 6.1: Τομή διατάξεως θεμελίων



Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε διαγράμματα που απεικονίζουν την μεταβολή του συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\beta$  συναρτήσει της κανονικοποιημένης αξονικής απόστασης ( $S/b=1$  έως 5) διερευνώντας τρεις περιπτώσεις σχετικού πάχους ( $z/b=2, 6$  ή 10) του συμπιεστού εδάφους. Οι καθιζήσεις που αναπτύχθηκαν κάτω από το κεντρικό πέδιλο υπολογίσθηκαν σύμφωνα με την σχέση  $s=s_0 + 2\beta s_0$ , λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση των τριών πεδίων, όπου  $s_0$  είναι η καθίζηση που προκαλείται από την φόρτιση ενός μεμονωμένου (μοναδικού) πεδίου και  $\beta$  ο συντελεστής αλληλεπίδρασης. Οι τιμές του συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\beta$  επηρεάσθηκαν σημαντικά και από το πάχος  $z$  αλλά και από την αξονική απόσταση μεταξύ των πεδίων. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.2, στην περίπτωση των τετραγωνικών θεμελίων ο συντελεστής  $\beta$  έλαβε τιμές από 0 έως 0.30 και απομειώθηκε με την αύξηση της κανονικοποιημένης απόστασης  $S/b$ . Για  $S/b > 4$ , ο  $\beta$  τείνει στο 0, δηλαδή ασήμαντη αλληλεπίδραση. Επίσης, για μεγάλες τιμές του  $z$  ο  $\beta$  είναι αυξημένος, όπως άλλωστε αναμενόταν. Οι τιμές του συντελεστή  $\beta$  στην περίπτωση των λωριδωτών θεμελίων υπολογίσθηκαν μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες στην περίπτωση των τετραγωνικών πεδίων.

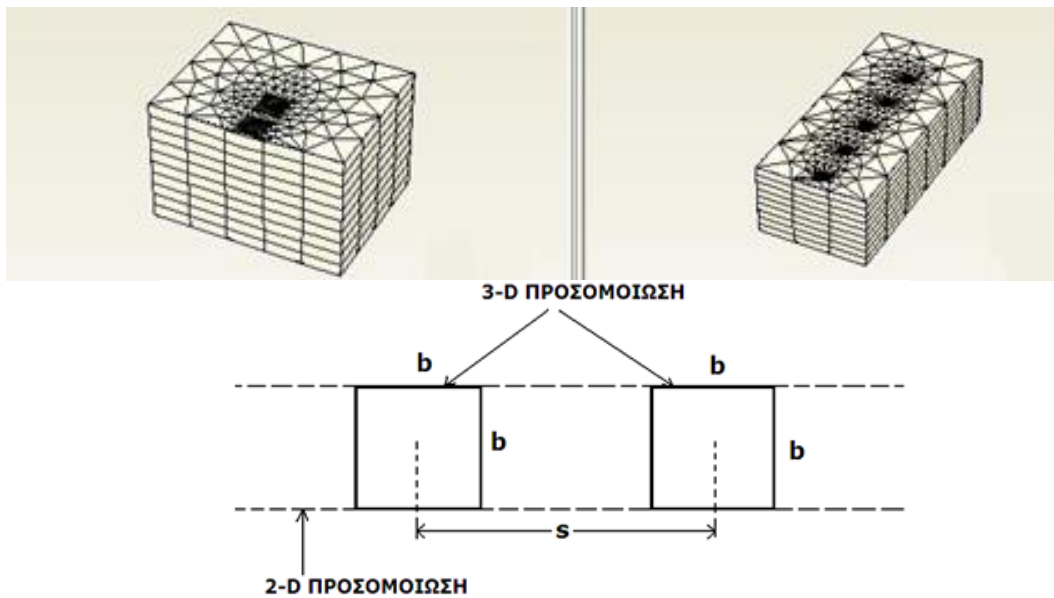


**Σχήμα 6.2:** Συντελεστής αλληλεπίδρασης  $\beta$  για ανεξάρτητα επιφανειακά θεμέλια

Για σχετική αξονική απόσταση με τιμές  $S/b > 5$  δεν υπάρχει καμία αλληλεπίδραση. Η επίδραση του πάχους  $z$  ήταν εντονότερη στα λωριδωτά θεμέλια προφανώς λόγω του μεγαλύτερου βάθους επιρροής συγκριτικά με τα τετραγωνικά πέδιλα. Ωστόσο, για χαμηλές τιμές του  $z$  τα αποτελέσματα ήταν σχεδόν όμοια με εκείνα των τετραγωνικών θεμελίων και ουσιαστικώς η αλληλεπίδραση ήταν αμελητέα μεταξύ των θεμελίων ( $\beta=0$ ) ακόμη και για μικρές τιμές της απόστασης (με  $S/b=2$ ).

#### 6.4 Συγκριτικές 2D και 3D αναλύσεις για τετραγωνικά θεμέλια

Οι αριθμητικές αναλύσεις έγιναν με σκοπό την διερεύνηση ενός 3D προβλήματος υπό συνθήκες επίπεδης παραμορφώσεως και την σύγκριση των αποτελεσμάτων. Η τριδιάστατη προσομοίωση αφορά σε τετραγωνικά θεμέλια τα οποία σχεδιάσθηκαν με τέτοιο πάχος ώστε να θεωρούνται άκαμπτα υπό διάφορους λόγους σχετικής αξονικής αποστάσεως τα οποία δεν συνδέονται με στοιχεία ακαμψίας ανωδομής (Σχήμα 6.3).



**Σχήμα 6.3:** Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων υπό 3D συνθήκες και Ενδεικτικό σχεδιάγραμμα κάτοψης υπό 3D και 2D συνθήκες

Έγιναν επιλύσεις για μία σειρά πεδίων  $n$  συμμετρικά διατεταγμένων, όπου  $n=4, 7$  ή  $10$ , με πλάτος  $b$ , και με αξονική απόσταση μεταξύ τους  $S$ . Εξετάσθηκαν τρεις περιπτώσεις πάχους συμπιεστού στρώματος  $z$ , όπου  $z=b, 2b$  και  $5b$ , και δύο περιπτώσεις αξονικής αποστάσεως  $S$ , με  $S=1.5b$  και  $S=3.0b$ . Σε κάθε περίπτωση, το βάθος  $z$  αποτελεί το πάχος της εδαφικής στρώσεως το οποίο θεωρείται ότι επηρεάζεται από την εφαρμογή της επιφανειακής θεμελιώσεως. Στην επιφάνεια της θεμελιώσεως επιβλήθηκε φόρτιση με την μορφή κατανεμημένης πιέσεως  $p$  (σε  $kPa$ ). Η διδιάστατη ανάλυση (Σχήμα 6.4) περιέλαβε την προσομοίωση ορθογωνικής πλάκας απείρου μήκους, πλάτους  $b$  και επιβαλλόμενης πιέσεως  $p'$  σύμφωνα με την σχέση  $p' = p \times \frac{b}{S}$ .

σύγκριση μεταξύ διδιάστατου και τριδιάστατου προσομοιώματος επιχειρήθηκε μέσω διαγραμμάτων που περιλαμβάνουν απεικόνιση των λόγων  $s^{(3-D)}_m/s^{(2-D)}$ ,  $s^{(3-D)}_{max}/s^{(2-D)}$ ,  $s^{(3-D)}_{min}/s^{(2-D)}$ , συναρτήσει του λόγου  $z/b$ , όπου:

$s^{(3-D)}_m$  : μέση καθίζηση από 3D αναλύσεις, που υπολογίσθηκε ως μέσος όρος μέγιστης και ελάχιστης καθιζήσεως,

$s^{(3-D)}_{max}$  : αντίστοιχη μέγιστη καθίζηση

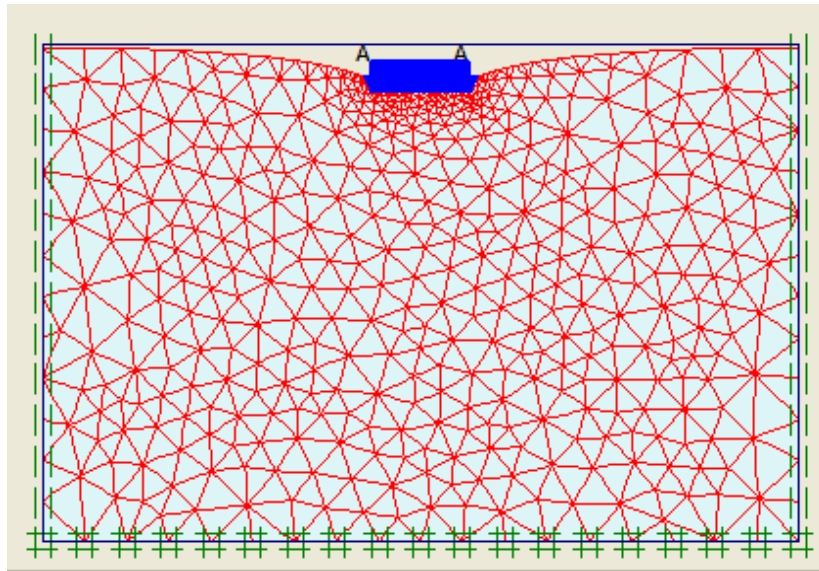
$s^{(3-D)}_{min}$  : αντίστοιχη ελάχιστη και

$s^{(2-D)}$  : μέγιστη καθίζηση από 2D αναλύσεις

$z$  : πάχος συμπιεστού εδάφους

$b$  : πλάτος θεμελίων

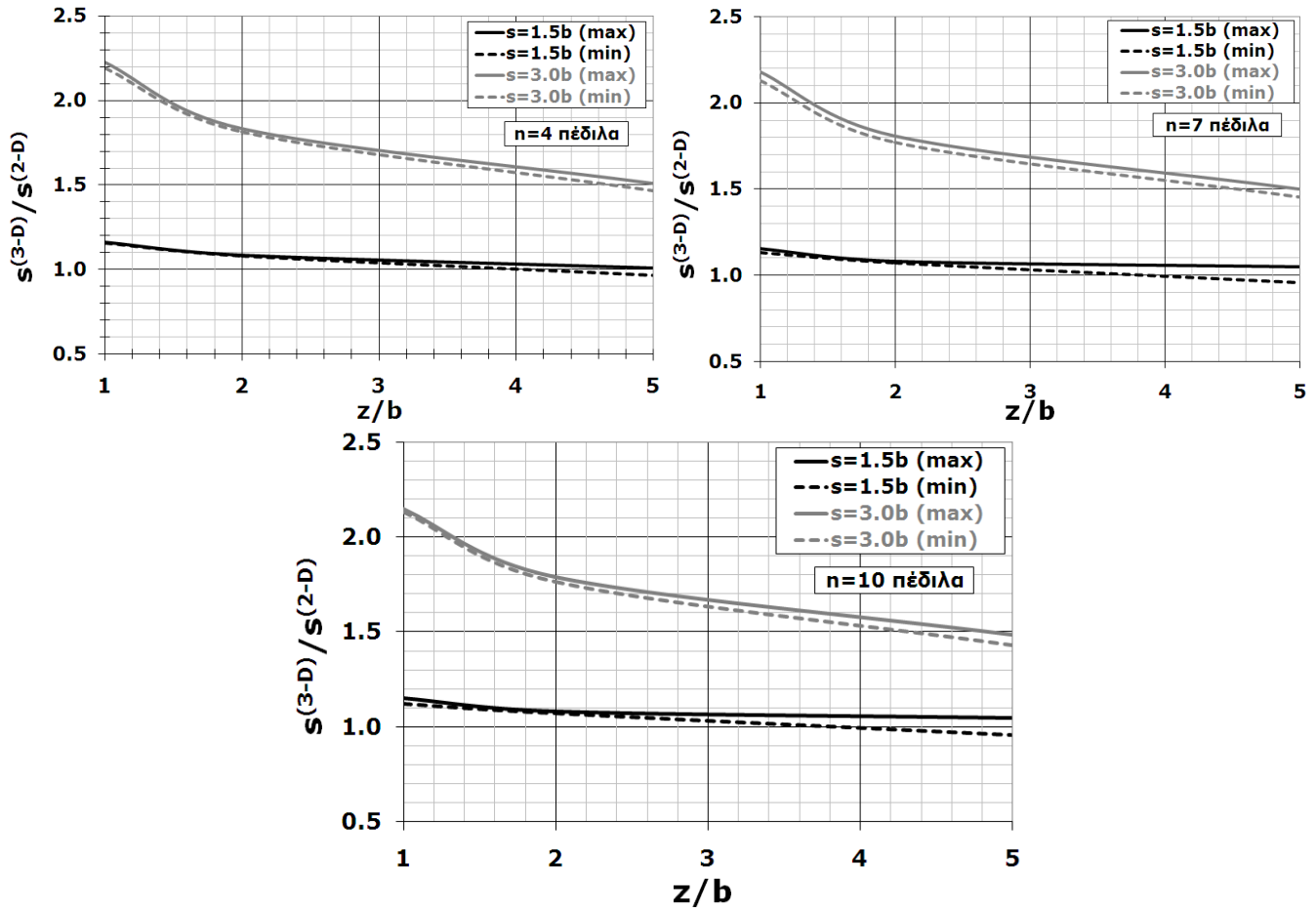
$S$  : αξονική απόσταση μεταξύ γειτονικών θεμελίων από κέντρο σε κέντρο



**Σχήμα 6.4:** Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων υπό διδιάστατες συνθήκες

#### 6.4.1 Γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα

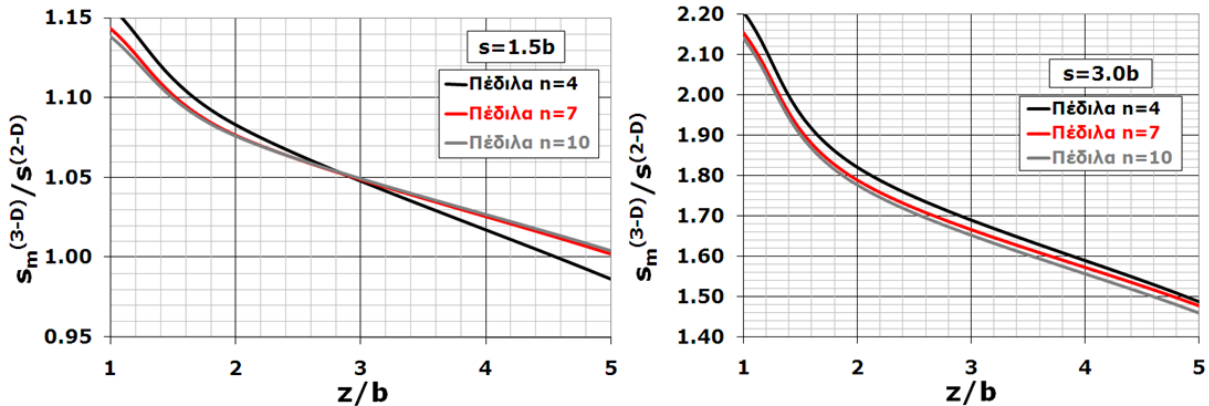
Τα αποτελέσματα στην παράγραφο 6.4.1 αφορούν σε έδαφος γραμμικώς ελαστικό με σταθερές παραμέτρους  $E=20\text{MPa}$  και  $\nu=0.30$ . Συγκρίθηκαν οι ελάχιστες και μέγιστες τιμές υπολογισμένες υπό 3D συνθήκες με αντίστοιχες μέγιστες υπό 2D συνθήκες. Οι μέγιστες ή ελάχιστες καθιζήσεις μετρήθηκαν κάτω από το κεντρικό θεμέλιο ή το γειτονικό του, αντίστοιχα. Οι συγκρίσεις έδειξαν πολύ μεγαλύτερες καθιζήσεις υπό 3D συνθήκες στην περίπτωση μεγάλης αξονικής αποστάσεως και ιδίως για μικρές τιμές του πάχους  $z$  (Σχήμα 6.5).



Σχήμα 6.5: Σύγκριση καθιζήσεων 3D και 2D αναλύσεων

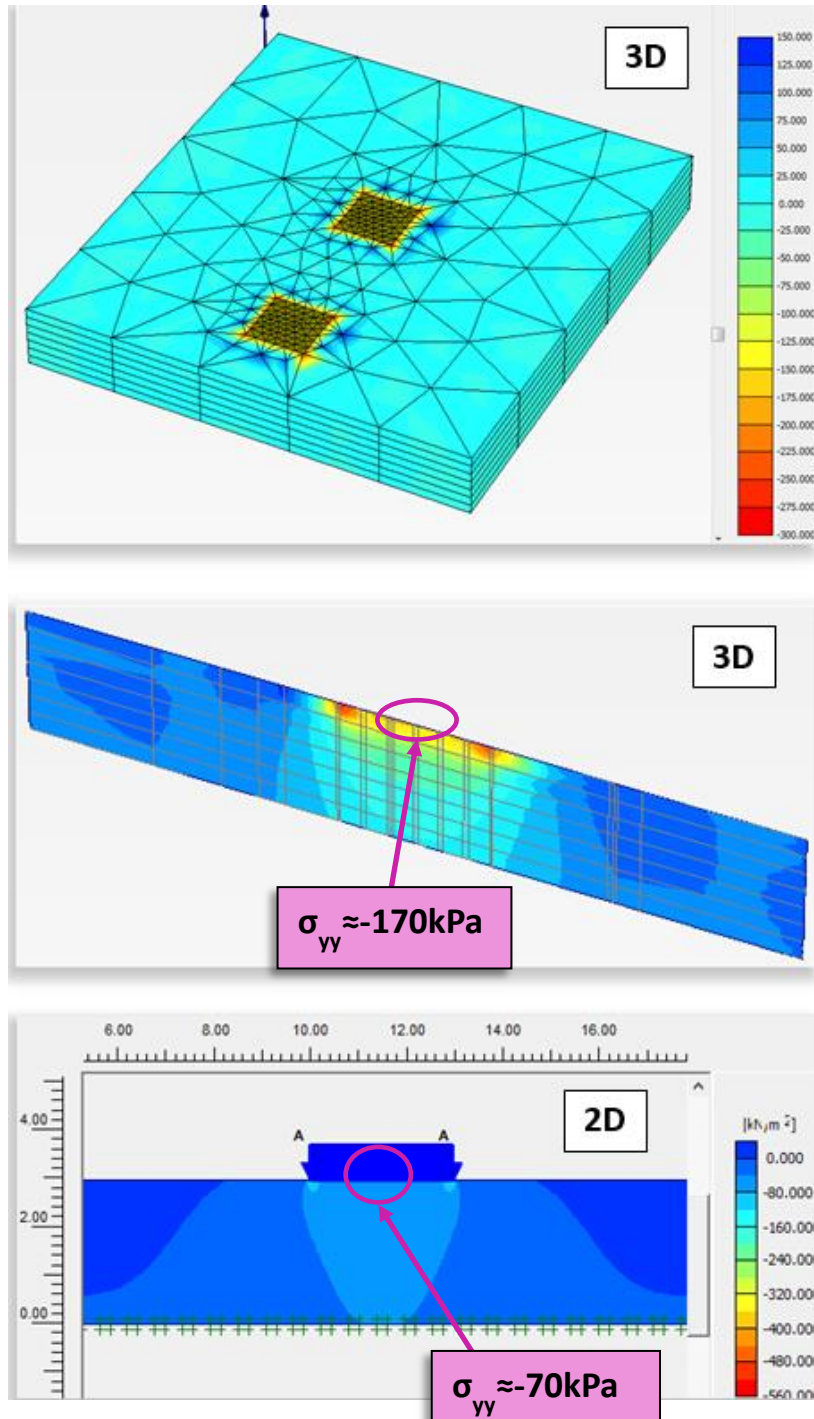
Τούτο προφανώς οφείλεται στην σημαντική αλληλεπίδραση μεταξύ των πεδίων, στις αυξημένες πιέσεις επαφής που αναπτύσσονται στην μικρή επιφάνεια των τετραγωνικών θεμελίων συγκριτικά με εκείνες που αναπτύσσονται στην απείρου μήκους πλάκα αλλά και στο μικρότερο βάθος επιρροής που έχουν τα τετραγωνικά θεμέλια. Επίσης, η διαφορά στο μέγεθος των καθιζήσεων επηρεάζεται και από την προσαρμοσμένη πίεση που επιβάλλεται στην απειρομήκη λωρίδα, η οποία είναι προφανώς πολύ μικρότερη για μεγάλη αξονική απόσταση. Όταν όμως, αυξάνει το πάχος του εδάφους θεμελιώσεως, αυξάνουν οι καθιζήσεις της απειρομήκους λωρίδας, λόγω μεγαλύτερου βάθους επιρροής και συνεπώς μειώνεται η διαφορά μεταξύ 2D και 3D ανάλυσης. Για μικρή αξονική απόσταση, οι διαφορές είναι σχεδόν ασήμαντες δεδομένου ότι η προσαρμοσμένη επιβαλλόμενη πίεση είναι μεγαλύτερη έναντι εκείνης για μεγάλη αξονική απόσταση και συνεπώς μεγαλύτερες είναι και οι καθιζήσεις οι

οποίες προσεγγίζουν τις αντίστοιχες των τετραγωνικών θεμελίων. Συγκρίσεις που αφορούν σε μέσες τιμές καθιζήσεων υπό 3D αναλύσεις με μέγιστη καθίζηση υπό 2D συνθήκες παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.6. Η διάταξη των θεμελίων πρακτικά δεν διαφοροποίησε τα αποτελέσματα.



**Σχήμα 6.6:** Σύγκριση μέσης καθιζήσεως υπό 3D συνθήκες με μέγιστη καθίζηση υπό 2D

Δεδομένου ότι δεν υπήρχαν διαφορές μεταξύ μέγιστης και ελάχιστης καθιζήσεως, αναμενόμενο αφού τα τετραγωνικά πέλδια θεωρήθηκαν άκαμπτα, με βάση τις διαφορές αυτές στις καθιζήσεις εκτιμήθηκε διορθωτικός (μειωτικός) συντελεστής  $\alpha$  για την προσαρμογή του πραγματικού μέτρου ελαστικότητας  $E$  ( $E^{(3-D)}$ ) του εδάφους, σύμφωνα με την σχέση  $\alpha = s^{(2-D)}/s^{(3-D)} = E^{(2-D)}/E^{(3-D)}$ . Συνεπώς το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους για την εισαγωγή στα δεδομένα των επιλύσεων υπό συνθήκες διδιάστατες απομειώνεται ως  $E^{(2-D)} = \alpha * E^{(3-D)}$ , με  $\alpha < 1$ . Ο συντελεστής  $\alpha$  προκύπτει με τιμές οι οποίες κυμαίνονται από 0.45 έως 0.70 για μεγάλη αξονική απόσταση, ενώ αντιστοίχως από 0.85 έως 1.0 για μικρή αξονική απόσταση, αναλόγως του πάχους  $z$  του (Πίνακας 6.1). Οι διαφορές μεταξύ των αντίστοιχων καθιζήσεων  $s^{(3-D)}$  και  $s^{(2-D)}$ , απομειώνονται για μεγάλα πάχη  $z$ , με σημαντική αύξηση του συντελεστή  $\alpha$ . Στο σχήμα 6.7 παρουσιάζεται χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων τάσεων από τις οποίες εκτιμώνται οι μεγαλύτερες πιέσεις επαφής υπό 3D συνθήκες για μεγάλη αξονική απόσταση και για μικρό πάχος συμπίεστου εδάφους σε σχέση με τις πιέσεις επαφής που προκαλούνται κάτω από την απειρομήκη λωρίδα της 2D προσομοίωσης.



**Σχήμα 6.7:** Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων τάσεων υπό 3D και 2D ανάλυση για μεγάλη αξονική απόσταση μεταξύ των πεδύλων και μικρό πάχος συμπιεστού εδάφους

Προκειμένου να επαληθευτούν οι υπολογισμένες τιμές του διορθωτικού συντελεστή  $\alpha$  έγιναν ενδεικτικές επιλύσεις υπό συνθήκες διδιάστατες για συγκεκριμένες περιπτώσεις



αξονικής αποστάσεως  $S/b$  και συγκεκριμένο πάχος συμπιεστού εδάφους με εφαρμογή του διορθωμένου μεγέθους του μέτρου ελαστικότητας. Ενδεικτικώς αναφέρεται ότι, για  $S/b=3$  και  $z/b=2$  με  $E_{\pi\rho}=E^{(3-D)}=20\text{MPa}$ , το διορθωμένο απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας για τις αντίστοιχες επιλύσεις υπό 2D συνθήκες υπολογίζεται ως:

$$E^{(2-D)}=\alpha \cdot E^{(3-D)}=0,55 \cdot E^{(3-D)}=0,55 \cdot 20\text{MPa}=11\text{MPa}.$$

Τελικώς, η τιμή της καθιζήσεως υπό 2D συνθήκες έχει πολύ καλή προσέγγιση με την αντίστοιχη υπό 3D συνθήκες όπου  $s^{(2-D)}=16,47\text{mm}$ , ενώ  $s^{(3-D)}=16,50\text{mm}$ .

**Πίνακας 6.1:** Διορθωτικός συντελεστής  $\alpha$  συναρτήσει του  $z/b$  (γραμμική ελαστικότητα)

$z/b$	$S=1.5b$	$S=2.0b$	$S=3.0b$
	Διορθωτικός συντελεστής $\alpha$ (γραμμική ελαστικότητα)		
1.0	0.85	0.45	0.45
1.5	0.88	0.73	0.51
2.0	0.92	0.78	0.55
2.5	0.94	0.80	0.56
3.0	0.95	0.82	0.58
3.5	0.97	0.83	0.60
4.0	0.98	0.85	0.62
4.5	0.99	0.86	0.64
5.0	0.99	0.87	0.66

#### 6.4.2 Γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb

Οι παραμετρικές αναλύσεις της παραγράφου 6.4.2 έγιναν με σκοπό την σύγκριση των καθιζήσεων  $s^{(3-D)}$  και  $s^{(2-D)}$  με παραδοχή εδάφους καθαρώς συνεκτικού με συμπεριφορά γραμμικώς ελαστικού ιδεατώς πλαστικού σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Διερευνήθηκε η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας SF έναντι θραύσεως του εδάφους επί των καθιζήσεων, μέσω δύο περιπτώσεων συντελεστών ασφαλείας SF προσδιορισμένων από τις 3D επιλύσεις (ως αποτέλεσμα των φορτίσεων  $p=100\text{kPa}$  ή  $p=200\text{kPa}$ ): α) χαμηλοί SF με τιμές από 1.3 έως 1.8 και β) σχετικά υψηλοί SF από 2.7 έως 3.7, με τις διακυμάνσεις αυτές οφειλόμενες στο διαφορετικό κατά περίπτωση πάχος  $z$  του συμπιεστού εδάφους. Εξετάσθηκαν δύο περιπτώσεις διατάξεως των



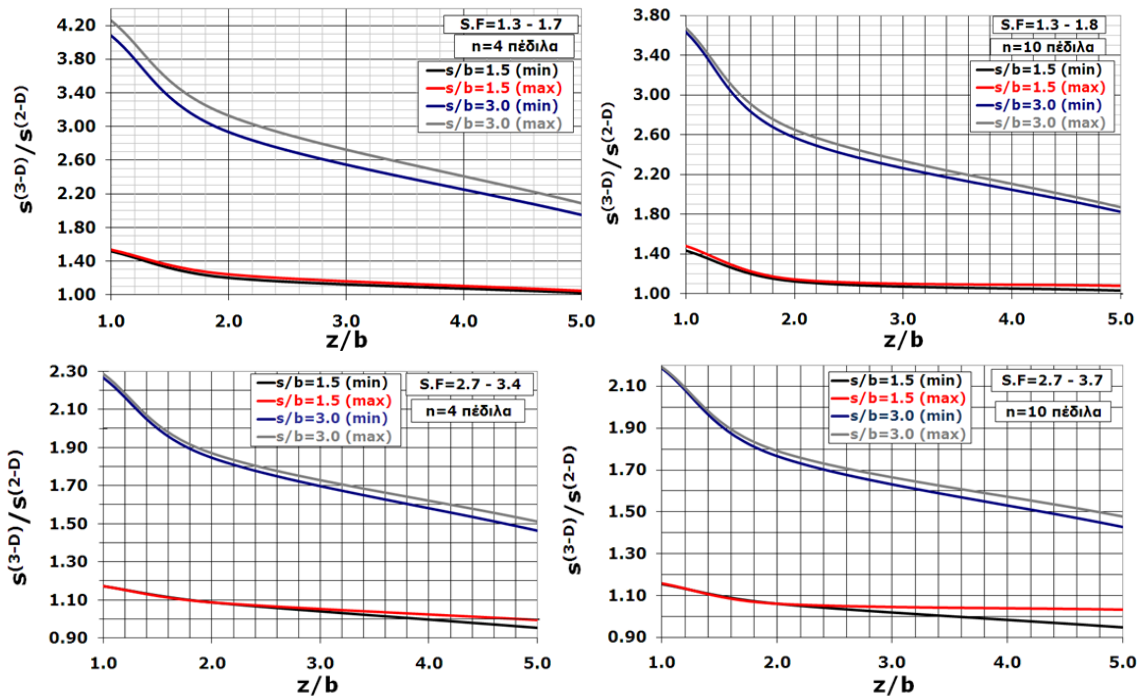
τετραγωνικών θεμελίων με  $n=4$  ή  $n=10$ . Οι καθιζήσεις  $s^{(3-D)}$  υπολογίσθηκαν αρκετά υψηλότερες. Για χαμηλούς συντελεστές ασφαλείας ( $SF=1.3 - 1.8$  υπολογισμένοι υπό 3D συνθήκες), οι διαφορές μεταξύ 3D και 2D προσομοιώσεως είναι μεγαλύτερες, καταλήγοντας σε μικρότερες τιμές του διορθωτικού συντελεστή  $\alpha$ , όπως άλλωστε αναμενόταν λόγω της πολυπαραμετρικότητας του ελαστοπλαστικού προσομοιώματος. Αντιθέτως, για υψηλούς συντελεστές ασφαλείας ( $SF=2.7 - 3.7$  υπολογισμένοι υπό 3D συνθήκες), τα αποτελέσματα δείχνουν πολύ καλή προσέγγιση με εκείνα της παραδοχής γραμμικώς ελαστικού εδάφους. Στο Σχήμα 6.8 δίδονται συγκεντρωτικά διαγράμματα συγκρίσεως 3D και 2D αποτελεσμάτων για έδαφος Mohr-Coulomb, ενώ στο Σχήμα 6.9 αντίστοιχα συγκεντρωτικά διαγράμματα για χαμηλό SF και για γραμμικώς ελαστικό έδαφος (κόκκινες καμπύλες L.E.). Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή  $\alpha$ , οι οποίες δίδονται στον Πίνακα 6.2, προσδιορίσθηκαν με βάση τις διαφορές στις αντίστοιχες καθιζήσεις μεταξύ  $s^{(3-D)}$  και  $s^{(2-D)}$  σύμφωνα με την σχέση  $\alpha = E^{(2-D)} / E^{(3-D)}$ .

**Πίνακας 6.2:** Διορθωτικός συντελεστής  $\alpha$  συναρτήσει του  $z/b$  (έδαφος M-C – χαμηλό SF)

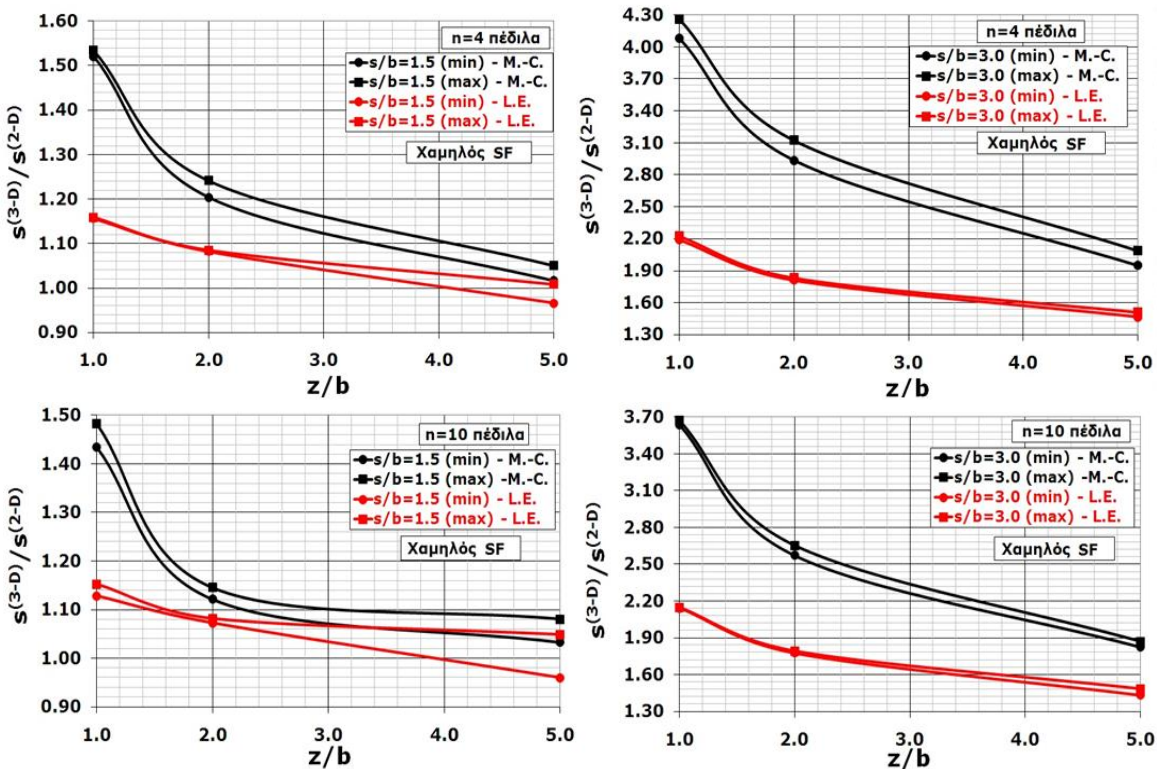
z/b	Διορθωτικός συντελεστής $\alpha$ (ελαστοπλαστικό έδαφος με SF=1.3 έως 1.8)			
	n=4		n=10	
	S=1.5b	S=3.0b	S=1.5b	S=3.0b
1.0	0.65	0.24	0.65	0.28
1.5	0.76	0.30	0.76	0.35
2.0	0.83	0.34	0.90	0.39
2.5	0.86	0.36	0.90	0.41
3.0	0.90	0.39	0.90	0.44
3.5	0.90	0.41	0.90	0.46
4.0	0.90	0.44	0.90	0.48
4.5	0.90	0.47	0.95	0.51
5.0	1.00	0.50	1.00	0.54

Οι τιμές αυτές κυμαίνονται από 0.25 έως 0.55 ή 0.65 έως 1.0, για μεγάλη ή μικρή αξονική απόσταση, αντίστοιχα, για τις χαμηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας SF. Για αυξημένο πάχος  $z$  του εδάφους προφανώς τα αποτελέσματα 3D και 2D αναλύσεων

δείχνουν καλή προσέγγιση, στην περίπτωση μικρής αξονικής απόστασης  $S$  ( $S/b=1.5$ ), όπου για  $z>4.5b$  ο συντελεστής  $\alpha$  τείνει στην μονάδα.



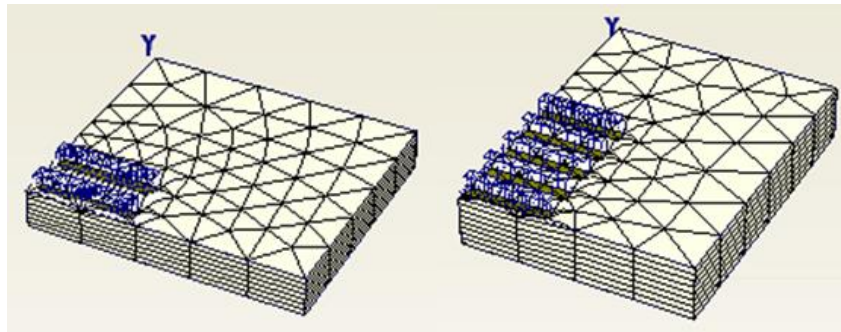
Σχήμα 6.8: Συγκεντρωτικά διαγράμματα συγκρίσεως 2D και 3D καθιζήσεων (M-C)



Σχήμα 6.9: Συγκεντρωτικά διαγράμματα συγκρίσεως 2D και 3D (χαμηλός SF και L.E.)

### 6.5 Συγκριτικές 2D και 3D αναλύσεις για πεδιλοδοκούς

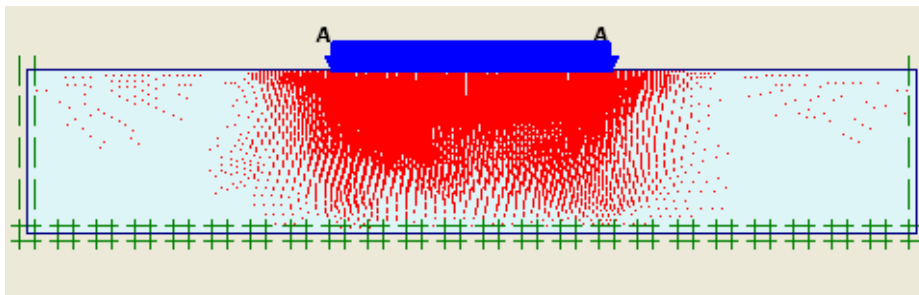
Οι 3D αναλύσεις περιέλαβαν τον σχεδιασμό μιας σειράς πεδιλοδοκών  $n$  συμμετρικά διατεταγμένων με  $n=4$  ή  $10$ , πλάτους  $b=3.0\text{m}$  και μήκους  $L=45\text{m}$ , που υποβάλλονται σε ομοιόμορφα κατανεμημένη φόρτιση  $p$  (Σχήμα 6.10). Μελετήθηκε η επιρροή επί των καθιζήσεων της αξονικής απόστασης μέσω δύο τιμών: α)  $S=1.5b$  ή β)  $S=3.0b$ , και της ακαμψίας των θεμελίων μέσω δύο περιπτώσεων: α) εύκαμπτη ( $d=1.0\text{m}$ ) ή β) αρκετά άκαμπτη ( $d=5.0\text{m}$ ).



**Σχήμα 6.10:** Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων υπό 3D συνθήκες

Η θεμελίωση υπό 2D συνθήκες (Σχήμα 6.11) προσομοιώθηκε με ορθογωνική πλάκα απείρου μήκους και πλάτους ίσο με το μήκος  $L$  των πεδιλοδοκών υπό 3D συνθήκες. Επιλέχθηκαν αντιπροσωπευτικές τιμές της ακαμψίας της που να αντιστοιχούν σε εύκαμπτη ( $2.0833 \times 10^6 \text{KNm}^2/\text{m}$ ) ή αρκετά άκαμπτη πλάκα ( $2.6042 \times 10^8 \text{KNm}^2/\text{m}$ ). Το προσαρμοσμένο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο προσαρμόσθηκε αναλόγως της αξονικής απόστασης μεταξύ των πεδιλοδοκών, ομοίως με τα προηγούμενα, σύμφωνα

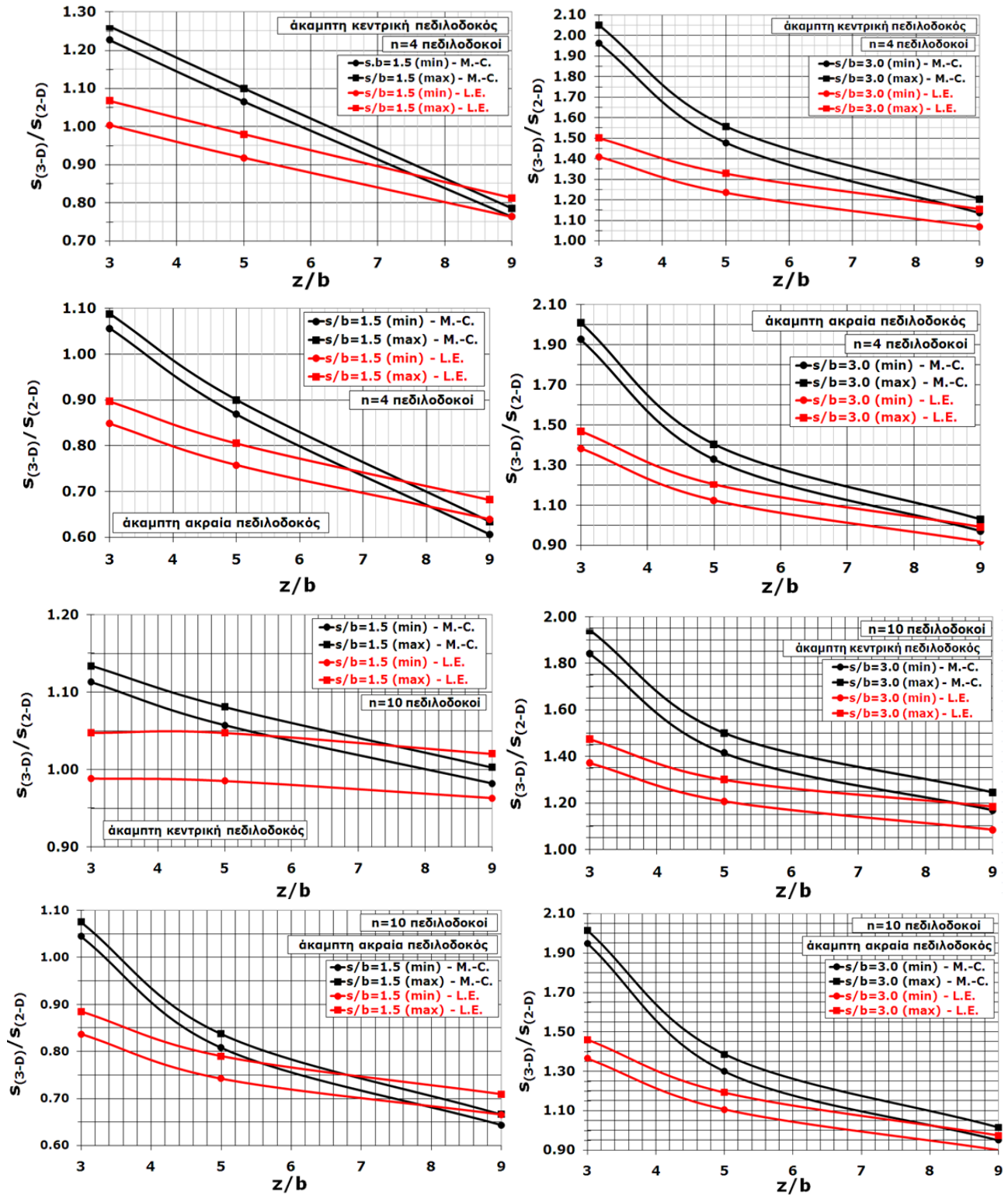
με την σχέση  $p' = p \times \frac{b}{s}$ .



**Σχήμα 6.11:** Ενδεικτικό σχέδιο απειρομήκουσ πλάκας με τις κατακόρυφες παραμορφώσεις υπό 2D συνθήκες

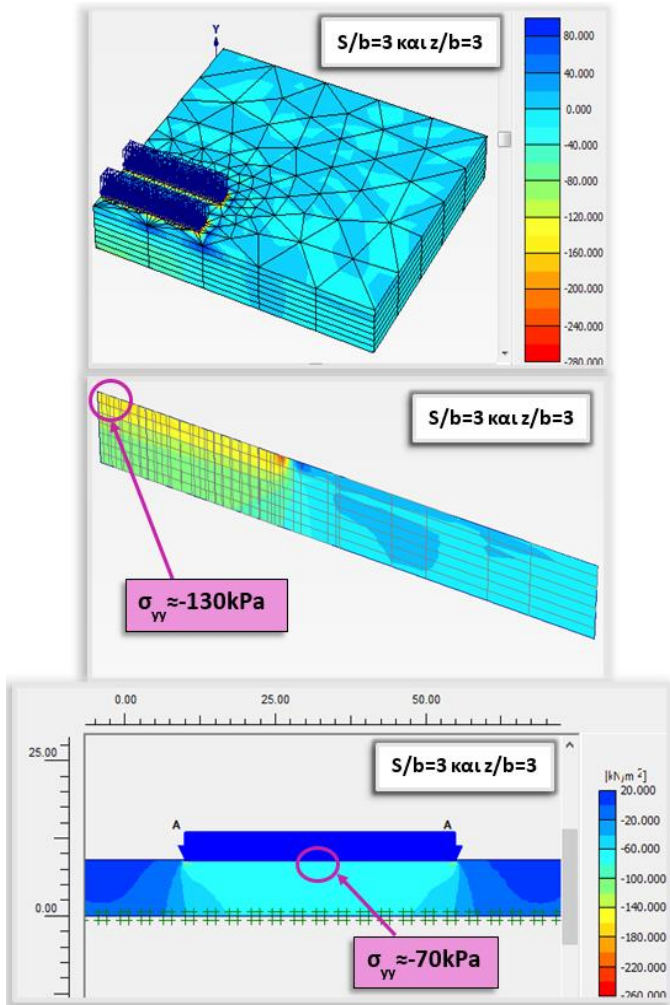
### 6.5.1 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για γραμμικώς ελαστικό και γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό έδαφος

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται σε διαγράμματα που απεικονίζουν την μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων  $s_{(3-D)}/s_{(2-D)}$  συναρτήσει του σχετικού πάχους  $z/b$  του συμπιεστού εδάφους. Οι ελάχιστες και μέγιστες καθιζήσεις από τις 3D επιλύσεις έχουν μετρηθεί κατά μήκος του κεντρικού άξονα της κεντρικής ή της εξωτερικής (ακραίας) πεδιλοδοκού, ενώ για τις 2D αναλύσεις σημειώθηκαν οι μέγιστες καθιζήσεις κάτω από το κέντρο της απειρομήκουσ πλάκας. Στα διαγράμματα των Σχημάτων 6.12 και 6.15 οι μαύρες καμπύλες αντιστοιχούν σε αποτελέσματα από επιλύσεις για έδαφος Mohr-Coulomb με χαμηλούς SF (M.-C.), ενώ οι κόκκινες αντίστοιχα για έδαφος γραμμικώς ελαστικό (L.E.). Για χαμηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας (SF=1.4 έως 1.7) είναι προφανής η επιρροή του σχετικού πάχους  $z/b$  αλλά και της σχετικής αξονικής αποστάσεως  $S/b$ . Στην περίπτωση μεγάλης αξονικής απόστασης ( $S/b=3.0$ ) οι καθιζήσεις των άκαμπτων λωριδωτών θεμελίων είναι αρκετά μεγαλύτερες συγκριτικά με τις μέγιστες καθιζήσεις υπολογισμένες υπό 2D συνθήκες. Η απόκλιση αυτή μεταξύ 3D και 2D προσομοιώσεως είναι εντονότερη για μικρές τιμές του πάχους  $z$ . Προφανώς ισχύουν τα ίδια συμπεράσματα με εκείνα στην περίπτωση των τετραγωνικών θεμελίων. Οι μεγαλύτερες καθιζήσεις που υπολογίζονται στις πεδιλοδοκούς είναι αποτέλεσμα των μεγαλύτερων πιέσεων επαφής, εξαιτίας της μεγαλύτερης επιβαλλόμενης πιέσεως έναντι εκείνης που επιβάλλεται στην απειρομήκη πλάκα. Σημαντικό ρόλο παίζει και η αλληλεπίδραση μεταξύ των πεδιλοδοκών. Είναι προφανείς οι αυξημένες πιέσεις επαφής κάτω από το κέντρο της πεδιλοδοκού όταν το πάχος του συμπιεστού εδάφους θεμελιώσεως είναι μικρό, λόγω του μικρότερου βάθους επιρροής, όπως διαπιστώνεται και στο Σχήμα 6.13, ενώ από το Σχήμα 6.14 φαίνεται ότι οι αντίστοιχες πιέσεις επαφής είναι σχεδόν ίσες για μεγάλη αξονική απόσταση και μεγάλο πάχος συμπιεστού εδάφους θεμελιώσεως. Αντίστοιχα είναι τα συμπεράσματα και για τις εύκαμπτες πεδιλοδοκούς (Σχήμα 6.15). Ο αριθμός των θεμελίων δεν φαίνεται να επηρεάζει τις διαφορές μεταξύ 3D και 2D προσομοίωσης.

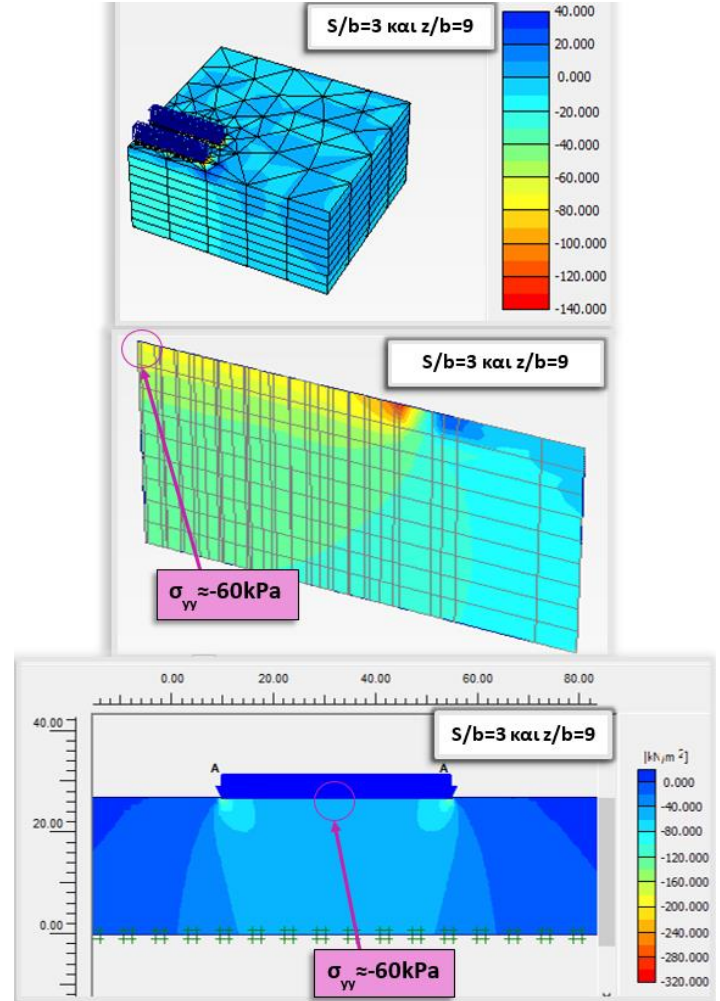


Σχήμα 6.12: Συγκριτικά διαγράμματα καθιζήσεων 2D και 3D για χαμηλούς SF και L.E.

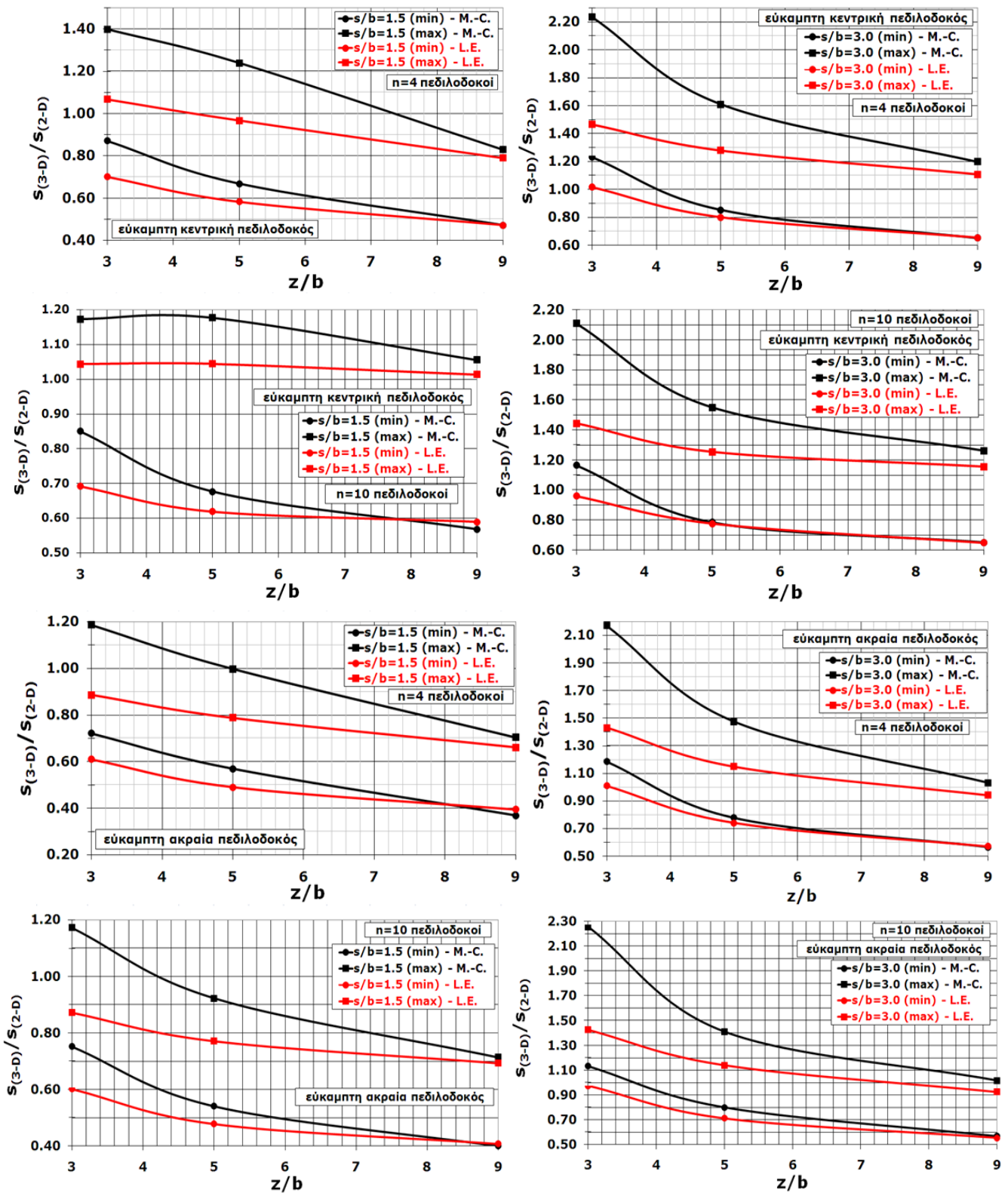




**Σχήμα 6.13:** Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων τάσεων – εκτίμηση πιέσεων επαφής κάτω από την άκαμπτη πεδילוδοκό (3D) και την απειρομήκη πλάκα (2D) για μεγάλη αξονική απόσταση και μικρό σχετικό πάχος (γραμμική ελαστικότητα)



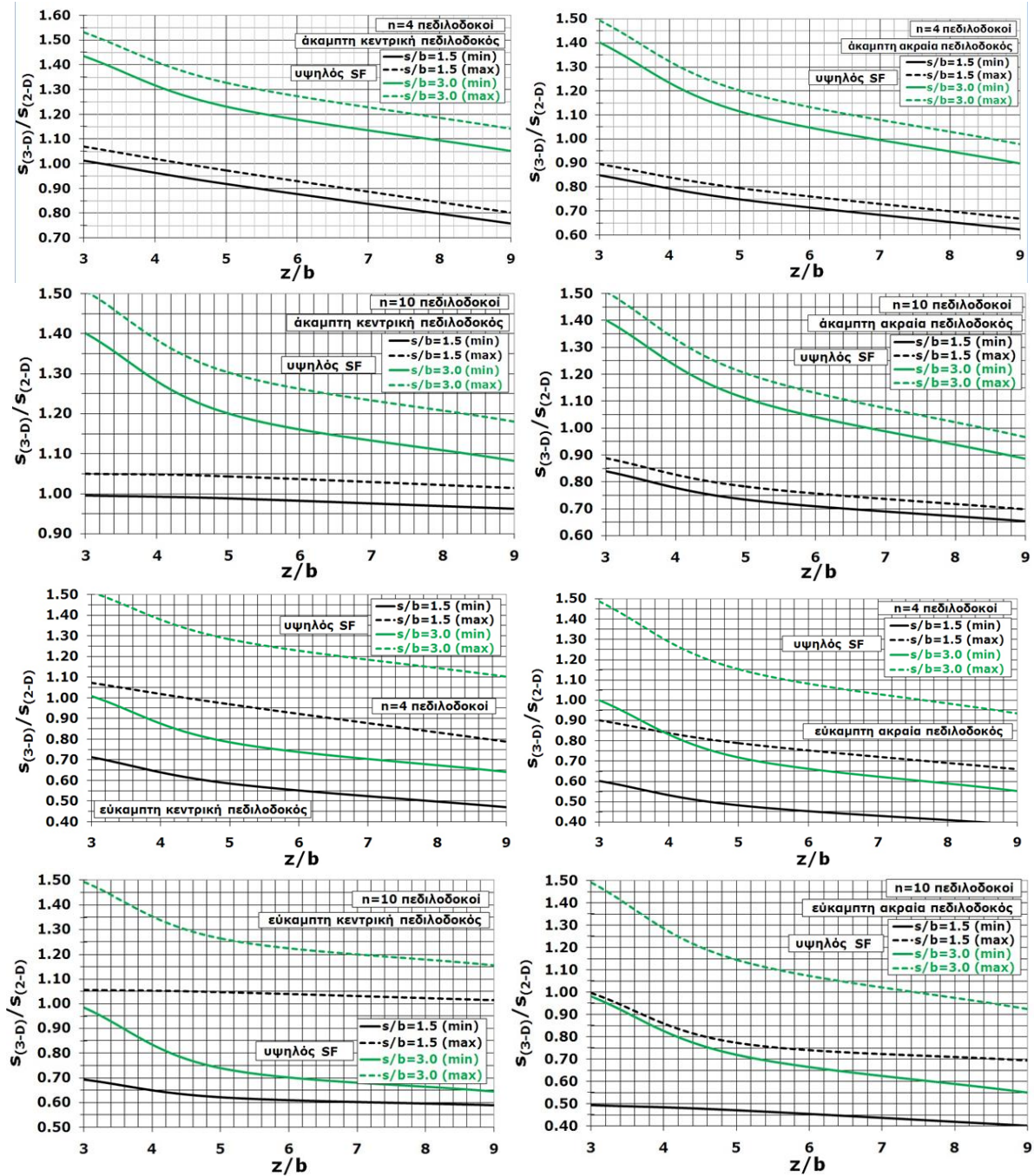
**Σχήμα 6.14:** Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων τάσεων – εκτίμηση πιέσεων επαφής κάτω από την άκαμπτη πεδילוδοκό (3D) και την απειρομήκη πλάκα (2D) για μεγάλη αξονική απόσταση και μεγάλο σχετικό πάχος (γραμμική ελαστικότητα)



Σχήμα 6.15: Συγκριτικά διαγράμματα λόγου καθιζήσεων 2D και 3D εύκαμπτης πεδילוδοκού

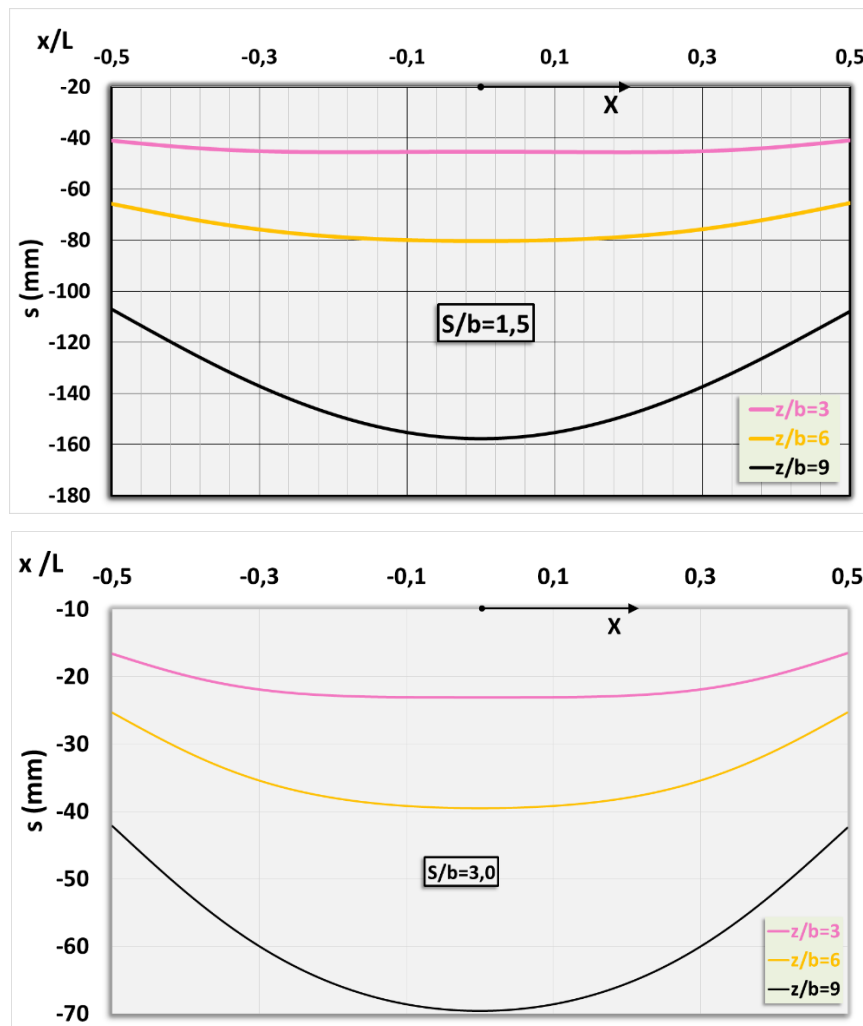


Για υψηλούς συντελεστές ασφαλείας,  $SF > 2,5$  περίπου, υπολογισμένοι υπό 3D συνθήκες, τα αποτελέσματα σχεδόν ταυτίζονται με εκείνα της παραδοχής γραμμικώς ελαστικού εδάφους (Σχήμα 6.16), ενώ για χαμηλούς  $SF$ , όπως διαπιστώθηκε, οι διαφορές γίνονται εντονότερες.



Σχήμα 6.16: Συγκριτικά διαγράμματα λόγου καθιζήσεων 2D και 3D για υψηλό  $SF$

Η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας τόσο στις άκαμπτες όσο και στις εύκαμπτες κεντρικές και ακραίες πεδιλοδοκούς είναι πολύ σημαντική ιδίως για μικρές τιμές του πάχους  $z$  του συμπιεστού εδάφους και κυρίως για μεγάλη αξονική απόσταση. Η αύξηση του SF οδηγεί προφανώς σε μικρότερες διαφορές μεταξύ 2D και 3D καθιζήσεως, όπως άλλωστε αναμενόταν. Στο Σχήμα 6.17 δίδονται γραμμές κατακορύφων παραμορφώσεων κάτω από την απειρομήκη πλάκα (2D προσομοίωση), από τις οποίες παρατηρείται η αύξηση των καθιζήσεων με την αύξηση του σχετικού πάχους  $z/b$  για μικρή και για μεγάλη αξονική απόσταση. Με την αύξηση της σχετικής αξονικής αποστάσεως μεταξύ των πεδιλοδοκών μειώνονται σημαντικά οι καθιζήσεις κάτω από την κεντρική θέση της θεμελιώσεως.



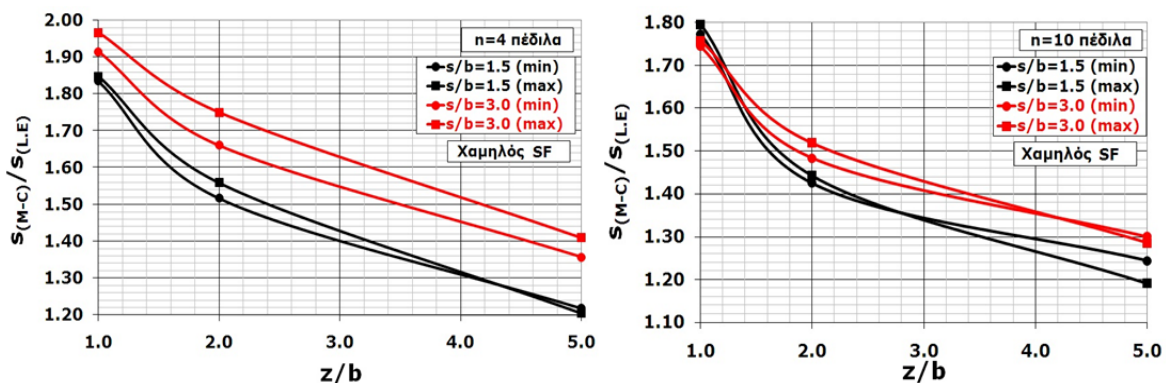
**Σχήμα 6.17:** Γραμμή κατακορύφων παραμορφώσεων κάτω από την απειρομήκη πλάκα (χαμηλός SF)

## 6.6 Συγκριτικές αναλύσεις γραμμικώς ελαστικού και ελαστοπλαστικού προσομοιώματος

Προκειμένου να διερευνηθεί πως επηρεάζονται οι καθιζήσεις από τις πιθανές αποκλίσεις κατά την θεώρηση γραμμικώς ελαστικού εδάφους, συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις 3D επιλύσεις μεταξύ γραμμικώς ελαστικού και εδάφους Mohr-Coulomb για χαμηλούς SF.

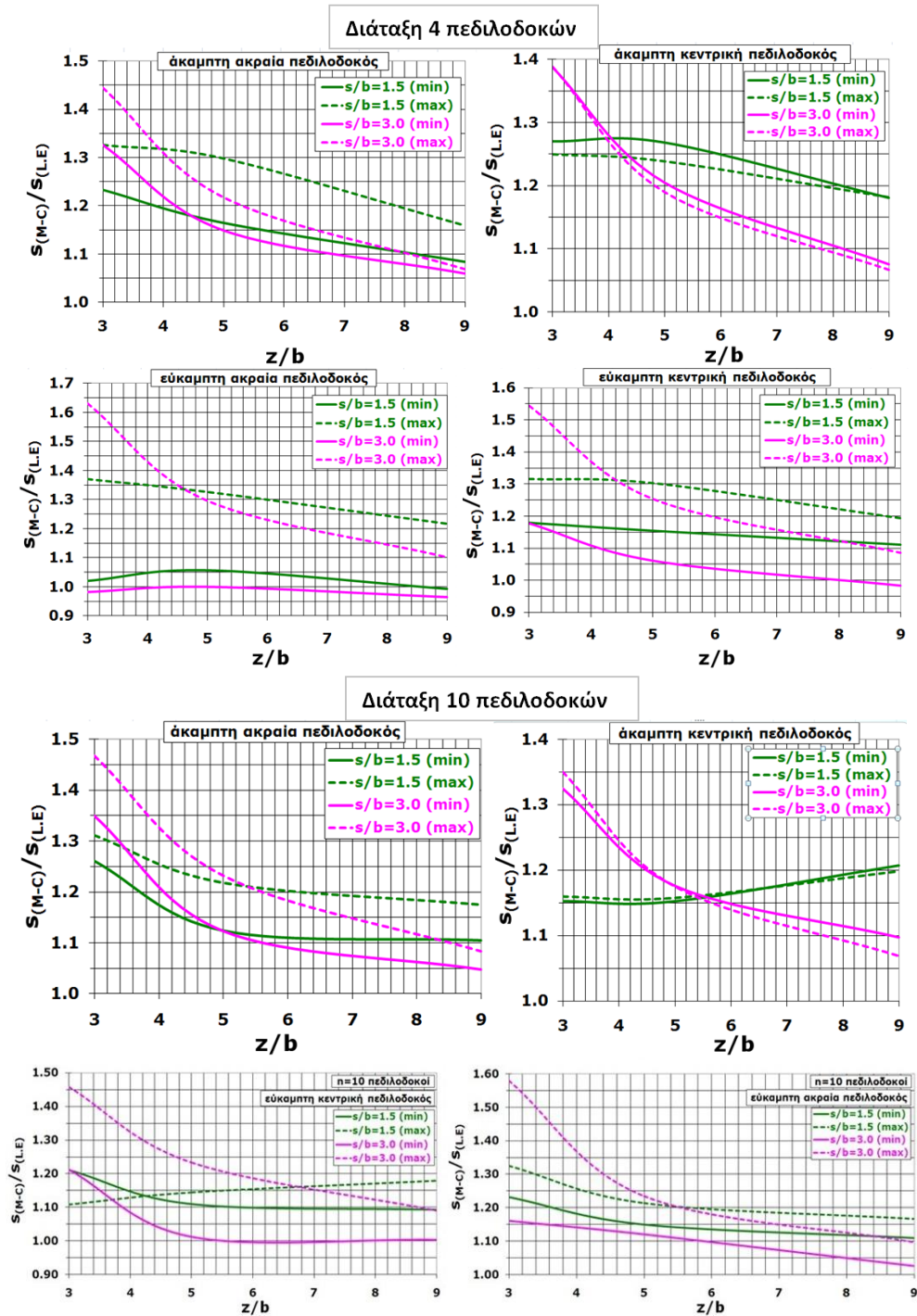
### 6.6.1 Επιρροή εδαφικού προσομοιώματος για τετραγωνικά πέδιλα

Οι μαύρες καμπύλες αντιστοιχούν σε επιλύσεις για μικρή αξονική απόσταση ( $S/b=1.5$ ) ενώ οι κόκκινες για μεγάλη αξονική απόσταση ( $S/b=3.0$ ). Οι επιλύσεις M-C για τις χαμηλές τιμές του SF= 1.3 έως 1.8 δίδουν γενικώς πολύ υψηλότερες καθιζήσεις (Σχήμα 6.18), λόγω των πλαστικών σημείων που αναπτύσσονται στις θέσεις αυτές. Οι διαφορές μεταξύ των αντίστοιχων καθιζήσεων στις συγκεκριμένες θέσεις  $s_{(M-C)}$  και  $s_{(L.E)}$  αυξάνουν σημαντικά για μικρό πάχος  $z$ , το οποίο ήδη διαπιστώθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο της διατριβής (3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο). Στο έδαφος M-C (συνεκτικό έδαφος) κάτω από το κέντρο των θεμελίων είναι μεγαλύτερες οι πιέσεις επαφής σε σχέση με εκείνες που δίνει η παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους εντονότερα για μικρό πάχος εδάφους θεμελίωσης. Οι σχετικές διαφορές είναι μεγαλύτερες για μεγάλη αξονική απόσταση μεταξύ των πεδίων. Τούτο διαπιστώνεται από την αρκετά μικρότερη καθίζηση  $s_{(L.E)}$ , σε σχέση με την υψηλότερη  $s_{(M-C)}$ , η οποία οφείλεται στα πλαστικά σημεία που εξακολουθούν να υπάρχουν στο έδαφος M-C λόγω της χαμηλής διατμητικής αντοχής (SF χαμηλός).



Σχήμα 6.18: Σύγκριση καθιζήσεων μεταξύ L.E. και M-C (χαμηλός SF)

## 6.6.2 Επιρροή εδαφικού προσομοιώματος για πεδילוδοκούς



Σχήμα 6.19: Σύγκριση καθιζήσεων πεδילוδοκών μεταξύ L.E. και M-C για χαμηλό SF

Εντονότερες είναι οι σχετικές αποκλίσεις στην περίπτωση μεγάλης αξονικής αποστάσεως (Σχήμα 6.19). Ισχύουν τα ίδια συμπεράσματα με εκείνα των τετραγωνικών θεμελίων.

## 6.7 Συμπεράσματα

Δεδομένων των αποκλίσεων σε αποτελέσματα από 2D αναλύσεις σε σχέση με αντίστοιχα από 3D επιλύσεις, σκοπός του κεφαλαίου αυτού ήταν η εκτίμηση διορθωτικών συντελεστών για την απομείωση των αποκλίσεων αυτών. Για τον σκοπό αυτό έγιναν παραμετρικές 2D και 3D αναλύσεις για ανεξάρτητα αλληλοεπηρεαζόμενα επιφανειακά θεμέλια, προσδιορίστηκαν συντελεστές αλληλεπίδρασης και στην συνέχεια συγκρίθηκαν αντίστοιχες τιμές καθιζήσεων (μέγιστες, ελάχιστες και μέσες). Μελετήθηκαν δύο τύποι επιφανειακών θεμελίων: α) μεμονωμένα τετραγωνικά πέδιλα (σε σειρά 4, 7 ή 10 υπό τριαξονικές συνθήκες) και β) πεδιλοδοκοί (σε σειρά 4 ή 10 υπό τριαξονικές συνθήκες), υπό δύο συγκεκριμένους λόγους αξονικής αποστάσεως ( $s=1.5b$  ή  $s=3.0b$ ). Τα τετραγωνικά θεμέλια σχεδιάστηκαν με τέτοιο πάχος ώστε να θεωρούνται άκαμπτα, ενώ οι πεδιλοδοκοί αντίστοιχα με δύο σχετικά ακραίες τιμές του πάχους ώστε να θεωρούνται εύκαμπτες ή άκαμπτες. Η διδιάστατη προσομοίωση περιέλαβε μία απείρου μήκους λωρίδα ίδιου πλάτους με το πλάτος του τετραγωνικού θεμελίου ή με πλάτος ίσο με το μήκος της πεδιλοδοκού, αντίστοιχα για τις δύο περιπτώσεις θεμελιώσεως. Εξετάσθηκαν λεπτομερώς η επιρροή του σχετικού πάχους του συμπιεστού εδάφους, της διατάξεως των θεμελίων και της αξονικής αποστάσεως μεταξύ τους επί των καθιζήσεων. Πραγματοποιήθηκαν επιλύσεις με προσομοίωση του εδάφους σύμφωνα με την θεωρία γραμμικής ελαστικότητας αλλά και με βάση το κριτήριο Mohr-Coulomb (ελαστικό ιδεατώς πλαστικό έδαφος) και διερευνήθηκε η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας. Σημειώθηκαν οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας που υπολογίσθηκαν από τις τριδιάστατες αναλύσεις ως δυσμενέστερες έναντι των διδιάστατων.

**α)** Λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση μεταξύ γειτονικών άκαμπτων θεμελίων αναπτύχθηκαν καθιζήσεις που εκφράσθηκαν σε όρους ενός συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\beta$ , ο οποίος επηρεάσθηκε από την αξονική απόσταση μεταξύ των θεμελίων και το πάχος του συμπιεστού εδαφικού στρώματος. Είναι προφανές ότι ο συντελεστής αλληλεπίδρασης  $\beta$  απομειώνεται γενικώς με την αύξηση της αξονικής αποστάσεως. Ασήμαντη αλληλεπίδραση σημειώνεται σχεδόν για  $S/b > 5$ . Ο συντελεστής



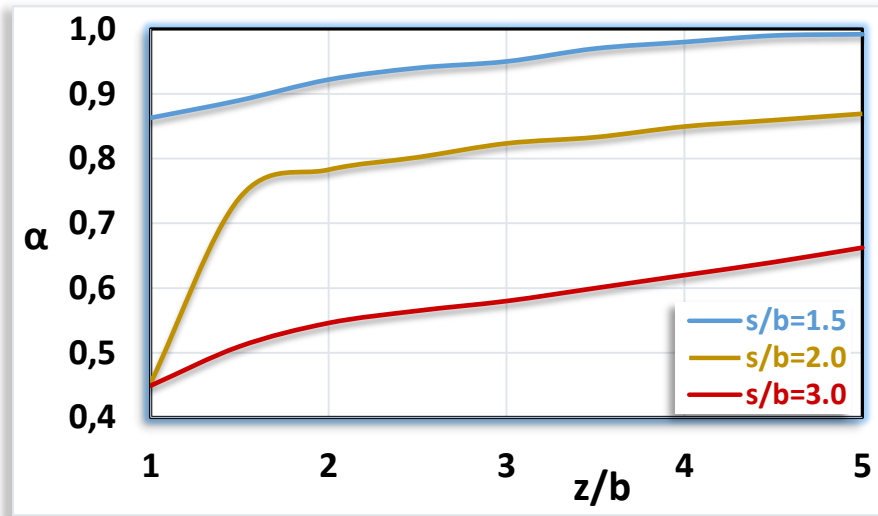
$\beta$  μειώνεται με την μείωση του πάχους  $z$ . Στις περιπτώσεις μικρού  $z$ , όσο η αξονική απόσταση αυξάνει, ο συντελεστής  $\beta$  τείνει στο 0, ομοίως και για την περίπτωση των τετραγωνικών και των λωριδωτών θεμελίων. Στις περιπτώσεις μεγάλου πάχους  $z$ , η αλληλεπίδραση είναι εντονότερη μεταξύ των λωριδωτών θεμελίων, όπου εκτιμώνται πολύ υψηλότερες καθιζήσεις, λόγω προφανώς του μεγαλύτερου βάθους επιρροής, συγκριτικά με τα αποτελέσματα για τα τετραγωνικά πέδιλα.

**β)** Για την περίπτωση εφαρμογής των **άκαμπτων τετραγωνικών πεδίων** μπορούν να σημειωθούν τα εξής βασικά συμπεράσματα:

I. Με βάση το γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα:

- Για μικρή αξονική απόσταση μεταξύ των πεδίων παρατηρήθηκε πολύ καλή προσέγγιση μεταξύ των δύο προσομοιώσεων 2D και 3D. Αντιθέτως, για μεγάλη αξονική απόσταση διαπιστώνονται σημαντικές αποκλίσεις. Αυτές τις αποκλίσεις επηρεάζουν σημαντικά το πάχος  $z$  του συμπιεστού εδάφους. Συγκεκριμένα, η καθίζηση υπό 2D συνθήκες είναι αρκετά υποεκτιμημένη συγκριτικά με εκείνη υπό 3D συνθήκες κυρίως με την απομείωση του πάχους  $z$ . Σημειώνεται ότι για μεγάλη αξονική απόσταση κατά τις τριαξονικές συνθήκες η διανομή της φορτίσεως γίνεται σε μικρότερη επιφάνεια (τετραγωνικά πέδιλα) συγκριτικά με την λωριδωτή επιφάνεια με αποτέλεσμα να αυξάνουν οι εδαφικές τάσεις στην ζώνη επιρροής και συνεπώς να αυξάνουν και οι καθιζήσεις. Σε αντίθεση με την διδιάστατη προσομοίωση, στην τριδιάστατη υπάρχει σημαντική αλληλεπίδραση μεταξύ των πεδίων αφού το κάθε πέδιλο επηρεάζει το γειτονικό του. Στις αυξημένες καθιζήσεις υπό 3D συνθήκες συμβάλει και η μεγαλύτερη επιβαλλόμενη φόρτιση στα τετραγωνικά πέδιλα συγκριτικά με την απειρομήκη λωρίδα, λόγω της μικρότερης προσαρμοσμένης πίεσεως, στην περίπτωση μεγάλης αξονικής αποστάσεως. Βέβαια αυτό εξαρτάται σημαντικά και από το πάχος του συμπιεστού εδάφους, γιατί για πάρα πολύ μεγάλο πάχος η απειρομήκης λωρίδα δίδει υψηλότερες καθιζήσεις και τούτο έχει σχέση με το βάθος επιρροής του τύπου θεμελίωσης. Το βάθος επιρροής του τετραγωνικού πεδίου είναι αρκετά μικρότερο, περίπου ίσο με 3 έως 4 φορές το πλάτος του, ενώ αντίστοιχα του λωριδωτού θεμελίου πολύ μεγαλύτερο.

▪ Η αύξηση του αριθμού των μεμονωμένων πεδίων από 4 σε 7 ή 10 πρακτικώς δεν διαφοροποιεί τα σχετικά αποτελέσματα. Επιπλέον, αξίζει να σημειωθεί ότι δεν εκτιμήθηκε καμία διαφορά μεταξύ μέγιστης και ελάχιστης καθιζήσεως υπό 3D συνθήκες ούτε για μικρή αλλά ούτε και για μεγάλη αξονική απόσταση, δεδομένου ότι τα πέδιλα είναι άκαμπτα.

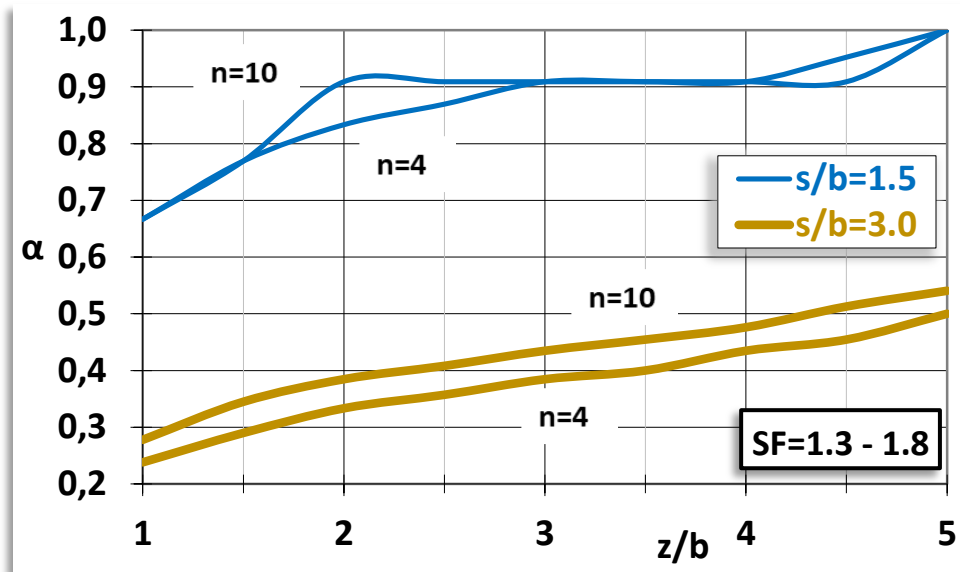


**Σχήμα 6.20:** Διορθωτικός συντελεστής  $\alpha$  συναρτήσει του σχετικού πάχους  $z/b$  (γραμμική ελαστικότητα)

▪ Προτείνεται η χρήση διδιάστατης προσομοίωσης για λόγους απλούστευσης με κατάλληλη αναγωγή της επιβαλλόμενης φορτίσεως από  $p$  (υπό 3D συνθήκες) σε  $p'=p*b/S$  (υπό 2D συνθήκες, όπου  $b$ : το πλάτος των πεδίων και  $S$ : η αξονική απόσταση), καθώς και προσαρμογή του πραγματικού μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους βάσει διορθωτικού συντελεστή  $\alpha$ , όπου  $\alpha=E_{(2-D)}/E_{(3-D)}$ .  $E_{(2-D)}$  είναι η διορθωμένη τιμή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους υπό διδιάστατες συνθήκες και  $E_{(3-D)}$  το πραγματικό μέτρο ελαστικότητας (Σχήμα 6.20). Ο διορθωτικός συντελεστής  $\alpha$  του πραγματικού μέτρου ελαστικότητας προέκυψε με βάση τις διαφορές στα μεγέθη των καθιζήσεων  $s_{(2-D)}$  (από την 2D προσομοίωση) και  $s_{(3-D)}$  (από την 3D προσομοίωση). Η προσαρμοσμένη τιμή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους είναι απομειωμένη συγκριτικά με την πραγματική (υπό 3D συνθήκες). Δεδομένου ότι οι επιβαλλόμενες φορτίσεις και το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους μπορούν να προσαρμοσθούν



κατάλληλα μέσω διορθωτικών συντελεστών, τα τετραγωνικά θεμέλια θα μπορούσαν με ακρίβεια να προσομοιωθούν υπό συνθήκες επίπεδης παραμορφώσεως.



**Σχήμα 6.21:** Διορθωτικός συντελεστής  $\alpha$  συναρτήσει του σχετικού πάχους  $z/b$  (ελαστοπλαστικό έδαφος με χαμηλό συντελεστή ασφαλείας)

II. Με βάση το ελαστοπλαστικό εδαφικό προσομοίωμα (κριτήριο Mohr–Coulomb):

- Διαπιστώθηκε ουσιαστική επιρροή του συντελεστή ασφαλείας στις διαφορές μεταξύ 2D και 3D αποτελεσμάτων. Για τις χαμηλότερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας οι εκτιμήσεις των καθιζήσεων είναι πολύ μεγαλύτερες, απόκλιση η οποία επηρεάζεται από το πάχος του συμπιεστού εδάφους θεμελιώσεως αλλά και από την αξονική απόσταση μεταξύ των πεδίων. Οι καθιζήσεις  $s_{(2-D)}$  υπολογίσθηκαν αρκετά μικρότερες συγκριτικά με τις  $s_{(3-D)}$  ιδίως με την απομείωση του πάχους του συμπιεστού εδάφους και με την αύξηση της αξονικής απόστασης. Τα αποτελέσματα δεν επηρεάζονται από την διάταξη των πεδίων. Με κατάλληλη προσαρμογή των επιβαλλόμενων φορτίων και του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους μέσω διορθωτικών συντελεστών, αντιστοίχως από  $p$  σε  $p'=p \cdot b/s$  και  $E_{(2-D)}=\alpha \cdot E_{(3-D)}$  σύμφωνα με το σχήμα 6.21, απομειώνονται σημαντικά οι αποκλίσεις από τις 3D συνθήκες.

- Για υψηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας οι αποκλίσεις στις τιμές των καθιζήσεων μεταξύ διδιάστατης και τριδιάστατης προσομοιώσεως ήταν σημαντικές αλλά αρκετά μικρότερες συγκριτικά με τις αποκλίσεις που προέκυψαν για τις

χαμηλότερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας. Για τις υψηλότερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας τα αποτελέσματα σχεδόν ταυτίζονται με εκείνα της παραδοχής γραμμικώς ελαστικού εδάφους.

γ) Για την περίπτωση των **πεδιλοδοκών** διαπιστώθηκαν τα εξής:

- Η αξονική απόσταση μεταξύ των πεδιλοδοκών και το πάχος του συμπιεστού εδάφους έχουν ουσιαστική επιρροή στις διαφορές μεταξύ 3D και 2D αποτελεσμάτων. Για μεγάλη αξονική απόσταση οι καθιζήσεις υπό 3D συνθήκες είναι μεγαλύτερες λόγω των μεγαλύτερων πιέσεων επαφής εξαιτίας της επιβολής μεγαλύτερης πίεσεως σε μικρότερη επιφάνεια έναντι της περιπτώσεως απειρομήκους πλάκας υπό 2D συνθήκες. Με την αύξηση του πάχους  $z$ , ο λόγος των καθιζήσεων  $s_{(3-D)}/s_{(2-D)}$  που αφορά σε άκαμπτες πεδιλοδοκούς, μειώνεται ώστε για πολύ μεγάλο πάχος τα αντίστοιχα μεγέθη σχεδόν ταυτίζονται, λόγω του μεγαλύτερου βάθους επιρροής της απειρομήκους πλάκας.

- Ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται κατά την 2D προσομοίωση πεδιλοδοκών, δεδομένου ότι ο υπολογισμός των καθιζήσεων γίνεται στον άξονα συμμετρίας του προσομοιώματος, ενώ προφανώς δεν μπορεί να αποδώσει τις καθιζήσεις των ακραίων θεμελίων. Ωστόσο, σημαντικές προέκυψαν οι διαφορές και όσον αφορά σε κεντρικά θεμέλια. Ενδεικτικώς αναφέρεται ότι η 2D προσομοίωση μπορεί να δώσει ακριβή αποτελέσματα στις περιπτώσεις άκαμπτων πεδιλοδοκών μεγάλων αξονικών αποστάσεων και για μεγάλο πάχος συμπιεστού εδάφους θεμελιώσεως. Επίσης, για συνεκτικά εδάφη και για σχεδιασμό με  $SF > 2,5$  η παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους δίδει αποτελέσματα που συγκλίνουν με εκείνα της ελαστοπλαστικής επίλυσης Mohr-Coulomb.

## 6.8 Βιβλιογραφικές αναφορές

Das, B.M., Puri, V.K. and Neo, B.K. 1993. "Interference effects between two surface footings on layered soil." *Transportation research record*, 1406, 34–40.

Daud, K. A. (2012). "Interference of shallow strip footings on sand." *The Iraqi Journal for Mechanical and Material Engineering*, 12 (3), 492–507.

- Desai, V.G.M. and Moogi, V.V. 2016. "Study of Interference of Strip Footing using PLAXIS-2D." *International Advanced Research Journal in Science, Engineering and Technology*, 3, (9): 13–17.
- Kumar, J. and Bhoi, M.K. 2009. "Interference of two closely spaced strip footing on sand using model test." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135 (4), 595–604.
- Kumar, J., and Ghosh, P. 2007. "Upper bound limit analysis for finding interference effect of two nearby strip footing on sand." *Geotechnical and Geological Engineering*, 25 (5), 499–507.
- Lavasan, A.A. and Ghazavi, M. 2012. "Behavior of closely spaced square and circular footings on reinforced sand." *Soils and Foundations*, 52(1):160–167.
- Lee, J., Eun, J., Prezzi, M. and Salgado, R. 2008. "Strain Influence Diagrams for Settlement Estimation of Both Isolated and Multiple Footings in Sand." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 134(4), 417–427.
- Nainegali, L.S., Ghosh, P. and Basudhar, P.K. 2013. "Interaction of Nearby Strip Footings Under Inclined Loading." *Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, 3459–3462.
- Reddy, E. S., Borzooei, S. and Reddy, G. V. N. (2012). "Interference between adjacent footings on sand." *International Journal of Advanced Engineering Research and Studies*, I (IV), 95–98, E-ISSN2249-8974.
- Selvadurai, A.P.S. and Rabbaa, S.A.A. 1983. "Some experimental studies concerning the contact stresses beneath interfering rigid strip foundations resting on a granular stratum." *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (3), 406–415.
- Shehata, H.F. and EL-Zahaby, K.M. 2016. "New Trends in Foundation Design Using the Finite Element Analysis Method." Fourth Geo-China International Conference, ASCE, GSP 267, Shandong, China.
- Srinivasan, V. and Ghosh, P. 2013. "Experimental investigation on interaction problem of two nearby circular footings on layered cohesionless soil." *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 8(2), 97–106.

Stuart, J.G. 1962. "Interference between foundations, with special reference to surface footings in sand." *Geotechnique*, 12 (1), 15–22.

Γ. Γκαζέτας, Ε. Γαρίνη, Ι. Αναστασόπουλος, Ν. Γερόλιμος, (2017). «Αλληλεπίδραση Εδάφους – Θεμελίων – Κατασκευής. ΕΜΠ, Βιβλίο, Εκδόσεις Τσότρας.

## ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΕΣ 3D ΚΑΙ 2D ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΕΩΣ ΠΛΑΙΣΙΩΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

---

### 7.1 Βιβλιογραφική ανασκόπηση

Μεγάλο μέρος των ερευνών που σχετίζεται με την γεωτεχνική μηχανική έχει διεξαχθεί με σκοπό την βελτίωση των υπαρχουσών μεθόδων σχεδιασμού καθώς και την καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς των θεμελιώσεων. Η διερεύνηση της οριακής καταστάσεως λειτουργικότητας (SLS) περιλαμβάνει την εκτίμηση των μετατοπίσεων της θεμελιώσεως και την σύγκριση των προβλεπόμενων τιμών με τις αντίστοιχες επιτρεπόμενες. Οι επιτρεπόμενες και οριακές τιμές των παραμορφώσεων και μετατοπίσεων μιας θεμελιώσεως έχουν θεσπισθεί μέσω εμπειρικών κανόνων κυρίως μέσα στην χρονική περίοδο 1955-1975. Μια σύνοψη των γενικών κριτηρίων για τον σχεδιασμό λειτουργικότητας δόθηκαν από τους Tomlinson (1980), I.S.E. (1989), Poulos et al. (2001) και κάποια από αυτά προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 7 (EC-7, Part 1). Ο απλός «συμβατικός» τρόπος σχεδιασμού μιας θεμελιώσεως θεωρεί την κατασκευή και το έδαφος ως ανεξάρτητα μεταξύ τους συστήματα, τα οποία υπολογίζονται ξεχωριστά, με αποτέλεσμα την εκτίμηση των καθιζήσεων αγνοώντας την επιρροή της ανωδομής στην τελική κατάσταση ισορροπίας. Ωστόσο, πολυάριθμες μελέτες (π.χ. Burland et al. 1977, Banavalkar 1995) έχουν δείξει ότι η ανωδομή και η θεμελίωσή της θα πρέπει πάντα να εξετάζονται ταυτόχρονα με σκοπό την ορθή αντιμετώπιση των επιρροών της

αλληλεπιδράσεως ανωδομής–θεμελιώσεως οι οποίες επηρεάζουν τόσο τις μετατοπίσεις και τις ροπές κάμψεως της θεμελιώσεως όσο και τις μετατοπίσεις και τα φορτία της ανωδομής. Το κρίσιμο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους έχει γενικώς αναγνωρισθεί και προσεγγισθεί κατά καιρούς με σημαντικό αριθμό μεθόδων. Η πολυπλοκότητα σε προβλήματα αλληλεπιδράσεως εδάφους–κατασκευής οφείλεται σε διάφορους παράγοντες, όπως η μη γραμμικότητα της συμπεριφοράς του εδάφους, η μη γραμμικότητα των οικοδομικών υλικών (π.χ. ρωγμάτωση ή ζημιά), η γεωμετρική μη γραμμικότητα της διεπιφάνειας εδάφους–κατασκευής, η σύζευξη (αφού οι συνοριακές συνθήκες της κατασκευής σε όρους φορτίσεως ή μετατοπίσεως προκύπτουν από μια αλληλεπίδραση). Σημειώνεται ότι οι αναλύσεις αλληλεπιδράσεως γίνονται συνήθως με βάση την θεωρία γραμμικώς ελαστικού εδαφικού μέσου ενώ φαίνεται ότι η παραδοχή αυτή δεν ανταποκρίνεται πάντοτε στην πραγματική συμπεριφορά του εδάφους. Επίσης η αντίδραση μιας επιφανειακής θεμελιώσεως στα επιβαλλόμενα φορτία εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της θεμελιώσεως, της ανωδομής, των συνδέσεων, του εδάφους και των φορτίων. Οι ροπές, οι διατμητικές δυνάμεις και οι παραμορφώσεις μιας θεμελιώσεως μπορούν να εκτιμηθούν μόνο εάν οι αντιδράσεις του εδάφους θεμελιώσεως έχουν προσδιορισθεί σωστά.

Για τον σχεδιασμό μιας θεμελιώσεως γίνονται κάποιες απλοποιητικές υποθέσεις, αφού δεν έχουν αναπτυχθεί αναλυτικές μέθοδοι οι οποίες εκτιμούν με ακρίβεια όλους τους παράγοντες που επιδρούν στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως εδάφους–κατασκευής. Η εγκυρότητα τέτοιων απλοποιητικών υποθέσεων και η ακρίβεια των αποτελεσμάτων τους θα πρέπει να αξιολογούνται βάσει του τύπου του εδάφους, του μεγέθους και του σχήματος της θεμελιώσεως και των υποστυλωμάτων, της εκκεντρότητας της φορτίσεως, της ακαμψίας της θεμελιώσεως και της ανωδομής, καθώς επίσης και του μέτρου της αντιδράσεως του εδάφους θεμελιώσεως. Εκτός από ασυνήθιστες περιπτώσεις, οι δομικοί και γεωτεχνικοί κώδικες και προδιαγραφές, επιτρέπουν μια γραμμική κατανομή της εδαφικής πιέσεως κάτω από τα επιφανειακά πέδιλα θεμελιώσεως τα οποία μπορούν να θεωρούνται ως άκαμπτα σε τέτοιο βαθμό ώστε να

προκαλούνται μόνο μικρές σχετικές μετατοπίσεις ως αποτέλεσμα των επιβαλλόμενων φορτίων. Η υπόθεση αυτή μπορεί να προκύπτει από την ακαμψία του πεδίου μόνο ή από την ακαμψία της ανωδομής. Η εμπειρία έχει δείξει ότι η υπόθεση της γραμμικής κατανομής της εδαφικής πίεσεως είναι ικανοποιητική για τις περισσότερες περιπτώσεις εξαιτίας της συντηρητικής εκτιμήσεως των φορτίων και των επαρκών συντελεστών ασφαλείας. Ωστόσο, υπάρχουν κάποιες περιπτώσεις στις οποίες το πέδιλο θα πρέπει να αναλύεται ως εύκαμπτο, κυρίως εάν η θεμελίωση έχει μεγάλο μήκος ή πλάτος και είναι λεπτή.

Κατά την επίλυση προβλημάτων αλληλεπιδράσεως ανωδομής-θεμελιώσεως-εδάφους χρησιμοποιώντας διάφορα προσομοιώματα εδαφικού μέσου ανακύπτουν κάποιες δυσκολίες οι οποίες σχολιάσθηκαν από τους Feda (1978) και Selvadurai (1979). Οι αναλύσεις αλληλεπιδράσεως επηρεάζονται από ποικίλους παράγοντες που αφορούν κυρίως την εδαφική συμπεριφορά αλλά και την κατασκευή (π.χ. σχετική ακαμψία, διαστάσεις, σύνδεση μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων, μήκος και αριθμός ανοιγμάτων πλαισιωτών φορέων, ύψος και αριθμός ορόφων, συνθήκες φορτίσεως).

Τα τελευταία χρόνια παρατηρείται σημαντική ανάπτυξη στις δυνατότητες των λογισμικών των ηλεκτρονικών υπολογιστών, βάσει των οποίων πραγματοποιούνται αριθμητικές προσομοιώσεις υπό διδιάστατες καθώς και τριδιάστατες συνθήκες για ποικίλλες γεωτεχνικές εφαρμογές. Τα προσομοιώματα που επιτυγχάνονται λειτουργούν ως καταστατικά και έχουν την δυνατότητα να αναπαράγουν ένα ευρύ φάσμα της εδαφικής συμπεριφοράς. Το προσομοίωμα εδάφους θεμελιώσεως αποτελεί την βασική παράμετρο σε όλα τα προβλήματα αλληλεπιδράσεως εδάφους-κατασκευής. Πολλοί ερευνητές προσέγγισαν προβλήματα αλληλεπιδράσεως προτείνοντας μεθόδους βασιζόμενες σε πεπερασμένες διαφορές ή πεπερασμένα στοιχεία. Τα πλεονεκτήματα καθώς και οι περιορισμοί ή δυσκολίες που παρουσιάζονται κατά την εφαρμογή μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάσθηκαν και σχολιάσθηκαν από τον Frank (1991) και τους Roulos et al. (2001). Οι Dalili et al. (2013) παρουσίασαν μεθόδους αλληλεπιδράσεως ανωδομής-θεμελιώσεως-εδάφους υπό στατικές συνθήκες και κατέληξαν ότι η πλέον εφαρμόσιμη



μέθοδος είναι εκείνη των πεπερασμένων στοιχείων. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων παρέχει την δυνατότητα διεξαγωγής εκτεταμένων παραμετρικών αναλύσεων και αναλύσεων ευαισθησίας των αποτελεσμάτων με σκοπό την βαθύτερη κατανόηση της επιρροής των διαφόρων παραγόντων.

Πλήθος αριθμητικών αναλύσεων έχει διεξαχθεί υπό διδιάστατες συνθήκες. Οι Fedorovskii and Shulyat'ev (2014) ανέλυσαν την αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους, θεμελιώσεως και ανωδομής με την βοήθεια αριθμητικής προσομοίωσης βασιζόμενοι σε παρατηρήσεις καθιζήσεων, μετρήσεις πιέσεων επαφής και φορτίων ανωδομής. Οι Noorzai et al. (1995) εκτέλεσαν αναλύσεις αλληλεπιδράσεως σε σύστημα πλαίσιο – θεμελίωση- έδαφος και μελέτησαν την ελαστική – ιδεατώσ πλαστική συμπεριφορά του συμπιεστού εδάφους χρησιμοποιώντας έξι διαφορετικά κριτήρια αστοχίας με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων. Οι Viladkar et al. (1994c) μελέτησαν την εφαρμογή συζευγμένης διακριτοποίησης με πεπερασμένα-άπειρα στοιχεία σε ελαστοπλαστική ανάλυση. Η επιρροή της αλληλεπιδράσεως εδάφους-κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη το υπερβολικό μοντέλο τάσεως – παραμορφώσεως για την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους μελετήθηκε από τους Noorzai et al. (1994), Viladkar et al. (1991, 1992, 1994a, 1994b) και τον Hora (2006). Οι Natarajan and Vidivelli (2009) ανέλυσαν με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων υπό 2Δ συνθήκες έναν 5όροφο πλαίσιοφόρα θεμελιωμένο με πλάκα κοιτοστρώσεως σε έδαφος με γραμμική ή μη γραμμική συμπεριφορά προκειμένου να κατανοήσουν την επιρροή της αποστάσεως μεταξύ των υποστυλωμάτων στην συμπεριφορά της αλληλεπιδράσεως. Οι Thangaraj and Pamprathi (2010) διεξήγαγαν λεπτομερείς παραμετρικές αναλύσεις αλληλεπιδράσεως καθώς και αναλύσεις χωρίς να λαμβάνουν υπόψη την αλληλεπίδραση μεταβάλλοντας την ακαμψία του εδάφους και της πλάκας θεμελιώσεως για ένα κτίριο με σταθερή ακαμψία. Τα αποτελέσματα έδειξαν τον σπουδαίο ρόλο της σχετικής ακαμψίας του εδάφους στην λειτουργία της θεμελιώσεως. Μικρότερη βαρύτητα έχει δοθεί στο γενικό πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους υπό τριδιάστατες συνθήκες. Οι Desai et al. (1982) παρουσίασαν μια διαδικασία πεπερασμένων στοιχείων υπό 3Δ συνθήκες λαμβάνοντας

υπόψη την μη γραμμικότητα της συμπεριφοράς των υλικών, της γεωμετρίας και της διεπιφάνειας. Οι Dutta et al. (1999) και οι Roy et al. (2001) μελετώντας 3D πλαισιωτά κτίρια έδειξαν ότι η 2D ανάλυση μεταβάλλει ουσιαστικώς την πραγματική επίδραση της αλληλεπιδράσεως στους πλαισιωτούς φορείς. Οι Viladkar et al. (1993) εξέτασαν την συμπεριφορά της αλληλεπιδράσεως πλαισιωτών φορέων με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων υπό 3D συνθήκες χρησιμοποιώντας μοντέλο ιξωδοελαστικού εδάφους.

Τέλος, παρουσιάζονται και λίγες πιθανοτικές αναλύσεις ή αναλύσεις ευαισθησίας βασιζόμενες σε πεπερασμένα στοιχεία για την μελέτη της αλληλεπιδράσεως (Barbato et al., 2010; Houy et al., 2005; Bressey et al., 2004, Imanzadeh et al., 2014).

## 7.2 Σκοπός Κεφαλαίου

Από την παραπάνω βιβλιογραφική ανασκόπηση διαπιστώνονται περιθώρια για περαιτέρω διερεύνηση των κρίσιμων παραμέτρων που επηρεάζουν την αλληλεπίδραση ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους καθώς και τις καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις. Για τον λόγο αυτό στο παρόν κεφάλαιο εκτελέσθηκαν τριδιάστατες και διδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με σκοπό να εντοπισθούν πιθανές αποκλίσεις που προκύπτουν κατά την διδιάστατη προσομοίωση ενός προβλήματος αλληλεπιδράσεως. Επιλέχθηκαν δύο πενταόροφα πλαισιωτά κτίρια με διαφορετική κατά μήκος διάσταση, για μια πιο ολοκληρωμένη σύγκριση, υποθέτοντας μια αντιπροσωπευτική μέση ακαμψία ανωδομής προκειμένου να προσδιορισθούν οι γενικές τάσεις μεταβολής των διαφορικών καθιζήσεων και εντατικών μεγεθών ανωδομής και θεμελιώσεως. Οι παραμετρικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για ομοιογενές έδαφος γραμμικώς ελαστικής ή ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς με στόχο την διερεύνηση της επιρροής της εδαφικής προσομοιώσεως στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως ανωδομής – θεμελιώσεως – εδάφους.

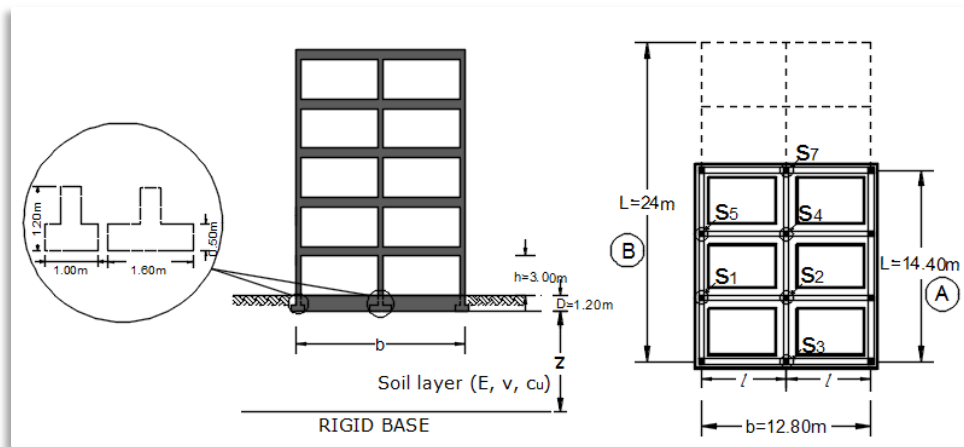
Για την θεμελίωση των κτιρίων εξετάσθηκαν οι πεδילוδοκοί, που αποτελούν έναν απλό τύπο ομαδικής θεμελιώσεως και οι οποίες εφαρμόζονται τόσο σε παραμορφώσιμα εδάφη για τον περιορισμό των διαφορικών καθιζήσεων όσο και σε σκληρά εδάφη. Ο υπολογισμός των πεδילוδοκών αποτελεί ουσιαστικώς ένα μόνο μέρος ενός συνολικού

προβλήματος που περιλαμβάνει την γεωμετρία, τις φορτίσεις και την ακαμψία της ανωδομής, το ίδιο το στοιχείο της θεμελιώσεως και τέλος το υπέδαφος με τις γνωστές δυσχέρειες προσομοίωσης της συμπεριφοράς του. Επομένως με κατάλληλη προσομοίωση θεωρητικά θα πρέπει σε κάθε περίπτωση να γίνεται συνολική επίλυση του ανωτέρω συστήματος δηλαδή της αλληλεπιδράσεως ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους.

### 7.3 Δεδομένα αναλύσεων

#### 7.3.1 Προσομοίωση της ανωδομής

Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με την χρήση των προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS V.8 και PLAXIS 3-D Foundation για δύο 5όροφα πλαίσια κτίρια θεμελιωμένα σε πλέγμα πεδιλοδοκών, τα οποία για λόγους συντόμευσης ονομάστηκαν Κτίριο Α και Κτίριο Β. Το Κτίριο Α αποτελεί μία σχεδόν τετραγωνικής κάτοψης κατασκευή, ενώ το Κτίριο Β επιλέχθηκε ορθογωνικό με το ίδιο επαναλαμβανόμενο 5όροφο πλαίσιο όπως το Κτίριο Α ώστε υποθετικά να θεωρηθεί ότι προσεγγίζει την διαδιάστατη προσομοίωση (Σχήμα 7.1).



**Σχήμα 7.1:** Τομή πεδιλοδοκών, κάτοψη πλέγματος πεδιλοδοκών και τομή κτιρίων

Δεδομένου ότι κύριος σκοπός των αναλύσεων είναι η διερεύνηση των γενικών τάσεων μεταβολής των υπό ενδιαφέρων μεγεθών επιλέχθηκε μία μέση αντιπροσωπευτική ακαμψία της ανωδομής και θεωρήθηκαν: ύψος ορόφου κτιρίων  $h=3\text{m}$  (συνολικό ύψος

κτιρίων  $H=5xh=15m$ ), ομοιόμορφα κατανεμημένη φόρτιση ορόφου  $w=11.042kN/m^2$ , ακαμψία πλάκας ανωδομής  $E_b \times J_b=45.686 \times 10^4 kNm^2$  ή  $9.518 \times 10^4 kNm^2/m$  για την τριδιάστατη ή διδιάστατη προσομοίωση, αντίστοιχα, όπου  $E_b$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και  $J_b$  η ροπή αδρανείας. Όλα τα δομικά στοιχεία των πλαισίων προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία δοκού. Δεδομένου ότι η ακαμψία των πλαισίων παραμένει σταθερή σε όλες τις αναλύσεις, η σχετική ακαμψία ως προς το έδαφος εξαρτάται μόνο από το μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους.

### 7.3.2 Προσομοίωση εδάφους και θεμελιώσεως

Το έδαφος θεμελιώσεως προσομοιώθηκε με τους εξής δύο τρόπους:

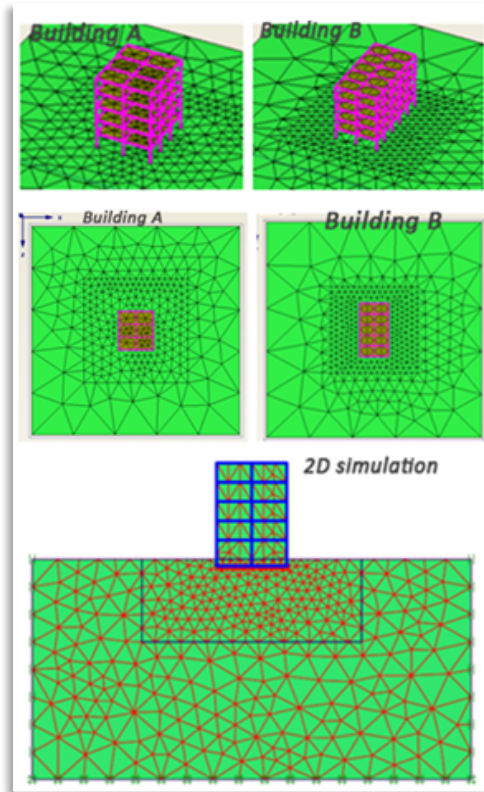
i. Ως γραμμικώς ελαστικό ομοιογενές και ισότροπο μέσον το οποίο περιγράφεται από δύο ελαστικές παραμέτρους: μέτρο ελαστικότητας  $E$  και λόγος Poisson  $\nu$ . Δεδομένου ότι η παραμορφωσιμότητα του εδάφους έχει την σημαντικότερη ίσως επιρροή στα προβλήματα αλληλεπίδρασης, οι παραμετρικές αναλύσεις περιέλαβαν ευρύ φάσμα μεταβολής του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους. Σημειώνεται ότι κατά τον υπολογισμό των πλαισιωτών φορέων αρκετές φορές αγνοείται η αλληλεπίδραση, με θεώρηση αμελητέων μετατοπίσεων και στροφών της θεμελιώσεως. Για να προσεγγισθεί αυτή η περίπτωση επιλύσεως, για λόγους συγκρίσεως και μόνο, θεωρήθηκε αντιστοίχως ότι το έδαφος έχει πολύ υψηλή τιμή του μέτρου ελαστικότητας  $E$  ώστε πρακτικά να ισοδυναμεί με «ασυμπίεστο». Ο λόγος Poisson  $\nu$  θεωρήθηκε σε όλες τις περιπτώσεις  $\nu=0.30$ , τιμή η οποία δεν φαίνεται να έχει ιδιαίτερη σημασία στα αποτελέσματα. Μια εναλλακτική προσέγγιση με  $\nu=0$  θα αντιστοιχούσε σε τιμή του  $E$  ισοδύναμη με το μέτρο συμπίεσεως  $D$ , το οποίο πρακτικώς εκτιμάται ευκολότερα.

ii. Ως γραμμικώς ελαστικό–ιδεατώς πλαστικό μέσον σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Mohr–Coulomb. Οι επιλύσεις περιλαμβάνουν προσομοίωση αμιγώς συνεκτικών αργιλικών εδαφών με αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u$  της οποίας οι τιμές κυμάνθηκαν μεταξύ των ορίων  $c_u=10kPa$  έως  $250kPa$ , σύμφωνα με τις αντίστοιχες τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους οι οποίες ποικίλλουν από  $E=2MPa$  έως  $50MPa$ . Για την ρεαλιστική συσχέτιση μεταξύ μέτρου ελαστικότητας και αστράγγιστης

διατμητικής αντοχής θεωρήθηκε ότι  $E/c_u=200$ , δηλαδή ο λόγος λαμβάνει τιμή κοντά στο κάτω όριο των γνωστών στατιστικών συσχετίσεων. Οι αναλύσεις αυτές οδηγούν σε τιμές του συντελεστή ασφαλείας έναντι θραύσεως του εδάφους  $SF=1.5$  έως  $12$  για τις τριδιάστατες αναλύσεις και  $SF=2$  έως  $40$  για τις διδιάστατες αναλύσεις. Η εκτίμηση των αντίστοιχων τιμών του συντελεστή ασφαλείας ( $SF$ ) έγινε με βάση τις παραπάνω τιμές της ασπράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους. Οι τιμές αυτές αφορούν στον «συνολικό» συντελεστή ασφαλείας ο οποίος σχετίζεται με το πλέγμα των πεδιλοδοκών (δηλαδή ομαδική θεμελίωση) και όχι με την ελάχιστη τιμή του συντελεστή ασφαλείας που αφορά στην δυσμενέστερη πεδιλοδοκό. Ο  $SF$  επιτεύχθηκε μέσω της διαδικασίας  $\phi$ - $c$  reduction. Επίσης, πραγματοποιήθηκαν επιλύσεις για αμιγώς μη συνεκτικά εδάφη αρχικά με μια συγκεκριμένη γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi=30^\circ$ , και μέτρα ελαστικότητας του εδάφους  $E=10\text{MPa}$  έως  $50\text{MPa}$  και στην συνέχεια για διάφορες τιμές της γωνίας  $\phi$  οι οποίες κυμάνθηκαν από  $\phi=27.5^\circ$  έως  $35^\circ$  με συγκεκριμένη τιμή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους  $E=20\text{MPa}$ . Οι επιλύσεις αυτές έδωσαν «συνολικούς» συντελεστές ασφαλείας  $SF=1.9$  έως  $2.5$  περίπου για τις τριδιάστατες προσομοιώσεις και  $SF=4.9$  έως  $6.6$  περίπου για τις διδιάστατες επιλύσεις.

Τα δύο κτίρια θεμελιώθηκαν σε πλέγμα πεδιλοδοκών όπου προσομοιώθηκαν με στοιχεία δοκού. Το πλάτος των εξωτερικών και εσωτερικών πεδιλοδοκών ελήφθη αντίστοιχα ίσο με  $1.0\text{m}$  και  $1.60\text{m}$ . Οι λοιπές διαστάσεις των πεδιλοδοκών θεωρήθηκαν επίσης σταθερές ώστε η ακαμψία της θεμελίωσης  $E_b \chi_f$  να είναι επίσης ωρισμένη σε όλες τις επιλύσεις, η οποία υπολογίσθηκε σύμφωνα με το ισοδύναμο πάχος της κάθε πεδιλοδοκού, όπου  $E_b$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και  $J_f$  η ροπή αδρανείας της πεδιλοδοκού. Μεταξύ των πεδιλοδοκών και του εδάφους θεμελίωσης προβλέφθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας. Τα πεπερασμένα στοιχεία του εδάφους επιλέχθηκαν με  $15$  κόμβους, επομένως τα στοιχεία διεπιφάνειας ορίστηκαν με  $5$  ζεύγη κόμβων. Για το πάχος των στοιχείων αυτών εφαρμόστηκε η προεπιλεγμένη τιμή  $0.1$ . Στην περίπτωση του γραμμικώς ελαστικού εδάφους οι ιδιότητες των στοιχείων διεπιφάνειας θεωρήθηκαν ίδιες με εκείνες του εδάφους, με εξαίρεση την τιμή του λόγου Poisson  $\nu_i=0.45$ . Στο ελαστοπλαστικό εδαφικό προσομοίωμα δεν ελήφθη υπόψη

απομείωση της  $c_u$  κατά την διεπιφάνεια, επομένως οι ιδιότητες εδάφους και στοιχείων διεπιφάνειας είναι ίδιες (εκτός του λόγου Poisson). Η συμπιεστή στρώση του εδάφους θεωρήθηκε με πάχος  $z$  που συνεκτιμήθηκε με συγκεκριμένες τιμές, ενώ η υποκείμενη στρώση θεωρήθηκε ως απολύτως απαραμόρφωτη.



**Σχήμα 7.2:** Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων υπό 3D και υπό 2D συνθήκες

### 7.3.3 Παρουσίαση αποτελεσμάτων

Οι αριθμητικές αναλύσεις, με δεδομένο τον σκοπό της εργασίας, έγιναν με συνδυασμούς των εξής βασικών προσομοιώσεων:

- Προσομοίωση των κτιρίων υπό 2D και 3D συνθήκες με χρήση αντιστοίχως των προγραμμάτων Plaxis V.8 και Plaxis 3-D Foundation.
- Προσομοίωση του εδάφους ως γραμμικώς ελαστικού μέσου και ως ελαστικού ιδεατώσ πλαστικού σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb.

Οι παράμετροι των ανωτέρω επιλύσεων ήταν οι εξής:

- Το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους  $E$ , που ουσιαστικά αποτελεί και το μέτρο της σχετικής ακαμψίας της ανωδομής ως προς το έδαφος.

- Ειδικά για την προσομοίωση του εδάφους ως ελαστοπλαστικό, θεωρήθηκε παράμετρος ο «συνολικός» συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας.
- Το πάχος του συμπιεστού στρώματος,  $z$ , κάτω από το επίπεδο θεμελιώσεως. Εξετάσθηκαν δύο περιπτώσεις βάθους  $z$ , μία αρκετά υψηλή τιμή  $z=40\text{m}$  και μία μικρότερη  $z=14\text{m}$ .

Τα αποτελέσματα ιδιαίτερου ενδιαφέροντος είναι οι διαφορικές καθιζήσεις, οι μέγιστες στροφές, τα κρίσιμα εντατικά μεγέθη των πλαισίων και των πεδιλοδοκών. Σημειώνεται ότι λόγω της συμμετρίας των φορέων A, B και των θεμελιώσεων, οι όροι στροφή ( $\vartheta$ ) και γωνιακή απόκλιση ( $\beta$ ) είναι ταυτόσημοι, επομένως χρησιμοποιούνται αδιακρίτως στο παρόν κεφάλαιο, δεδομένου ότι δεν υπάρχει στροφή των κτιρίων. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε διαγράμματα στα οποία χρησιμοποιούνται οι εξής συμβολισμοί: Στροφή  $\Delta s/l = \vartheta \approx \tan \beta = \beta$ ,  $M_1$ ,  $M_{1,0}$ ,  $M_H$ ,  $M_{H,0}$ ,  $M_p$ ,  $M_e$ ,  $N_0$ ,  $N_p$ ,  $N_e$ ,  $\Delta s_p$ ,  $\Delta s_e$ , όπου  $M_1$  είναι η ροπή κάμψης της δοκού του πρώτου ορόφου,  $N$  το αξονικό φορτίο του υποστρώματος και  $M_H$  η ροπή κάμψης της πεδιλοδοκού. Ο δείκτης «0» αντιπροσωπεύει την περίπτωση όπου αγνοείται η αλληλεπίδραση. Οι δείκτες «e» ή «p» αντιπροσωπεύουν αντιστοίχως το γραμμικώς ελαστικό ή ελαστοπλαστικό εδαφικό προσομοίωμα. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ως συνάρτηση του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους ή του «συνολικού» συντελεστή ασφαλείας SF.

#### 7.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων 3D και 2D αναλύσεων αλληλεπιδράσεως

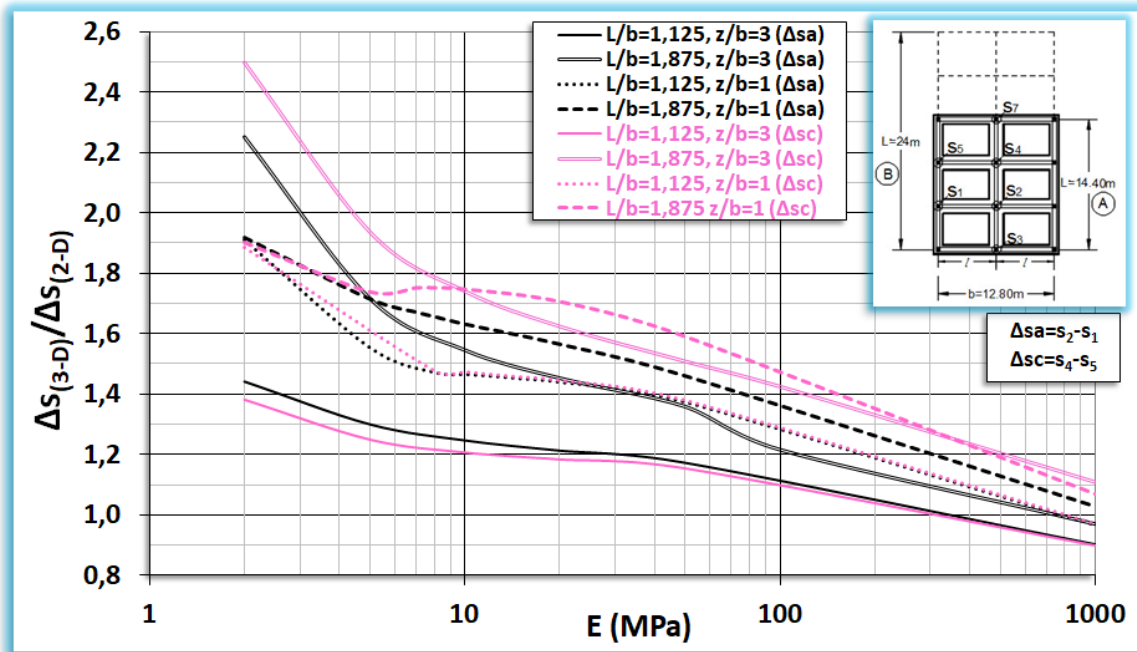
Εκτελέσθηκαν 2D και 3D αριθμητικές παραμετρικές αναλύσεις αλληλεπιδράσεως ανωδομής-θεμελιώσεως-εδάφους για τα δύο κτίρια A και B προκειμένου να συγκριθούν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των διαφορικών καθιζήσεων και των εντατικών μεγεθών ανωδομής και θεμελιώσεως.

##### 7.4.1 Γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα

Το έδαφος θεμελιώσεως περιγράφεται από δύο ελαστικές παραμέτρους: μέτρο ελαστικότητας  $E$  (ποικίλλει μεταξύ  $E=2\text{MPa}$  και  $E=1000\text{MPa}$ ) και σταθερός λόγος Poisson  $\nu=0.30$ . Η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους καθορίζει την



σχετική ακαμψία των πλαισιωτών φορέων δεδομένου ότι στις επιλύσεις αυτές έχει ληφθεί υπόψη μια μέση αντιπροσωπευτική ακαμψία ανωδομής.



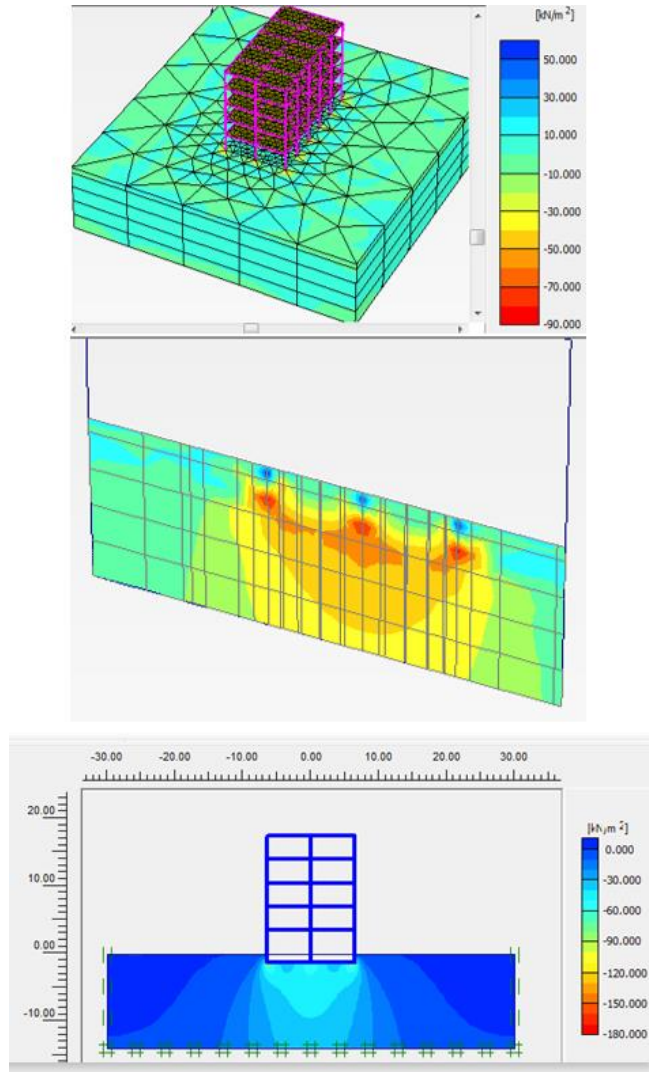
Σχήμα 7.3: Σύγκριση  $\Delta s$  υπό 3D και 2D αναλύσεων (γραμμική ελαστικότητα)

Οι υπολογισμένες τιμές της στροφής  $\Delta s/l$  είναι πολύ μικρές ακόμη και στις περιπτώσεις υψηλής σχετικής ακαμψίας, προφανώς λόγω του τύπου της θεμελιώσεως. Από το σχήμα 7.3 παρατηρείται η επιρροή του πάχους  $z$  της εδαφικής στρώσεως αλλά και της γεωμετρίας των κτιρίων στην εκτίμηση των διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta s$ . Οι μαύρες ή ροζ καμπύλες αντιστοιχούν σε αποτελέσματα  $\Delta s$  κατά την διεύθυνση του πλάτους του κτιρίου στις θέσεις ( $s_2-s_1$ ) και την αμέσως επόμενη εσωτερική ( $s_4-s_5$ ), όπως δίδεται στο υπόμνημα του διαγράμματος, με τους αντίστοιχους λόγους εξωτερικών διαστάσεων των κτιρίων μήκος προς πλάτος  $L/b$  και το σχετικό πάχος του συμπιεστού εδάφους θεμελιώσεως  $z/b$ . Για το κτίριο A ( $L/b=1.125$ ) όταν το πάχος του εδάφους είναι μικρό ( $z/b=1$ ) ο λόγος των διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta s_{(3-D)}/\Delta s_{(2-D)}$  είναι αυξημένος σε σχέση με εκείνον για το μεγαλύτερο πάχος  $z=40m$ . Όταν αυξάνει το πάχος  $z$  μειώνονται οι διαφορές μεταξύ 2D και 3D αποτελεσμάτων γιατί προφανώς αυξάνουν οι καθιζήσεις της απειρομήκουσ πλάκας λόγω μεγαλύτερου βάθους επιρροής. Για το κτίριο B ( $L/b=1.875$ ) ο λόγος  $\Delta s_{(3-D)}/\Delta s_{(2-D)}$  αυξάνει όταν αυξάνει το πάχος  $z$  του εδάφους, που

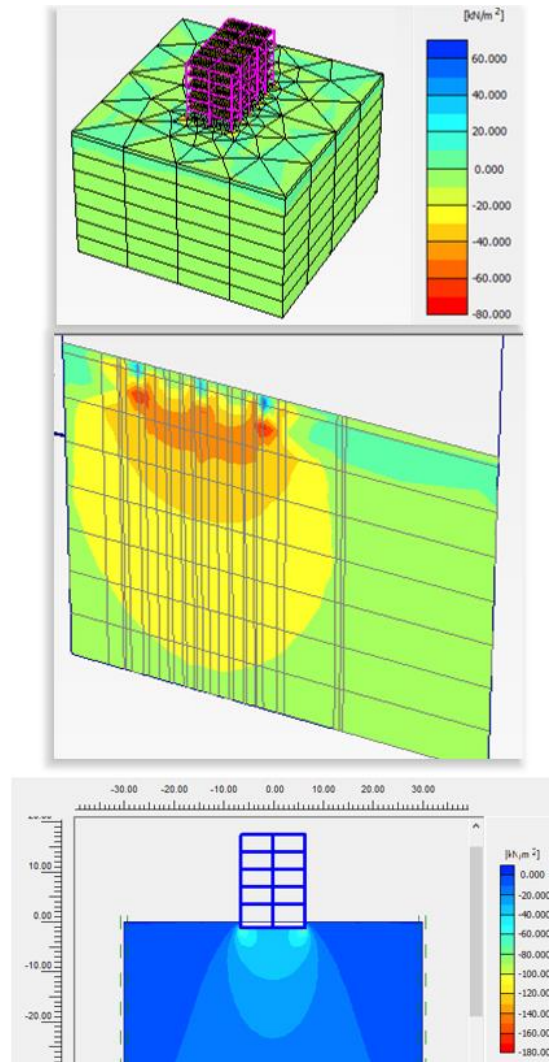
σημαίνει μεγαλύτερη απόκλιση της 2D προσομοίωσης από την 3D. Τούτο προφανώς οφείλεται στην εντονότερη αλληλεπίδραση των πεδילוδοκών που προκαλούν αυξημένες καθιζήσεις έναντι εκείνων της απειρομήκουσ πλάκας. Για μεγάλο μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους, οι διαφορές μεταξύ 2D και 3D προσομοίωσης απομειώνονται σημαντικά ως αποτέλεσμα των μικρότερων καθιζήσεων και μικρότερων διαφορικών καθιζήσεων εξαιτίας της ανακατανομής των τάσεων. Όταν το μέτρο ελαστικότητας  $E$  μειώνεται, οι  $\Delta s$  στις πεδילוδοκούς είναι μεγαλύτερες λόγω αυξημένης αλληλεπίδρασης μεταξύ τους, με αποτέλεσμα πολύ μεγαλύτερες πιέσεις επαφής έναντι των αντίστοιχων που αναπτύσσονται κάτω από την απειρομήκη πλάκα.

Από την χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων τάσεων στα Σχήματα 7.4 και 7.5 διαπιστώνονται οι μεγαλύτερες πιέσεις επαφής στις πεδילוδοκούς στο κτίριο Β έναντι της απειρομήκουσ πλάκας (2D) στην περίπτωση μεγάλου  $E=50\text{MPa}$  και μικρού  $E=2\text{MPa}$ , αντιστοίχως. Ενδεικτικώς αναφέρεται ότι για  $E=50\text{MPa}$  υπολογίσθηκαν πιέσεις επαφής κάτω από το κέντρο της πεδילוδοκού (3D)  $\sigma_{yy}=-70\text{kPa}$ , ενώ της απειρομήκουσ πλάκας αντιστοίχως (2D)  $\sigma_{yy}=-50\text{kPa}$  (για  $z/b=1$ ). Για  $E=2\text{MPa}$  και  $z/b=3$ , οι πιέσεις επαφής είναι  $\sigma_{yy}=-50\text{kPa}$  κάτω από το κέντρο της πεδילוδοκού (3D), ενώ κάτω από το κέντρο της λωρίδας (2D)  $\sigma_{yy}=-36\text{kPa}$ .

Στα Σχήματα 7.6 και 7.7 παρουσιάζεται η μεταβολή της στροφής συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους υπό 2D και 3D συνθήκες, αντίστοιχα, από τα οποία διαπιστώνεται η δραστική μείωση της στροφής υπό 3D συνθήκες, με την αύξηση του  $E$ , ενώ πολύ μικρότερη είναι η μείωση της αντίστοιχης τιμής υπό 2D συνθήκες. Οι διαφορές στις τιμές των διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ 2D και 3D προσομοίωσης έχουν επιρροή και στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής, όπως παρατηρείται στα Σχήματα 7.8 και 7.9. Τα αποτελέσματα στο Σχήμα 7.9 αφορούν σε αξονικά φορτία υποστυλωμάτων υπολογισμένα στο ακραίο (Υποσύλωμα/Column 1) και στο κεντρικό (Υποσύλωμα/Column 2).



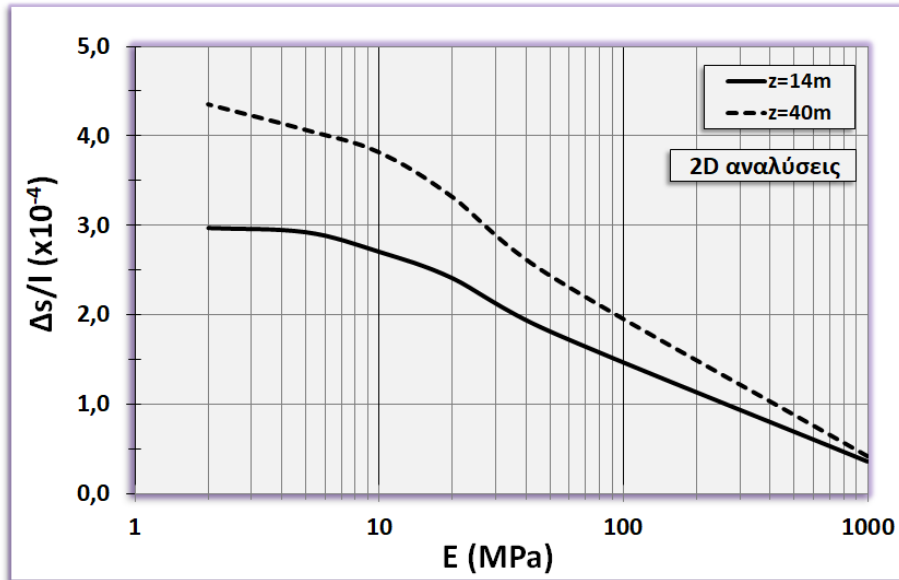
**Σχήμα 7.4:** Χρωματική απεικόνιση κατακορύφων τάσεων για  $E=50\text{MPa}$ ,  $z/b=1$ ,  $L/b=1,875$



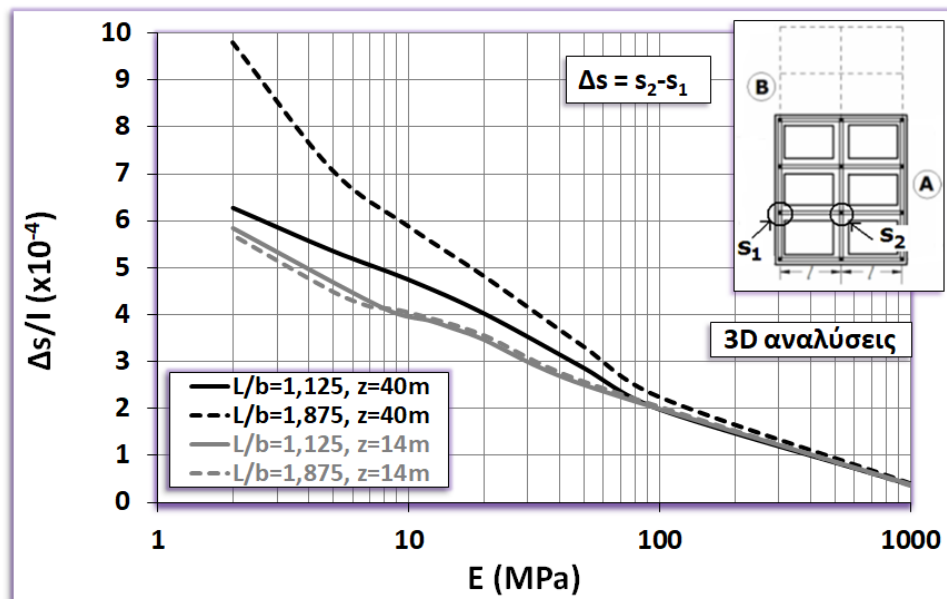
**Σχήμα 7.5:** Χρωματική απεικόνιση κατακορύφων τάσεων για  $E=2\text{MPa}$ ,  $z/b=3$ ,  $L/b=1,875$

Για μεγάλο μέτρο ελαστικότητας  $E$  του εδάφους η μείωση των διαφορικών καθιζήσεων, λόγω της ανακατανομής των τάσεων, προκαλεί αύξηση της ροπής κεντρικής στηρίξεως και μείωση της ροπής ανοίγματος. Υπό 2D συνθήκες, η αύξηση αυτή της ροπής στηρίξεως είναι πολύ μεγαλύτερη έναντι εκείνης υπό 3D συνθήκες με αποτέλεσμα να μειώνεται ο λόγος των ροπών κάμψως  $\frac{M_{(3-D)}}{M_{(2-D)}}$ . Αντιθέτως, το ποσοστό μείωσης των ροπών ανοιγμάτων είναι πολύ μικρότερο και για τις 3D και για τις 2D συνθήκες. Για μεγάλο  $E$  και για αυξημένο πάχος συμπιεστού εδάφους θεμελιώσεως, μειώνεται ο

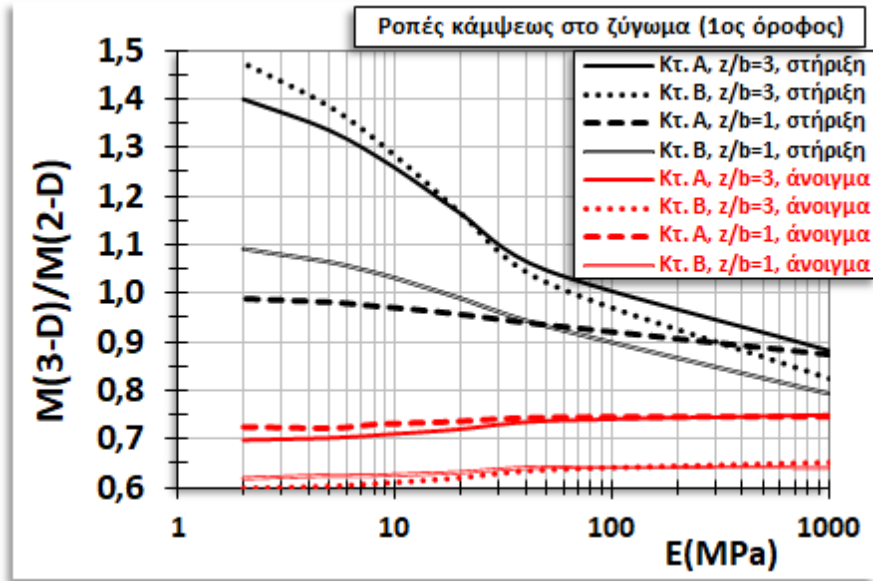
λόγος των διαφορικών καθιζήσεων, λόγω μεγάλης μείωσης της  $\Delta s$  σε σχέση με την περίπτωση μικρότερου πάχους, με αποτέλεσμα την σημαντική μείωση των ροπών κεντρικής στηρίξεως και υπό 2D αλλά και υπό 3D συνθήκες. Ο λόγος των διαστάσεων  $L/b$  έχει επίδραση στις σχετικές διαφορές μόνο για μεγάλο πάχος  $z$  του εδάφους, λόγω της εντονότερης αλληλεπίδρασης των πεδιλοδοκών.



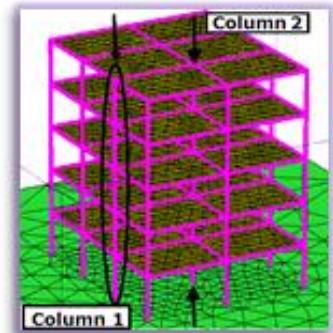
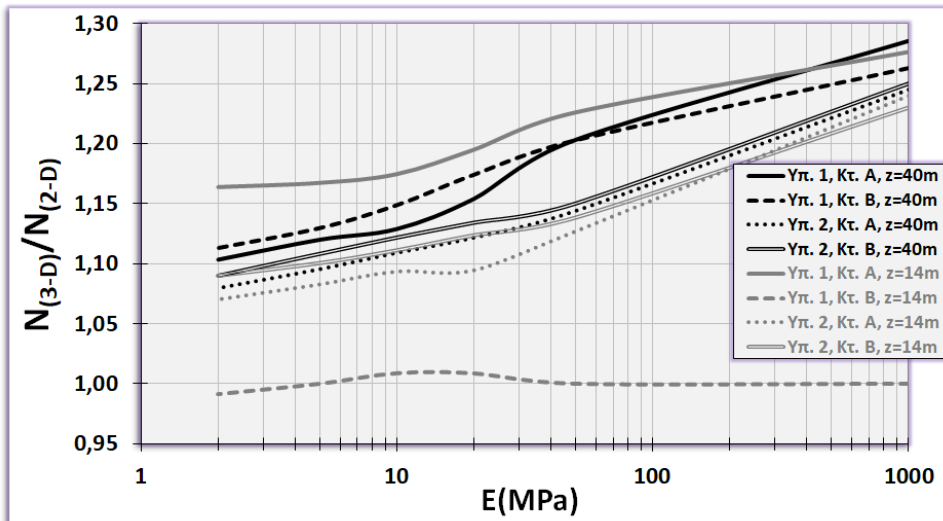
Σχήμα 7.6: Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας (2D)



Σχήμα 7.7: Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας (3D)

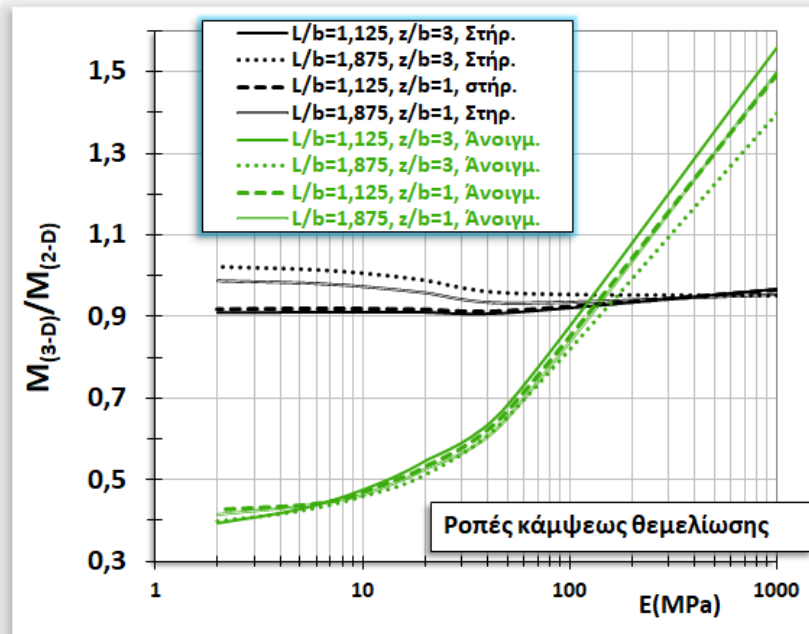


Σχήμα 7.8: Σύγκριση ροπών κάμψευς ζυγώματος ( $1^{ος}$  όροφος) μεταξύ 2D και 3D (Γ.Ε)

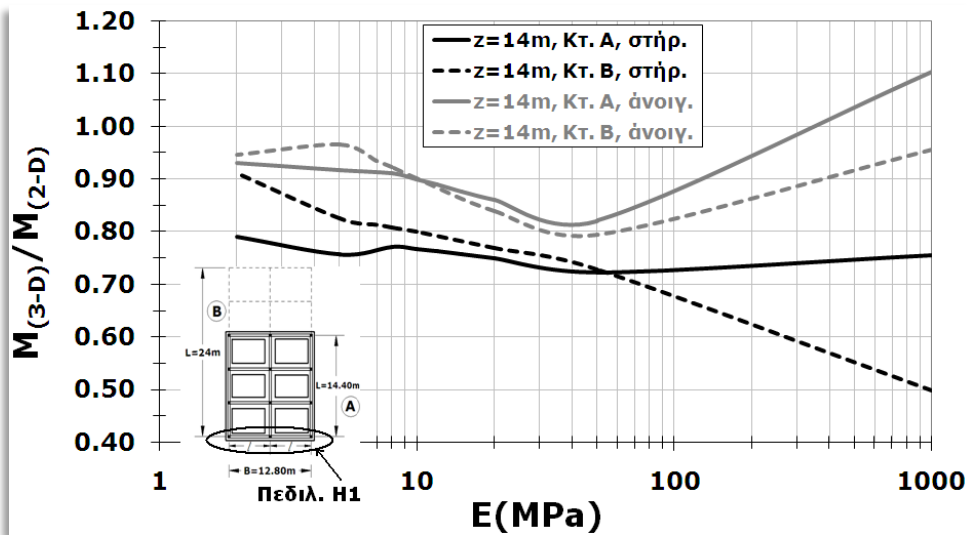


Σχήμα 7.9: Σύγκριση αξονικών δυνάμεων μεταξύ 3D και 2D (Γ.Ε)

Η επίδραση της ανάπτυξης των διαφορικών καθιζήσεων είναι προφανής και στις ροπές κάμψευς της θεμελιώσεως ιδίως για τις θέσεις των ανοιγμάτων στις εσωτερικές πεδילוδοκούς (H2) ενώ για τις θέσεις στηρίξεως και ανοίγματος στην ακραία πεδילוδοκό (H1), όπως φαίνεται στα Σχήματα 7.10 και 7.11.



Σχήμα 7.10: Σύγκριση ροπών κάμψης της εσωτερικής πεδιλοδοκού Η2 μεταξύ 3D και 2D

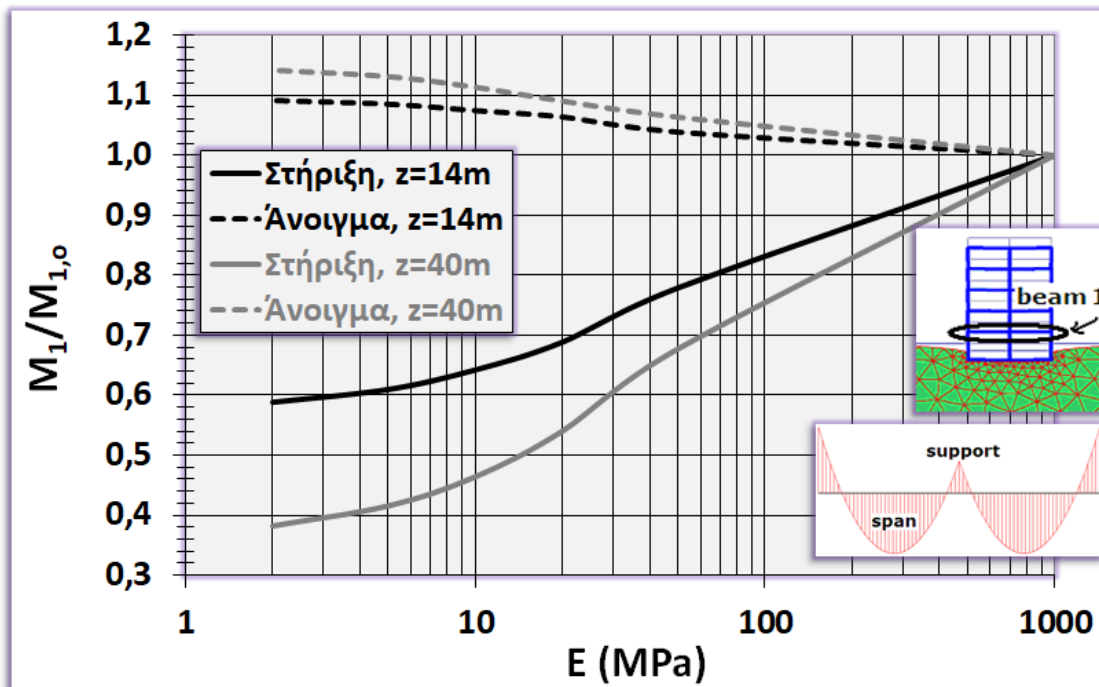


Σχήμα 7.11: Σύγκριση ροπών κάμψης εξωτερικής πεδιλοδοκού Η1 μεταξύ 2D και 3D

Για μικρές τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους, όπου οι  $\Delta_s$  είναι αυξημένες, παρατηρείται μείωση των ροπών ανοιγμάτων στις πεδιλοδοκούς ενώ πολύ αυξημένες είναι οι αντίστοιχες ροπές στην απειρομήκη πλάκα. Ωστόσο, φαίνεται ότι οι λόγοι  $L/b$  και  $z/b$  δεν επηρεάζουν τις σχετικές διαφορές στα μεγέθη των ροπών κάμψης μεταξύ 2D και 3D προσομοιώσεως.

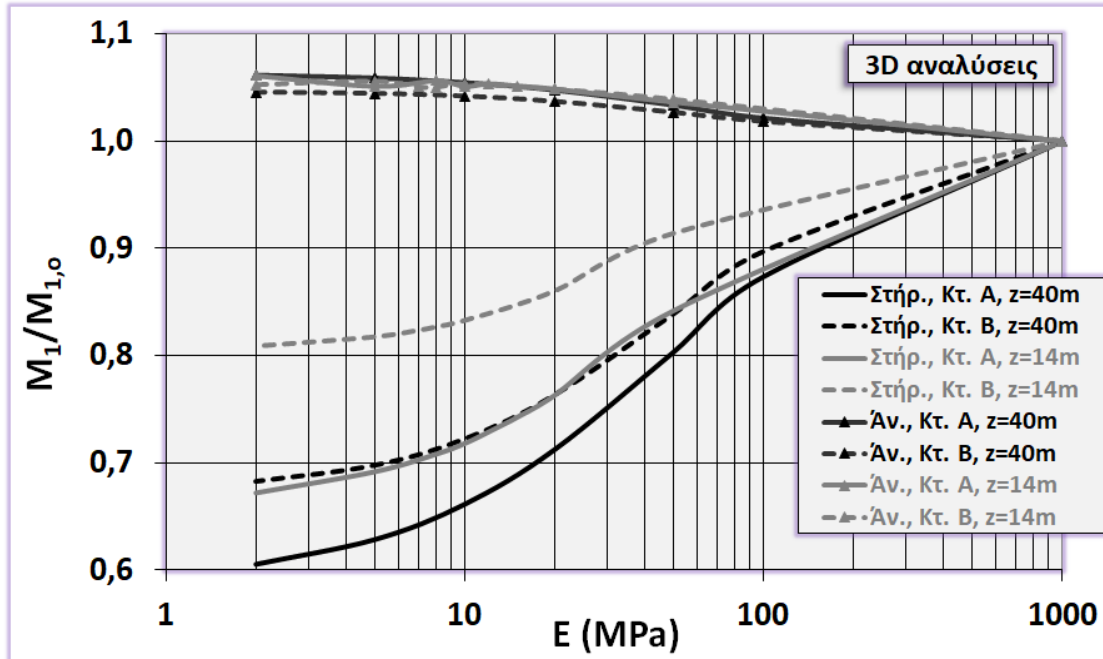


Από τις συμβατικές αναλύσεις στις οποίες δεν λαμβάνεται υπόψη προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως, με παραδοχή πολύ υψηλής τιμής του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, υπολογίσθηκαν εντατικά μεγέθη ανωδομής και θεμελιώσεως υπό 2D και υπό 3D συνθήκες, τα οποία συμβολίζονται με τον δείκτη «0». Στα Σχήματα 7.12 και 7.13 δίδονται αποτελέσματα για ροπές κάμψεως της ανωδομής εκτιμώμενα από τις 2D και τις 3D αναλύσεις, αντιστοίχως, που αφορούν στο επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου. Τα αποτελέσματα αυτά δείχνουν πολύ σημαντική επιρροή της αλληλεπιδράσεως και υπό 2D αλλά και υπό 3D συνθήκες στα μεγέθη των ροπών κεντρικής στηρίξεως, τα οποία παρουσιάζουν σημαντική μείωση για μικρά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους έναντι των μεγεθών που υπολογίζονται βάσει συμβατικής αναλύσεως χωρίς αλληλεπίδραση. Η μείωση αυτή είναι εντονότερη κατά τις 2D επιλύσεις όταν το πάχος του εδάφους θεμελιώσεως είναι μεγάλο, λόγω της ανάπτυξης μεγαλύτερων καθιζήσεων στην απειρομήκη πλάκα, εξαιτίας του μεγαλύτερου βάθους επιρροής, σε σχέση με το μικρότερο πάχος του εδάφους.



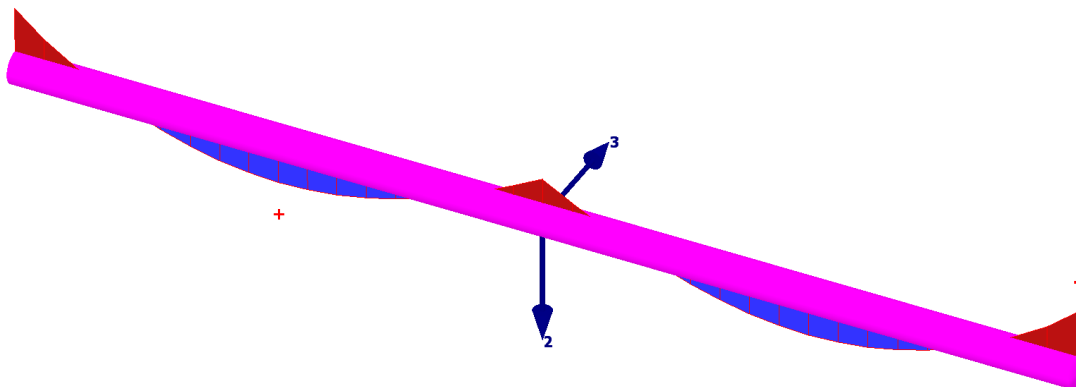
Σχήμα 7.12: Ανακατανομή ροπών κάμψεως δοκού 1 ανωδομής συναρτήσει E (Γ.Ε, 2D)



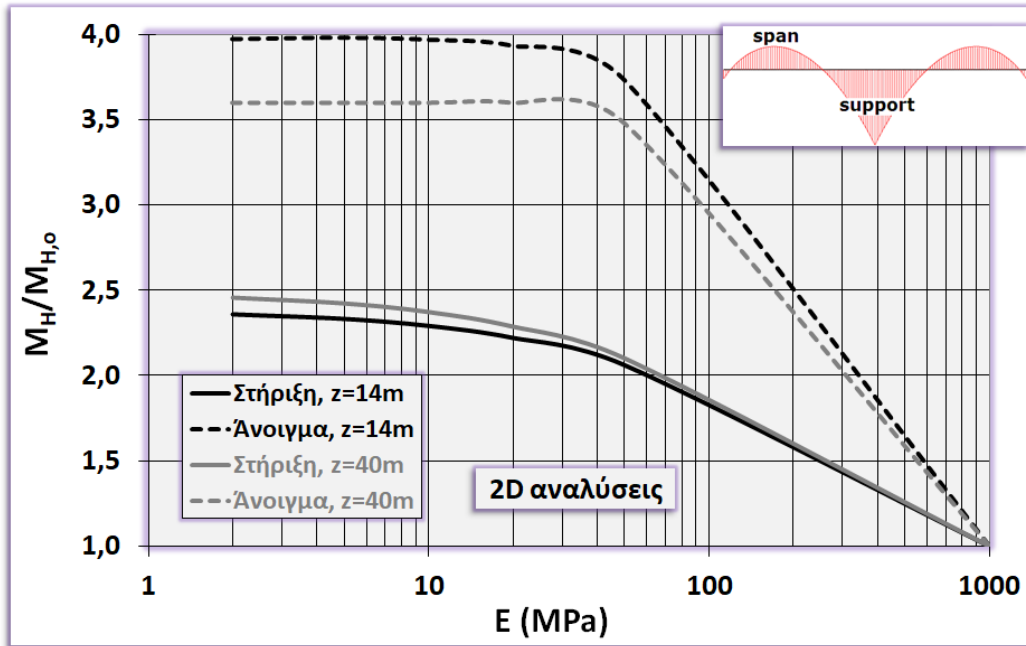


**Σχήμα 7.13:** Ανακατανομή ροπών κάμψεως δοκού 1 συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους (Γ.Ε, 3D αναλύσεις)

Ενδεικτικό διάγραμμα ροπών κάμψεως ζυγώματος για το επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου στο πλαίσιο A ( $L/b=1,125$ ) παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.14.



**Σχήμα 7.14:** Διάγραμμα ροπών κάμψεως δοκού 1<sup>ου</sup> ορόφου κτιρίου A (3D)

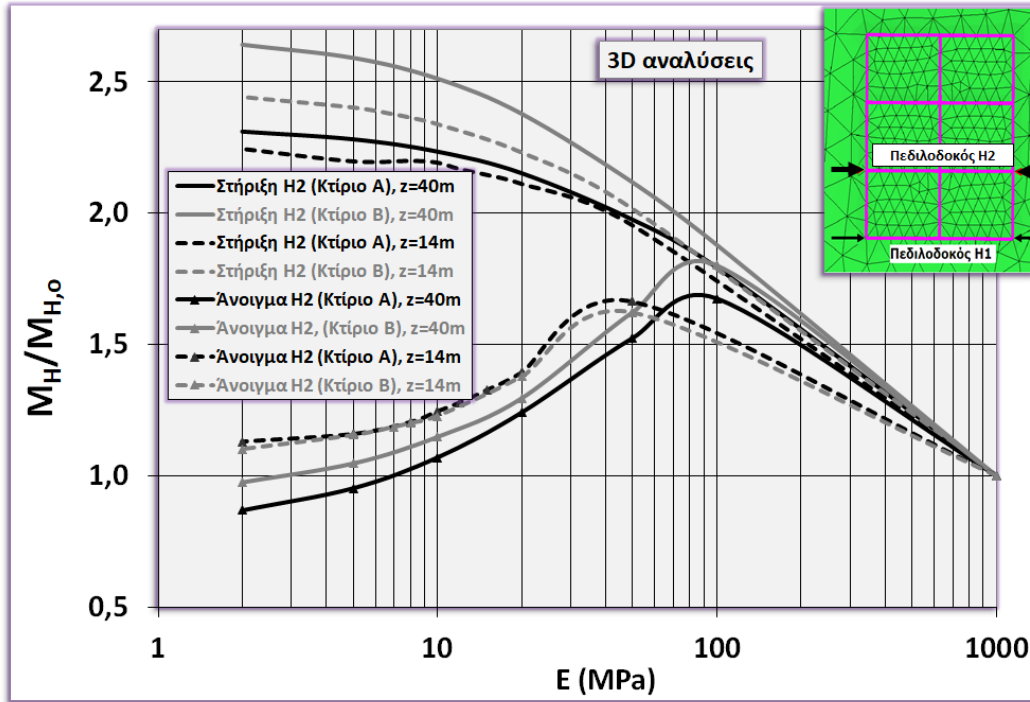


**Σχήμα 7.15:** Ανακατανομή ροπών κάμψεως απειρομήκους πλάκας συναρτήσει του E (Γ.Ε)

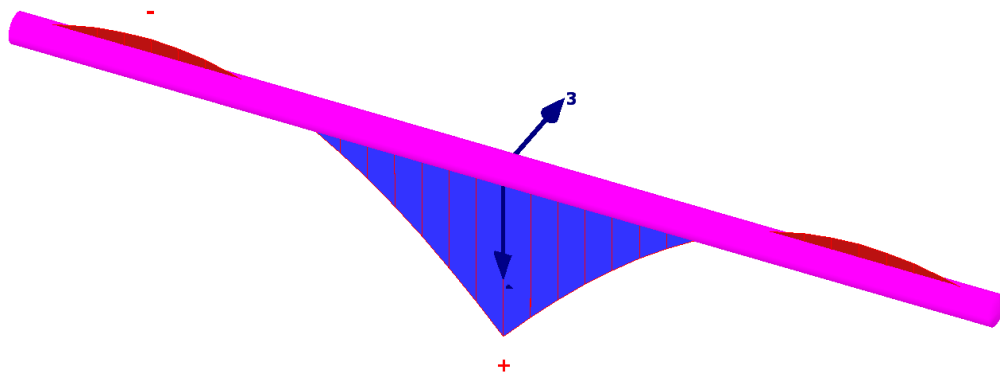
Οι ροπές κάμψεως της θεμελίωσης επηρεάζονται από την ακαμψία του εδάφους, το οποίο διαπιστώνεται και από τις 2D αλλά και από τις 3D αναλύσεις. Η επίδραση είναι σημαντική στις ροπές των ανοιγμάτων, εντονότερα υπό 2D συνθήκες, αλλά και στις ροπές κεντρικής στηρίξεως, όπως παρατηρείται στα Σχήματα 7.15 και 7.16. Η συνεκτίμηση της αλληλεπίδρασης δίδει αυξημένα μεγέθη ροπών κάμψεως, έναντι της συμβατικής μεθόδου ακόμη και για μεγάλα μέτρα ελαστικότητας του εδάφους. Η μείωση του μέτρου ελαστικότητας E του εδάφους, για ένα εύρος χαμηλών τιμών του με  $E < 20 \text{ MPa}$  περίπου, δεν μεταβάλλει ουσιαστικά τον αυξημένο λόγο των ροπών κάμψεως  $M_H / M_{H,0}$ . Η επίδραση του λόγου  $L/b$  και του πάχους  $z$  του εδάφους, δεν φαίνεται να είναι σημαντική στις σχετικές διαφορές. Ένα ενδεικτικό διάγραμμα των ροπών κάμψεως της εσωτερικής πεδιλοδοκού H2 για το πλαίσιο A ( $L/b=1,125$ ) δίδεται στο Σχήμα 7.17.

Είναι προφανές ότι η θεμελίωση με πλέγμα πεδιλοδοκών περιορίζει σημαντικά τις  $\Delta s$  ακόμη και για μικρά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους, το οποίο διαπιστώνεται από τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Αντιστοίχως, εκτιμήθηκαν πολύ μικροί λόγοι  $\Delta s / \max s$  ακόμη και για μικρά μέτρα ελαστικότητας E του εδάφους. Συνεπώς, η συμπεριφορά της

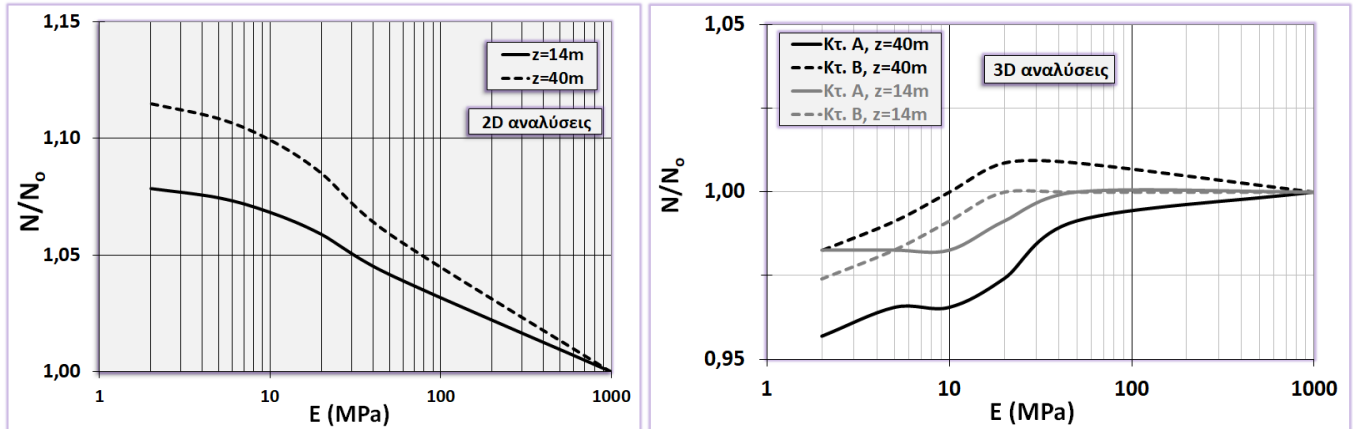
Θεμελιώσεως (ομάδα πεδιλοδοκών) μπορεί να θεωρηθεί σχεδόν ως άκαμπτη. Τούτο έχει ως αποτέλεσμα, η ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων να επηρεάζει περισσότερο την θεμελίωση και λιγότερο την ανωδομή.



Σχήμα 7.16: Ανακατανομή ροπών κάμψεως εσωτερικής πεδιλοδοκού συναρτήσει του E (Γ.Ε)



Σχήμα 7.17: Διάγραμμα ροπών κάμψεως εσωτερικής πεδιλοδοκού H2 πλαισίου A ( $L/b=1,125$ )



**Σχήμα 7.18:** Ανακατανομή αξονικών δυνάμεων ( $\Gamma.E$ , 2D)

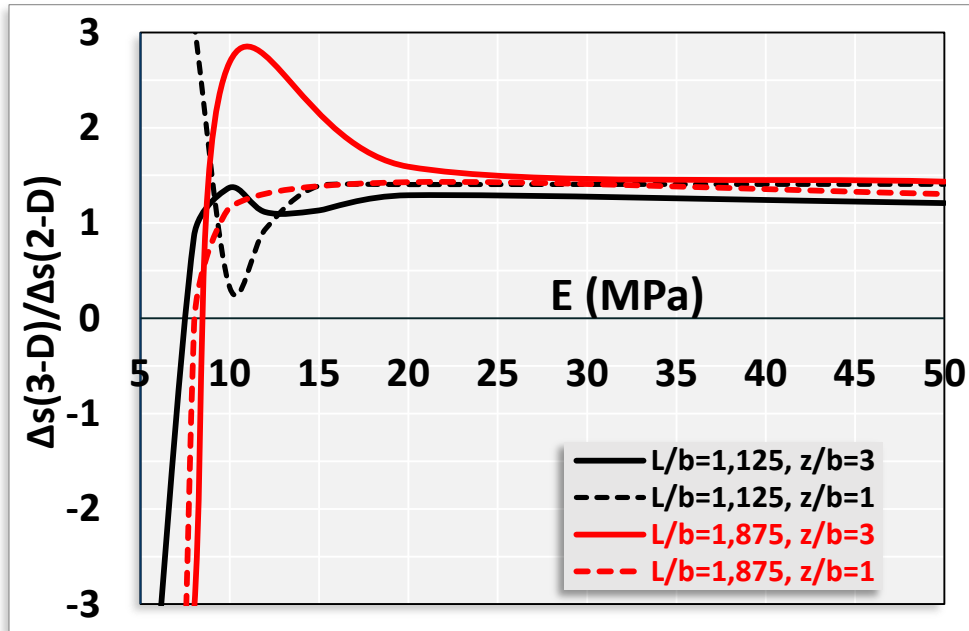
Από τα διαγράμματα του Σχήματος 7.18 δεν διαπιστώνονται ουσιαστικές διαφορές στα μεγέθη των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων από τα αντίστοιχα της συμβατικής μεθόδου επιλύσεως χωρίς αλληλεπίδραση. Τα αποτελέσματα αυτά αφορούν στο ακραίο υποστύλωμα αλλά ισχύουν και για το κεντρικό.

#### 7.4.2 Γραμμικώς ελαστικό ιδεατώσ πλαστικό προσομοίωμα για καθαρώς συνεκτικό έδαφος

Προκειμένου να διερευνηθεί περαιτέρω το πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως, εξετάσθηκε όλο το σύστημα πλαίσιο – θεμελίωση – έδαφος λαμβάνοντας υπόψη την υπόθεση γραμμικώς ελαστικής ιδεατώσ πλαστικής συμπεριφοράς του εδάφους σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Οι επιλύσεις αφορούν στην περίπτωση καθαρώς συνεκτικού αργιλικού εδάφους με τιμές αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $c_u=10kPa$  έως  $250kPa$ , όπως περιγράφεται αναλυτικά στην υποπαράγραφο 7.3.2.

Σύγκριση των αντίστοιχων τιμών  $\Delta s=s_2-s_1$  κατά την διεύθυνση του πλάτους των κτιρίων παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.19. Για υψηλές τιμές του γενικού συντελεστή ασφαλείας οι διαφορικές καθιζήσεις υπό 3D συνθήκες είναι ελαφρώς μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες βάσει 2D επιλύσεων. Για χαμηλότερους SF, αλλά μεγαλύτερους του 2,0 υπολογισμένοι υπό 3D συνθήκες, που αντιστοιχούν σε μέτρα ελαστικότητας του εδάφους από  $E=10MPa$  έως  $E=15MPa$ , οι  $\Delta s$  της πεδίοδοκού παρουσιάζουν πολύ

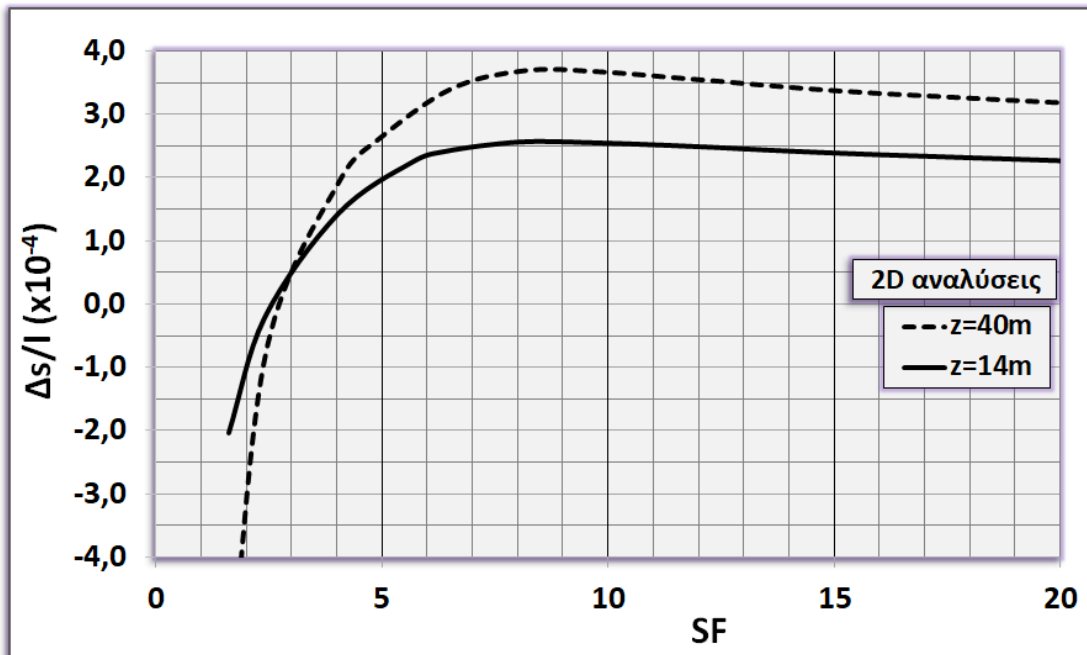
μεγάλη διαφοροποίηση. Για  $SF < 2,0$ , υπολογισμένοι υπό 3D συνθήκες, οι  $\Delta s$  υπολογίζονται με αρνητικές τιμές λόγω των εκτεταμένων πλαστικών ζωνών που αναπτύσσονται στις ακραίες θέσεις της θεμελιώσεως έναντι της κεντρικής, με αποτέλεσμα μεγαλύτερη καθίζηση στις θέσεις αυτές.



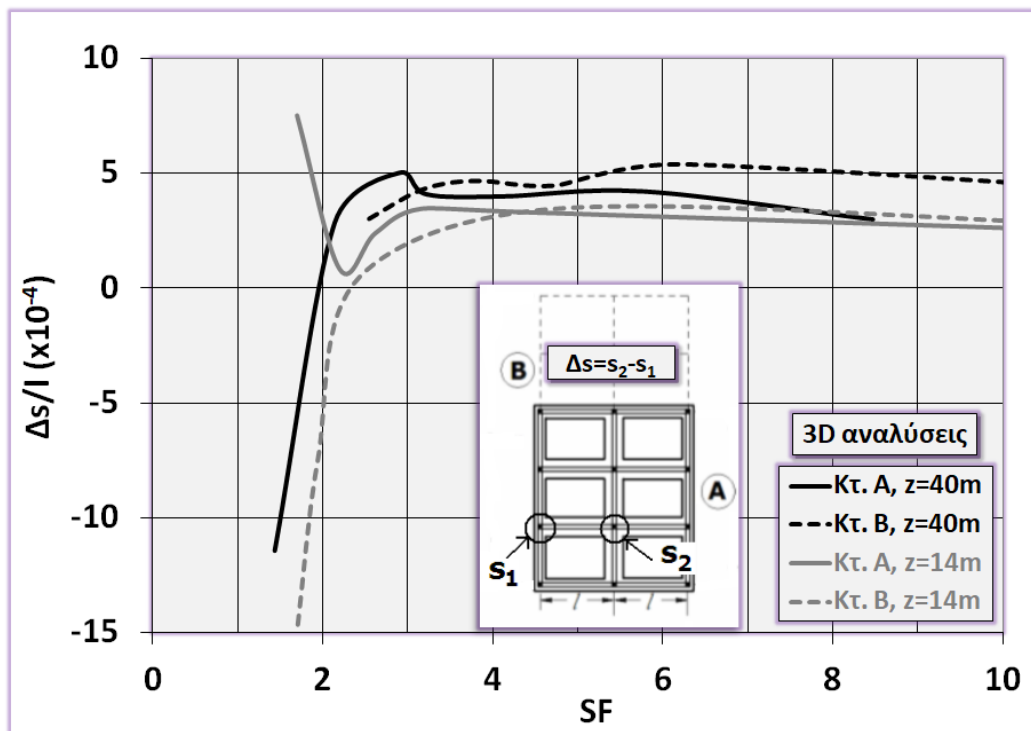
**Σχήμα 7.19:** Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ 3D και 2D (M-C, Συνεκτικό έδαφος)

Για τα ίδια μέτρα ελαστικότητας  $E$  του εδάφους και για την ίδια αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u$ , οι συντελεστές ασφαλείας είναι προφανώς αρκετά μεγαλύτεροι υπό 2D συνθήκες με αποτέλεσμα πολύ μικρότερες διαφορικές καθιζήσεις, έναντι των εκτιμώμενων υπό 3D συνθήκες. Με την αύξηση του πάχους του εδάφους θεμελιώσεως, οι  $\Delta s$  είναι αυξημένες λόγω μεγαλύτερου βάθους επιρροής, ιδίως για την περίπτωση της απειρομήκουσ πλάκας (2D), όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.20.

Για  $SF > 2,0$  οι θετικές  $\Delta s$  υπό 3D συνθήκες είναι υψηλότερες από εκείνες υπό 2D συνθήκες. Για χαμηλούς  $SF < 2,0$ , όπου μειώνεται σημαντικά το  $E$  εδάφους, η αλληλεπίδραση της ομάδας πεδιλοδοκών επηρεάζει ουσιαστικά την ανάπτυξη των  $\Delta s$ , προκαλώντας αρνητικές διαφορικές καθιζήσεις. Η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας  $SF$  στις διαφορικές καθιζήσεις  $\Delta s$  παρουσιάζεται στα σχήματα 7.20 και 7.21, υπό 2D και 3D συνθήκες, αντίστοιχα.



Σχήμα 7.20: Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας στην στροφή (Μ-С, Συνεκτικό έδαφος)



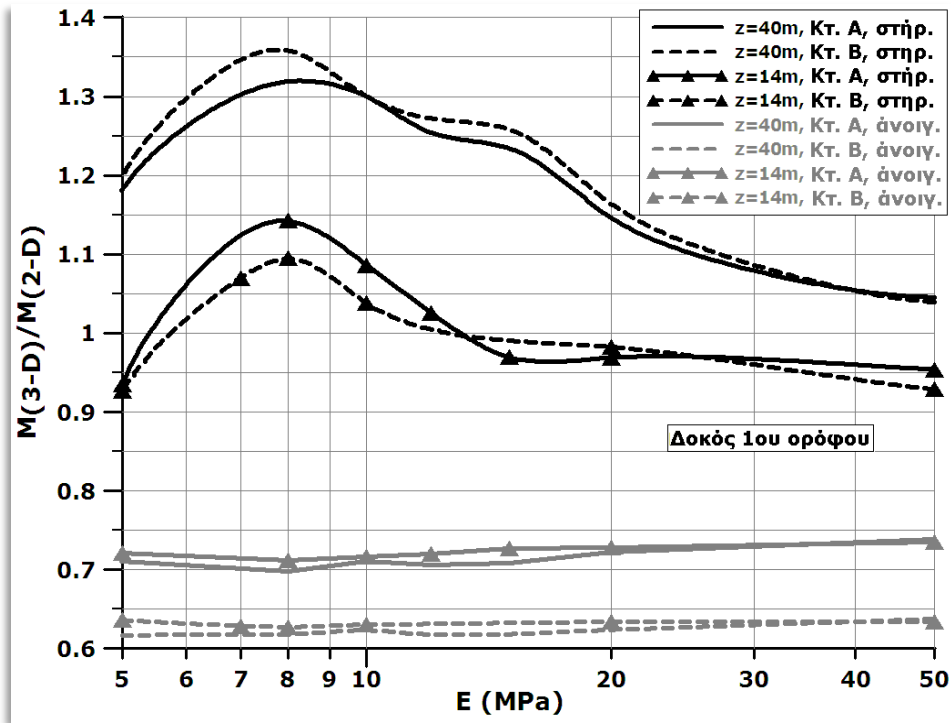
Σχήμα 7.21: Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας στην στροφή (3D, Μ-С, Συνεκτικό έδαφος)

Για υψηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας ( $SF > 5,0$ ) υπό 2D αναλύσεις, υπολογίσθηκαν πολύ μικρές τιμές της στροφής οι οποίες δεν ξεπερνούν την  $\Delta s/l = 4 \times 10^{-4}$  ή  $\Delta s/l = 2,5 \times 10^{-4}$  για μεγάλο ή μικρό πάχος συμπιεστού εδάφους, αντίστοιχα. Οι  $\Delta s$  για αυτές τις πολύ υψηλές τιμές του SF ( $SF > 5,0$ ) παραμένουν σταθερές με την αύξηση του SF. Για  $SF < 2,0$  η στροφή έχει αρνητικές τιμές που σημαίνει, κυρτή μορφή παραμορφώσεως του εδάφους με μεγαλύτερη καθίζηση στις ακραίες θέσεις της θεμελιώσεως σε σχέση με την κεντρική, εξαιτίας των μεγάλων συγκεντρώσεων τάσεων στις θέσεις αυτές με αποτέλεσμα εκτεταμένες πλαστικές ζώνες. Οι υπολογισμένες  $\Delta s$  υπό 2D συνθήκες είναι μεγαλύτερες για μεγάλο πάχος  $z$  εδάφους θεμελιώσεως, λόγω του μεγαλύτερου βάρους επιρροής.

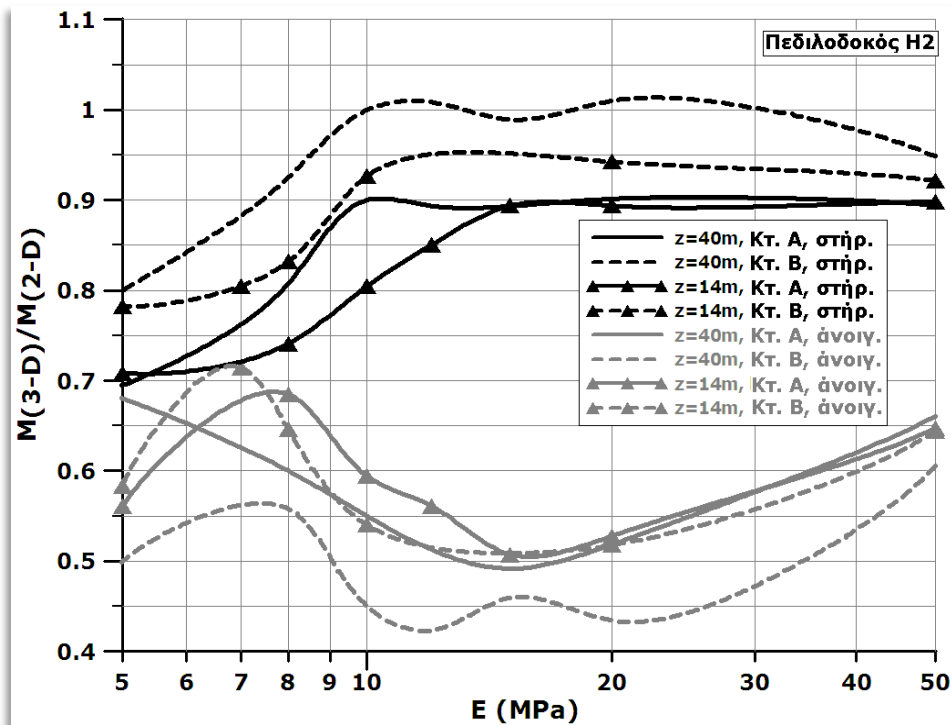
Από το Σχήμα 7.21 παρατηρείται ότι για τιμές του συντελεστή ασφαλείας  $SF < 2,0$  περίπου, οι αρνητικές τιμές της στροφής  $\Delta s/l$  υποδηλώνουν την πολύ μεγαλύτερη καθίζηση στην ακραία θέση θεμελίωσης συγκριτικά με την κεντρική, αντιστοίχως με τα αποτελέσματα των 2D αναλύσεων. Αντιθέτως, για σχετικά υψηλούς  $SF > 4,0$  περίπου, οι τιμές αυτές είναι θετικές και δεν μεταβάλλονται όσο αυξάνει ο SF.

Αντιστοίχως επηρεάζονται τα εντατικά μεγέθη της ανωδομής και περισσότερο της θεμελιώσεως. Οι συγκρίσεις των αντίστοιχων ροπών κάμψεως ανωδομής και θεμελιώσεως και των αντίστοιχων αξονικών φορτίων των υποστυλωμάτων παρουσιάζονται στα Σχήματα 7.22 έως 7.24. Οι ροπές κάμψεως ζυγώματος για το επίπεδο του 1<sup>ου</sup> ορόφου είναι 10% έως 30% μεγαλύτερες στην στήριξη και 30% έως 40% μικρότερες στο άνοιγμα, έναντι των αντίστοιχων βάσει 2D επιλύσεων. Αντιστοίχως, για την θεμελίωση διαπιστώνεται απόκλιση των ροπών κάμψεως με μικρότερα μεγέθη από εκείνα της 2D προσομοίωσης, σε ποσοστό 20% έως 30% για την στήριξη και 40% έως 60% για το άνοιγμα.

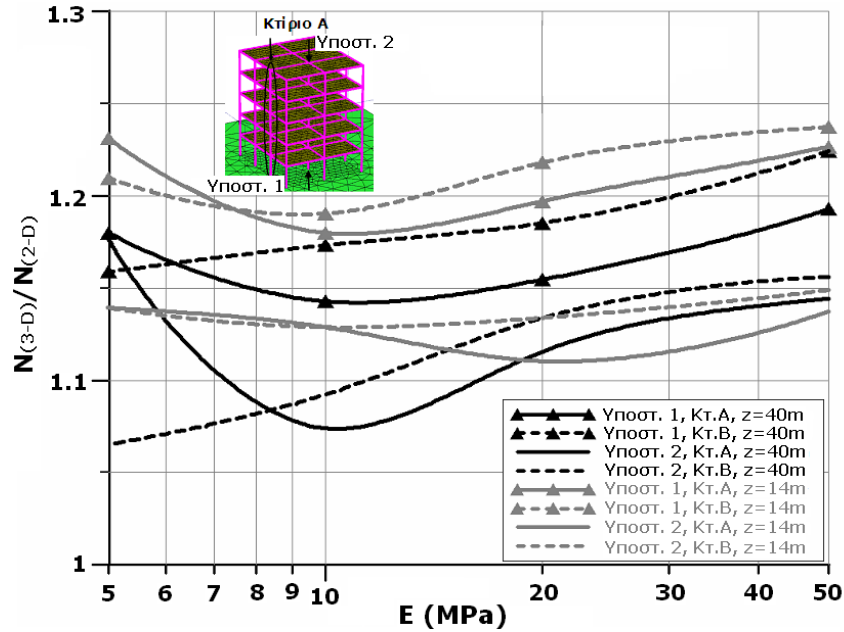




Σχήμα 7.22: Σύγκριση ροπών κάμψεως ανωδομής μεταξύ 3D και 2D (M-C, Συνεκτικό έδαφος)



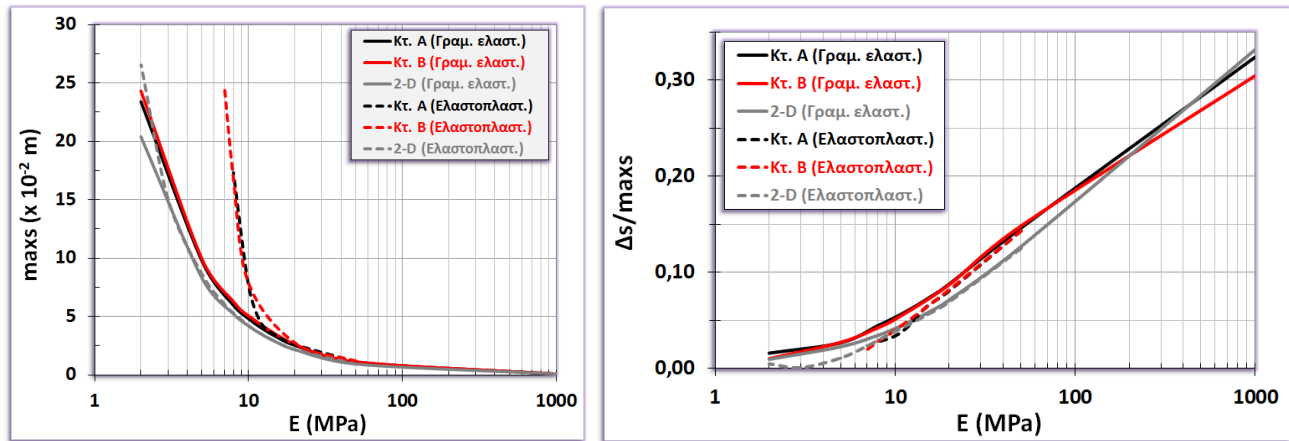
Σχήμα 7.23: Σύγκριση ροπών κάμψεως πεδιλοδοκού Η2 μεταξύ 3D και 2D (M-C, Συνεκτικό έδαφος)



**Σχήμα 7.24:** Σύγκριση αξονικών φορτίων υποστυλωμάτων μεταξύ 3D και 2D (Συνεκτικό έδαφος)

Στο Σχήμα 7.25 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά διαγράμματα μεταβολής της μέγιστης καθιζήσεως  $max_s$  και αντίστοιχα του λόγου  $\Delta s/max_s$  συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους για μικρό πάχος συμπιεστού στρώματος  $z=14m$ . Για τιμές του  $E > 20MPa$ , όπου οι μέγιστες καθιζήσεις είναι πολύ μικρές, το εδαφικό προσομοίωμα ή ο τύπος προσομοίωσης (3D ή 2D προσομοίωση) δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα, ενώ ουσιαστική φαίνεται η επιρροή της 3D προσομοίωσης για τιμές του  $E < 10MPa$ . Οι 3D επιλύσεις βάσει θεώρησης ελαστοπλαστικού εδάφους δείχνουν απότομη αύξηση της μέγιστης καθιζήσεως ( $max_s$ ) για πολύ μικρή μείωση του  $E$ , από 10MPa σε 7MPa, ενώ αντίστοιχη αύξηση της  $max_s$  παρατηρείται για μεγαλύτερη μείωση του  $E$  από 10MPa σε 2MPa σύμφωνα με τις επιλύσεις για γραμμικώς ελαστικό έδαφος. Η απόκλιση αυτή οφείλεται στις εκτεταμένες ζώνες πλαστικών σημείων που αναπτύσσονται στα Κτίρια Α και Β (3-D συνθήκες) που προκαλούν μεγαλύτερες καθιζήσεις στις θέσεις αυτές ( $max_s$ ) λόγω της σημαντικής αλληλεπίδραση μεταξύ των πεδιλοδοκών. Στο έδαφος Mohr-Coulomb αναπτύσσονται πλαστικές ζώνες οι οποίες γίνονται εντονότερες για μικρά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους με αποτέλεσμα πολύ

μεγαλύτερες καθιζήσεις συγκριτικά με την περίπτωση του γραμμικώς ελαστικού εδάφους.



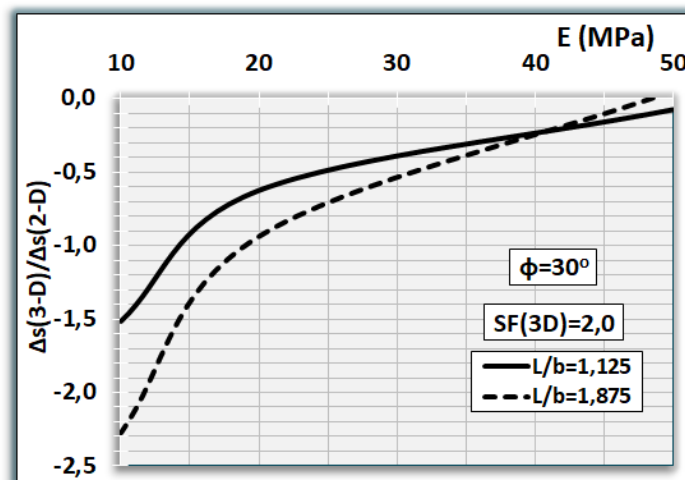
**Σχήμα 7.25:** Επιρροή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους στην  $maxs$  και στην  $\Delta s / maxs$  για  $z=14m$

Ο λόγος  $\Delta s / maxs$  ακολουθεί μία σχεδόν γραμμική αύξηση με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους για τιμές του  $E > 10 \text{MPa}$ . Για συμπιεστό έδαφος ο λόγος  $\Delta s / maxs$  έχει πολύ χαμηλές τιμές λόγω κυρίως της πολύ μεγάλης  $maxs$ . Οι  $\Delta s$  βάσει επιλύσεων με παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους είναι αρκετά μεγαλύτερες συγκριτικά με εκείνες βάσει ελαστοπλαστικού εδάφους και συνεπώς ο λόγος  $\Delta s / maxs$  υπολογίζεται με ίσες τιμές μεταξύ των συγκεκριμένων επιλύσεων που εξετάστηκαν.

#### 7.4.3 Γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό προσομοίωμα για καθαρώς μη συνεκτικό έδαφος

Οι επιλύσεις αφορούν στην περίπτωση καθαρώς μη συνεκτικού εδάφους με τιμές γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi=27,5^\circ$  έως  $35^\circ$ , όπως περιγράφεται αναλυτικά στην υποπαράγραφο 7.3.2. Έγιναν αναλύσεις σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Mohr–Coulomb. Επιλέχθηκε σε όλες τις επιλύσεις σχετικά μικρό πάχος συμπιεστού εδάφους,  $z=14m$ , ως πιο αντιπροσωπευτικό, δεδομένου ότι οι πλαστικές ζώνες αναπτύσσονται σε μικρό βάθος. Επίσης, το μη συνεκτικό στρώμα του εδάφους προσομοιώθηκε με μία συγκεκριμένη τιμή γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi=30^\circ$  ( $c=0$ ) καθώς και με μέτρα ελαστικότητας  $E=10 \text{MPa}$  έως  $50 \text{MPa}$ . Ο λόγος Poisson θεωρήθηκε σε όλες τις περιπτώσεις σταθερός, ομοίως με τις προηγούμενες αναλύσεις,  $\nu=0.30$ . Οι αναλύσεις

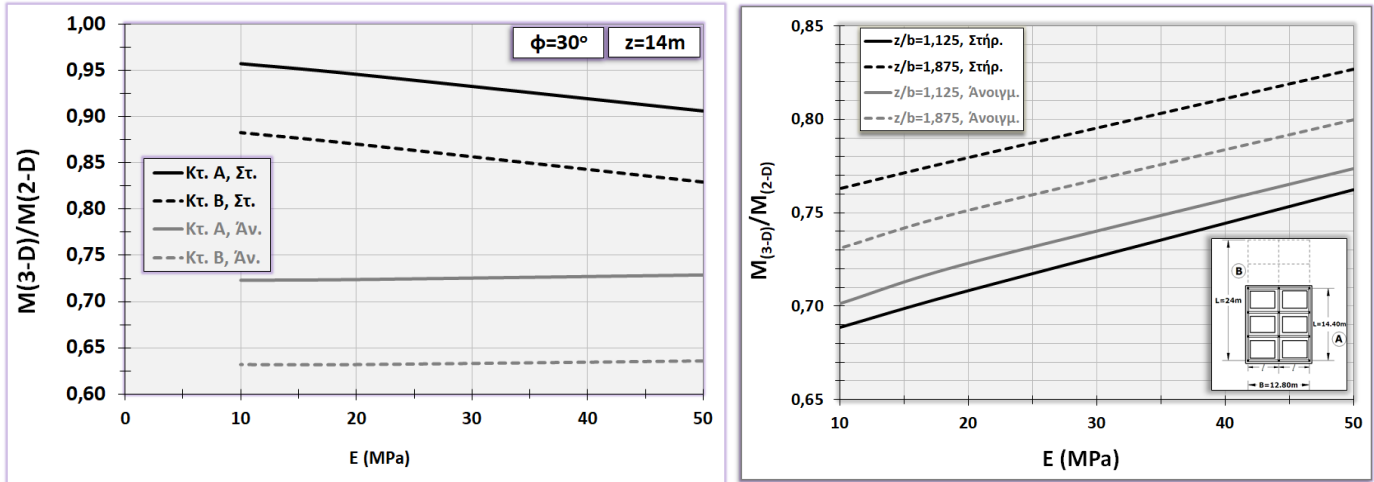
έγιναν υπό τριδιάστατες καθώς και υπό διδιάστατες συνθήκες προκειμένου να συγκριθούν τα αντίστοιχα αποτελέσματα τα οποία αφορούν σε τιμές διαφορικών καθιζήσεων (στο κέντρο: καθίζηση  $s_2$ , στα άκρα: καθίζηση  $s_1$ ) και εντατικών μεγεθών. Από το Σχήμα 7.26 παρατηρείται ότι για συντελεστή ασφαλείας  $SF=2,0$  υπολογισμένος υπό 3D συνθήκες, ενώ υπό 2D είναι πολύ μεγαλύτερος ( $SF \approx 5,0$ ) οι εκτιμώμενες  $\Delta s$  (3D) έχουν αρνητικές τιμές αλλά μεγαλύτερες κατά απόλυτη τιμή συγκριτικά με της απειρομήκουσ πλάκας (2D), που σημαίνει κυρτή μορφή παραμορφώσεως του εδάφους με πολύ μεγαλύτερες καθιζήσεις στην ακραία θέση της θεμελίωσης σε σχέση με την κεντρική. Η αυξημένες αυτές καθιζήσεις προκαλούνται από τα πλαστικά σημεία που συγκεντρώνονται στην θέση αυτή με σημαντική επιρροή της αλληλεπίδρασης του πλέγματος πεδילוδοκών ιδίως για μικρά  $E$  εδάφους. Οι σχετικές διαφορές γίνονται εντονότερες για το κτίριο Β ( $L/b=1,875$ ).



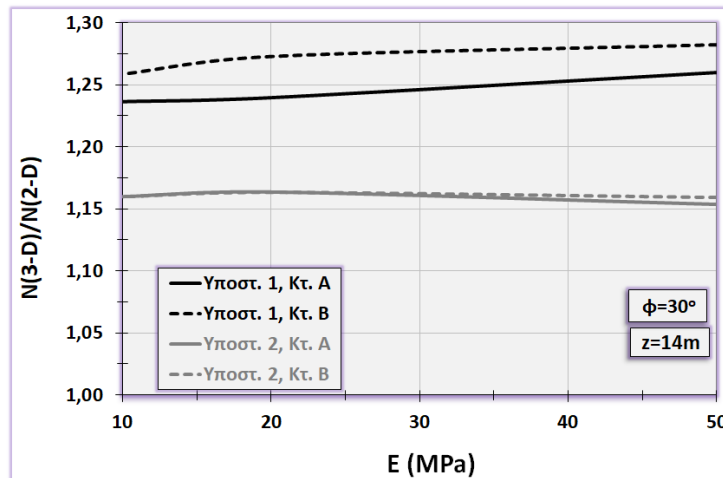
**Σχήμα 7.26:** Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ 3D και 2D (Μη συνεκτικό έδαφος,  $SF=2,0$ )

Αποτέλεσμα των διαφορών στις αντίστοιχες  $\Delta s$  είναι η επίδραση στην ανωδομή και την θεμελίωση, με πολύ μικρότερες ροπές κάμψεως υπό 3D συνθήκες, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.27. Τα ποσοστά μείωσης των μεγεθών αυτών για την θεμελίωση είναι περίπου 20% - 30%, ενώ για την ανωδομή περίπου 10% στην κεντρική στήριξη και 30% - 35% στις θέσεις των ανοιγμάτων. Στο Σχήμα 7.28 δίδεται αντιστοίχως η σύγκριση των αξονικών φορτίων των υποστυλωμάτων (ακραίο: Υπ.1 και κεντρικό

Υπ.2) για συντελεστή ασφαλείας  $SF=2,0$ , από το οποίο παρατηρούμε μικρή αύξηση των αξονικών δυνάμεων του ακραίου υποστυλώματος έναντι των μεγεθών βάσει 2D αναλύσεων.



Σχήμα 7.27: Σύγκριση ροπών κάμψης ανωδομής και θεμελίωσης μεταξύ 3D και 2D (Μη συνεκτικό έδαφος,  $SF=2,0$ )

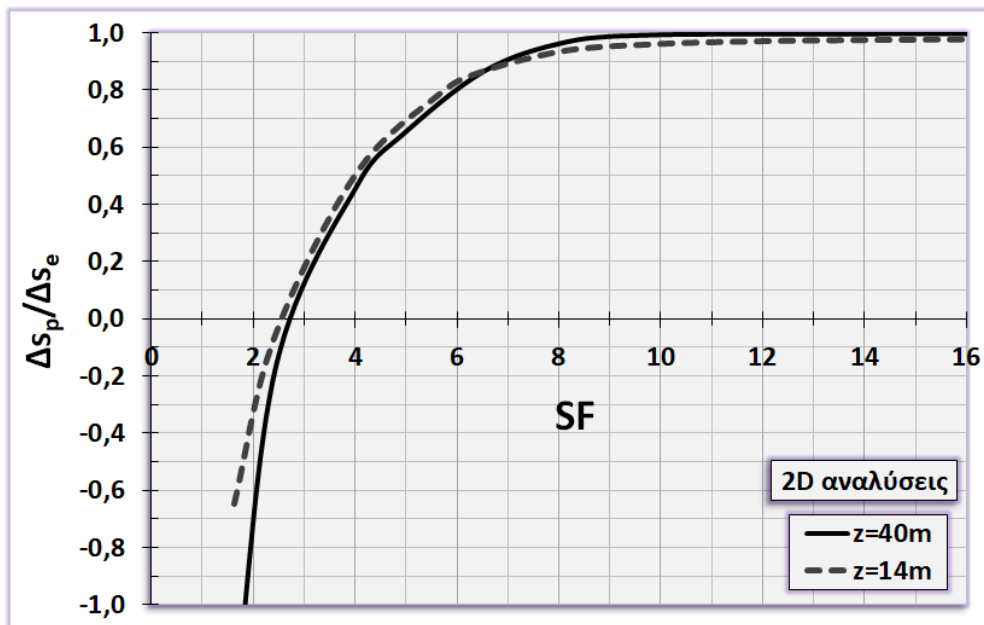


Σχήμα 7.28: Σύγκριση αξονικών δυνάμεων μεταξύ 3D και 2D (Μη συνεκτικό έδαφος,  $SF=2,0$ )

### 7.5 Σύγκριση αποτελεσμάτων για γραμμικός ελαστικό ή ελαστοπλαστικό προσομοίωμα για καθαρώς συνεκτικό έδαφος

Από την έως σήμερα βιβλιογραφική ανασκόπηση διαπιστώνονται λίγα διαθέσιμα στοιχεία για την επαλήθευση της υπολογιστικής ακρίβειας των διαφόρων μοντέλων που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της εδαφικής συμπεριφοράς. Για τον λόγο αυτό, προκειμένου να προκύψουν πρακτικά συμπεράσματα για την δυνατότητα

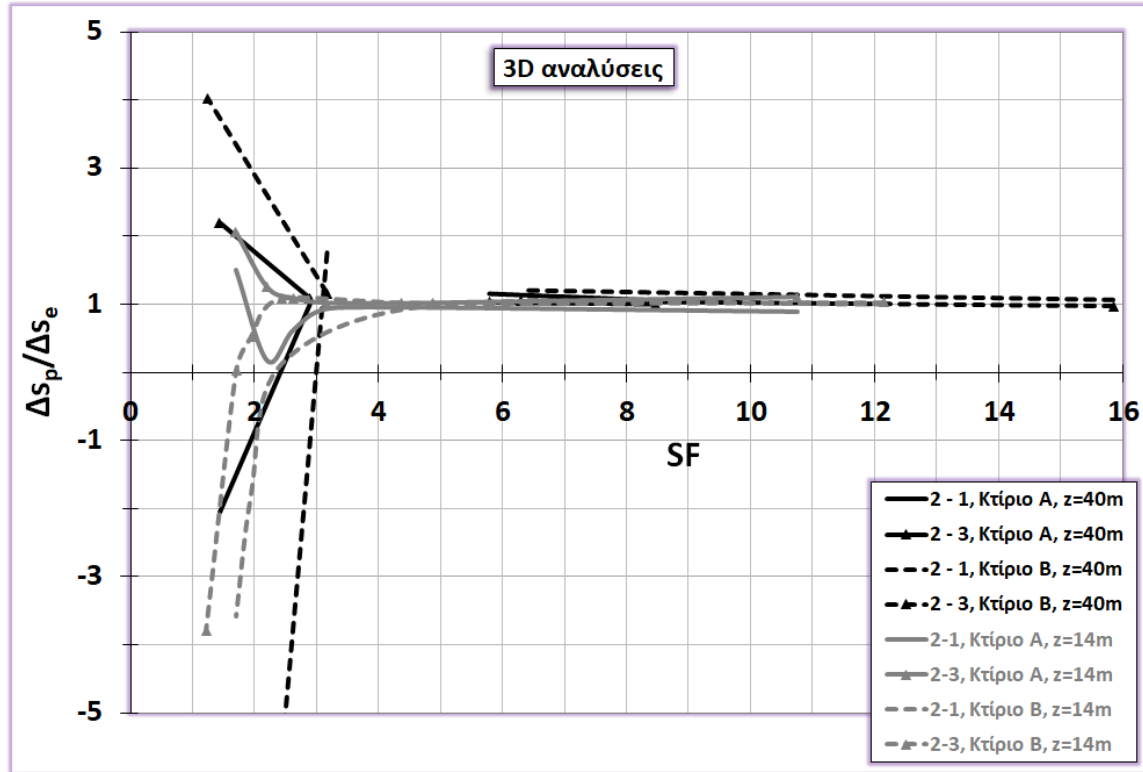
εφαρμογής του απλούστερου προσομοιώματος γραμμικώς ελαστικού έναντι του ελαστοπλαστικού, επιχειρήθηκαν συγκρίσεις μεταξύ των δύο τύπων προσομοίωσης σε τιμές διαφορικών καθιζήσεων και εντατικών μεγεθών ανωδομής και θεμελιώσεως. Τα αποτελέσματα για το ελαστοπλαστικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb αφορούν σε καθαρώς συνεκτικό αργιλικό έδαφος, όπως έχει ήδη περιγραφεί. Εξετάσθηκε η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας SF και του πάχους z του εδάφους στην αλληλεπίδραση ανωδομής-θεμελιώσεως-εδάφους υπό 2D και υπό 3D συνθήκες. Οι δείκτες “p” ή “e” αντιστοιχούν σε ελαστοπλαστικό ή γραμμικώς ελαστικό έδαφος. Καλή προσέγγιση στα αποτελέσματα των διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta s_p$  και  $\Delta s_e$  από τις 2D επιλύσεις παρατηρείται για εξαιρετικά υψηλούς συντελεστές ασφαλείας (Σχήμα 7.29).



**Σχήμα 7.29:** Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (2D, συνεκτικό έδαφος)

Η απομείωση του συνολικού συντελεστή ασφαλείας μειώνει σημαντικά τον λόγο  $\frac{\Delta s_p}{\Delta s_e}$  με πολύ μικρότερες τις διαφορικές καθιζήσεις  $\Delta s_p$ . Για τιμές του συντελεστή ασφαλείας  $SF < 2,5$ , η ανάπτυξη εκτεταμένων πλαστικών ζωνών στις ακραίες θέσεις της θεμελιώσεως προκαλούν πολύ μεγαλύτερες καθιζήσεις συγκριτικά με εκείνες στην κεντρική θέση, δηλαδή  $\Delta s_p < 0$ . Επίδραση του πάχους z του συμπιεστού εδάφους στον

λόγο  $\frac{\Delta s_p}{\Delta s_e}$  διαπιστώνεται για συντελεστές ασφαλείας  $SF \ll 2,0$ . Τα αποτελέσματα από τις 3D αναλύσεις δείχνουν καλή προσέγγιση στα αντίστοιχα μεγέθη των  $\Delta s$  για πολύ μεγάλους συντελεστές ασφαλείας  $SF > 4,0$  (Σχήμα 7.30).

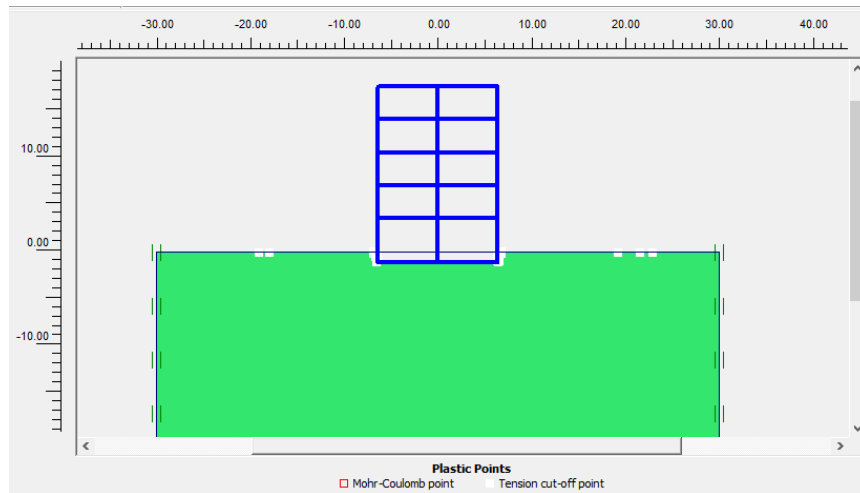


**Σχήμα 7.30:** Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (3D, συνεκτικό έδαφος)

Κατά τις 3D επιλύσεις σημειώνονται οι τιμές των διαφορικών καθιζήσεων κατά την διεύθυνση του πλάτους ( $s_2-s_1$ ) καθώς και κατά την διεύθυνση του μήκους ( $s_2-s_3$ ), όπως φαίνεται στο σχήμα 7.30. Για τιμές του συντελεστή ασφαλείας  $SF < 4$ , παρατηρείται σημαντική διακύμανση του λόγου  $\frac{\Delta s_p}{\Delta s_e}$ , και κατά τις δύο διευθύνσεις. Η επιρροή του πάχους  $z$  στην εκτίμηση των διαφορικών καθιζήσεων είναι προφανής. Μικρή απόκλιση παρατηρείται στον λόγο  $\frac{\Delta s_p}{\Delta s_e}$  όσον αφορά στην διεύθυνση του πλάτους των θεμελιώσεων ( $s_2-s_1$ ), σε συνάρτηση με την μεταβολή του συνολικού συντελεστή ασφαλείας εξαρτώμενη και από τις γεωμετρικές διαστάσεις των δύο κτιρίων A, B. Οι πολύ χαμηλές τιμές του SF καταλήγουν σε αρνητικές  $\Delta s_p$ , λόγω εκτεταμένων πλαστικών

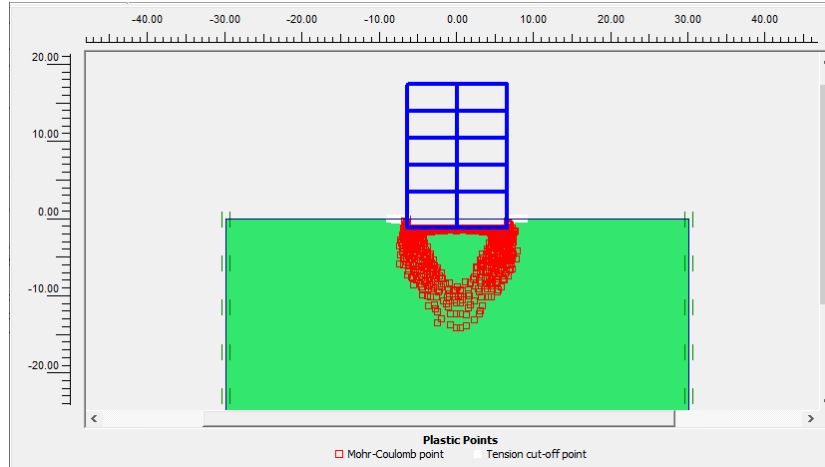


ζωνών, το οποίο διαπιστώθηκε και κατά τις 2D επιλύσεις. Για χαμηλές τιμές του SF ( $1,0 < SF < 2,5$ ) διαπιστώνεται σημαντική διακύμανση στα αποτελέσματα με αντίστροφη τάση μεταβολής του λόγου  $\frac{\Delta s_p}{\Delta s_e}$ . Ο θετικός λόγος  $\frac{\Delta s_p}{\Delta s_e}$  αυξάνει δραστικά με την απομείωση του SF με πολύ υψηλότερες τις  $\Delta s_p$  συγκριτικά με τις  $\Delta s_e$ , κατά την διεύθυνση του μήκους των κτιρίων για  $z=40\text{m}$ , ενώ μειώνεται κατά την διεύθυνση του πλάτους για το ίδιο πάχος εδάφους.



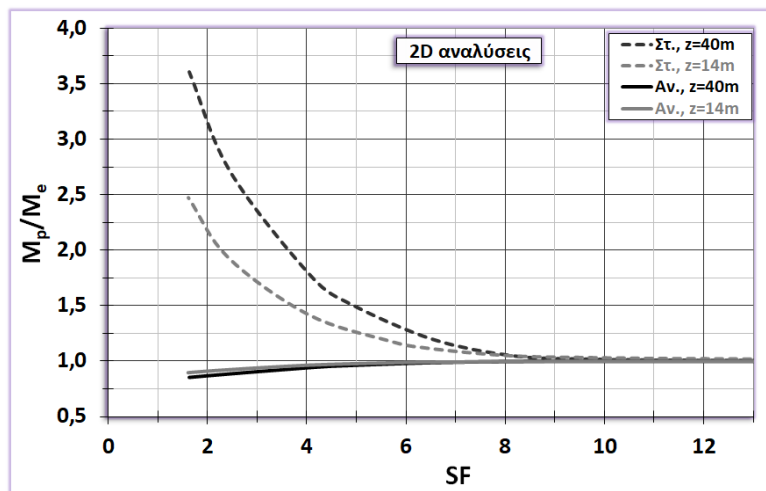
**Σχήμα 7.31:** Ενδεικτική εικόνα ανάπτυξης πλαστικών σημείων για υψηλό SF=16 (2D)

Από το Σχήμα 7.31 παρατηρούμε πολύ μικρή ανάπτυξη πλαστικών σημείων στις ακραίες θέσεις της θεμελιώσεως για πολύ υψηλή τιμή του SF υπό 2D συνθήκες, ενώ αντίστοιχη εικόνα για πολύ μικρό SF ( $SF < 2,0$ ) δίδεται στο Σχήμα 7.32 που αφορά σε αναλύσεις για μεγάλο πάχος  $z=40\text{m}$ . Στις περιπτώσεις χαμηλής διατμητικής αντοχής του εδάφους ( $SF < 2,0$ ), οι εκτεταμένες πλαστικές ζώνες στις ακραίες θέσεις της θεμελιώσεως προφανώς καταλήγουν σε πολύ μεγάλες καθιζήσεις στις θέσεις αυτές με αποτέλεσμα αρνητικές  $\Delta s_p$ . Η παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους για επιλύσεις υπό 2D συνθήκες δίδει καλή προσέγγιση στα αποτελέσματα στις περιπτώσεις εξαιρετικά υψηλού συντελεστή ασφαλείας (σχεδόν  $SF > 8,0$ ), ενώ υπό 3D συνθήκες τούτο συμβαίνει για τιμές του SF  $> 4,0$  περίπου.

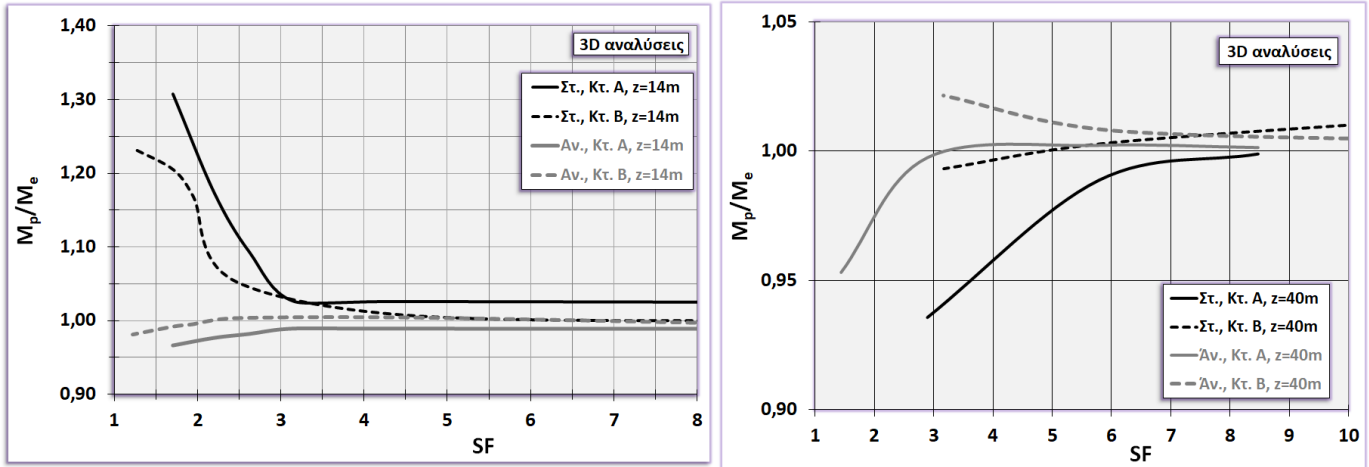


**Σχήμα 7.32:** Ενδεικτική εικόνα ανάπτυξης πλαστικών σημείων για χαμηλό SF=1,6 (2D)

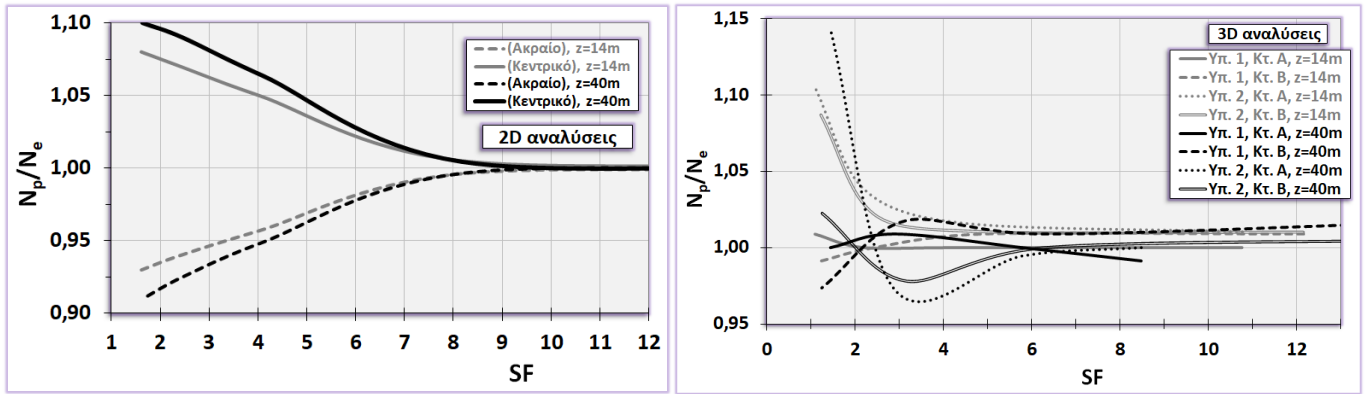
Ως αποτέλεσμα της μεταβολής του λόγου των διαφορικών καθιζήσεων  $\frac{\Delta s_p}{\Delta s_e}$  προέκυψαν και οι αντίστοιχες αποκλίσεις στον λόγο των ροπών κάμψεως  $\frac{M_p}{M_e}$ , οι οποίες αφορούν στην δοκό του 1<sup>ου</sup> ορόφου, ιδίως στην θέση κεντρικής στηρίξεως, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.33 για τις 2D επιλύσεις, και στο Σχήμα 7.34 για τις 3D επιλύσεις. Οι συγκρίσεις που αφορούν στα μεγέθη των αξονικών φορτίων των υποστυλωμάτων κατά τις 2D και 3D αναλύσεις απεικονίζονται στο Σχήμα 7.35, οι οποίες δεν παρουσιάζουν διαφορές. Οι συγκρίσεις έδειξαν πολύ μεγάλες διαφορές στα αντίστοιχα μεγέθη των ροπών κάμψεως της θεμελιώσεως τόσο υπό 2D όσο και υπό 3D συνθήκες (Σχήμα 7.36).



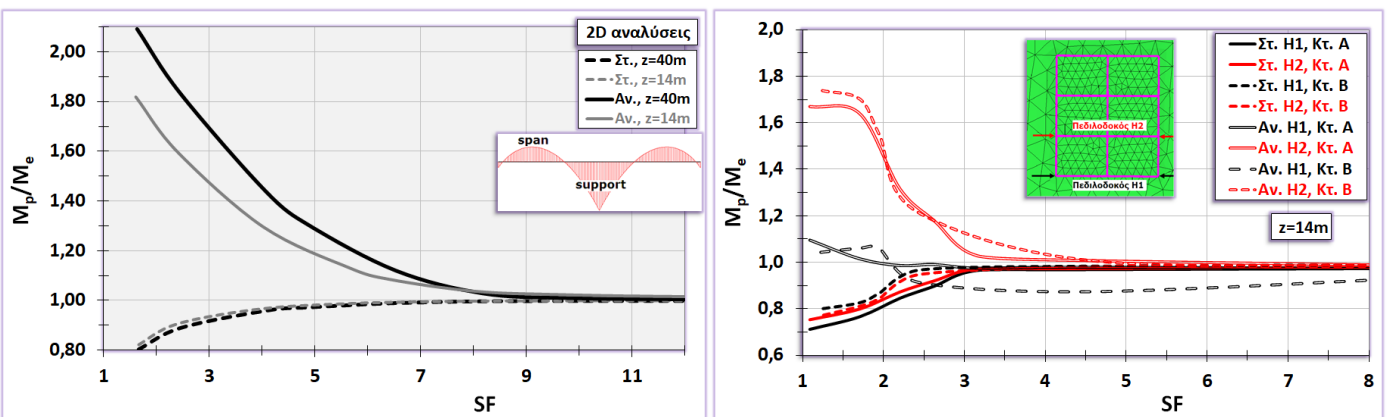
**Σχήμα 7.33:** Λόγος ροπών κάμψεως ανωδομής συναρτήσεσι του συντελεστή ασφαλείας (2D, συνεκτικό έδαφος)



Σχήμα 7.34: Λόγος ροπών κάμψεως ανωδομής συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας (3D, συνεκτικό έδαφος)



Σχήμα 7.35: Σύγκριση αξονικών φορτίων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας (συνεκτικό έδαφος)

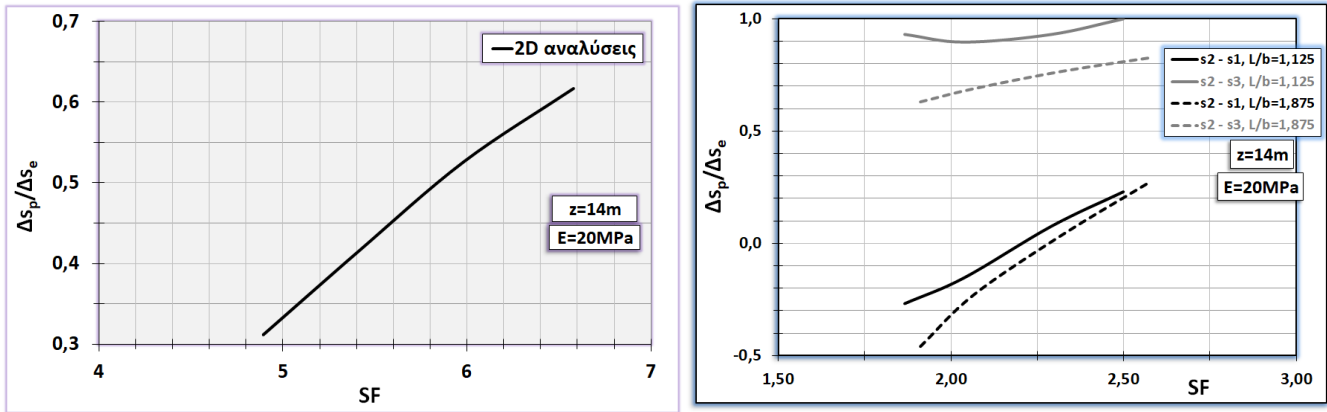


Σχήμα 7.36: Σύγκριση ροπών κάμψεως θεμελιώσεως μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (συνεκτικό έδαφος)

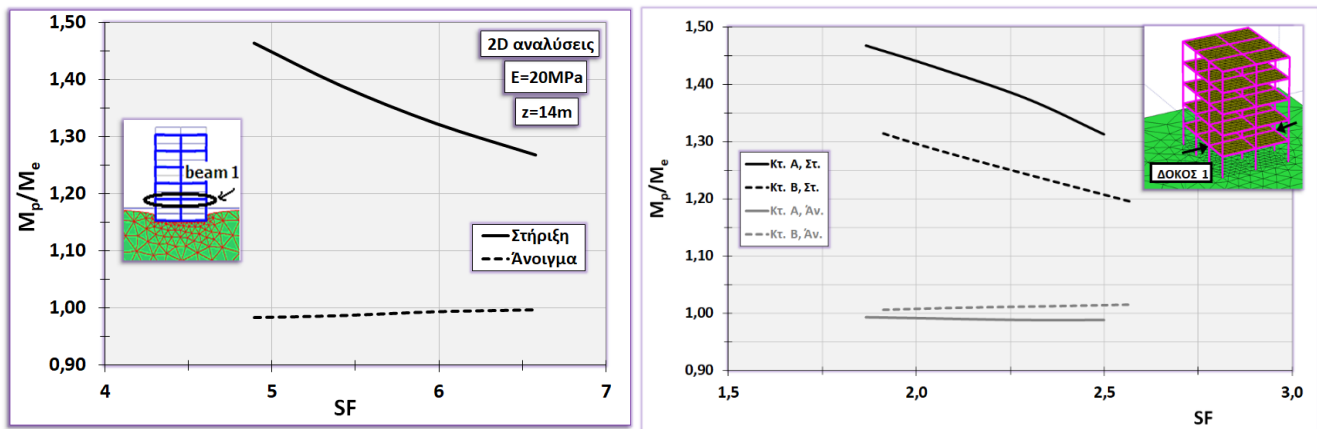
Πολύ μεγαλύτερες υπολογίζονται οι ροπές κάμψεως στις θέσεις των ανοιγμάτων έναντι των αντίστοιχων βάσει παραδοχής γραμμικώς ελαστικού εδάφους, τόσο υπό 2D όσο και υπό 3D συνθήκες, ενώ ελαφρώς μικρότερες είναι οι ροπές της κεντρικής στηρίξεως για πολύ μικρούς συντελεστές ασφαλείας  $SF < 2,0$ .

### 7.6 Σύγκριση γραμμικώς ελαστικού και ελαστοπλαστικού προσομοιώματος για καθαρώς μη συνεκτικό έδαφος

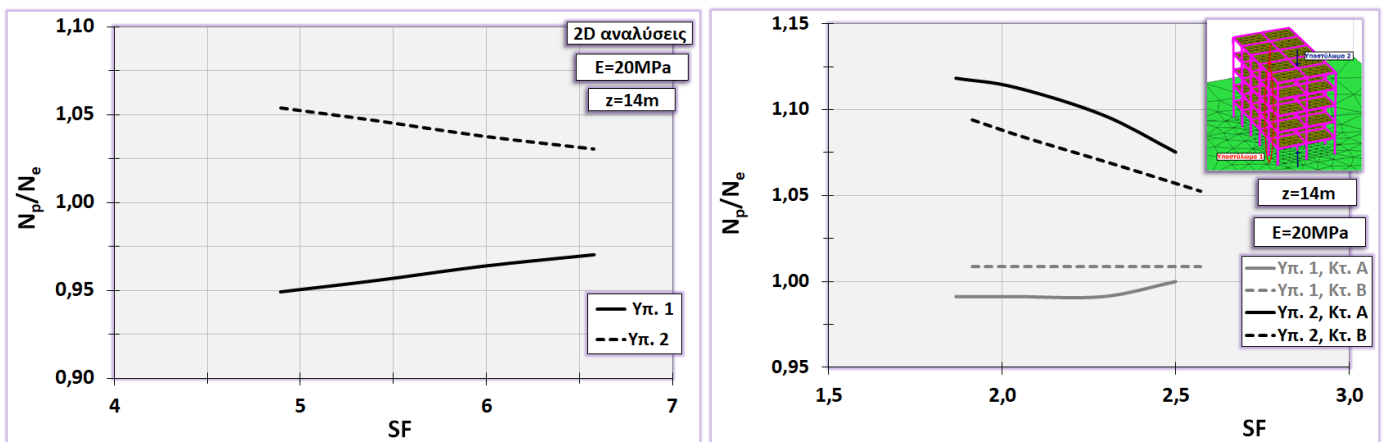
Στην παράγραφο 7.6 εξετάσθηκε η επιρροή του γενικού συντελεστή ασφαλείας SF στην ανάπτυξη των  $\Delta s$  και των εντατικών μεγεθών ανωδομής και θεμελιώσεως υπό 2D και 3D συνθήκες. Οι δείκτες “ $p$ ” ή “ $e$ ” αντιστοιχούν σε ελαστοπλαστικό ή γραμμικώς ελαστικό έδαφος, αντίστοιχα. Οι επιλύσεις βάσει ελαστοπλαστικού εδάφους περιέλαβαν διάφορες τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi = 27,5^\circ$  έως  $35^\circ$ , με μέτρο ελαστικότητας  $E = 20 \text{MPa}$  και λόγο Poisson  $\nu = 0.30$ . Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται μέσω διαγραμμάτων μεταβολής του λόγου των υπό ενδιαφέρων μεγεθών συναρτήσει του γενικού συντελεστή ασφαλείας προκειμένου να εντοπισθούν πιθανές αποκλίσεις από την απλουστευτική θεώρηση γραμμικώς ελαστικού εδάφους. Οι διαφορικές καθιζήσεις που υπολογίζονται στο καθαρώς μη συνεκτικό έδαφος είναι αρκετά μικρότερες ακόμη και για υψηλό συντελεστή ασφαλείας  $SF = 5,0$  υπό συνθήκες 2D, έναντι των τιμών βάσει γραμμικής ελαστικότητας (Σχήμα 7.37). Υπό 3D συνθήκες για  $SF < 2,0$  οι  $\Delta s_p$  κατά την διεύθυνση του πλάτους ( $s_2 - s_1$ ) υπολογίζονται αρνητικές που σημαίνει κυρτή μορφή παραμορφώσεως του εδάφους, δηλαδή μεγαλύτερες καθιζήσεις στα άκρα και μικρότερες στο κέντρο της πεδιλοδοκού, εξαιτίας των πλαστικών σημείων που αναπτύσσονται εντονότερα στις θέσεις αυτές. Κατά την διεύθυνση του μήκους ( $s_2 - s_3$ ), οι  $\Delta s$  είναι θετικές όμως παρουσιάζουν σημαντική μείωση ιδίως για χαμηλούς SF και κυρίως στο κτίριο Β. Στο Σχήμα 7.38 παρατηρούμε την επίδραση των  $\Delta s$  στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής συναρτήσει του SF, με αυξημένες τιμές έναντι των αντιστοίχων βάσει προσομοιώσεως γραμμικώς ελαστικού εδάφους ακόμη και για υψηλούς SF.



Σχήμα 7.37: Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (μη συνεκτικό έδαφος)

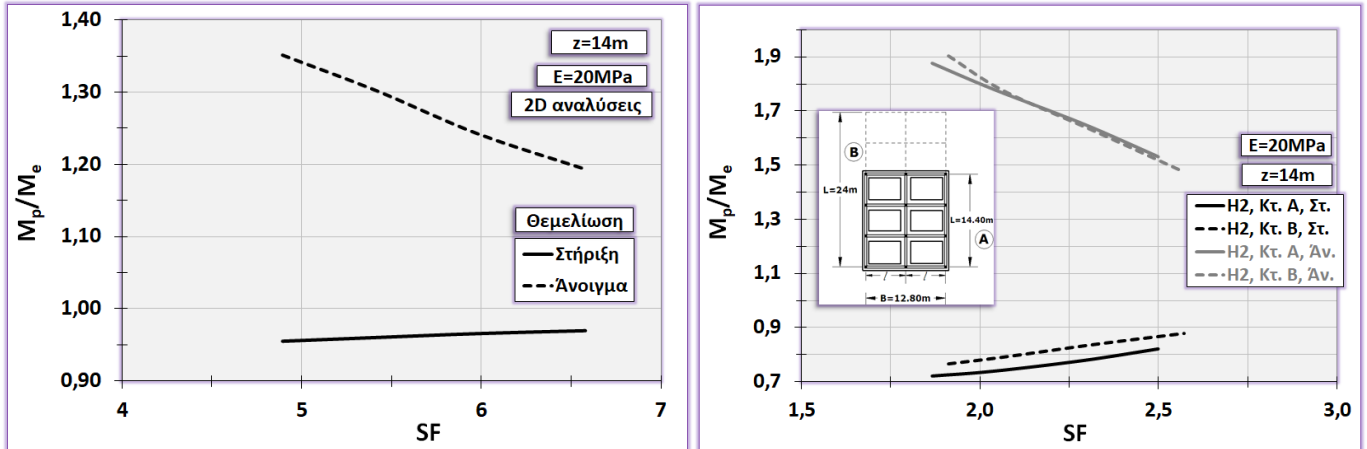


Σχήμα 7.38: Σύγκριση ροπών κάμψης ζυγώματος (1<sup>ος</sup> όροφος) μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (μη συνεκτικό έδαφος)



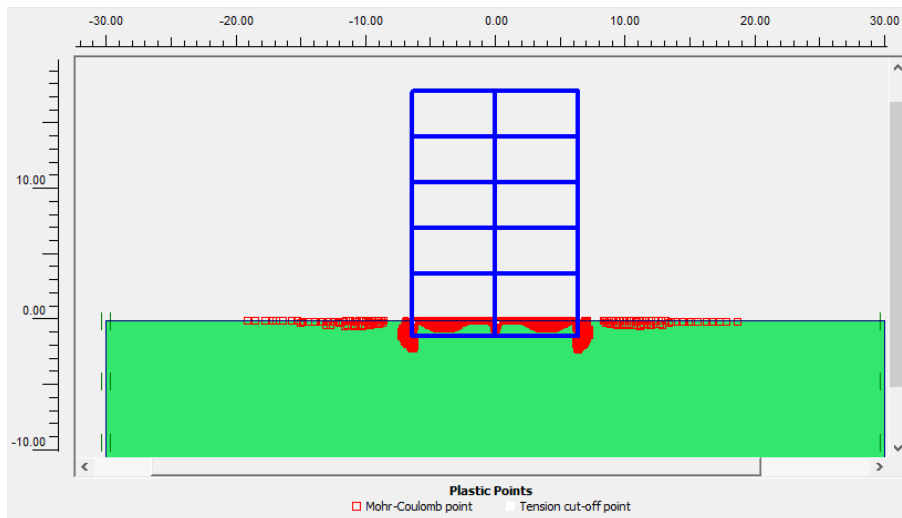
Σχήμα 7.39: Σύγκριση αξονικών δυνάμεων μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (μη συνεκτικό έδαφος)

Για τα μεγέθη των αξονικών φορτίων των υποστυλωμάτων δεν διαπιστώνονται σχετικές αποκλίσεις, όπως βλέπουμε στο Σχήμα 7.39, ενώ αντίστοιχες συγκρίσεις που αφορούν στις ροπές κάμψεως της θεμελιώσεως, οι οποίες παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.40, δείχνουν σημαντικές διαφορές, τόσο υπό 2D όσο και υπό 3D συνθήκες.



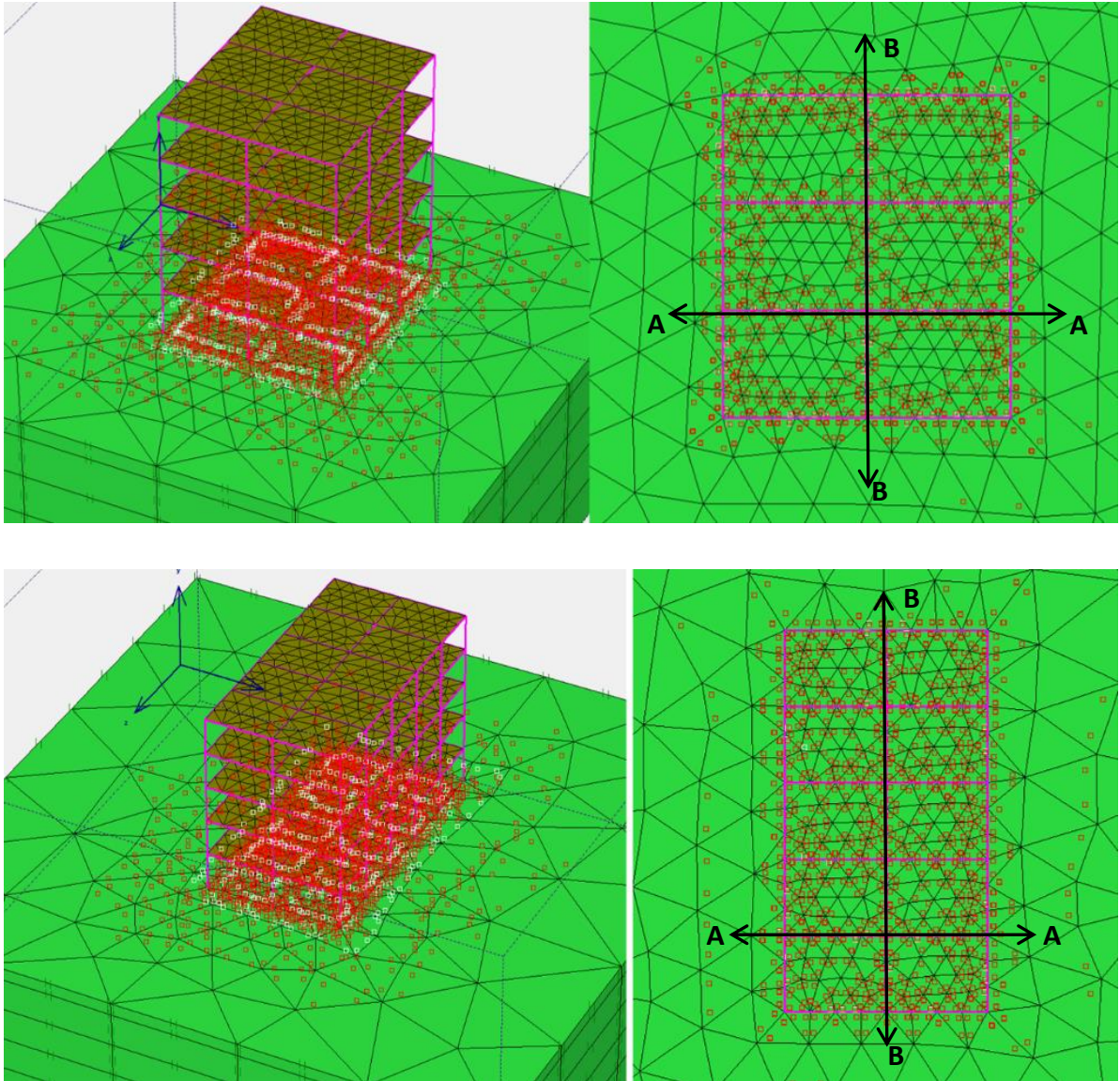
**Σχήμα 7.40:** Σύγκριση ροπών κάμψεως θεμελιώσεως μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (μη συνεκτικό έδαφος)

Ακόμη μεγαλύτερες αποκλίσεις μεταξύ των δύο εδαφικών προσομοιωμάτων σημειώνονται στα μεγέθη των ροπών κάμψεως της θεμελιώσεως εντονότερα στις θέσεις των ανοιγμάτων υπό 3D συνθήκες τόσο για το κτίριο A όσο και για το κτίριο B, ακόμη και για σχετικά υψηλούς SF. Ενδεικτικές εικόνες ανάπτυξης πλαστικών σημείων όπως εκτιμήθηκαν υπό 2D συνθήκες για υψηλό SF=5,0 παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.41.



**Σχήμα 7.41:** Πλαστικά σημεία για υψηλό SF=5,0 υπό 2D συνθήκες

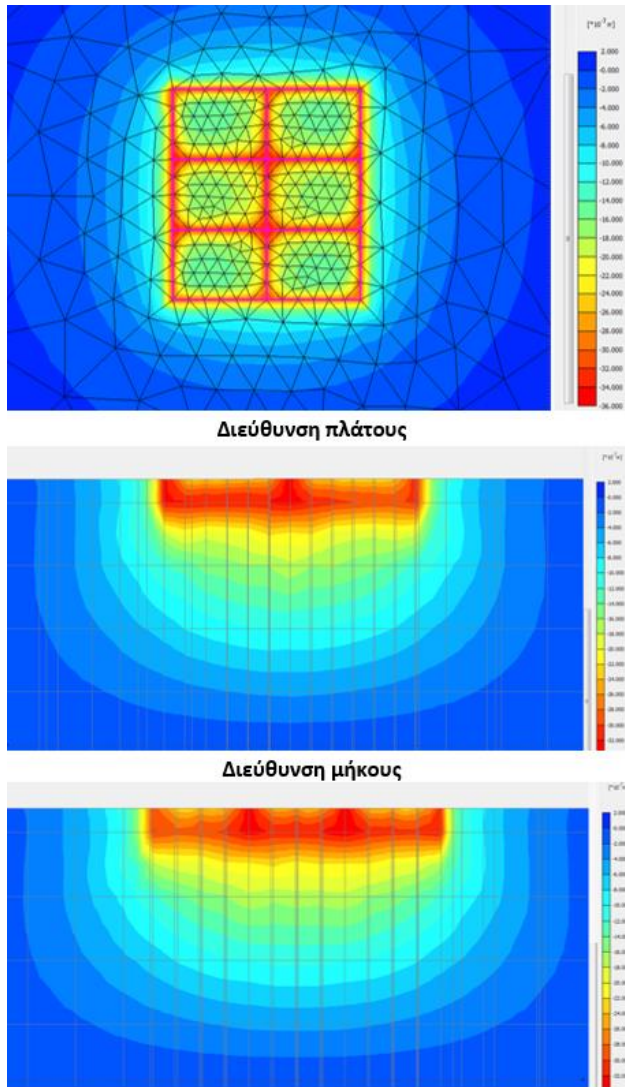




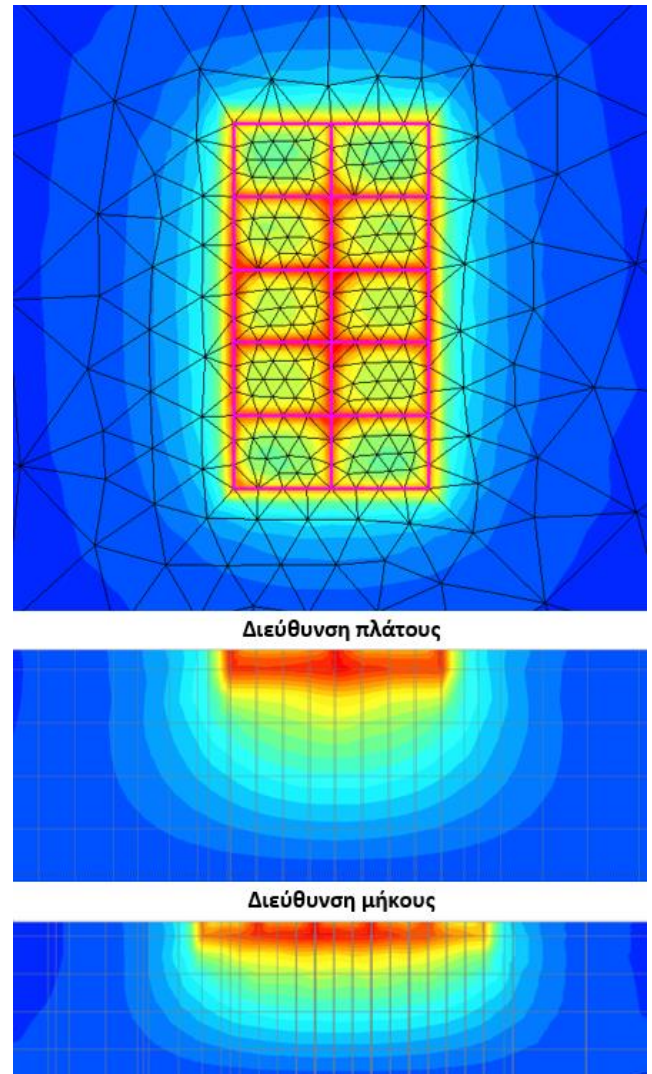
**Σχήμα 7.42:** Πλαστικά σημεία για  $SF=2,5$  υπό 3D συνθήκες (μη συνεκτικό έδαφος)

Ενδεικτικές εικόνες ανάπτυξης πλαστικών σημείων σε έδαφος καθαρώς μη συνεκτικό για συντελεστή ασφαλείας  $SF=2,5$  για τις περιπτώσεις  $L/b=1,125$  (Κτίριο A) και  $L/b=1,875$  (Κτίριο B) στην στάθμη θεμελίωσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.42. Στα Σχήματα 7.43 και 7.44 παρουσιάζονται ενδεικτικές εικόνες ανάπτυξης κατακορύφων παραμορφώσεων κάτω από την στάθμη θεμελίωσης των Κτιρίων A και B (κάτοψη), αντιστοίχως, κατά την διεύθυνση του πλάτους (εγκάρσια τομή A-A στην εσωτερική πεδילוδοκό Η2) και του μήκους (εγκάρσια τομή B-B στην κεντρική πεδילוδοκό).





**Σχήμα 7.43:** Κατακόρυφες παραμορφώσεις στο μη συνεκτικό έδαφος για SF=2,5 (Κτίριο A)



**Σχήμα 7.44:** Κατακόρυφες παραμορφώσεις στο μη συνεκτικό έδαφος για SF=2,5 (Κτίριο B)

## 7.7 Συμπεράσματα

Η παραμετρική διερεύνηση περιέλαβε συγκριτικές 2D και 3D αναλύσεις αλληλεπιδράσεως ανωδομής-θεμελιώσεως-εδάφους με σκοπό τον εντοπισμό πιθανών αποκλίσεων στον υπολογισμό διαφορικών καθιζήσεων και εντατικών μεγεθών ανωδομής και θεμελιώσεως από τα μεγέθη της 3D προσομοιώσεως. Μελετήθηκαν τυπικές περιπτώσεις 5όροφων πλαισίων μέσης συνήθους ακαμψίας με λόγο εξωτερικών διαστάσεων μήκους/πλάτους  $L/b=1,125$  ή  $L/b=1,875$ . Η θεμελίωση

προσομοιώθηκε με πλέγμα πεδιλοδοκών υπό 3D συνθήκες ή με απειρομήκη πλάκα υπό 2D συνθήκες. Εξετάσθηκε η σχετική ακαμψία των πλαισίων ως προς το έδαφος μέσω μεταβαλλόμενου μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, το πάχος του συμπιεστού εδάφους και ο γενικός συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του εδάφους. Το έδαφος προσομοιώθηκε ως γραμμικώς ελαστικό ή ως γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό κατά Mohr-Coulomb για περιπτώσεις καθαρώς συνεκτικού ή καθαρώς μη συνεκτικού. Από την **σύγκριση μεταξύ 2D και 3D** αποτελεσμάτων προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- Για συνθήκες γραμμικής ελαστικότητας, εκτιμήθηκαν μεγαλύτερες γωνιακές αποκλίσεις (ή στροφές) συγκριτικά με τις αντίστοιχες υπό διδιάστατες συνθήκες κυρίως με την αύξηση της συμπιεστότητας του εδάφους. Σε κάθε περίπτωση οι υπολογισμένες στροφές ήταν αρκετά μικρές, ακόμη και για χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E$ , προφανώς λόγω του τύπου της θεμελιώσεως (πλέγμα πεδιλοδοκών), με πολύ μικρούς λόγους  $\Delta s/\max s$ . Οι αυξημένες καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις που έδωσαν οι 3D επιλύσεις συγκριτικά με τις 2D ήταν αποτέλεσμα των αυξημένων εδαφικών τάσεων στην ζώνη επιρροής των πεδιλοδοκών, από την αλληλεπίδραση μεταξύ τους κατά τις δύο διευθύνσεις σχετικώς με την μια διεύθυνση της απείρου μήκους λωρίδας. Η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους επηρέασε εντονότερα την μεταβολή των  $\Delta s$  υπό 3D συνθήκες συγκριτικά με τις 2D και κατά συνέπεια την μεταβολή των ροπών κάμψεως που αναπτύχθηκαν στις πεδιλοδοκούς, ενώ μικρότερη αλλά σημαντική ήταν και η επίδραση στην μεταβολή των ροπών κάμψεως της ανωδομής. Οι 2D συνθήκες έδωσαν αρκετά μεγαλύτερες ροπές ανοίγματος της θεμελιώσεως συγκριτικά με εκείνες των 3D επιλύσεων. Αντιθέτως, υποεκτίμησαν τις ροπές κεντρικής στηρίξεως της ανωδομής συγκριτικά με τις 3D συνθήκες με την μείωση του  $E$  εδάφους.
- Για αμιγώς συνεκτικά εδάφη, διαπιστώθηκε ότι οι εκτιμώμενες υπό 3D συνθήκες γωνιακές αποκλίσεις (ή στροφές) ποικίλλουν σημαντικά για χαμηλές τιμές του γενικού συντελεστή ασφαλείας  $SF$ . Υπό 2D συνθήκες η στρόφη μειώθηκε δραστικά για τις χαμηλότερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας. Οι θετικές τιμές της στρόφης  $\Delta s/l$  απομειώθηκαν με την μείωση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής ή του συνολικού

συντελεστή ασφαλείας, ενώ για πολύ χαμηλές τιμές του SF ο λόγος  $\Delta s/l$  έγινε αρνητικός λόγω των εκτεταμένων πλαστικών ζωνών που αναπτύχθηκαν στις ακραίες θέσεις της θεμελιώσεως. Αντιστοίχως, παρατηρήθηκε ότι ο συντελεστής ασφαλείας έχει ουσιαστική επιρροή στις καμπτικές ροπές τόσο της ανωδομής όσο και της θεμελιώσεως. Οι διαφορικές καθιζήσεις εκτιμήθηκαν γενικώς μεγαλύτερες υπό 3D συνθήκες, όπως διαπιστώθηκε και κατά τις αναλύσεις με βάση την παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους. Ωστόσο, η 2D προσομοίωση έδωσε μεγαλύτερες ροπές ανοίγματος της ανωδομής και της θεμελιώσεως και μικρότερες ροπές στηρίξεως της ανωδομής.

- Η 2D προσομοίωση κατά τις επιλύσεις για αμιγώς μη συνεκτικό έδαφος έδωσε αρκετά μικρότερες διαφορικές καθιζήσεις κατά απόλυτη τιμή με την μείωση του E εδάφους ή με την μείωση του γενικού συντελεστή ασφαλείας. Αποτέλεσμα των αποκλίσεων που παρατηρήθηκαν στις διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ 2D και 3D προσομοιώσεως ήταν οι σχετικές διαφοροποιήσεις στις ροπές κάμψεως της ανωδομής και της θεμελιώσεως. Η 3D προσομοίωση έδωσε γενικώς μικρότερες ροπές κάμψεως ανωδομής και θεμελιώσεως συγκριτικά με την 2D προσομοίωση.

Από την εξέταση της **επιρροής του εδαφικού προσομοιώματος** στην μεταβολή των υπό ενδιαφέρον μεγεθών που υπεισέρχονται στο πρόβλημα της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής προέκυψαν τα εξής:

- Στις περιπτώσεις καθαρώς συνεκτικών εδαφών, οι αποκλίσεις από την γραμμική ελαστικότητα είναι ουσιαστικές ακόμη και για υψηλούς συντελεστές ασφαλείας ( $SF \geq 8.0$  υπό 2D συνθήκες ή  $SF \geq 4.0$  υπό 3D συνθήκες), λόγω ανάπτυξης εκτεταμένων ζωνών πλαστικών σημείων. Για τιμές του  $SF < 2.0$ , τα πλαστικά σημεία είναι εντονότερα στις ακραίες θέσεις της θεμελιώσεως με αποτέλεσμα μεγαλύτερες καθιζήσεις στις θέσεις αυτές και συνεπώς αρνητικές  $\Delta s$ , και υπό 3D και υπό 2D συνθήκες. Η επιρροή του γενικού συντελεστή ασφαλείας είναι προφανής στις ροπές κάμψεως της ανωδομής και της θεμελιώσεως τόσο υπό 2D όσο και υπό 3D συνθήκες.
- Στις περιπτώσεις καθαρώς μη συνεκτικών εδαφών, διαπιστώθηκε επίσης σημαντική απόκλιση στα αντίστοιχα μεγέθη  $\Delta s$ ,  $M$ ,  $V$ , ακόμη και για υψηλούς SF. Τα

πλαστικά σημεία που αναπτύχθηκαν και στην κεντρική αλλά και στις ακραίες θέσεις της θεμελιώσεως, έδωσαν μικρότερες  $\Delta s$  έναντι των υπολογισμένων βάσει γραμμικώς ελαστικού εδάφους. Κυρτή μορφή παραμορφώσεως του εδάφους διαπιστώνεται για τιμές του  $SF < 2,0$ . Οι ροπές στηρίξεως της ανωδομής και οι ροπές ανοίγματος της θεμελιώσεως είναι γενικώς μεγαλύτερες έναντι των υπολογισμένων βάσει γραμμικής ελαστικότητας και υπό 2D αλλά και υπό 3D συνθήκες. Συνεπώς, η κατάλληλη εδαφική προσομοίωση φαίνεται ότι αποτελεί έναν πολύ σημαντικό παράγοντα που υπεισέρχεται στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως.

**δ.** Επιπλέον, όλα τα παραπάνω μεγέθη ( $\Delta s/l$ ,  $M$  και  $N$ ) επηρεάσθηκαν από το λόγο των εξωτερικών διαστάσεων των κτιρίων A και B. Σημειώνεται ότι ενώ αναμενόταν τα αποτελέσματα των 2D αναλύσεων να προσεγγίζουν εκείνα των 3D για το κτίριο B, λόγω του ορθογωνικού του σχήματος, τελικώς, διαπιστώθηκαν σημαντικές σχετικές διαφορές. Τούτο συμβαίνει γιατί με την αύξηση του λόγου  $L/b$  είναι εντονότερη η αλληλεπίδραση μεταξύ της ομάδας των πεδιλοδοκών με αποτέλεσμα να αυξάνουν οι καθιζήσεις και οι διαφορικές καθιζήσεις, έναντι της περίπτωσης απειρομήκους λωρίδας.

**ε.** Το πάχος του ομοιογενούς εδάφους έχει επίδραση στην ανάπτυξη των  $\Delta s$  συνεπώς και στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής και της θεμελιώσεως. Δεδομένου ότι το πλάτος των πεδιλοδοκών ήταν σχετικά μικρό, η παραπάνω σημαντική επιρροή οφείλεται στην αλληλεπίδραση μεταξύ της ομάδας των πεδιλοδοκών, η οποία είναι διαφορετική σε κάθε κτίριο που εξετάσθηκε. Το βάθος επιρροής φάνηκε ότι εξαρτάται κυρίως από το πλάτος των κτιρίων και όχι από το πλάτος των ανεξάρτητων στοιχείων θεμελιώσεως.

**στ.** Η προσομοίωση υπό 3D συνθήκες φαίνεται απαραίτητη στις περισσότερες περιπτώσεις ιδίως για έδαφος με μέτρο ελαστικότητας όχι ιδιαίτερος υψηλό αλλά και σε περιπτώσεις όπου ο λόγος των εξωτερικών διαστάσεων των κτιρίων δεν είναι αρκετά μεγάλος ώστε να προσεγγίζει θεωρητικά την 3D προσομοίωση. Η 3D προσομοίωση φαίνεται απαραίτητη ακόμη και για σχετικά υψηλούς συντελεστές

ασφαλείας έναντι αστοχίας του εδάφους, εντονότερα σε περιπτώσεις μη συνεκτικών εδαφών, όπου παρουσιάζουν πιο ευαίσθητη συμπεριφορά.

## 7.8 Βιβλιογραφικές αναφορές

Banavalkar, P. V. (1995). Mat foundation and its interaction with the superstructure. *Design and performance of mat foundations; state-of-the-art review*, E. J. Ulrich, ed., ACI, Detroit, 13–49.

Barbato, M., Gu, Q. and Conte, J. P. (2010). “Probabilistic push-over analysis of structural and soil-structure systems.” *Journal of Structural Engineering*, Vol. **136**, No. 11, 1330–1341.

Burland, J. B., Broms, B. B., and De Mello, V. F. B. (1977). Behaviour of foundations and structures. *Proc., 9<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 495–546.

Breysse, D., Niandou, H, Elachachi, S. and Houy, L. (2004). “A generic approach to soil-structure interaction considering the effects of soil heterogeneity.” *Geotechnique* **54**, No. 2, 143–150.

Dalili, M.S., Huat, B.B.K., Jaafar, M.S. and Alkarni, A. (2013). “Review of static soil-framed structure interaction.” *Interaction and Multiscale Mechanics*, 6 (1), 51–81.

Desai, C.S, Phan, H.V. and Perumpral, J.V. (1982). “Mechanics of three-dimensional soil-structure interaction.” *J. Eng. Mech., ASCE*, 108 (5), 731–747.

Dutta, S.C., Bhattacharya, G. and Moitra, D. (1999). “Effect of soil-structure interaction on building frames.” *Proc. Indian Geotech. Conf.*, 1, 123–126.

EN 1997–1 Eurocode & Geotechnical Design Part 1: General rules. TC 250 Comité Européen de Normalisation. Brussels, Belgium. (2004).

Feda, J. (1978). “Stress in subsoil and method of final settlement calculations.” *Developments in Geotechnical Engineering*, Vol. 18. Elsevier, Amsterdam.

Fedorovskii, V. G., and Shulyat’ev, S. O. (2014). Construction of the Ukraina hotel as an example of interaction between its bed, foundation, and superstructure. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **50**, No 6, 242–250.



- Frank, R. (1991). "Some recent developments on the behaviour of shallow foundations." General Report, *X E.C.S.M.F.E*, Florence, Vol. IV, 1115–1141.
- Hora, M. (2006). "Nonlinear interaction analysis of infilled building frame-soil system." *J. Struct. Eng.*, 33 (4), 309–318.
- Houy, L., Breysse, D. & Denis, A. (2005). "Influence of soil heterogeneity on load redistribution and settlement of a hyperstatic three-support frame." *Geotechnique* 55, No. 2, 163–170.
- Imanzadeh, S., Denis, A., and Marache, A. (2014). Foundation and overall structure designs of continuous spread footings along with soil spatial variability and geological anomaly. *Eng. Struct.* 71: 212–221.
- I.S.E (1989). "Soil–structure interaction, the real behaviour of structures." 120 pp. Institution of Structural Engineers London.
- Natarajan, K. and Vidivelli, B. (2009). "Effect of column spacing on the behavior of frame-raft and soil systems." *J. Appl. Sci.*, 9 (20), 3629–3640.
- Noorzaei, J., Viladkar, M.N. and Godbole, P.N. (1994). "Nonlinear soil-structure interaction in plane frames." *Eng. Comput.*, 11 (4), 303–316.
- Noorzaei, J., Viladkar, M.N. and Godbole, P.N. (1995). "Elasto-plastic analysis for soil-structure interaction in framed structures." *Comput. Struct.*, 55 (5), 797–807.
- Poulos, H.G, Carter, J.P., and Small, J.C. (2001). "Foundations and retaining structures – Research and Practice." General Report, *Proc. 15<sup>th</sup> I.C.S.M.G.E*, Istanbul, Vol. 4, 2527–2606.
- Roy, R., Dutta, S.C. (2001). "Differential settlement among isolated footings of building frames: the problem, its estimation and possible measures." *Int. J. Appl. Mech. Eng.*, 6 (1), 165–186.
- Selvadurai, A.P.S. (1979). "Elastic Analysis of Soil-Foundation Interaction." Elsevier, Amsterdam.
- Thangaraj, D. and Ilamparuthi, K. (2010). "Parametric study on the performance of raft foundation with interaction of frame." *Electron. J. Geotech. Eng.*, 15, 861–878.
- Tomlinson, M.J. (1980). "Foundation design and construction." *Pitman Press 4<sup>th</sup> Edition*.

- Viladkar, M.N., Godbole, P.N. and Noorzaei, J. (1991). "Soil-structure interaction in plane frames using coupled finite-infinite elements." *Comput. Struct.*, 39 (5), 535–546.
- Viladkar, M.N., Godbole, P.N. and Noorzaei, J. (1992). "Space frame-raft-soil interaction including effect of slab stiffness." *Comput. Struct.*, 43 (1), 93–106.
- Viladkar, M.N., Godbole, P.N. and Noorzaei, J. (1994a). "Modelling of interface for soil-structure interaction studies." *Comput. Struct.*, 52 (4), 765–779.
- Viladkar, M.N., Noorzaei, J. and Godbole, P.N. (1994b). "Interactive analysis of a space frame-raft-soil system considering soil nonlinearity." *Comput. Struct.*, 51 (4), 343–356.
- Viladkar, M.N., Noorzaei, J. and Godbole, P.N. (1994c). "Behaviour of infinite elements in an elasto-plastic domain." *Comput. Struct.*, 51 (4), 337–342.
- Viladkar, M.N., Ranjan, G. and Sharma, R.P. (1993). "Soil-structure interaction in the time domain." *Comput. Struct.*, 46 (3), 429–442.



## ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αντικείμενο της παρούσας διδακτορικής διατριβής είναι η συστηματική εξέταση των σπουδαιότερων παραγόντων που επηρεάζουν την ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων και των συνεπειών τους, στο πλαίσιο της αλληλεπιδράσεως ανωδομής–θεμελιώσεως–εδάφους. Η εκτίμηση των διαφορικών καθιζήσεων είναι προφανές ότι αποτελεί θέμα ουσιαστικής σημασίας κατά τον σχεδιασμό μιας επιφανειακής θεμελιώσεως. Επομένως, η παλαιότερη πρακτική του υπολογισμού της ανωδομής με θεώρηση ακλόνητων στηρίξεων, δηλαδή αγνοώντας πλήρως τις διαφορικές καθιζήσεις, βαθμιαία εγκαταλείφθηκε, διότι αναγνωρίσθηκε η επιρροή της σχετικής ακαμψίας της ανωδομής. Έτσι αναπτύχθηκαν μέθοδοι συνεκτίμησης της αλληλεπιδράσεως του εδάφους με το δομικό σύστημα. Οι εκτιμώμενες απόλυτες και διαφορικές καθιζήσεις και στροφές συγκρίνονται με τα θεωρούμενα ως αποδεκτά όρια, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7. Ο Ευρωκώδικας 7 συνόψισε τα παλαιότερα κριτήρια παραμορφώσεων κτιρίων, τα οποία έχουν προταθεί από διάφορους ερευνητές με βάση παρατηρήσεις καθιζήσεων και βλαβών σε υπάρχοντα κτίρια, που αφορούν κυρίως σε τιμές της στροφής  $\theta = \Delta s / l$ , και έδωσε συστάσεις για τον σχεδιασμό ως εξής: τιμές της σχετικής στροφής ή γωνιακής αποκλίσεως,  $\beta = \theta \pm \omega = \Delta s / l \pm \omega$ , από 1/2000 έως 1/300, με αποδεκτή τιμή την 1/500 για αρκετές περιπτώσεις σχεδιασμού ως οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS), ενώ προκειμένου να αποφευχθεί μία οριακή κατάσταση

αστοχίας προτείνει μία μέγιστη τιμή  $\beta=1/150$ , πάνω από την οποία έχουν παρατηρηθεί βλάβες στην ανωδομή. Εν τούτοις τα όρια αυτά φαίνεται να είναι όρια γενικής εφαρμογής, ανεξαρτήτως των παραγόντων που διαμορφώνουν τις διαφορικές καθιζήσεις. Παράλληλα, ο Ευρωκώδικας 7 συνιστά την χρήση αριθμητικών μεθόδων όπου η αλληλεπίδραση αναμένεται να είναι σημαντική. Η συνηθέστερη προσομοίωση του εδάφους κατά την θεώρηση της αλληλεπιδράσεως με την ανωδομή είναι σύμφωνη με το μονοπαραμετρικό προσομοίωμα Winkler, το οποίο όμως συνήθως δεν προσεγγίζει επαρκώς την εδαφική συμπεριφορά. Ακόμη και το πληρέστερο κατά κανόνα προσομοίωμα του συνεχούς, γραμμικώς ελαστικού μέσου είναι πιθανόν να μην είναι αντιπροσωπευτικό, όπως για παράδειγμα σε περιπτώσεις μικρού συντελεστή ασφαλείας έναντι διατμητικής αστοχίας. Επιπλέον, σύμφωνα με την βιβλιογραφική ανασκόπηση, το θέμα της αλληλεπιδράσεως υπό στατικές συνθήκες δεν φαίνεται να έχει μελετηθεί επαρκώς. Για τους λόγους αυτούς κρίθηκε σκόπιμο να μελετηθεί εκτενώς το θέμα της αλληλεπιδράσεως και να εξετασθούν τα όρια των παραμορφώσεων που προτείνονται από τον EC-7, ώστε να ληφθούν υπόψη και διάφοροι παράγοντες επιρροής όπως η ακαμψία της ανωδομής, ο τύπος και η ακαμψία της θεμελιώσεως, το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους, το προσομοίωμα του εδάφους (ομοιογενούς ή ανομοιογενούς), ο χρονικός παράγοντας και ο τύπος της προσομοίωσης ως προς το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων (2D ή 3D). Σκοπός της παρούσας διδακτορικής διατριβής ήταν να διερευνηθεί η επιρροή των διαφόρων παραμέτρων που υπεισέρχονται στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως επί των διαφορικών καθιζήσεων, ώστε να διευκολυνθεί η κατανόηση του πώς επηρεάζονται ή πώς μεταβάλλονται τα υπό εξέταση μεγέθη αλλά και η επιλογή της κατάλληλης προσομοιώσεως.

Συγκεκριμένα, στο πλαίσιο της διατριβής μελετήθηκαν οι εξής 5 θεματικές ενότητες:

- 1) Επιρροή της ανομοιογένειας του εδάφους επί των αναπτυσσομένων απολύτων καθιζήσεων ανεξάρτητων επιφανειακών θεμελίων υπό 2D συνθήκες.

- 2) Ανάλυση τυπικών πλαισιωτών φορέων υπό 2D συνθήκες, για την διερεύνηση της επίδρασης διαφόρων παραγόντων στην ανάπτυξη των  $\Delta s$  και των εντατικών μεγεθών των πλαισίων.
- 3) Επιρροή του χρονικού παράγοντα στις προκαλούμενες  $\Delta s$  και τα εντατικά μεγέθη της πλαισιωτής πολυώροφης κατασκευής, λόγω της χρονικής εξέλιξης των καθιζήσεων ή λόγω της χρονικής διαδοχής των διαφόρων φάσεων της κατασκευής σε σχέση με την κατασκευή σε μία μόνο φάση.
- 4) Αλληλεπίδραση ανεξάρτητων επιφανειακών θεμελίων με 3D αναλύσεις για έλεγχο δυνατότητας προσομοίωσης ενός προβλήματος θεμελιώσεως υπό 2D συνθήκες, δεδομένων των δυσκολιών εφαρμογής 3D αναλύσεων.
- 5) Συγκριτικές 2D και 3D παραμετρικές αναλύσεις για τυπικές περιπτώσεις πλαισίων, για διερεύνηση πιθανών αποκλίσεων στον υπολογισμό  $\Delta s$  και εντατικών μεγεθών από την 3D προσομοίωση.

Από τα αποτελέσματα της διδακτορικής διατριβής συνοψίζονται τα εξής γενικά συμπεράσματα:

**1.** Κατά τον σχεδιασμό μιας επιφανειακής θεμελιώσεως ουσιαστική σημασία έχει η επιλογή του κατάλληλου εδαφικού προσομοιώματος.

**1.a** Σε δίστρωτο εδαφικό σχηματισμό όπου η άνω εδαφική στρώση έχει μικρότερο μέτρο ελαστικότητας, για εύκαμπτα θεμέλια οι καθιζήσεις μπορούν να εκτιμηθούν με αρκετά καλή ακρίβεια μέσω ελαστικών επιλύσεων, σύμφωνα με την παραδοχή κατανομής τάσεων του ομοιογενούς εδάφους, ενώ για άκαμπτα θεμέλια, οι απλουστευτικές αυτές επιλύσεις δίνουν μικρότερες καθιζήσεις ιδίως όταν το πάχος της άνω εδαφικής στρώσεως είναι σχετικά μικρό. Στην περίπτωση όπου η άνω εδαφική στρώση είναι λιγότερο συμπιεστή φαίνεται απαραίτητη η ακριβής επίλυση με κατανομή τάσεων του διστρωματικού εδάφους η οποία δίδει πολύ μικρότερες καθιζήσεις έναντι των προσεγγιστικών επιλύσεων κατά τις οποίες ο υπολογισμός γίνεται με επαλληλία καθιζήσεων.

**1.b** Σε κανονικά στερεοποιημένες άμμους και κυρίως κανονικά στερεοποιημένες αργίλους ή ιλύες, στις οποίες μπορεί να γίνει παραδοχή γραμμικής μεταβολής του μέτρου ελαστικότητας συναρτήσει του βάθους, η εδαφική συμπεριφορά πλησιάζει εκείνη του προτύπου Gibson, δηλαδή φαίνεται ότι η καθίζηση είναι ανεξάρτητη του μεγέθους της επιφάνειας φορτίσεως και συνεπώς είναι ανάλογη μόνο της επιβαλλόμενης πίεσεως. Σε αυτήν την περίπτωση για τον σχεδιασμό της θεμελιώσεως θα μπορούσε να εφαρμοσθεί προσομοίωμα ιδεώδους εδάφους Winkler, αφού ο δείκτης εδάφους είναι ανεξάρτητος των διαστάσεων της θεμελιώσεως και συνδέεται με τον ρυθμό αύξησης του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους. Αντιθέτως, σε υπερστερεοποιημένες αργίλους δεν φαίνεται να είναι εφικτή η χρήση προσομοιώματος Winkler, δεδομένου ότι το μέτρο ελαστικότητάς τους πρακτικώς μπορεί να θεωρηθεί σταθερό σε όλο το βάθος.

**1.c** Στις περιπτώσεις καθαρώς συνεκτικών εδαφών και για σχεδιασμό επιφανειακών θεμελίων με συντελεστές ασφαλείας  $SF > 2,5$ , η απλουστευτική παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους μπορεί να δώσει ακριβή αποτελέσματα καθιζήσεων. Δεν ισχύει το ίδιο συμπέρασμα στην περίπτωση καθαρώς μη συνεκτικών εδαφών όπου ακόμη και για  $SF > 3,0$  η επαύξηση των καθιζήσεων έναντι εκείνων του γραμμικώς ελαστικού είναι σημαντική κυρίως για άκαμπτα θεμέλια.

**2.** Από τις 2D παραμετρικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων για τυπικούς πλαισιωτούς φορείς 2 ή 5 ανοιγμάτων με 1 έως 4 ορόφους και με μεταβαλλόμενη σχετική ακαμψία ως προς το έδαφος διαπιστώθηκαν τα εξής:

**2.a** Η μεθοδολογία που ακολουθείται σήμερα αποδείχτηκε ότι είναι πολύ σχετική, τα όρια των παραμορφώσεων που προτείνονται από τον EC-7 είναι καθοδηγητικά και μπορεί να μην ισχύουν σε ορισμένες περιπτώσεις. Για μέσης ακαμψίας ή δύσκαμπτη ανωδομή επί συμπιεστού εδάφους, αν ο σχεδιασμός έχει γίνει βάσει υπολογισμών που αγνόησαν την αλληλεπίδραση, τότε τα εντατικά μεγέθη μπορεί να είναι κρίσιμα και να έχουν ως συνέπεια βλάβες στην ανωδομή, ακόμη και για τιμές της σχετικής στροφής

πολύ μικρότερες από την 1/500 της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας. Αντιθέτως για εύκαμπτη ανωδομή οι τιμές της σχετικής στροφής 1/150 θα μπορούσαν να γίνουν οριακώς ανεκτές.

**2.b** Για πολύ εύκαμπτη ανωδομή (ενδεικτικώς  $R_b < 0.009$ , για τα πλαίσια που εξετάστηκαν) ή πολύ άκαμπτη θεμελίωση (ενδεικτικώς  $R_F > 10^{-3}$  έως 1, αναλόγως του συνολικού πλάτους L της πλάκας θεμελίωσης), ο υπολογισμός μπορεί να περιορισθεί στην απλή «συμβατική» μέθοδο αναλύσεως χωρίς συνεκτίμηση αλληλεπιδράσεως. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις για τις οποίες ο υπολογισμός πρέπει οπωσδήποτε να γίνεται με προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως (δηλαδή στις περιπτώσεις εύκαμπτης θεμελίωσης ή άκαμπτης ανωδομής), η τυχόν ανεπιτυχής επιλογή του μέτρου ελαστικότητας (δηλαδή η πιθανή απόκλιση από το πραγματικό μέτρο ελαστικότητας) δεν φαίνεται να συνεπάγεται διαφορές στα εντατικά μεγέθη της ανωδομής και της θεμελίωσης που να είναι κρίσιμες. Επομένως, είναι πιο σημαντικό να γίνεται σωστή επιλογή της μεθόδου υπολογισμού παρά να προεκτιμάται με μεγάλη ακρίβεια το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους.

**2.c** Συνεπώς, η μεθοδολογία που ακολουθείται σήμερα διαπιστώνεται επαρκής για έδαφος σχετικά «απαράμορφωτο», για θεμελίωση άκαμπτη, ή για ανωδομή πολύ εύκαμπτη. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις, όπου διαπιστώνεται ότι η μεθοδολογία δεν είναι επαρκής, θα πρέπει εξ' αρχής να γίνεται ακριβής επίλυση όπως με αριθμητική ανάλυση.

**2.d** Τα εντατικά μεγέθη των πλαισίων που εξετάστηκαν στο πλαίσιο της διατριβής (ροπές κάμψεως και αξονικά φορτία) παρουσίασαν μία σχεδόν ενιαία μεταβολή συναρτήσει της σχετικής ακαμψίας της ανωδομής, έναντι των αντίστοιχων μεγεθών βάσει «συμβατικής» μεθόδου επιλύσεως χωρίς προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως, σχεδόν ανεξαρτήτως του αριθμού των ορόφων. Σε αυτές τις περιπτώσεις διατυπώθηκαν αλγεβρικής φύσεως συσχετίσεις πολυωνυμικής ή εκθετικής μορφής για τον ενιαίο προσδιορισμό των μεγεθών αυτών.

**2.e** Σημαντική είναι η επίδραση του γενικού συντελεστή ασφαλείας (SF) στις προκαλούμενες Δs και τα εντατικά μεγέθη ανωδομής και θεμελιώσεως. Για συνεκτικά εδάφη και για σχεδιασμό με  $SF > 2,5$ , η απλουστευτική θεώρηση γραμμικώς ελαστικού εδάφους φαίνεται ότι δίδει ακριβή αποτελέσματα. Ωστόσο, δεν ισχύει το ίδιο για καθαρώς μη συνεκτικά εδάφη, όπου ακόμη και για  $SF = 3,0$  τα αποτελέσματα αποκλίνουν σημαντικά από εκείνα της γραμμικής ελαστικότητας.

**2.f** Από την μελέτη της ανομοιογένειας του εδάφους για περιπτώσεις μονοστρωματικού με μέτρο ελαστικότητας το οποίο αυξάνει γραμμικά συναρτήσει του βάθους διαπιστώθηκε η σημαντική επιρροή του ρυθμού αύξησης του μέτρου ελαστικότητας στις Δs και τα εντατικά μεγέθη των πλαισίων. Για χαμηλούς ρυθμούς αύξησης του E και για αυξημένη ακαμψία ανωδομής, φαίνεται απαραίτητη η ανάλυση με προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως.

**3.** Από την διερεύνηση της επιρροής της χρονικής εξέλιξης της σταδιακής κατασκευής πολυόροφου πλαισιωτού φορέα στην αλληλεπίδραση, διαπιστώθηκε αναγκαία η προσομοίωση κατά φάσεις έναντι της προσομοιώσεως με κατασκευή σε μία μόνο φάση, δεδομένων των πολύ μεγαλύτερων υπολογισμένων Δs με αποτέλεσμα σημαντικές διαφορές και στα εντατικά μεγέθη ανωδομής και θεμελιώσεως. Ουσιαστικής σημασίας στις διαφορές αυτές έχει η διαφορετική δυσκαμψία του πλαισίου που λαμβάνεται κατά τους δύο τρόπους προσομοιώσεως, η ακαμψία της θεμελιώσεως και το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους. Όσο αυξάνει η ακαμψία της θεμελιώσεως μειώνονται οι διαφορές στις αντίστοιχες Δs και τα εντατικά μεγέθη της ανωδομής, ενώ αυξάνουν στις αντίστοιχες ροπές κάμψεως της θεμελιώσεως. Όσο αυξάνει το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους μειώνονται και οι σχετικές διαφορές. Δεδομένου ότι ο συντελεστής διαπερατότητας δεν επηρεάζει τις παραπάνω διαφορές μεταξύ προσομοιώσεως με σταδιακή κατασκευή ή κατασκευή σε μία μόνο φάση που εξετάσθηκε για περιπτώσεις καθαρώς συνεκτικού εδάφους, είναι βέβαιο ότι ισχύει το ίδιο συμπέρασμα και στις περιπτώσεις καθαρώς μη συνεκτικών εδαφών, όπου δεν

εξετάσθηκαν στο πλαίσιο της παρούσας διδακτορικής διατριβής αλλά δεν ανακλύπτει πρόβλημα στερεοποίησης. Από την μελέτη της χρονικής εξέλιξης των καθιζήσεων διαπιστώθηκε μικρή απόκλιση των αποτελεσμάτων της προσομοίωσης με στερεοποίηση από τα αντίστοιχα της προσομοίωσης με ταχεία στράγγιση στις περιπτώσεις εύκαμπτων θεμελιώσεων, με μικρότερες υπολογισμένες τιμές, για χαμηλές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας και για μικρά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους.

**4.** Ως προς την γεωμετρική προσομοίωση ενός πραγματικού τριαξονικού προβλήματος διερευνήθηκε η πιθανή απόκλιση στον υπολογισμό καθιζήσεων από την εφαρμογή 2D υπολογιστικού προγράμματος. Στο πλαίσιο των επιλύσεων αυτών μελετήθηκαν τετραγωνικά ή λωριδωτά θεμέλια υπό 3D συνθήκες ενώ αντίστοιχα απειρομήκειες λωρίδες υπό 2D συνθήκες, τα οποία δεν συνδέονται με στοιχεία ακαμψίας ανωδομής. Οι διαφορές στα αντίστοιχα μεγέθη των καθιζήσεων μεταξύ 2D και 3D προσομοίωσης κατέληξαν σε προτάσεις για προσαρμογή του πραγματικού μέτρου ελαστικότητας του εδάφους και της επιβαλλόμενης πίεσεως μέσω διορθωτικών συντελεστών για ανάλυση υπό 2D συνθήκες, ώστε να απομειωθούν οι αποκλίσεις από τις 3D. Οι τιμές του διορθωτικού (μειωτικού) συντελεστή για την προσαρμογή του μέτρου ελαστικότητας εκτιμήθηκαν βάσει των αποκλίσεων στις τιμές των αντίστοιχων καθιζήσεων (3D και 2D) αναλόγως της αξονικής αποστάσεως μεταξύ των θεμελίων και του πάχους του συμπιεστού εδάφους θεμελιώσεως, ενώ η επιβαλλόμενη πίεση αναλόγως της αξονικής αποστάσεως. Ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται στην περίπτωση αναλύσεως πεδילוδοκών, δεδομένου ότι η 2D προσομοίωση δίδει αποτελέσματα καθιζήσεων στον άξονα συμμετρίας του προσομοιώματος και συνεπώς όχι στα ακραία θεμέλια. Σχετικές 3D αναλύσεις υπό την απλουστευτική θεώρηση γραμμικής ελαστικότητας μπορούν να εκτελεστούν στις περιπτώσεις καθαρώς συνεκτικών εδαφών υπό την προϋπόθεση σχεδιασμού με συντελεστές ασφαλείας  $SF > 2,5$ .



5. Από τις συγκριτικές 2D και 3D αναλύσεις αλληλεπιδράσεως πλαισιωτών 5όροφων κατασκευών 2 ανοιγμάτων (με λόγο διαστάσεων μήκους προς πλάτος  $L/b=1.875$  ή  $1.125$ ) με θεμελίωση σε πλέγμα πεδιλοδοκών διαπιστώθηκε η αναγκαιότητα της 3D προσομοιώσεως σε κάθε περίπτωση, ιδίως όταν το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους δεν είναι αρκετά μεγάλο, και όταν ο λόγος  $L/b$  των εξωτερικών διαστάσεων του πλαισίου δεν είναι αρκετά μεγάλος, ώστε να θεωρείται ότι πλησιάζει θεωρητικά την 2D προσομοίωση. Όπου δεν είναι εφικτή η 3D προσομοίωση, τότε η προσαρμογή του πραγματικού μέτρου ελαστικότητας  $E$  του εδάφους είναι απαραίτητη για εφαρμογή σε 2D συνθήκες, προκειμένου να απομειωθούν όσο το δυνατόν οι αποκλίσεις από τα αποτελέσματα της 3D ανάλυσης. Επίσης, υπό 2D συνθήκες, ακόμη και για υψηλούς συντελεστές ασφαλείας ( $SF=3,0$  έως  $5,0$ ) παρατηρήθηκε δραστική μείωση των  $\Delta s$  σε σχέση με αντίστοιχες κατά την γραμμική ελαστικότητα. Υπό 3D συνθήκες, παρατηρήθηκε σύγκλιση αποτελεσμάτων με αντίστοιχα της γραμμικής ελαστικότητας για  $SF>4,0$ .

6. Γενικώς, σε κάθε περίπτωση φαίνεται ότι η κατάλληλη εδαφική προσομοίωση αποτελεί τον πιο σημαντικό παράγοντα που υπεισέρχεται στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως. Ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται στην περίπτωση κυρτής μορφής παραμορφώσεως εδάφους, δηλαδή όταν εκδηλώνονται αρνητικές διαφορικές καθιζήσεις, όπου αναμένεται να συμβεί για χαμηλούς συντελεστές ασφαλείας. Όπως δείχνουν τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων της παρούσας διδακτορικής διατριβής, τα όρια των επιτρεπομένων παραμορφώσεων, θα πρέπει να είναι περισσότερο συντηρητικά έναντι των ορίων που προτείνονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 για την κοίλη μορφή παραμορφώσεως του εδάφους.

7. Τέλος, για σχετικώς χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, είναι πολύ σημαντικό να χρησιμοποιείται προσομοίωμα αλληλεπιδράσεως, ενώ δεν έχει ιδιαίτερη σημασία μία ακριβής εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας. Αντιθέτως, για

εξαιρετικά υψηλές τιμές του  $E$ , η συνεκτίμηση της αλληλεπιδράσεως δεν φαίνεται να διαφοροποιεί ουσιαστικά τα αποτελέσματα.

Τελικώς, πέραν των επιμέρους συμπερασμάτων συνοψίζονται τα εξής κυριώτερα σημεία:

α) Από την διερεύνηση της επιρροής των διαφόρων παραμέτρων που υπεισέρχονται στο πρόβλημα της αλληλεπιδράσεως επί των  $\Delta s$ , προσδιορίσθηκαν οι γενικές τάσεις μεταβολής των υπό ενδιαφέρον μεγεθών, και διαπιστώθηκε η ουσιαστική σημασία της επιλογής της κατάλληλης προσομοιώσεως στον σχεδιασμό επιφανειακής θεμελιώσεως. Εξετάσθηκε σε ποιες περιπτώσεις είναι αναγκαίες οι ακριβείς αριθμητικές αναλύσεις και δόθηκαν καθοδηγητικές προτάσεις για την επιλογή της κατάλληλης προσομοιώσεως.

β) Διαπιστώθηκε η σημαντική επιρροή του γενικού συντελεστή ασφαλείας έναντι διατμητικής αστοχίας επί των διαφορικών καθιζήσεων και επομένως η ουσιαστική σημασία της κατάλληλης προσομοιώσεως.

γ) Εξετάσθηκαν οι υπολογιστικές επιπτώσεις από την προσομοίωση πολυώροφης κατασκευής σε μια φάση σε σχέση με την χρονική διαδοχή των διαφόρων φάσεων, λαμβάνοντας υπόψη και την χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων, και διαπιστώθηκε η αναγκαιότητα της ακριβούς επιλύσεως με σταδιακή κατασκευή.

δ) Δόθηκαν προτάσεις για προσαρμογή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους σε 2D αναλύσεις με χρήση διορθωτικών συντελεστών προκειμένου να απομειωθούν οι αποκλίσεις από τις 3D συνθήκες, για θεμελιώσεις επί μεμονωμένων πεδίων ή πεδילוδοκών.

ε) Εξετάσθηκε η δυνατότητα 2D προσομοίωσης έναντι της 3D σε τυπικούς πλαισιωτούς φορείς, προσδιορίσθηκαν οι αποκλίσεις στα αντίστοιχα μεγέθη διαφορικών καθιζήσεων και εντατικών μεγεθών των πλαισίων και διαπιστώθηκε η αναγκαιότητα της ακριβούς 3D επιλύσεως.

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

**ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ****Κεφάλαιο 1<sup>ο</sup>**

Πίνακας 1.1: Τιμές του λόγου Ca/Cc για διάφορα εδάφη κατά Mesri and Godlewski (1977) .....	11
Πίνακας 1.2: Τιμές του λόγου Ca/Cc για διάφορα εδάφη κατά Mesri et al. (1994) .....	11

**Κεφάλαιο 2<sup>ο</sup>**

Πίνακας 2.1: Συσχέτιση του τύπου της κατασκευής και της επιτρεπόμενης στροφής ( $\Delta s/l$ ) κατά Bjerrum (1963) .....	43
Πίνακας 2.2: Σχέση μεταξύ απόλυτης καθιζήσεως και σχετικής στροφής (Grant et al., 1974) .....	43
Πίνακας 2.3: Όρια μετατοπίσεων για πλαισιωτά κτίρια με οπλισμένη τοιχοποιία (τιμές της στροφής $\theta$ κατά Tomlinson 1980) .....	44
Πίνακας 2.4: Όρια μετατοπίσεων για πλαισιωτά κτίρια με μη οπλισμένη τοιχοποιία (τιμές του λόγου της σχετικής μετατοπίσεως $\Delta/L$ κατά Tomlinson 1980) .....	45
Πίνακας 2.5: Επιτρεπόμενες μετατοπίσεις (Holtz, 1991) .....	45
Πίνακας 2.6: Επιτρεπόμενες και οριακές τιμές της στροφής κατά (Klerikon, 1989) .....	46
Πίνακας 2.7: Επιτρεπόμενες και οριακές τιμές της στροφής $\Delta s/l$ (Klerikon, 1989) .....	47
Πίνακας 2.8: Οριακές τιμές παραμορφώσεων (Αναγνωστόπουλος, 2008) .....	48
Πίνακας 2.9: Οριακές τιμές για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (European Committee for standardization, 1994) .....	49
Πίνακας 2.10: Μέγιστες αποδεκτές τιμές μετατοπίσεων θεμελιώσεως (European Committee for standardization, 1994) .....	50
Πίνακας 2.11: Κατηγοριοποίηση των ορατών ζημιών σε τοίχους με σχετική αναφορά στην ευκολία επισκευής (Burland et al., 1977) .....	51
Πίνακας 2.12: Συσχέτιση μεταξύ επιπέδου σοβαρότητας ζημιάς και γωνιακής παραμορφώσεως κατά Sawatpanich (2003) .....	53
Πίνακας 2.13: Επίπεδα ζημιάς κτηρίου σύμφωνα με τον DPI (damage potential index) .....	53
Πίνακας 2.14: Προτεινόμενα κριτήρια – έρευνα NCHRP – TRB, μεγάλου δείγματος (Paikowski, 2005) .....	58
Πίνακας 2.15: Στοιχεία δείγματος από έρευνα NCHRP–TRB, (Paikowski, 2005) .....	58
Πίνακας 2.16: Παρατηρήσεις βάρων και μετατοπίσεις (Moulton, 1986) .....	62
Πίνακας 2.17: Τύπος μετατοπίσεως (Moulton, 1986) .....	62
Πίνακας 2.18: Μέσες παρατηρηθείσες τιμές μετατοπίσεων σε ακρόβαθρα και μεσόβαθρα γεφυρών με επιφανειακή και βαθειά θεμελίωση (Moulton, 1986) .....	63
Πίνακας 2.19: Προδιαγραφές AASHTO LRFD για λειτουργικότητα (Moulton, 1986) .....	63
Πίνακας 2.20: Ανεκτά όρια κατακορύφων μετατοπίσεων γεφυρών (TRB, 1991) .....	64
Πίνακας 2.21: Ανεκτά όρια οριζοντίων μετατοπίσεων γεφυρών (TRB, 1991) .....	64
Πίνακας 2.22: Κριτήρια παραμορφώσεων επιφανειακών θεμελιώσεων κτηρίων .....	66

**Κεφάλαιο 3<sup>ο</sup>**

Πίνακας 3.1: Εκτίμηση καθιζήσεων εύκαμπτης κυκλικής επιφάνειας .....	85
Πίνακας 3.2: Εκτίμηση καθιζήσεων άκαμπτης κυκλικής επιφάνειας .....	85

**Κεφάλαιο 4<sup>ο</sup>**

Πίνακας 4.1: Αριθμητικά αποτελέσματα των RF, $\max M$ , $\Delta s$ και $\Delta s/l$ .....	139
---	-----

**Κεφάλαιο 5<sup>ο</sup>**

<b>Πίνακας 5.1:</b>	Τιμές διαφορικών καθιζήσεων για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα .....	219
<b>Πίνακας 5.2:</b>	Τιμές διαφορικών καθιζήσεων για θεμελίωση με πλάκα κοιτοστρώσεως .....	220
<b>Πίνακας 5.3:</b>	Τιμές ροπών κάμψεως στην ακραία στήριξη δοκού 1ου ορόφου για θεμελίωση με πλάκα .....	229
<b>Πίνακας 5.4:</b>	Ροπές κάμψεως (1ος όροφος), καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις για θεμελίωση με πέδιλα .....	233
<b>Πίνακας 5.5:</b>	Ροπές κάμψεως (1ος όροφος), καθιζήσεις και Δs για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα .....	233
<b>Πίνακας 5.6:</b>	Ροπές κάμψεως (1ος όροφος), καθιζήσεις και Δs για θεμελίωση με μέσης ευκαμψίας πλάκα .....	234
<b>Πίνακας 5.7:</b>	Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων στερεοποίησης για θεμελίωση με πέδιλα ..	239
<b>Πίνακας 5.8:</b>	Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων ταχείας στράγγισης για θεμελίωση με πέδιλα .....	239
<b>Πίνακας 5.9:</b>	Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων στερεοποίησης για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα .....	240
<b>Πίνακας 5.10:</b>	Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων ταχείας στράγγισης για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα .....	240
<b>Πίνακας 5.11:</b>	Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων στερεοποίησης για θεμελίωση με πλάκα μέσης ευκαμψίας .....	241
<b>Πίνακας 5.12:</b>	Συγκριτικά αποτελέσματα αναλύσεων ταχείας στράγγισης για θεμελίωση με πλάκα μέσης ευκαμψίας.....	241
<b>Πίνακας 5.13:</b>	Καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις για έδαφος γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό έδαφος κατά Mohr-Coulomb .....	249
<b>Πίνακας 5.14:</b>	Καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις για γραμμικώς ελαστικό έδαφος .....	249
<b>Πίνακας 5.15:</b>	Τιμές διαφορικών καθιζήσεων για μεμονωμένα πέδιλα .....	253
<b>Πίνακας 5.16:</b>	Τιμές διαφορικών καθιζήσεων για πλάκα κοιτοστρώσεως .....	253
<b>Πίνακας 5.17:</b>	Τιμές καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων για εύκαμπτη πλάκα (γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα) .....	254
<b>Πίνακας 5.18:</b>	Τιμές καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων για άκαμπτη πλάκα (γραμμικώς ελαστικό ιδεατώς πλαστικό εδαφικό προσομοίωμα) .....	254
<b>Πίνακας 5.19:</b>	Τιμές καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων για εύκαμπτη πλάκα (γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα) .....	258
<b>Πίνακας 5.20:</b>	Τιμές καθιζήσεων και διαφορικών καθιζήσεων για άκαμπτη πλάκα (γραμμικώς ελαστικό εδαφικό προσομοίωμα) .....	258

**Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>**

<b>Πίνακας 6.1:</b>	Διορθωτικός συντελεστής α συναρτήσει του z/b (γραμμική ελαστικότητα) .....	276
<b>Πίνακας 6.2:</b>	Διορθωτικός συντελεστής α συναρτήσει του z/b (έδαφος M-C – χαμηλός SF) .....	277

**ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ****Κεφάλαιο 1<sup>ο</sup>**

- Σχήμα 1.1:** Σύγκριση αποτελεσμάτων αναλύσεως πεπερασμένων στοιχείων και δοκιμής προτύπου πεδίου από τους Kinner and Ladd (1973) .....10
- Σχήμα 1.2:** Βάθη της ζώνης επιρροής παραμορφώσεως για ορθογωνικά πέλδια με διαφορετικούς λόγους L/B (Lee et al. 2008) .....23
- Σχήμα 1.3:** Μεταβολή της κατακόρυφης ανηγμένης παραμορφώσεως συναρτήσει του κανονικοποιημένου βάρους από τους O’Loughlin and Lehane (2010) .....24

**Κεφάλαιο 2<sup>ο</sup>**

- Σχήμα 2.1:** Συνιστώσες μετακινήσεων (Αναγνωστόπουλος, 2008) .....40
- Σχήμα 2.2:** Τύποι παραμορφώσεως των γεφυρών λόγω μετατοπίσεων (TRB, 1991) .....60

**Κεφάλαιο 3<sup>ο</sup>**

- Σχήμα 3.1:** Σχέδιο με εναλλασσόμενες τιμές του μέτρου Young (Griffiths and Fenton, 2009) .....76
- Σχήμα 3.2:** Επιρροή του άκαμπτου άνω στρώματος – ομοιόμορφη κυκλική φόρτιση (Burland et al., 1977) .....78
- Σχήμα 3.3:** Κατανομή τάσεως κάτω από ομοιόμορφα φορτιζόμενη λωρίδα σε ανομοιογενή ημίχωρο (Gibson and Sills, 1971). .....82
- Σχήμα 3.4:** Σχέση μεταξύ του λόγου  $\rho_u/\rho_r$  και του  $E'_o/k*D$  για μία άκαμπτη κυκλική φόρτιση σε ανομοιογενές ελαστικό έδαφος (Burland and Wroth, 1974) .....82
- Σχήμα 3.5:** Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια με μέτρα ελαστικότητας των εδαφικών στρωμάτων  $E_1>E_2$ .....86
- Σχήμα 3.6:** Ενδεικτικό διάγραμμα καθιζήσεων άκαμπτης κυκλικής πλάκας .....86
- Σχήμα 3.7:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου των μέτρων E για λόγο Poisson  $\nu=0$  για εύκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης .....88
- Σχήμα 3.8:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου των μέτρων E για λόγο Poisson  $\nu=0$  για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης.....88
- Σχήμα 3.9:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου των μέτρων E για διαφορετικό λόγο Poisson  $\nu$  για εύκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης με  $z=r$ .....89
- Σχήμα 3.10:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου των μέτρων E για διαφορετικό λόγο Poisson  $\nu$  για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης με  $z=r$ .....89
- Σχήμα 3.11:** Απεικόνιση των παραμορφώσεων της εύκαμπτης κυκλικής επιφάνειας φορτίσεως: α) Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και β) καθιζήσεις.....90
- Σχήμα 3.12:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή f για λόγο Poisson  $\nu=0.40$  και για κυκλική επιφάνεια φόρτισης με  $z=5\cdot r$ .....91
- Σχήμα 3.13:** Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή f για λόγο Poisson  $\nu=0$  και για κυκλική επιφάνεια φόρτισης με  $z=r$ .....91

<b>Σχήμα 3.14:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή $f$ για διαφορετικό λόγο Poisson και για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης με $z=5r$ .....	92
<b>Σχήμα 3.15:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή $f$ για διαφορετικό λόγο Poisson και για εύκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης με $z=5r$ .....	92
<b>Σχήμα 3.16:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή $f$ για διαφορετικό λόγο Poisson με $z=r$ .....	92
<b>Σχήμα 3.17:</b> Συντελεστές επιρροής για κυκλικές φορτίσεις σε έδαφος Gibson απείρου πάχους ( $\beta>0.01$ ) (Mayne and Poulos, 1999) .....	94
<b>Σχήμα 3.18:</b> Συντελεστές παραμορφώσεως ( $I'$ ) για κυκλική επιφάνεια σε έδαφος Gibson για $\beta<1$ (Mayne and Poulos, 1999) .....	94
<b>Σχήμα 3.19:</b> Συντελεστές επιρροής για εύκαμπτη κυκλική θεμελίωση σε πεπερασμένο εδαφικό μέσο Gibson (Mayne and Poulos, 1999) .....	95
<b>Σχήμα 3.20:</b> Μεταβολή του λόγου καθιζήσεων $s/s_0$ συναρτήσει του ρυθμού αύξησης $f$ και σύγκριση αποτελεσμάτων με αντίστοιχα των Mayne & Poulos (1999) .....	96
<b>Σχήμα 3.21:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου των ακτίνων.....	97
<b>Σχήμα 3.22:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου $r/r_0$ για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης και για διάφορους ρυθμούς αύξησης του μέτρου $E$ .....	98
<b>Σχήμα 3.23:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του λόγου $r/r_0$ για εύκαμπτη κυκλική επιφάνεια φόρτισης και για διάφορους ρυθμούς αύξησης του μέτρου $E$ .....	98
<b>Σχήμα 3.24:</b> Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων εύκαμπτης κυκλικής πλάκας σε έδαφος συνεκτικό .....	101
<b>Σχήμα 3.25:</b> Γραμμή καθιζήσεων κάτω από την εύκαμπτη κυκλική πλάκα σε έδαφος συνεκτικό .....	101
<b>Σχήμα 3.26:</b> Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων άκαμπτης κυκλικής πλάκας σε έδαφος συνεκτικό .....	101
<b>Σχήμα 3.27:</b> Γραμμή καθιζήσεων κάτω από την άκαμπτη κυκλική πλάκα σε έδαφος συνεκτικό .....	101
<b>Σχήμα 3.28:</b> Πλαστικά σημεία κάτω από την άκαμπτη κυκλική πλάκα σε έδαφος συνεκτικό για χαμηλό $SF=1,25$ .....	102
<b>Σχήμα 3.29:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας επί συνεκτικού εδάφους και για διάφορα πάχη $z$ .....	102
<b>Σχήμα 3.30:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για άκαμπτη κυκλική επιφάνεια φορτίσεως και για διάφορα πάχη $z$ συμπίεστου στρώματος με βάθος θεμελιώσεως $t=2r/3$ .....	103
<b>Σχήμα 3.31:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για λωρίδα και διάφορα πάχη $z$ συμπίεστου στρώματος.....	103
<b>Σχήμα 3.32:</b> Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, γραμμή καθιζήσεων και πλαστικά σημεία κάτω από την άκαμπτη απειρομήκη λωρίδα σε έδαφος συνεκτικό.....	104
<b>Σχήμα 3.33:</b> Κατανομή πιέσεων επαφής κάτω από την άκαμπτη απειρομήκη λωρίδα για έδαφος Mohr-Coulomb και για έδαφος γραμμικώς ελαστικό.....	105



<b>Σχήμα 3.34:</b> Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, γραμμή καθιζήσεων και πλαστικά σημεία εύκαμπτης λωρίδας σε έδαφος συνεκτικό.....	105
<b>Σχήμα 3.35:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για κυκλικό θεμέλιο επί μη συνεκτικού εδάφους.....	106
<b>Σχήμα 3.36:</b> Χρωματική απεικόνιση κατακορύφων τάσεων στο άκαμπτο κυκλικό θεμέλιο για χαμηλό συντελεστή ασφαλείας καθαρώς μη συνεκτικού εδάφους.....	107
<b>Σχήμα 3.37:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για άκαμπτη κυκλική πλάκα και για διάφορα πάχη $z$ συμπίεστου στρώματος με βάθος θεμελιώσεως $t=2r/3$ .....	108
<b>Σχήμα 3.38:</b> Πλαστικά σημεία κάτω από άκαμπτη κυκλική πλάκα σε έδαφος καθαρώς μη συνεκτικό χαμηλής διατμητικής αντοχής.....	108
<b>Σχήμα 3.39:</b> Μεταβολή του λόγου των καθιζήσεων συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για διάφορα πάχη $z$ συμπίεστου στρώματος και για $t=0$ .....	109

#### Κεφάλαιο 4<sup>ο</sup>

<b>Σχήμα 4.1:</b> Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων τυπικής περιπτώσεως επιλύσεως πλαισίου 5 ανοιγμάτων .....	121
<b>Σχήμα 4.2:</b> Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και ροπές κάμψεως του ζυγώματος .....	127
<b>Σχήμα 4.3:</b> Μεταβολή των ροπών κάμψεως συναρτήσει της στροφής .....	127
<b>Σχήμα 4.4:</b> Μεταβολή των αξονικών φορτίων των ακραίων υποστυλωμάτων συναρτήσει της στροφής.....	128
<b>Σχήμα 4.5:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας $E$ του εδάφους και της ακαμψίας του πλαισίου .....	128
<b>Σχήμα 4.6:</b> Μεταβολή των ροπών κάμψεως συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας .....	129
<b>Σχήμα 4.7:</b> Μεταβολή του αξονικού φορτίου συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας .....	130
<b>Σχήμα 4.8:</b> Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και ροπές κάμψεως ζυγώματος .....	131
<b>Σχήμα 4.9:</b> Μεταβολή των ροπών κάμψεως στο άνοιγμα ( $\max M$ ) και στην στήριξη ( $\min M$ ) συναρτήσει της στροφής της θεμελιώσεως ή του δείκτη $R_b$ .....	132
<b>Σχήμα 4.10:</b> Μεταβολή των αξονικών φορτίων των ακραίων υποστυλωμάτων συναρτήσει της στροφής της θεμελιώσεως ή του δείκτη $R_b$ .....	132
<b>Σχήμα 4.11:</b> Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και ροπές κάμψεως .....	133
<b>Σχήμα 4.12:</b> Επιρροή της στροφής επί των ροπών κάμψεως στο άνοιγμα .....	134
<b>Σχήμα 4.13:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους και της ακαμψίας του πλαισίου .....	135
<b>Σχήμα 4.14:</b> Επιρροή του συντελεστή σχετικής ακαμψίας επί των ροπών κάμψεως στο άνοιγμα ( $\max M$ ) και στην στήριξη ( $\min M$ ) .....	136
<b>Σχήμα 4.15:</b> Επιρροή του συντελεστή σχετικής ακαμψίας επί των αξονικών δυνάμεων του ακραίου υποστυλώματος .....	136
<b>Σχήμα 4.16:</b> Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και ροπές κάμψεως του ζυγώματος .....	137

<b>Σχήμα 4.17:</b> Λόγος εντατικών μεγεθών ανωδομής συναρτήσει της στροφής .....	138
<b>Σχήμα 4.18:</b> Επιρροή του συντελεστή σχετικής ακαμψίας επί των εντατικών μεγεθών .....	138
<b>Σχήμα 4.19:</b> Λόγος ροπών κάμψεως στην στήριξη της πλάκας θεμελιώσεως συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας $R_f$ .....	139
<b>Σχήμα 4.20:</b> Λόγος ροπών κάμψεως στο άνοιγμα της πλάκας θεμελιώσεως συναρτήσει του συντελεστή σχετικής ακαμψίας $R_f$ .....	140
<b>Σχήμα 4.21:</b> Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και διάγραμμα καμπτικών ροπών .....	142
<b>Σχήμα 4.22:</b> Επιρροή της στροφής επί των εντατικών μεγεθών ανωδομής .....	142
<b>Σχήμα 4.23:</b> Επιρροή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους επί των στροφών .....	143
<b>Σχήμα 4.24:</b> Επιρροή του συντελεστή σχετικής ακαμψίας επί των ροπών ανοίγματος .....	143
<b>Σχήμα 4.25:</b> Επιρροή του συντελεστή σχετικής ακαμψίας επί των αξονικών δυνάμεων ....	144
<b>Σχήμα 4.26:</b> Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και συμβολισμοί των ροπών κάμψεως της δοκού .....	144
<b>Σχήμα 4.27:</b> Επιρροή της στροφής ή του δείκτη $R_b$ επί των εντατικών μεγεθών ανωδομής .....	145
<b>Σχήμα 4.28:</b> Ανακατανομή των εντατικών μεγεθών ανωδομής συναρτήσει του $R_b$ .....	146
<b>Σχήμα 4.29:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους.....	147
<b>Σχήμα 4.30:</b> Επιρροή της στροφής επί των ροπών κάμψεως στην στήριξη της δοκού .....	147
<b>Σχήμα 4.31:</b> Μεταβολή του λόγου $\Delta s/\max s$ και $\Delta s/l$ συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους .....	149
<b>Σχήμα 4.32:</b> Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στην στροφή για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων με 4 ορόφους .....	151
<b>Σχήμα 4.33:</b> Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στις ροπές κάμψεως ζυγώματος (κεντρική στήριξη) για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων με 4 ορόφους .....	151
<b>Σχήμα 4.34:</b> Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στις ροπές κάμψεως ζυγώματος (άνοιγμα) για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων με 4 ορόφους .....	152
<b>Σχήμα 4.35:</b> Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στην στροφή για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων με 4 ορόφους .....	152
<b>Σχήμα 4.36:</b> Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στις ροπές κάμψεως ζυγώματος (στήριξη) για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων με 4 ορόφους .....	153
<b>Σχήμα 4.37:</b> Επιρροή της σχετικής ακαμψίας θεμελιώσεως στις ροπές κάμψεως ζυγώματος (άνοιγμα) για το πλαίσιο των 2 ανοιγμάτων με 4 ορόφους .....	153
<b>Σχήμα 4.38:</b> Μεταβολή εντατικών μεγεθών ανωδομής συναρτήσει της στροφής .....	154
<b>Σχήμα 4.39:</b> Μεταβολή των αξονικών φορτίων συναρτήσει της στροφής .....	154
<b>Σχήμα 4.40:</b> Μεταβολή του λόγου $\Delta s/\max s$ συναρτήσει του $E$ εδάφους .....	155
<b>Σχήμα 4.41:</b> Ανακατανομή εντατικών μεγεθών και αλγεβρικές εξισώσεις για θεμελίωση με πέδιλα .....	157
<b>Σχήμα 4.42:</b> Ανακατανομή εντατικών μεγεθών και αλγεβρικές εξισώσεις για θεμελίωση με άκαμπτη πλάκα .....	158
<b>Σχήμα 4.43:</b> Μεταβολή του λόγου $\Delta s_p/\Delta s_e$ συναρτήσει του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας (συνεκτικό έδαφος) .....	160

<b>Σχήμα 4.44:</b> Ανάπτυξη πλαστικών σημείων για χαμηλό SF=1,5 σε έδαφος καθαρώς συνεκτικό για θεμελίωση με πέδιλα .....	161
<b>Σχήμα 4.45:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του συντελεστή $R_b$ για θεμελίωση του βστυλου πλαισίου με 1 έως 4 ορόφους με μεμονωμένα πέδιλα σε έδαφος καθαρώς συνεκτικό υψηλού SF=3,0 .....	161
<b>Σχήμα 4.46:</b> Ανάπτυξη πλαστικών σημείων για συνολικό SF=1,5 .....	162
<b>Σχήμα 4.47:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του συντελεστή $R_b$ για θεμελίωση του βστυλου πλαισίου με 1 έως 4 ορόφους με άκαμπτη πλάκα σε έδαφος καθαρώς συνεκτικό υψηλού SF=3,0 .....	163
<b>Σχήμα 4.48:</b> Μεταβολή του λόγου $\Delta s_p/\Delta s_e$ συναρτήσει του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας (Μη συνεκτικό έδαφος) .....	164
<b>Σχήμα 4.49:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του συντελεστή $R_b$ για θεμελίωση του βστυλου πλαισίου με 1 έως 4 ορόφους με πέδιλα σε έδαφος καθαρώς μη συνεκτικό υψηλού SF=3,0 .....	165
<b>Σχήμα 4.50:</b> Εικόνες πλαστικών σημείων στα πλαίσια 5 ανοιγμάτων με 1 έως 4 ορόφους για θεμελίωση με πέδιλα σε έδαφος καθαρώς μη συνεκτικό με υψηλό SF=3,0 ...	165
<b>Σχήμα 4.51:</b> Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων σε μεγάλη κλίμακα για SF=1,5 στην άκαμπτη και εύκαμπτη πλάκα θεμελίωσης.....	166
<b>Σχήμα 4.52:</b> Εικόνες πλαστικών σημείων στα πλαίσια 5 ανοιγμάτων για θεμελίωση με άκαμπτη ή εύκαμπτη πλάκα σε έδαφος καθαρώς μη συνεκτικό με χαμηλό SF=1,5 .....	166
<b>Σχήμα 4.53:</b> Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στα εντατικά μεγέθη ανωδομής για θεμελίωση με πέδιλα .....	167
<b>Σχήμα 4.54:</b> Συγκεντρωτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως για το πλαίσιο των 5 ανοιγμάτων και για θεμελίωση με πέδιλα .....	168
<b>Σχήμα 4.55:</b> Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στα εντατικά μεγέθη ανωδομής για θεμελίωση με πλάκα .....	169
<b>Σχήμα 4.56:</b> Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από μη συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στα εντατικά μεγέθη ανωδομής για θεμελίωση με πέδιλα .....	170
<b>Σχήμα 4.57:</b> Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από μη συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στα εντατικά μεγέθη ανωδομής για θεμελίωση με πλάκα .....	171
<b>Σχήμα 4.58:</b> Διαγράμματα ροπών κάμψεως ζυγώματος για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως .....	172
<b>Σχήμα 4.59:</b> Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στις ροπές κάμψεως της πλάκας θεμελίωσης .....	173
<b>Σχήμα 4.60:</b> Ροπές κάμψεως άκαμπτης κοιτόστρωσης (Συνεκτικό - γραμμικώς ελαστικό)	174
<b>Σχήμα 4.61:</b> Ροπές κάμψεως εύκαμπτης κοιτόστρωσης (Συνεκτικό - γραμμικώς ελαστικό) .....	174
<b>Σχήμα 4.62:</b> Αποκλίσεις γραμμικής ελαστικότητας από μη συνεκτικό έδαφος Mohr-Coulomb στις ροπές κάμψεως της πλάκας θεμελίωσης .....	175
<b>Σχήμα 4.63:</b> Διαγράμματα ροπών κάμψεως άκαμπτης πλάκας κοιτοστρώσεως για μη συνεκτικό έδαφος και για γραμμικώς ελαστικό .....	176
<b>Σχήμα 4.64:</b> Πλαστικές ζώνες στην άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως σε καθαρώς μη συνεκτικό έδαφος .....	176

<b>Σχήμα 4.65:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του $R_b$ για πλαίσιο δύο ανοιγμάτων .....	177
<b>Σχήμα 4.66:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του $R_b$ για πλαίσια 2 και 5 ανοιγμάτων .	178
<b>Σχήμα 4.67:</b> Επιρροή του συνολικού μήκους $L$ στην μεταβολή της μέγιστης στροφής .....	179
<b>Σχήμα 4.68:</b> Μεταβολή της ροπής κάμψεως συναρτήσει του συντελεστή $R_b$ για 3-στυλο πλαίσιο .....	181
<b>Σχήμα 4.69:</b> Συγκεντρωτικά διαγράμματα μεταβολής της ροπής κάμψεως συναρτήσει του συντελεστή $R_b$ για 3-στυλο και 6-στυλο πλαίσιο .....	182
<b>Σχήμα 4.70:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του συνολικού συντελεστή σχετικής ακαμψίας για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα .....	183
<b>Σχήμα 4.71:</b> Μεταβολή της στροφής $\Delta s/l$ και της $\Delta s/s_{max}$ συναρτήσει του $m$ .....	185
<b>Σχήμα 4.72:</b> Μεταβολή του λόγου ροπών κάμψεως ανωδομής συναρτήσει του ρυθμού αύξησης $m$ .....	187
<b>Σχήμα 4.73:</b> Χρωματική απεικόνιση κατακορύφων τάσεων για εύκαμπτο και άκαμπτο ζύγωμα .....	187
<b>Σχήμα 4.74:</b> Καμπύλη κατακόρυφων παραμορφώσεων για εύκαμπτο και άκαμπτο φορέα με λόγο Poisson εδάφους $\nu=0,495$ ή $\nu=0,30$ .....	188
<b>Σχήμα 4.75:</b> Συγκριτικά διαγράμματα μεταβολής της στροφής συναρτήσει του $m$ για $t=0$ .....	189
<b>Σχήμα 4.76:</b> Συγκριτικά διαγράμματα μεταβολής του λόγου $\Delta s/s_{max}$ συναρτήσει του $m$ για $t=0$ .....	190
<b>Σχήμα 4.77:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του $m$ για $t=0$ και πλάτος κεντρικού πεδίου $b_k=3,0m$ .....	191
<b>Σχήμα 4.78:</b> Μεταβολή του λόγου $\Delta s/s_{max}$ συναρτήσει του $m$ για $t=0$ και πλάτος κεντρικού πεδίου $b_k=3,0m$ .....	192
<b>Σχήμα 4.79:</b> Μεταβολή του λόγου ροπών κάμψεως ανωδομής συναρτήσει του ρυθμού αύξησης $m$ για $\nu=0,495$ και $t=0$ .....	193
<b>Σχήμα 4.80:</b> Μεταβολή της στροφής και του λόγου $\Delta s/s_{max}$ συναρτήσει του $m$ για $t=1m$ και $b_k=3,0m$ .....	194
<b>Σχήμα 4.81:</b> Μεταβολή του λόγου των ροπών κάμψεως ανωδομής συναρτήσει του ρυθμού αύξησης $m$ για και $t=1m$ και $b_k=3,0m$ .....	195
<b>Σχήμα 4.82:</b> Συγκεντρωτικά διαγράμματα μεταβολής της $\Delta s/l$ συναρτήσει του $R_b$ (συνεκτικό έδαφος M-C ή γραμμική ελαστικότητα) .....	200

## Κεφάλαιο 5<sup>ο</sup>

<b>Σχήμα 5.1:</b> Ρυθμός ανάπτυξης καθιζήσεως συναρτήσει του χρόνου .....	212
<b>Σχήμα 5.2:</b> 5όροφο πλαίσιο θεμελιωμένο με μεμονωμένα πέδιλα .....	214
<b>Σχήμα 5.3:</b> 5όροφο πλαίσιο θεμελιωμένο με πλάκα κοιτοστρώσεως .....	214
<b>Σχήμα 5.4:</b> Αντιπροσωπευτικό παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και υπερπιέσεις ύδατος πόρων .....	215
<b>Σχήμα 5.5:</b> Επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας $K$ στον λόγο των διαφορικών καθιζήσεων .....	221
<b>Σχήμα 5.6:</b> Υπερπιέσεις ύδατος πόρων για μικρό συντελεστή $K=10^{-5}m/day$ και μικρό $E$ ..	221
<b>Σχήμα 5.7:</b> Υπερπιέσεις ύδατος πόρων για μεγάλο συντελεστή $K=10^{-3}m/day$ και μεγάλο $E$ .....	222

<b>Σχήμα 5.8:</b> Ενδεικτικό διάγραμμα ροπών κάμψεως ζυγώματος (1ος όροφος) .....	222
<b>Σχήμα 5.9:</b> Επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας $K$ επί των ροπών κάμψεως (1ος όροφος) .....	223
<b>Σχήμα 5.10:</b> Επιρροή του $K$ επί των ροπών κάμψεως (1ος όροφος) για θεμελίωση με άκαμπτη πλάκα ή μέσης ακαμψίας .....	224
<b>Σχήμα 5.11:</b> Επιρροή $K$ επί του αξονικού φορτίου ακραίου υποστυλώματος .....	224
<b>Σχήμα 5.12:</b> Αύξηση διαφορικής καθιζήσεως με την σταδιακή κατασκευή των ορόφων ...	225
<b>Σχήμα 5.13:</b> Ανακατανομή ροπών κάμψεως ακραίας στήριξης στο επίπεδο 1ου ορόφου για εύκαμπτη θεμελίωση .....	226
<b>Σχήμα 5.14:</b> Ανακατανομή ροπών κάμψεως ακραίας στήριξης στο επίπεδο 1ου ορόφου για μέσης ακαμψίας θεμελίωση .....	226
<b>Σχήμα 5.15:</b> Ανακατανομή ροπών κάμψεως ακραίας στήριξης στο επίπεδο 1ου ορόφου για άκαμπτη θεμελίωση .....	227
<b>Σχήμα 5.16:</b> Ανακατανομή ροπών κάμψεως κεντρικής στήριξης στο επίπεδο 1ου ορόφου για άκαμπτη θεμελίωση .....	227
<b>Σχήμα 5.17:</b> Υπερπίεσεις ύδατος πόρων σε κάθε φάση κατασκευής για $K=10\text{-}5\text{m/day}$ και $E=5\text{MPa}$ .....	228
<b>Σχήμα 5.18:</b> Ανακατανομή ροπών κάμψεως ακραίας στήριξης στο επίπεδο 1ου ορόφου για θεμελίωση με πέδιλα .....	230
<b>Σχήμα 5.19:</b> Διαγράμματα ροπών κάμψεως 1ου ορόφου για θεμελίωση με πέδιλα .....	231
<b>Σχήμα 5.20:</b> Διαγράμματα ροπών κάμψεως 1ου ορόφου για εύκαμπτη και άκαμπτη θεμελίωση .....	232
<b>Σχήμα 5.21:</b> Επιρροή του συντελεστή διαπερατότητας $K$ επί των ροπών κάμψεως ανοίγματος (5ος όροφος) .....	235
<b>Σχήμα 5.22:</b> Ροπές κεντρικής στηρίξεως 5ου ορόφου για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα ..	236
<b>Σχήμα 5.23:</b> Διάγραμμα ροπών κάμψεως 5ου ορόφου για θεμελίωση με πλάκα .....	236
<b>Σχήμα 5.24:</b> Επιρροή του $K$ επί των ροπών κάμψεως κεντρικής στηρίξεως της πλάκας θεμελιώσεως .....	237
<b>Σχήμα 5.25:</b> Διάγραμμα ροπών κάμψεως της πλάκας θεμελιώσεως .....	238
<b>Σχήμα 5.26:</b> Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα .....	242
<b>Σχήμα 5.27:</b> Σύγκριση ροπών ανοίγματος ανωδομής (1ος όροφος) μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα .....	243
<b>Σχήμα 5.28:</b> Σύγκριση ροπών ακραίας στηρίξεως (1ος όροφος) μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα .....	243
<b>Σχήμα 5.29:</b> Σύγκριση αξονικών φορτίων ακραίων υποστυλωμάτων μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα .....	244
<b>Σχήμα 5.30:</b> Σύγκριση αξονικών φορτίων κεντρικού υποστυλώματος μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα .....	244
<b>Σχήμα 5.31:</b> Σύγκριση ροπών κάμψεως ανοίγματος ανωδομής (5ος όροφος) μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα ..	246
<b>Σχήμα 5.32:</b> Σύγκριση ροπών κάμψεως ακραίας στηρίξεως ανωδομής (5ος όροφος) μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα ή πλάκα ..	247

<b>Σχήμα 5.33:</b> Σύγκριση ροπών κεντρικής στηρίξεως ανωδομής (5ος όροφος) μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πλάκα .....	247
<b>Σχήμα 5.34:</b> Λόγος πιέσεων επαφής προς μέση επιβαλλόμενη πίεση κάτω από την εύκαμπτη θεμελίωση για μικρό E εδάφους.....	248
<b>Σχήμα 5.35:</b> Καμπύλη καθιζήσεων κάτω από την εύκαμπτη θεμελίωση για μικρό E εδάφους .....	248
<b>Σχήμα 5.36:</b> Σύγκριση ροπών κεντρικής στηρίξεως πλάκας θεμελίωσης μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής .....	249
<b>Σχήμα 5.37:</b> Συγκριτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1ου ορόφου μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πέδιλα .....	250
<b>Σχήμα 5.38:</b> Συγκριτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1ου ορόφου μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα .....	250
<b>Σχήμα 5.39:</b> Συγκριτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1ου ορόφου μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με πλάκα μέσης ευκαμψίας .....	251
<b>Σχήμα 5.40:</b> Συγκριτικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1ου ορόφου μεταξύ σταδιακής και σε μία φάση κατασκευής για θεμελίωση με άκαμπτη πλάκα .....	251
<b>Σχήμα 5.41:</b> Σύγκριση υπολογισμένων διαφορικών καθιζήσεων $\Delta s_{mult}$ και $\Delta s_{sin}$ .....	252
<b>Σχήμα 5.42:</b> Σύγκριση υπολογισμένων ροπών κάμψεως (1ος όροφος) $M_{mult}$ και $M_{sin}$ .....	254
<b>Σχήμα 5.43:</b> Τελικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1ου ορόφου για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα .....	255
<b>Σχήμα 5.44:</b> Τελικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 1ου ορόφου για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα .....	255
<b>Σχήμα 5.45:</b> Τελικά διαγράμματα ροπών κάμψεως 5ου ορόφου για θεμελίωση με εύκαμπτη πλάκα.....	255
<b>Σχήμα 5.46:</b> Σύγκριση υπολογισμένων ροπών κάμψεως (5ος όροφος) $M_{mult}$ και $M_{sin}$ .....	256
<b>Σχήμα 5.47:</b> Σύγκριση υπολογισμένων ροπών κάμψεως $M_{mult}$ και $M_{sin}$ της πλάκας κοιτοστρώσεως .....	257
<b>Σχήμα 5.48:</b> Διαγράμματα ροπών κάμψεως της πλάκας θεμελίωσης .....	257
<b>Κεφάλαιο 6°</b>	
<b>Σχήμα 6.1:</b> Τομή διατάξεως θεμελίων .....	269
<b>Σχήμα 6.2:</b> Συντελεστής αλληλεπίδρασης $\beta$ για ανεξάρτητα επιφανειακά θεμέλια .....	270
<b>Σχήμα 6.3:</b> Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων υπό 3D συνθήκες και Ενδεικτικό σχεδιάγραμμα κάτοψης υπό 3D και 2D συνθήκες .....	271
<b>Σχήμα 6.4:</b> Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων υπό διδιάστατες συνθήκες .....	272
<b>Σχήμα 6.5:</b> Σύγκριση καθιζήσεων 3D και 2D αναλύσεων .....	273
<b>Σχήμα 6.6:</b> Σύγκριση μέσης καθιζήσεως υπό 3D συνθήκες με μέγιστη καθίζηση υπό 2D .....	274
<b>Σχήμα 6.7:</b> Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων τάσεων υπό 3D και 2D ανάλυση για μεγάλη αξονική απόσταση μεταξύ των πεδίων και μικρό πάχος συμπίεστου εδάφους .....	275
<b>Σχήμα 6.8:</b> Συγκεντρωτικά διαγράμματα συγκρίσεως 2D και 3D καθιζήσεων (M-C) .....	278
<b>Σχήμα 6.9:</b> Συγκεντρωτικά διαγράμματα συγκρίσεως 2D και 3D (χαμηλός SF και L.E.) ....	278

<b>Σχήμα 6.10:</b> Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων υπό 3D συνθήκες .....	279
<b>Σχήμα 6.11:</b> Ενδεικτικό σχέδιο απειρομήκους πλάκας με τις κατακόρυφες παραμορφώσεις υπό 2D συνθήκες .....	279
<b>Σχήμα 6.12:</b> Συγκριτικά διαγράμματα καθιζήσεων 2D και 3D για χαμηλούς SF και L.E. ....	281
<b>Σχήμα 6.13:</b> Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων τάσεων – εκτίμηση πιέσεων επαφής κάτω από την άκαμπτη πεδילוδοκό (3D) και την απειρομήκη πλάκα (2D) για μεγάλη αξονική απόσταση και μικρό σχετικό πάχος (γραμμική ελαστικότητα) .....	282
<b>Σχήμα 6.14:</b> Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων τάσεων – εκτίμηση πιέσεων επαφής κάτω από την άκαμπτη πεδילוδοκό (3D) και την απειρομήκη πλάκα (2D) για μεγάλη αξονική απόσταση και μεγάλο σχετικό πάχος (γραμμική ελαστικότητα) .....	282
<b>Σχήμα 6.15:</b> Συγκριτικά διαγράμματα λόγου καθιζήσεων 2D και 3D εύκαμπτης πεδילוδοκού .....	283
<b>Σχήμα 6.16:</b> Συγκριτικά διαγράμματα λόγου καθιζήσεων 2D και 3D για υψηλό SF.....	284
<b>Σχήμα 6.17:</b> Γραμμή κατακορύφων παραμορφώσεων κάτω από την απειρομήκη πλάκα (χαμηλός SF) .....	285
<b>Σχήμα 6.18:</b> Σύγκριση καθιζήσεων μεταξύ L.E. και M-C (χαμηλός SF).....	286
<b>Σχήμα 6.19:</b> Σύγκριση καθιζήσεων πεδילוδοκών μεταξύ L.E. και M-C για χαμηλό SF .....	287
<b>Σχήμα 6.20:</b> Διορθωτικός συντελεστής $\alpha$ συναρτήσει του σχετικού πάχους $z/b$ (γραμμική ελαστικότητα) .....	290
<b>Σχήμα 6.21:</b> Διορθωτικός συντελεστής $\alpha$ συναρτήσει του σχετικού πάχους $z/b$ (ελαστοπλαστικό έδαφος με χαμηλό συντελεστή ασφαλείας) .....	291

## Κεφάλαιο 7<sup>ο</sup>

<b>Σχήμα 7.1:</b> Τομή πεδילוδοκών, κάτοψη πλέγματος πεδילוδοκών και τομή κτιρίων .....	300
<b>Σχήμα 7.2:</b> Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων υπό 3D και υπό 2D συνθήκες .....	303
<b>Σχήμα 7.3:</b> Σύγκριση $\Delta s$ υπό 3D και 2D αναλύσεων (γραμμική ελαστικότητα) .....	305
<b>Σχήμα 7.4:</b> Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων τάσεων για $E=50\text{MPa}$ , $z/b=1$ , $L/b=1,875$ .....	307
<b>Σχήμα 7.5:</b> Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων τάσεων για $E=2\text{MPa}$ , $z/b=3$ , $L/b=1,875$ .....	307
<b>Σχήμα 7.6:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας (2D) .....	308
<b>Σχήμα 7.7:</b> Μεταβολή της στροφής συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας (3D) .....	308
<b>Σχήμα 7.8:</b> Σύγκριση ροπών κάμψεως ζυγώματος (1 <sup>ος</sup> όροφος) μεταξύ 2D και 3D (Γ.Ε) ...	309
<b>Σχήμα 7.9:</b> Σύγκριση αξονικών δυνάμεων μεταξύ 3D και 2D (Γ.Ε) .....	309
<b>Σχήμα 7.10:</b> Σύγκριση ροπών κάμψεως της εσωτερικής πεδילוδοκού H2 μεταξύ 3D και 2D .....	310
<b>Σχήμα 7.11:</b> Σύγκριση ροπών κάμψεως εξωτερικής πεδילוδοκού H1 μεταξύ 2D και 3D ....	310
<b>Σχήμα 7.12:</b> Ανακατανομή ροπών κάμψεως δοκού 1 ανωδομής συναρτήσει E (Γ.Ε, 2D) ...	311
<b>Σχήμα 7.13:</b> Ανακατανομή ροπών κάμψεως δοκού 1 συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας E του εδάφους (Γ.Ε, 3D αναλύσεις) .....	312
<b>Σχήμα 7.14:</b> Διάγραμμα ροπών κάμψεως δοκού 1 <sup>ου</sup> ορόφου κτιρίου A (3D) .....	312



<b>Σχήμα 7.15:</b> Ανακατανομή ροπών κάμψεως απειρομήκουσ πλάκας συναρτήσσει του E (Γ.Ε) .....	313
<b>Σχήμα 7.16:</b> Ανακατανομή ροπών κάμψεως εσωτερικής πεδιλοδοκούσ συναρτήσσει του E (Γ.Ε) .....	314
<b>Σχήμα 7.17:</b> Διάγραμμα ροπών κάμψεως εσωτερικής πεδιλοδοκούσ H2 πλαισίου A (L/b=1,125) .....	314
<b>Σχήμα 7.18:</b> Ανακατανομή αξονικών δυνάμεων (Γ.Ε, 2D) .....	315
<b>Σχήμα 7.19:</b> Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ 3D και 2D (M-C, Συνεκτικό έδαφος) .....	316
<b>Σχήμα 7.20:</b> Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας στην στροφή (M-C, Συνεκτικό έδαφος) .....	317
<b>Σχήμα 7.21:</b> Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας στην στροφή (3D, M-C, Συνεκτικό έδαφος) .....	317
<b>Σχήμα 7.22:</b> Σύγκριση ροπών κάμψεως ανωδομής μεταξύ 3D και 2D (M-C, Συνεκτικό έδαφος) .....	319
<b>Σχήμα 7.23:</b> Σύγκριση ροπών κάμψεως πεδιλοδοκούσ H2 μεταξύ 3D και 2D (M-C, Συνεκτικό έδαφος) .....	319
<b>Σχήμα 7.24:</b> Σύγκριση αξονικών φορτίων υποστυλωμάτων μεταξύ 3D και 2D (Συνεκτικό έδαφος) .....	320
<b>Σχήμα 7.25:</b> Επιρροή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους στην $max_x$ και στην $\Delta s/max_x$ για $z=14m$ .....	321
<b>Σχήμα 7.26:</b> Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ 3D και 2D (Μη συνεκτικό έδαφος, SF=2,0) .....	322
<b>Σχήμα 7.27:</b> Σύγκριση ροπών κάμψεως ανωδομής και θεμελίωσης μεταξύ 3D και 2D (Μη συνεκτικό έδαφος, SF=2,0) .....	323
<b>Σχήμα 7.28:</b> Σύγκριση αξονικών δυνάμεων μεταξύ 3D και 2D (Μη συνεκτικό έδαφος, SF=2,0) .....	323
<b>Σχήμα 7.29:</b> Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (2D, συνεκτικό έδαφος) .....	324
<b>Σχήμα 7.30:</b> Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (3D, συνεκτικό έδαφος) .....	325
<b>Σχήμα 7.31:</b> Ενδεικτική εικόνα ανάπτυξης πλαστικών σημείων για υψηλό SF=16 (2D) .....	326
<b>Σχήμα 7.32:</b> Ενδεικτική εικόνα ανάπτυξης πλαστικών σημείων για χαμηλό SF=1,6 (2D) .....	327
<b>Σχήμα 7.33:</b> Λόγος ροπών κάμψεως ανωδομής συναρτήσσει του συντελεστή ασφαλείας (2D, συνεκτικό έδαφος) .....	327
<b>Σχήμα 7.34:</b> Λόγος ροπών κάμψεως ανωδομής συναρτήσσει του συντελεστή ασφαλείας (3D, συνεκτικό έδαφος) .....	328
<b>Σχήμα 7.35:</b> Σύγκριση αξονικών φορτίων συναρτήσσει του συντελεστή ασφαλείας (συνεκτικό έδαφος) .....	328
<b>Σχήμα 7.36:</b> Σύγκριση ροπών κάμψεως θεμελίωσης μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (συνεκτικό έδαφος) .....	328
<b>Σχήμα 7.37:</b> Σύγκριση διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (μη συνεκτικό έδαφος) .....	330
<b>Σχήμα 7.38:</b> Σύγκριση ροπών κάμψεως ζυγώματος (1ος όροφος) μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (μη συνεκτικό έδαφος) .....	330

<b>Σχήμα 7.39:</b> Σύγκριση αξονικών δυνάμεων μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (μη συνεκτικό έδαφος) .....	330
<b>Σχήμα 7.40:</b> Σύγκριση ροπών κάμψεως θεμελιώσεως μεταξύ ελαστοπλαστικού και γραμμικώς ελαστικού εδάφους (μη συνεκτικό έδαφος) .....	331
<b>Σχήμα 7.41:</b> Πλαστικά σημεία για υψηλό SF=5,0 υπό 2D συνθήκες .....	331
<b>Σχήμα 7.42:</b> Πλαστικά σημεία για SF=2,5 υπό 3D συνθήκες (μη συνεκτικό έδαφος) .....	332
<b>Σχήμα 7.43:</b> Κατακόρυφες παραμορφώσεις στο μη συνεκτικό έδαφος για SF=2,5 (Κτίριο A) .....	333
<b>Σχήμα 7.44:</b> Κατακόρυφες παραμορφώσεις στο μη συνεκτικό έδαφος για SF=2,5 (Κτίριο B) .....	333