
1.	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΝ	1
1.1	Εισαγωγή	1
1.2	Τμήματα αγκυρίου	2
1.3	Φάσεις Κατασκευής	3
1.4	Τύποι Αγκυρίων	4
1.5	Προστασία από τη διάβρωση	6
1.6	Φέρουσα ικανότητα αγκυρίου	9
1.7	Πλευρικές τάσεις συνάφειας	11
2.	ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΑΙ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ	13
2.1	Έλεγχοι Αγκυρώσεων	13
2.1.1	Έλεγχοι Αγκυρώσεων βάσει Ευρωπαϊκών Προδιαγραφών	13
2.1.2	Έλεγχοι Αγκυρώσεων κατά DIN 4125	31
2.2.1	Δοκιμή εξόλκευσης και εφελκυσμού	32
2.2.2	Δοκιμαστική τάνυση	33
2.2.3	Ειδικότεροι έλεγχοι αγκυρίων	34
2.2	Διατάξεις Κανονισμών Αγκυρώσεων	35
2.3	Θεώρηση αγκυρώσεων κατά τους Βρετανικούς Κανονισμούς (BS 8081:1989)	37
2.4	Θεώρηση αγκυρώσεων κατά τον Ευρωκώδικα EC-7 (EN-1997)	41
2.4.1	Οριακές καταστάσεις αστοχίας	41
2.4.2	Βασικές αρχές γεωτεχνικού σχεδιασμού	44
2.4.3	Ανάλυση οριακών καταστάσεων αστοχίας - Μέθοδοι σχεδιασμού	47
2.5	Εθνικό προσάρτημα για την Ελλάδα	50
2.6	Χαρακτηριστική αντοχή και αντοχή σχεδιασμού αγκυρίου	55
3.	ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ - ΚΤΙΡΙΟΥ	
	ΥΠΟ ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ	57
3.1	ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	57
3.2	ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ PLAXIS	59
3.3	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ	60
3.2.1	Προσομοίωμα Α - Έδαφος E1 - Εύκαμπτο Πλαίσιο - Κτίριο	64
3.2.2	Προσομοίωμα Β - Έδαφος E1 - Δύσκαμπτο Πλαίσιο - Κτίριο	66
3.2.3	Προσομοίωμα Γ – Έδαφος E2 – Εύκαμπτο Πλαίσιο – Κτίριο	67
3.2.4	Προσομοίωμα Δ – Έδαφος E2 – Δύσκαμπτο Πλαίσιο – Κτίριο	68

3.4	Παράθεση Αποτελεσμάτων Αναλύσεων - Ροπές Κάμψεως Ανοιγμάτων	69
3.4.1.	Ροπές κάμψεως ανοιγμάτων - Περίπτωση Εδάφους Ε1	69
3.4.2.	Ροπές Κάμψεως Ανοιγμάτων - Περίπτωση Εδάφους Ε2	78
3.5	Παράθεση Αποτελεσμάτων Αναλύσεων - Ροπές Κάμψεως Στηρίξεων	88
3.6	Παράθεση Αποτελεσμάτων Αναλύσεων - Διαφορικές Καθιζήσεις	110
3.6.1	Διαφορικές Καθιζήσεις - Περίπτωση Εδάφους Ε1	110
3.6.2	Διαφορικές Καθιζήσεις - Περίπτωση Εδάφους Ε2	124
4.	ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	140
5.	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	145

1. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΝ

1.1 Εισαγωγή

Με τον όρο αγκύριο, γενικά εννοούμε μια κατασκευή που μεταβιβάζει δυνάμεις στο εσωτερικό του εδάφους ή της βραχώμαζας μέσω ενός γραμμικού εφελκυστικού στοιχείου. Σκοπός της χρήσης αγκυρίων είναι η σταθεροποίηση ή η αναπόσπαστη σύνδεση του γεωυλικού με την κατασκευή που βρίσκεται σε επαφή μαζί του. Τα αγκύρια αναλαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία γι' αυτό και ο μοναδικός τρόπος φόρτισής τους είναι η εφελκυστική τους παραμόρφωση μέσω της σχετικής απομάκρυνσης των άκρων τους. Στην περίπτωση που η απαιτούμενη αξονική παραμόρφωση για την ευστάθεια ενός τοίχου αντιστήριξης ή για την ασφάλεια των γειτονικών κατασκευών δεν είναι αποδεκτή, υπάρχει δηλαδή ανάγκη για τον περιορισμό των παραμορφώσεων, γίνεται χρήση προεντεταμένων αγκυρίων. Τα προεντεταμένα αγκύρια προτού κληθούν να αναλάβουν τα φορτία της κατασκευής, φορτίζονται σε μια συγκεκριμένη στάθμη προέντασης ώστε να ασκούν εκ των προτέρων μια δύναμη ικανή να περιορίσει τις παραμορφώσεις στα επιθυμητά επίπεδα.

Η χρήση αγκυρίων έχει τρεις μηχανικές επιδράσεις:

- Δημιουργία δυνάμεων που εφαρμόζονται στην κατασκευή κατά τη διεύθυνση της επαφής τους με το έδαφος
- Επιβολή ελεγχόμενης εντατικής κατάστασης στο υπέδαφος ή τουλάχιστον προσφορά μηχανικής ενίσχυσης
- Άσκηση προέντασης στην κατασκευή όταν η αγκύρωση διέρχεται από αυτή. Η προένταση που δημιουργείται μέσω των τενόντων σε μια κατασκευή μπορεί να ενσωματώσει τις ήδη δημιουργούμενες εφελκυστικές τάσεις της κατασκευής.

Ανάλογα με τη διάρκεια ζωής τους και τον προορισμό που επιτελούν οι προεντεταμένες αγκυρώσεις διακρίνονται σε (EN 1997):

- Προσωρινές αγκυρώσεις με τεχνική διάρκεια ζωής έως 2 έτη
- Μόνιμες αγκυρώσεις με τεχνική διάρκεια ζωής μεγαλύτερη από 2 έτη

Τονίζεται ότι ο όρος μόνιμες αγκυρώσεις δεν υπονοεί απεριόριστη τεχνική διάρκεια ζωής αλλά την τεχνική διάρκεια ζωής που απαιτεί η εκάστοτε μελέτη.

1.2 Τμήματα αγκυρίου

Τα αγκύρια αποτελούνται από τρία βασικά τμήματα: την κεφαλή ή αγκύρωση προέντασης, το ελεύθερο τμήμα ή μήκος (τένοντας ή εντατήρας) και το πακτωμένο τμήμα (άκρο πακτώσεως).

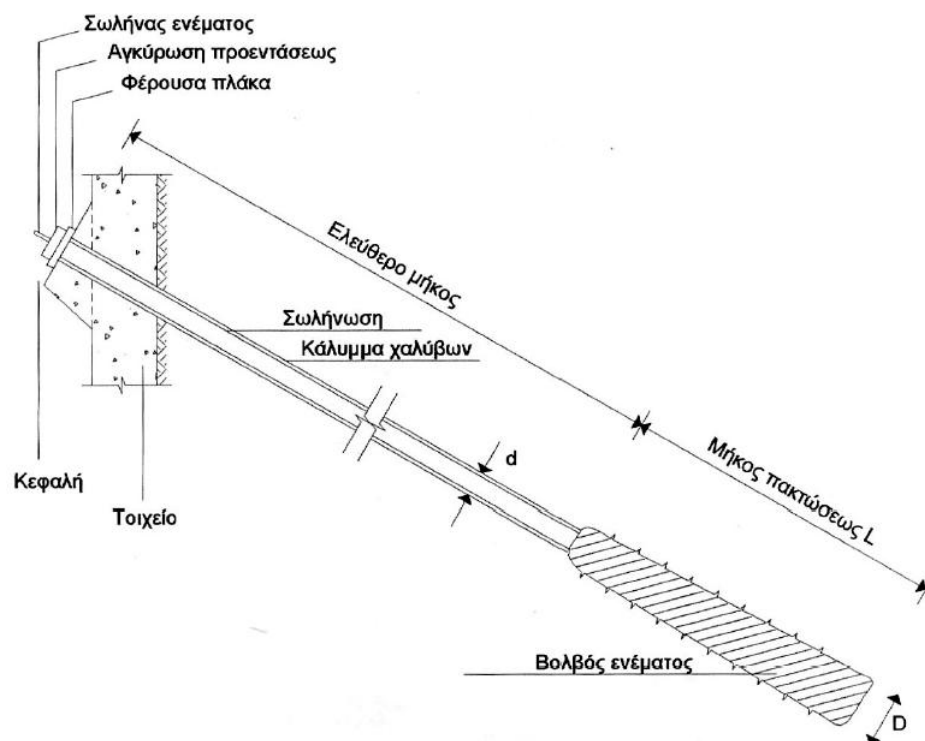
Η κεφαλή του αγκυρίου αποτελεί το τμήμα που δέχεται τις δυνάμεις τανύσεως και τις μεταφέρει από το αγκύριο στην επιφάνεια της κατασκευής (π.χ. ενός πασσαλότοιχου). Η κεφαλή θα πρέπει να επιτρέπει μέσω ενός γρύλλου στον τένοντα να τανυστεί, να διατηρεί την εφαρμοσμένη στάθμη προέντασης και, όποτε αυτό χρειαστεί, να αποφορτίζεται και να επαναφορτίζεται. Από την κεφαλή μετριέται η δύναμη προέντασης ώστε να είναι δυνατόν να τανιέται ξανά το αγκύριο σε περίπτωση απώλειας της προέντασης. Η κεφαλή φυσικά θα πρέπει να μπορεί να φέρει το οριακό εφελκυστικό φορτίο του τένοντα. Επίσης θα πρέπει να επιδέχεται τις παραμορφώσεις που αναμένονται κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Οι κεφαλές μιας ομάδας αγκυρίων μπορούν να λειτουργήσουν ανεξάρτητα ή να συνεργάζονται μέσω ενός συστήματος δοκών ή τοίχων αντιστήριξης. Στην κεφαλή περιλαμβάνονται πρόσθετα υλικά και εξαρτήματα όπως το σύστημα σφήνωσης, κατασκευές έδρασης της κεφαλής από οπλισμένο σκυρόδεμα ή χαλύβδινες δοκούς, ελάσματα και άλλα χαλύβδινα προσαρτήματα.

Το ελεύθερο μήκος του αγκυρίου παρεμβάλλεται ανάμεσα στην κεφαλή και την αρχή του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου, συνεπώς μεταφέρει εφελκυστική δύναμη ανάμεσα σε αυτά τα δυο στοιχεία. Το μήκος του καθορίζεται από τη δύναμη που μέσω της ελαστικής του παραμόρφωσης καλείται να αναπτύξει, και φυσικά από την απαίτηση το πακτωμένο τμήμα σε στέρεο έδαφος, έτσι ώστε να μπορεί να αναπτυχθεί η κατάλληλη σχετική παραμόρφωση ανάμεσα στα άκρα του τένοντα. Για να μπορεί να αναπτυχθεί η απαραίτητη δύναμη θα πρέπει το μήκος αυτό να είναι απομονωμένο από το γύρω έδαφος ώστε να αποφεύγεται η δημιουργία τριβών που αντιστέκονται στην επιμήκυνσή του. Για να επιτευχθεί αυτό χρησιμοποιούνται κατάλληλα περιβλήματα (συνήθως από συνθετικά υλικά). Το ελεύθερο μήκος του αγκυρίου μπορεί να αποτελείται από διακριτά συρματόσκοινα ή από μια ενιαία ράβδο από χάλυβα υψηλής αντοχής.

Το πακτωμένο μήκος του αγκυρίου είναι το τμήμα που κατανέμει μέσω ενός βολβού από τσιμεντένεμα ή ειδικές ρητίνες τη δύναμη προέντασης στο περιβάλλον έδαφος ασκώντας θλιπτικές τάσεις. Για να επιτευχθεί συνάφεια μεταξύ του τένοντα και του ενέματος συνήθως προτιμώνται τένοντες με ραβδώσεις ή σε περίπτωση που αυτοί καλύπτονται, επιλέγεται ραβδωτό πλαστικό ή μεταλλικό προστατευτικό περίβλημα. Το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου αποτελεί πολύ σημαντικό μέρος του αφού η αντοχή

συνάφειας ανάμεσα στο ένεμα και στο έδαφος αποτελεί τον πιο ευαίσθητο παράγοντα που καθορίζει τη φέρουσα ικανότητα του αγκυρίου.

Ο λόγος νερού προς τσιμέντο που χρησιμοποιείται στο τσιμεντένεμα (που εφαρμόζεται για τη δημιουργία της ζώνης μεταφοράς φορτίου αλλά και για την προστασία του χάλυβα έναντι διάβρωσης) κυμαίνεται από 0.35 έως 1.00 ανάλογα με τη φύση του περιβάλλοντος εδάφους ή βραχώμαζας. Συνήθως χρησιμοποιούνται και πρόσθετα στα ενέματα με σκοπό τη βελτίωση της εργασιμότητας και της αντοχής, τη μείωση της εξαέρωσης και της συστολής ξήρανσης ή την αύξηση του ρυθμού ανάπτυξης της αντοχής. Όπου χρειάζεται και κρίνεται κατάλληλο, λεπτά αδρανή (π.χ. άμμος μπορεί να προστίθενται στο μίγμα ώστε να αποφεύγεται η διαφυγή του από την ευρύτερη περιοχή του διατρήματος.

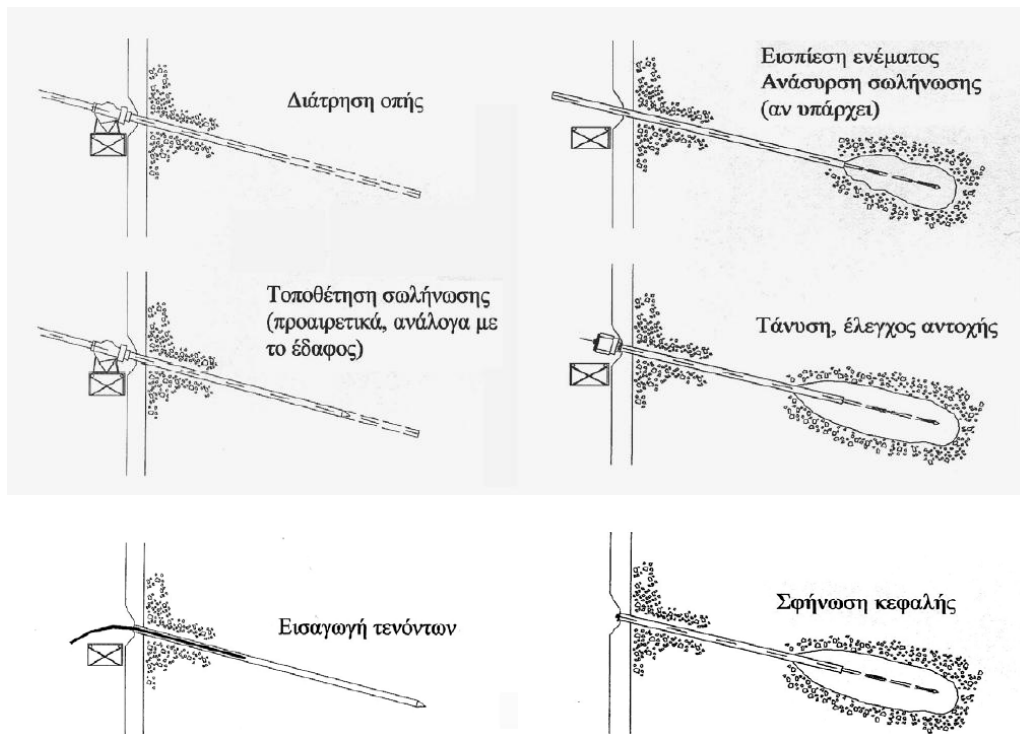


Σχήμα 1.1.: Τμήμα Αγκυρίου

1.3 Φάσεις Κατασκευής

Οι διαδοχικές φάσεις κατασκευής μιας αγκύρωσης φαίνονται στην παρακάτω εικόνα. Θα πρέπει να τονιστεί ότι η συμπεριφορά ενός αγκυρίου εξαρτάται σε πολύ μεγάλο βαθμό από την τεχνολογία κατασκευής, ίσως περισσότερο από ότι σε άλλα τεχνικά έργα.

Οι διαδοχικές φάσεις κατασκευής ενός αγκυρίου παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.2



Σχήμα 1.2. : Φάσεις κατασκευής αγκυρίου

1.4 Τύποι Αγκυρίων

Αυτό που διαχωρίζει τους κύριους τύπους των αγκυρίων είναι το σχήμα που δίνεται στο πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου ως αποτέλεσμα συγκεκριμένου κάθε φορά τύπου κατασκευής.

Τύπος Α: Χρησιμοποιείται κυρίως σε βράχους και πολύ σκληρές αργίλους. Η εφαρμογή του στην Ελλάδα είναι διαδεδομένη λόγω της φύσης των πετρωμάτων και των χαμηλών απαιτήσεων εξοπλισμού του συγκεκριμένου τύπου. Η εισαγωγή του ενέματος γίνεται χωρίς πίεση, από το άκρο του αγκυρίου προς την κεφαλή, με χρήση αντλίας ή απλά με τη βαρύτητα. Λόγω της φύσης των γεωυλικών αυτών το διάτρημα είναι λείο. Συνεπώς η διάμετρος του πακτωμένου τμήματος είναι ίση με τη διάμετρο του διατρήματος, εκτός αν το ένεμα εισχωρήσει στο έδαφος σε θέσεις που συναντώνται ρήγματα, έγκοιλα ή πορώδη μέσα.

Η διατμητική αντοχή ενός τέτοιου αγκυρίου είναι αποτέλεσμα της πλευρικής τριβής στη διεπιφάνεια εδάφους-ενέματος. Τυπικά μεγέθη του τύπου αυτού είναι για το πακτωμένο τμήμα, μήκος 8m και διάμετρος 110mm.

Τύπος Β: Επιλέγεται συνήθως για μαλακούς ρωγματωμένους βράχους και κοκκώδεις αλλουβιακούς σχηματισμούς. Η εισαγωγή του ενέματος με μικρή πίεση (μέχρι 1MPa), διευκολύνοντας τη διείσδυση του ενέματος στο εσωτερικό του γεωλικού (ρωγμές πετρώματος, πόροι εδάφους) και έχοντας ως αποτέλεσμα το πακτωμένο τμήμα να έχει ακανόνιστο σχήμα και μεγαλύτερη διάμετρο από αυτή του διατρήματος. Για το λόγο αυτό, η διατμητική του αντοχή είναι αυξημένη σε σχέση με αυτή των αγκυρίων τύπου Α.

Η διατμητική αντοχή αυτού του τύπου αγκυρίου οφείλεται κατά κύριο λόγο στην πλευρική τριβή. Εντούτοις συνεισφέρει και η παθητική αντίσταση από τις παθητικές ωθήσεις του συμπιεσμένου εδάφους, που αναπτύσσονται στο άνω άκρο του πακτωμένου τμήματος μόλις το αγκύριο αρχίσει να κινείται.

Τύπος C : Ενδείκνυται για λεπτά κοκκώδη εδάφη και σφιχτές εδαφικές αποθέσεις. Η εισαγωγή του ενέματος γίνεται υπό υψηλή πίεση (>2MPa) σε μια ή δυο φάσεις. Η πίεση αυτή έχει ως αποτέλεσμα τη διείσδυση του ενέματος σε μεγάλη κλίμακα στο περιβάλλον έδαφος κατά ακανόνιστο τρόπο και την ενσωμάτωση σε αυτό σημαντικού όγκου εδάφους. Ο βολβός πάκτωσης παίρνει οδοντωτή μορφή με συνέπεια την αύξηση της διατμητικής αντοχής του αγκυρίου.

Σε περιπτώσεις όπου η εφαρμογή υψηλών πιέσεων μπορεί να επιφέρει βλάβες στο περιβάλλον έδαφος ή σε γειτονικές κατασκευές, εφαρμόζεται η τεχνική των μετενέσεων. Σύμφωνα με αυτήν εισάγεται αρχικά ο τένοντας και στη συνέχεια το ένεμα χωρίς πίεση από το άκρο προς τα πάνω καταλαμβάνοντας το χώρο του διατρήματος και εισχωρώντας σε κάποια έγκοιλα ή ρωγμές. Μετά από ικανό χρονικό διάστημα για τη σκλήρυνση του ενέματος, επαναλαμβάνεται η εισαγωγή υπό πίεση από ειδικό σωλήνα μικρής διαμέτρου που έχει προβλεφθεί για το λόγο αυτό. Ο σωλήνας αυτός φέρει ανοίγματα που προστατεύονται από ελαστικό περίβλημα που εμποδίζει τη διείσδυση του αρχικού ενέματος και την αχρήστευση του σωλήνα. Η μετένεση γίνεται χωριστά σε κάθε θέση που φέρει ανοίγματα. Μέσα στο σωλήνα αυτό εισάγεται άλλος μικρότερος που με βύσματα απομονώνει το τμήμα ενός ανοίγματος. Από αυτόν τον μικρότερο σωλήνα διοχετεύεται με πίεση το νέο ένεμα που πιέζει το ελαστικό περίβλημα, σπάει το αρχικό ένεμα και διαχέεται στο έδαφος. Όταν σταματήσει η τροφοδοσία του ενέματος, το ελαστικό περίβλημα υπό την επίδραση της εξωτερικής πίεσης επανέρχεται στη θέση του εμποδίζοντας την εισροή ενέματος στο σωλήνα και την πτώση της πίεσης. Στη συνέχεια τα βύσματα μεταφέρονται στην επόμενη θέση και η διαδικασία συνεχίζεται. Στον τύπο αυτό αγκυρίων η πρόσφυση ενέματος-εδάφους οφείλεται στους εξής παράγοντες: στην εσωτερική τριβή που δημιουργείται, που ενισχύεται από την ακτινική πίεση και στην εισαγωγή υπό πίεση του

ενέματος η οποία δημιουργεί ανώμαλη επιφάνεια και ενισχύει την πρόσφυση μέσω μηχανικής εμπλοκής.

Τύπος D: Χρησιμοποιείται σε στιφρά έως μετρίως στιφρά συνεκτικά εδάφη. Το πακτωμένο τμήμα κατασκευάζεται με διαδοχικές μηχανικές διευρύνσεις πριν την εισαγωγή του ενέματος υπό πίεση. Ανάμεσα στη διεύρυνση των βολβών και στην εισαγωγή του ενέματος πρέπει να παρεμβάλλεται όσο το δυνατόν μικρότερο χρονικό διάστημα, ώστε να μην επέρχεται χαλάρωση των τοιχωμάτων της αργίλου λόγω ενυδάτωσης, η οποία έχει σαν αποτέλεσμα τη δημιουργία λάσπης που μειώνει πολύ σημαντικά τα χαρακτηριστικά της τριβής στη διεπιφάνεια εδάφους ενέματος.

1.5 Προστασία από τη διάβρωση

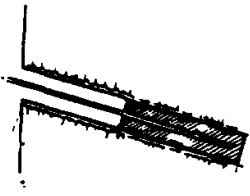

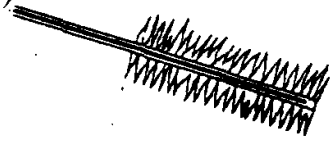
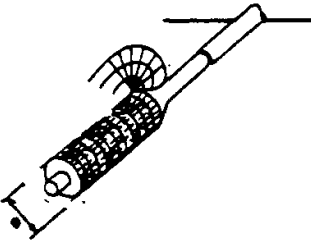
Επειδή δεν υπάρχει συγκεκριμένος τρόπος προσδιορισμού παραγόντων διάβρωσης με ικανοποιητική ακρίβεια ώστε να προβλέπεται και ο ρυθμός διάβρωσης του χάλυβα στο έδαφος, όλα τα τμήματα του αγκυρίου θα πρέπει να προστατεύονται έναντι διάβρωσης για χρονικό διάστημα ίσο με τη διάρκεια ζωής τους. Τα στοιχεία αντιδιαβρωτικής προστασίας θα πρέπει φυσικά να έχουν την ικανότητα να φέρουν εφελκυστικά φορτία.

Η αντιδιαβρωτική προστασία εξαρτάται από τη διάρκεια ζωής ενός αγκυρίου.

Εκτός του ενέματος, τα χρησιμοποιούμενα υλικά, που δεν πρέπει να επηρεάζονται από τη θερμοκρασία και την υγρασία και πρέπει να είναι αδρανή σε σχέση με το έδαφος και τα λοιπά υλικά του αγκυρίου, ανήκουν στις κατηγορίες: σωλήνες (πλαστικοί ή μεταλλικοί), λιπαντικά υλικά ειδικά για χάλυβες προεντάσεως, ασφαλικά υλικά και ρητίνες.

Συγκεκριμένα, για την αντιδιαβρωτική προστασία προσωρινών αγκυρώσεων τα χαλύβδινα στοιχεία θα πρέπει να προστατεύονται με τέτοιο τρόπο ώστε να παρεμποδίζεται η διάβρωσή τους κατά την τεχνική διάρκεια ζωής τους (2 έτη).

Η απαίτηση συνήθους αντιδιαβρωτικής προστασίας των προσωρινών αγκυρίων περιλαμβάνει επικάλυψη των τενόντων, στο πακτωμένο τμήμα με τσιμεντένεμα πάχους τουλάχιστον 10mm. Εφόσον τα αγκύρια τοποθετούνται σε διαβρωτικό εδαφικό περιβάλλον, ως πρόσθετο μέτρο αντιδιαβρωτικής προστασίας μπορεί να εφαρμοστεί η κάλυψη των τενόντων (στο πακτωμένο τμήμα) με απλό κυματοειδή σωλήνα ο οποίος θα διαθέτει την απαραίτητη πρόσφυση με το περιβάλλον τσιμεντένεμα.

Τύπος	Χαρακτηριστικά	Περιοχή εφαρμογής
Α	 <p>Λείο διάτρημα Σταθερή διάμετρος Ένεμα χωρίς πίεση</p>	<p>Βραχώδη πετρώματα Συνεκτικά εδάφη</p>
Β	 <p>Ένεμα με ελαφρά πίεση ($p < 1 \text{MPa}$)</p>	<p>Αμμώδη εδάφη (Βραχώδη πετρώματα) (Συνεκτικά εδάφη)</p>
Γ	 <p>Ένεμα με ισχυρή πίεση ($p > 1 \text{MPa}$) σε μία ή δύο φάσεις</p>	<p>Αμμώδη εδάφη Συνεκτικά εδάφη (Βραχώδη πετρώματα)</p>
Δ	 <p>Διάτρημα με διαδοχικές διευρύνσεις</p>	<p>Συνεκτικά εδάφη (Μάργες, μαλακοί βράχοι)</p>

Στο ελεύθερο τμήμα των τενόντων, η συνήθης κάλυψη των τενόντων με πλαστικούς σωλήνες για τη μείωση της πρόσφυσης παρέχει την απαιτούμενη αντιδιαβρωτική προστασία. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην επιμελή σφράγιση των άκρων του πλαστικού σωλήνα για την παρεμπόδιση εισόδου νερού ή τσιμεντενέματος. Εφόσον τα αγκύρια τοποθετούνται σε διαβρωτικό εδαφικό περιβάλλον, ως πρόσθετο μέτρο αντιδιαβρωτικής προστασίας μπορεί να εφαρμοστεί η πλήρωση του σωλήνα με αντιδιαβρωτικό υλικό χαμηλού συντελεστή τριβής.

Η προστασία των κεφαλών των προσωρινών αγκυρίων και της περιοχής μεταξύ κεφαλής και τένοντα γίνεται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EN 1537:1999. Για προσωρινές αγκυρώσεις με διάρκεια ζωής μικρότερη από δυο χρόνια ενδεικτικοί τρόποι προστασίας παρουσιάζονται παρακάτω:

Πακτωμένο τμήμα τένοντα: Όλοι οι τένοντες θα πρέπει να προστατεύονται από ένα ελάχιστο πάχος ενέματος 10mm στο τοίχωμα του διατρήματος. Όπου είναι γνωστό ότι υπάρχουν έντονα διαβρωτικές εδαφικές συνθήκες, ενδεχομένως να χρειάζεται ενίσχυση της προστασίας, για παράδειγμα με τη χρήση ραβδωτού αγωγού γύρω από τον τένοντα.

Ελεύθερο μήκος τένοντα: Το σύστημα προστασίας πρέπει να έχει χαμηλή τριβή και να επιτρέπει την κίνηση του τένοντα μέσα στη γεώτρηση. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τη χρήση είτε πλαστικού περιβλήματος προστασίας για κάθε τένοντα ξεχωριστά, σφραγισμένο στην άκρη για την αποφυγή εισροής νερού, είτε με πλαστικό περίβλημα προστασίας για κάθε τένοντα ξεχωριστά, γεμάτο με αντιδιαβρωτικά προστατευτικά συνθετικά υλικά το οποίο συνίσταται και για παρατεταμένη χρήση προσωρινών αγκυρίων σε έντονες συνθήκες διάβρωσης. Μπορεί ακόμη να χρησιμοποιηθεί πλαστικό ή μεταλλικό περίβλημα προστασίας κοινό για όλους τους τένοντες, σφραγισμένο στην άκρη για την αποφυγή εισροής νερού και τέλος πλαστικό ή μεταλλικό περίβλημα προστασίας κοινό για όλους τους τένοντες, γεμάτο με αντιδιαβρωτικά προστατευτικά συνθετικά υλικά κατάλληλο και αυτό για αγκύρια που βρίσκονται σε έντονες συνθήκες διάβρωσης.

Μετάβαση ανάμεσα στην κεφαλή και το ελεύθερο μήκος: Το περίβλημα ή ο αγωγός προστασίας του τένοντα πρέπει να είναι σφραγισμένος στην περιοχή της κεφαλής. Εναλλακτικά ένα μεταλλικό περίβλημα ή πλαστικός αγωγός πρέπει να είναι σφηνωμένα ή συγκολλημένα στην πλάκα αγκύρωσης, υπερκαλύπτοντας το περίβλημα του τένοντα, ενώ για παρατεταμένη χρήση θα πρέπει να γεμίζονται με αντιδιαβρωτικό συνθετικό υλικό, ένεμα ή ρητίνη.

Κεφαλή αγκύρωσης: Όταν η κεφαλή είναι προσβάσιμη για μετρήσεις, έλεγχο ή πιθανή επανεπικάλυψη, προτείνεται αρχικά η επικάλυψη με αντιδιαβρωτικό συνθετικό υλικό (όχι

σε υγρή μορφή) και μετά ο συνδυασμός αντιδιαβρωτικού συνθετικού υλικού και ταινίας εμποτισμένης σε αντιδιαβρωτικό συνθετικό υλικό

Όταν η κεφαλή δεν είναι προσβάσιμη χρησιμοποιείται μεταλλικό ή πλαστικό καπάκι γεμάτο με αντιδιαβρωτικό συνθετικό υλικό. Όταν είναι γνωστό ότι το περιβάλλον είναι έντονα διαβρωτικό η χρήση της ανωτέρω προστασίας υιοθετείται και για προσβάσιμες κεφαλές.

Όσον αφορά τις μόνιμες αγκυρώσεις, στο πακτωμένο τμήμα των τενόντων, ως ελάχιστη αντιδιαβρωτική προστασία θα χρησιμοποιείται μια συνεχής στρώση αντιδιαβρωτικού υλικού με διάρκεια ζωής τουλάχιστον ίση με τη διάρκεια ζωής της αγκύρωσης. Στο ελεύθερο τμήμα των τενόντων, ως ελάχιστη αντιδιαβρωτική προστασία θα χρησιμοποιούνται δυο συνεχείς στρώσεις αντιδιαβρωτικού υλικού. Η προστασία των κεφαλών των προσωρινών αγκυρίων και της περιοχής μεταξύ κεφαλής και τένοντα γίνεται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Πίνακα 3 και το εδάφιο 6.11 του EN 1537:1999.

1.6 Φέρουσα ικανότητα αγκυρίου

Το φορτίο προέντασης που εφαρμόζεται σε ένα αγκύριο μεταβιβάζεται στο έδαφος μέσω του πακτωμένου τμήματός και συγκεκριμένα με την πρόσφυση του ενέματος στον τένοντα και την πρόσφυση του ενέματος στο έδαφος.

Το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει ένα αγκύριο χωρίς να αστοχήσει καθορίζεται από την εσωτερική του ισορροπία. Η αστοχία ενός αγκυρίου μπορεί να προέλθει από τέσσερις διαφορετικούς μηχανισμούς αστοχίας που όλοι μαζί αποτελούν την εσωτερική ισορροπία του. Οι μηχανισμοί αυτοί είναι η αστοχία (θραύση) του τένοντα, η αστοχία στη διεπιφάνεια τένοντα-ενέματος (ολίσθηση του τένοντα στο ένεμα), η αστοχία στη διεπιφάνεια ενέματος εδάφους (ολίσθηση του ενέματος έδαφος) και η αστοχία (ρωγμάτωση) ενέματος.

Η μη αστοχία από θραύση του τένοντα διασφαλίζεται με την εκλογή χάλυβα κατάλληλης ποιότητας και διατομής ώστε να ισχύουν οι σχέσεις:

$$A_f < 0.75\sigma_{\Delta}F_s, \text{ για προσωρινά αγκύρια}$$

$$A_f < 0.65\sigma_{\Delta}F_s, \text{ για μόνιμα αγκύρια}$$

όπου A_f : η δύναμη που παραλαμβάνει το αγκύριο

σ_{Δ} : η τάση διαρροής του χάλυβα

F_s : η διατομή του τένοντα, που δε θα πρέπει να υπερβαίνει το 15-20%

της διατομής του διατρήματος

Η αστοχία από ολίσθηση του τένοντα στο ένεμα αντιμετωπίζεται με απλά κατασκευαστικά μέτρα στην πράξη, ώστε να μην είναι απαραίτητος κάποιος ειδικός έλεγχος. Τα ενέματα που χρησιμοποιούνται προσφέρουν μεγάλες τάσεις συνάφειας της τάξης του 1 με 2MPa, που ενισχύονται από τη μηχανική έμπλεξη, λόγω των ραβδώσεων και ανωμαλιών στην επιφάνεια του τένοντα. Οι κανονισμοί προβλέπουν επίσης ελάχιστες τιμές για το μήκος πακτώσεως του τένοντα στο ένεμα. Έτσι ως ελάχιστη τιμή ορίζονται τα 3m για συνήθεις εργοταξιακές συνθήκες, ενώ όταν τα αγκύρια τοποθετούνται απευθείας και με εργοταξιακά ελεγχόμενες συνθήκες το πακτωμένο μήκος μπορεί να περιοριστεί μέχρι τα 2m.

Αστοχία από ρωγμάτωση του ενέματος γενικά δε συμβαίνει, αφού αρκεί η αντοχή του ενέματος για να παραλάβει τις τάσεις που αναπτύσσονται. Σπάνια μόνο τοποθετείται στο ένεμα ελαφρύ πλέγμα σπλισμού.

Συνεπώς το οριακό φορτίο ή η φέρουσα ικανότητα ενός αγκυρίου καθορίζεται από τον έλεγχο αστοχίας στη διεπιφάνεια εδάφους-ενέματος. Με τον όρο αστοχία εννοείται η ολίσθηση ή η πρόκληση σημαντικών παραμορφώσεων στη συγκεκριμένη επιφάνεια. Για τον έλεγχο της εξετάζουμε τις δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την εφαρμογή του φορτίου στο αγκύριο, λόγω δυο μηχανισμών με τους οποίους ενεργοποιείται τοπικά η αντίσταση του εδάφους κατά την εξόλκευση:

- Παθητικές ωθήσεις του εδάφους στην κεφαλή ή τις προεξοχές του βολβού ενεμάτωσης (πακτωμένου τμήματος)
- Πλευρικές διατμητικές τάσεις ή τάσεις συνάφειας στην παράπλευρη επιφάνεια του βολβού

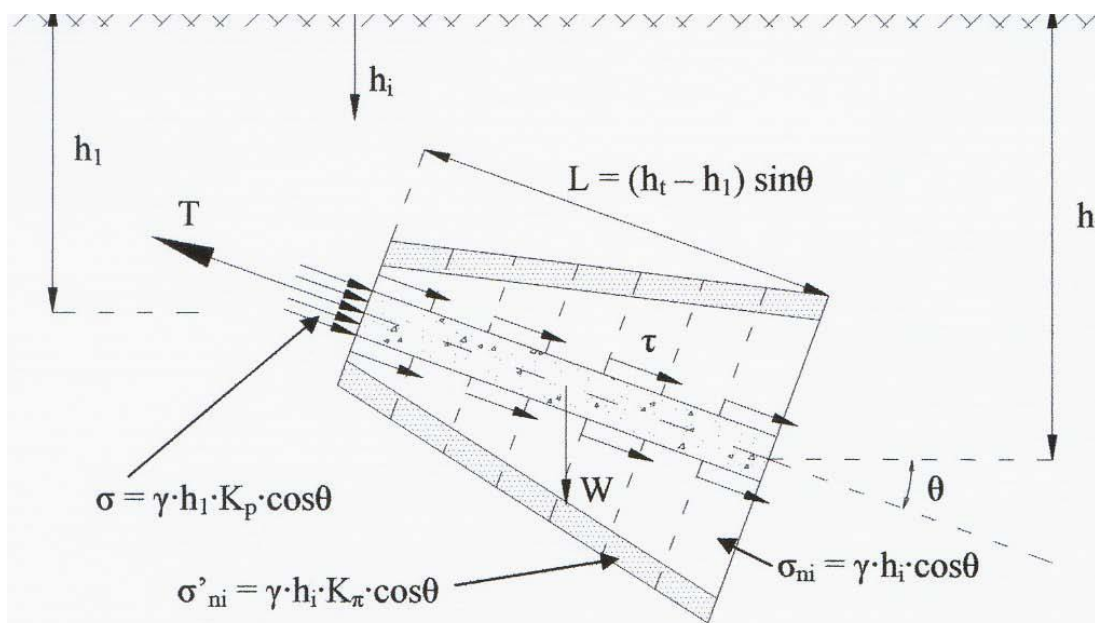
Για να αποτραπεί δηλαδή πιθανή αστοχία θα πρέπει η δύναμη που παραλαμβάνει ένα αγκύριο να είναι μικρότερη από το άθροισμα T_u των οριακών δυνάμεων που μπορούν να αναπτυχθούν λόγω πλευρικής τριβής και παθητικών ωθήσεων. Δηλαδή η οριακή δύναμη του αγκυρίου A_u θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση: $A_u = F A_f = T_u$

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η φέρουσα ικανότητα T_u μιας αγκύρωσης καθορίζεται από το μηχανισμό αστοχίας, το εμβαδόν της επιφάνειας αστοχίας, τις ιδιότητες του εδάφους στην επιφάνεια αστοχίας και τις τάσεις που ενεργούν στην επιφάνεια αστοχίας τη στιγμή της αστοχίας.

1.7 Πλευρικές τάσεις συνάφειας

Το πακτωμένο τμήμα όπως διαμορφώνεται με τσιμεντένεση υπό πίεση βρίσκεται μέσα σε ένα συγκεκριμένο εδαφικό περιβάλλον. Έτσι δέχεται τις πιέσεις που οφείλονται στο υπερκείμενο έδαφος, τυχόν υπερκείμενα φορτία και από τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους.

Ας θεωρήσουμε ένα πακτωμένο τμήμα αγκυρίου, διαμέτρου, τοποθετημένο υπό γωνία θ ως προς την οριζόντια, όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα, και ας υποθέσουμε ότι η διάτρηση και η εφαρμογή της τσιμεντένεσης δεν επηρεάζουν το καθεστώς των κυρίων τάσεων.



Σχήμα 1.3. : Πλευρικές τάσεις Συνάφειας

Το πακτωμένο τμήμα ισορροπεί το οριακό φορτίο T_u κάτω από την επίδραση:

- Των οριακών πλευρικών τάσεων συνάφειας τ_u , που αναπτύσσονται κατά μήκος της παράπλευρης επιφάνειας του πακτωμένου τμήματος. Οι τάσεις αυτές εξαρτώνται από τις ορθές τάσεις στην παράπλευρη επιφάνεια.

$$\sigma_m = K_\pi \sigma_m = K_\pi (\gamma h_i \cos \theta)$$

Ο συντελεστής K_π εκφράζει την επιρροή της πίεσης με την οποία έγινε η τσιμεντένεση. Απλουστευτικά θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι είναι ένας συντελεστής ανάλογος του συντελεστή παθητικών ωθήσεων.

- Των παθητικών ωθήσεων σ , που αναπτύσσονται στην κεφαλή του πακτωμένου τμήματος

$$\sigma = K_p \gamma h_i \cos \theta, \text{ όπου } K_p = (4.5 + \phi/2) \text{ ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων}$$

- Του ιδίου βάρους W

Η ισορροπία του αγκυρίου δίνεται από την εξίσωση:

$$T_u = (\pi D^2 / 4) \sigma + \iint \tau \, dL \, dW + W \sin \theta$$

Ο πρώτος και ο τελευταίος όρος του αθροίσματος αντιστοιχούν στις παθητικές ωθήσεις και το ίδιο βάρος αντίστοιχα. Οι όροι αυτοί είναι στην πράξη πολύ μικροί και μπορούν να θεωρηθούν ασήμαντοι σε σχέση με το μεσαίο όρο που αντιπροσωπεύει τις πλευρικές τριβές.

Η κατανομή των πλευρικών τριβών κατά μήκος του πακτωμένου τμήματος δεν είναι ομοιόμορφη και έτσι μια τέτοια παραδοχή δεν είναι αρκετά ακριβής. Το ίδιο ισχύει και για το μέγεθος και τις κατανομές των κυρίων τάσεων.

2. ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΑΙ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ

2.1 Έλεγχοι Αγκυρώσεων

2.1.1 Έλεγχοι Αγκυρώσεων βάσει Ευρωπαϊκών Προδιαγραφών

Με βάση τα πρότυπα κατά ISO/DIS 22477-5:2009 σχετικά με γεωτεχνικές έρευνες και ελέγχους σε γεωτεχνικές κατασκευές, καθιερώνονται προδιαγραφές για την εκτέλεση δοκιμών σε αγκύρια εδάφους κατά τη φόρτισή τους είτε σε διαδοχικούς κύκλους (Μέθοδος 1 ή 2) από ένα αρχικό φορτίο σε ένα μέγιστο ή ανά βήμα (Μέθοδος 3).

Οι δοκιμές προεντεταμένων αγκυρίων αποσκοπούν:

- Στη διαπίστωση της καταλληλότητας του χρησιμοποιούμενου τύπου αγκυρίου για τις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες
- Στη διαπίστωση της καταλληλότητας του τρόπου κατασκευής των αγκυρίων
- Στον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας και της συμπεριφοράς των αγκυρίων
- Στον έλεγχο ελεύθερου μήκους του τένοντα
- Στον προσδιορισμό των μόνιμων παραμορφώσεων

Προτείνονται προδιαγραφές για τριών ειδών δοκιμές τάσεων, δηλαδή για δοκιμές ερευνητικές, δοκιμές καταλληλότητας και δοκιμές αποδοχής.

Αναλυτικότερα:

Οι ερευνητικές δοκιμές επιβεβαιώνουν πριν την εγκατάσταση των πραγματικών αγκυρίων τα παρακάτω:

- την αντίσταση R_a του αγκυρίου στη διεπιφάνεια εδάφους - ενέματος
- το κρίσιμο ερπυστικό φορτίο του συστήματος του αγκυρίου ή
- τα ερπυστικά χαρακτηριστικά του συστήματος του αγκυρίου σε φορτία μέχρι την αστοχία
- τα χαρακτηριστικά της απώλειας φορτίου του συστήματος του αγκυρίου στο όριο λειτουργικότητας P_o
- το φαινομενικό ελεύθερο μήκος του τένοντα L_{app}

Οι δοκιμές καταλληλότητας επιβεβαιώνουν για μια συγκεκριμένη κατάσταση:

- την ικανότητα διατήρησης του φορτίου λειτουργίας P_p
- τα χαρακτηριστικά ερπυσμού και απώλειας φορτίου του συστήματος του αγκυρίου σε φορτία μέχρι το φορτίο λειτουργίας P_o

- το φαινομενικό ελεύθερο μήκος του τένοντα L_{app}
Οι δοκιμές αποδοχής επιβεβαιώνουν για κάθε αγκύριο:
 - την ικανότητα διατήρησης του φορτίου λειτουργίας P_p
 - τα χαρακτηριστικά ερπυσμού και απώλειας φορτίου του συστήματος του αγκυρίου στο όριο λειτουργικότητας P_o
 - το φαινομενικό ελεύθερο μήκος του τένοντα L_{app}
- Υπάρχουν γενικά τρεις μέθοδοι δοκιμών σχετικά με τον έλεγχο των αγκυρίων ανάλογα με τη διαδικασία φόρτισης και τα μετρούμενα μεγέθη. Οι τρεις αυτές μέθοδοι αναλύονται παρακάτω.

Μέθοδος 1

Το αγκύριο φορτίζεται σε συνεχείς κύκλους αυξανόμενου φορτίου από ένα στοιχειώδες / αρχικό φορτίο έως ένα μέγιστο φορτίο. Η μετατόπιση της κεφαλής του αγκυρίου μετράται για ένα συγκεκριμένα χρονικό διάστημα στο μέγιστο φορτίο κάθε κύκλου. Η Μέθοδος 1, όπως και οι Μέθοδοι 2 και 3, εφαρμόζονται τόσο για την περίπτωση ερευνητικού ελέγχου όπως και για τον έλεγχο καταλληλότητας και αποδοχής. Ενδεικτικά, παρατίθεται η διαδικασία που ακολουθείται για τη Μέθοδο 1, ενώ παρόμοια βήματα περιλαμβάνουν και οι Μέθοδοι 2 και 3.

- *Ερευνητικός Έλεγχος*

Οι ερευνητικοί έλεγχοι πραγματοποιούνται σε αγκύρια τα οποία δεν αποτελούν τμήμα της κατασκευής αλλά έχουν τοποθετηθεί πριν από τα κανονικά αγκύρια της δομής σε συνθήκες εδάφους παρόμοιες με τις πραγματικές της κατασκευής. Τα συγκεκριμένα ερευνητικά αγκύρια θα πρέπει να είναι αντιπροσωπευτικά των αγκυρίων της κατασκευής δηλαδή να κατασκευαστούν από τα ίδια υλικά, ακολουθώντας την ίδια διαδικασία τοποθέτησης την ίδια κλίση καθώς και το ίδιο μήκος πακτωμένου τμήματος αγκυρίου. Ο χρόνος που μεσολαβεί μεταξύ της τοποθέτησης των δοκιμαστικών αγκυρίων και την έναρξης του ερευνητικού ελέγχου θα πρέπει να είναι τόσοσ ώστε να εξασφαλίζει την ανάπτυξη των απαιτούμενων αντοχών από πλευράς των αγκυρίων. Συνήθως ο χρόνος αυτός είναι περίπου μια εβδομάδα και αυξομειώνεται ανάλογα με τα υλικά που χρησιμοποιούνται. Παράλληλα κατά την εκτέλεση της δοκιμής θα πρέπει να ελέγχεται η σωστή λειτουργία του εξοπλισμού.

Επιπλέον σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να ικανοποιείται, σύμφωνα με τον EN 1997-1, η ανίσωση:

$$P_p < 0.9 R_{t,d}$$

όπου,

P_p = μέγιστο φορτίο (φορτίο λειτουργίας) στο οποίο υπόκειται το ερευνητικό αγκύριο και

$R_{t,d}$ = η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού του τένοντα του ερευνητικού αγκυρίου ή οποιουδήποτε άλλου τμήματος προέκτασης

Το φορτίο μέγιστης λειτουργίας υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$P_p = 1.5 \cdot R_e$$

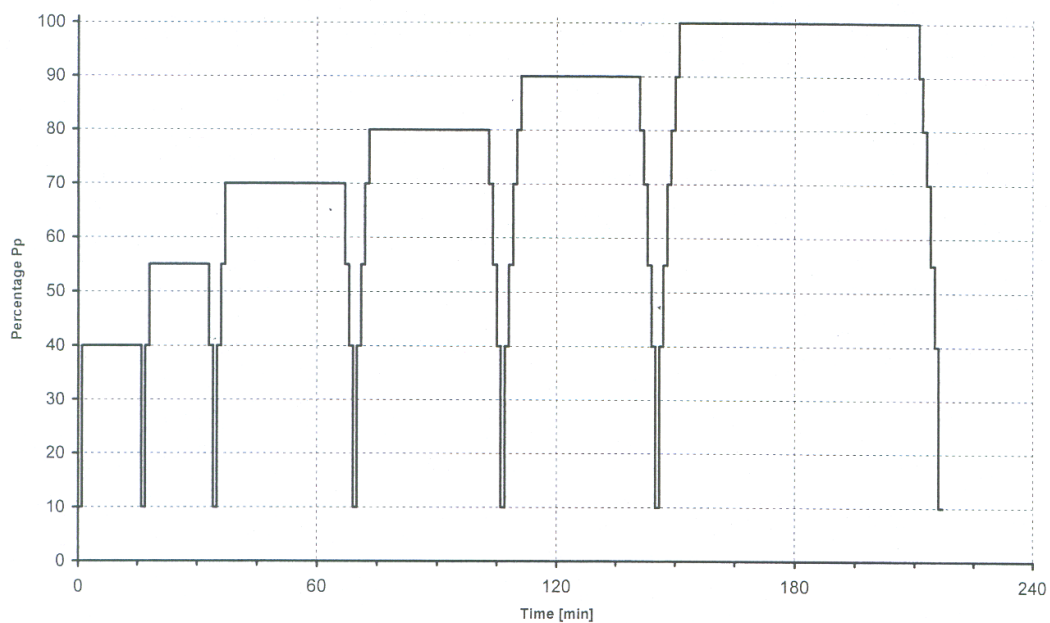
όπου,

R_e = εκτιμώμενη αντοχή εξόλκευσης του αγκυρίου με βάση προηγούμενη εμπειρία ή αριθμητικούς υπολογισμούς.

Επίσης το ελάχιστο / στοιχειώδες φορτίο λειτουργίας του αγκυρίου P_a λαμβάνει τη μικρότερη τιμή μεταξύ του 10% του φορτίου λειτουργίας P_p και των 50 kN.

Κατά τον ερευνητικό έλεγχο εφαρμόζεται αξονικό φορτίο διαδοχικά σε τουλάχιστον έξι (6) κύκλους από το ελάχιστο / στοιχειώδες φορτίο έως το φορτίο λειτουργίας κατά το οποίο πραγματοποιείται αστοχία του συστήματος εδάφους - αγκυρίου. Στη μέγιστη φόρτιση του κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα, το ελάχιστο ένα (1) λεπτό. Η δοκιμή περιλαμβάνει τη μέτρηση της μετακίνησης της κεφαλής του τένοντα σε συνάρτηση με το εφαρμοζόμενο φορτίο και για κάθε βήμα φόρτισης την μέτρηση της μετακίνησης της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του χρόνου.

Στο παρακάτω Σχήμα και στον Πίνακα παρουσιάζονται οι κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον ερευνητικό έλεγχο της Μεθόδου 1.



Σχήμα 2.1.: Διαδικασία φόρτισης του ερευνητικού ελέγχου της Μεθόδου 1

Κύκλος	Μέγιστο Φορτίο (% P ₀)	Ελάχιστος χρόνος παρατήρησης στη μέγιστη φόρτιση (min)	
		Μη συνεκτικό έδαφος και βράχος	Συνεκτικό έδαφος
1	40	15	15
2	55	15	15
3	70	30	60
4	80	30	60
5	90	30	60
6	100	60	180

Πίνακας 2.1.: Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον ερευνητικό έλεγχο της Μεθόδου 1

Ο ελάχιστος χρόνος παρατήρησης στην μέγιστη περίοδο φόρτισης ποικίλλει ανάλογα με τη συνεκτικότητα του εδάφους. Έτσι στα συνεκτικά εδάφη ο χρόνος παρατήρησης είναι μεγαλύτερος συγκριτικά με τα μη συνεκτικά. Για παράδειγμα στους 6 κύκλους φόρτισης, ενώ για τα συνεκτικά εδάφη η ελάχιστη περίοδος παρατήρησης είναι 180 λεπτά, για τα μη συνεκτικά εδάφη και το βράχο η αντίστοιχη περίοδος παρατήρησης είναι 60 λεπτά.

Με βάση τα δεδομένα που θα συλλεχθούν κατά τις δοκιμές κατασκευάζονται τα διαγράμματα:

- Μετακίνησης της κεφαλής του τένοντα σε συνάρτηση με το εφαρμοζόμενο φορτίο κάθε βήματος φόρτισης
- Μετακίνηση της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του χρόνου στο μέγιστο φορτίο του κάθε κύκλου
- Παράμετρος α συναρτήσει του φορτίου του αγκυρίου, όπου α είναι η κλίση της μετατόπισης λόγω ερπυσμού συναρτήσει λογαριθμικής κλίμακας του χρόνου

Να σημειωθεί ότι παρόμοια διαγράμματα κατασκευάζονται τόσο για ελέγχους καταλληλότητας όσο και αποδοχής που θα ακολουθήσουν στη συνέχεια.

Με βάση τη συγκεκριμένη δοκιμή γίνεται δυνατός ο προσδιορισμός της κρίσιμης αντοχής του αγκυρίου R_c και της αντοχής εξόλκευσης R_a .

Για την αποφόρτιση ακολουθείται η αντίστροφη πορεία και οι χρόνοι παρατήρησης είναι 1 λεπτό για κάθε στάδιο φόρτισης.

Η δύναμη εξόλκευσης R_a του αγκυρίου μετράται όταν ο ρυθμός ερπυσμού α_1 ξεπεράσει την τιμή των 2mm, ενώ η χαρακτηριστική τιμή εξόλκευσης R_{ak} προκύπτει ως η ελάχιστη από τις μετρούμενες στο υπό εξέταση αγκύριο.

- Έλεγχος καταλληλότητας

Ο συγκεκριμένος έλεγχος πραγματοποιείται σε αγκύρια που αποτελούν μέρος της κατασκευής, είναι δηλαδή σε λειτουργία, για να επιβεβαιώσει ότι ο σχεδιασμός των αγκυρίων είναι επαρκής για τις αντίστοιχες συνθήκες του εδάφους. Σε αναλογία με τον ερευνητικό έλεγχο για το φορτίο λειτουργίας P_p ισχύει η ανίσωση $P_p < 0.9 R_{t,d}$, ενώ το φορτίο λειτουργίας υπολογίζεται με βάση τις σχέσεις:

$$P_p = 1.25 \cdot P_d \text{ για μόνιμες αγκυρώσεις}$$

$$P_p = 1.15 \cdot P_d \text{ για προσωρινές αγκυρώσεις}$$

Κύκλος Φόρτισης	Μέγιστο Φορτίο (% P ₀)	Ελάχιστος χρόνος παρατήρησης στη μέγιστη φόρτιση (min)			
		Προσωρινά Αγκύρια		Μόνιμα Αγκύρια	
		Μη συνεκτικό έδαφος και βράχος	Συνεκτικό έδαφος	Μη συνεκτικό έδαφος και βράχος	Συνεκτικό έδαφος
1	40	1	1	15	15
2	55	1	1	15	15
3	70	5	5	30	60
4	85	5	5	30	60
5	100	30	60	60	180

Πίνακας 2.2.: Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον έλεγχο καταλληλότητας της Μεθόδου 1

Με βάση τη συγκεκριμένη δοκιμή γίνεται δυνατός ο προσδιορισμός της μετακίνησης της κεφαλής του αγκυρίου και της τιμής της παραμέτρου α στο φορτίο λειτουργίας.

- Έλεγχος αποδοχής

Στον έλεγχο αποδοχής εφαρμόζεται αξονικό φορτίο διαδοχικά σε τουλάχιστον πέντε κύκλους έως το φορτίο λειτουργίας P_p , προκειμένου να επιβεβαιωθεί ότι το συγκεκριμένο αγκύριο πληροί τις σχεδιαστικές απαιτήσεις. Παρόμοια με τους προηγούμενους ελέγχους στη μέγιστη φόρτιση του κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα και ακολουθεί διαδικασία αποφόρτισης, ενώ γίνονται επίσης μετρήσεις των ζητούμενων μεγεθών.

Το φορτίο λειτουργίας P_p θα πρέπει να καθορίζεται πριν την πραγματοποίηση της δοκιμής με βάση τις σχέσεις:

$$P_p = 1.25 \cdot P_d \text{ για μόνιμες αγκυρώσεις}$$

$$P_p = 1.15 \cdot P_d \text{ για προσωρινές αγκυρώσεις}$$

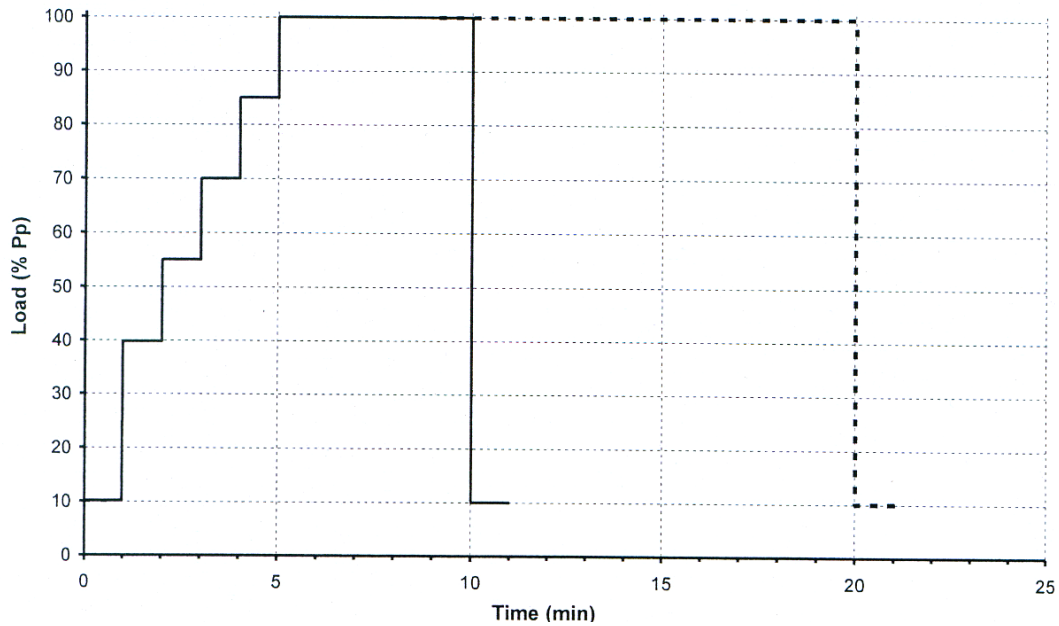
$$P_p = 1.00 \cdot P_d \text{ για προσωρινές αγκυρώσεις με φορτίο σφήνωσης } P_0 \text{ μεγαλύτερο του } P_d$$

όπου

$$P_d = \text{το φορτίο του αγκυρίου σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας}$$

Εφόσον είναι απαραίτητο ασκείται ελάχιστο / στοιχειώδες φορτίο λειτουργίας P_a , το οποίο λαμβάνει τη μικρότερη τιμή μεταξύ του 10% του φορτίου λειτουργίας P_p και των 50 kN.

Η διαδικασία φόρτισης και αποφόρτισης φαίνεται παρακάτω στο Σχήμα και στον Πίνακα



Σχήμα 2.3. : Διαδικασία φόρτισης του ελέγχου αποδοχής της Μεθόδου 1

Βήμα Φόρτισης	Μέγιστο Φορτίο (% P ₀)	Ελάχιστος χρόνος παρατήρησης στη μέγιστη φόρτιση (min)	
		Μη συνεκτικό έδαφος και βράχος	Συνεκτικό έδαφος
1	40	1	1
2	55	1	1
3	70	1	1
4	85	1	1
5	100	5	15

Πίνακας 2.3.: Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον έλεγχο αποδοχής της Μεθόδου 1

Με βάση τη συγκεκριμένη δοκιμή γίνεται δυνατός ο προσδιορισμός της μετακίνησης της κεφαλής του αγκυρίου και της τιμής της παραμέτρου α στο φορτίο λειτουργίας ενώ γίνεται επίσης ο υπολογισμός του ελεύθερου μήκους του αγκυρίου L_{app} .

Μέθοδος 2

Το αγκύριο φορτίζεται σε διαδοχικούς κύκλους αυξανόμενου φορτίου από ένα στοιχειώδες φορτίο σε ένα μέγιστο ή μέχρι να αστοχήσει. Η απώλεια φορτίου στην κεφαλή του αγκυρίου μετράται για συγκεκριμένο χρόνο στο φορτίο σφήνωσης και στο μέγιστο φορτίο κάθε κύκλου.

- *Ερευνητικός έλεγχος*

Γενικά όπως αναφέρθηκε κατά τη Μέθοδο 1, οι ερευνητικοί έλεγχοι πραγματοποιούνται σε δοκιμαστικά αγκύρια, με χαρακτηριστικά παρόμοια με αυτά των κανονικών αγκυρίων της κατασκευής, ενώ η προετοιμασία που ακολουθείται για την εκτέλεση της δοκιμής δεν διαφοροποιείται από αυτήν της Μεθόδου 1.

Εφαρμόζεται αξονικό φορτίο διαδοχικά σε τουλάχιστον επτά (7) κύκλους έως το φορτίο λειτουργίας P_p , ενώ στη μέγιστη φόρτιση του κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρόνο. Κατά τον ερευνητικό έλεγχο μετράται η απώλεια του φορτίου μετά από σταθεροποίηση της κεφαλής του αγκυρίου σε κυψέλη φορτίου ή σε παθητικό γρύλλο.

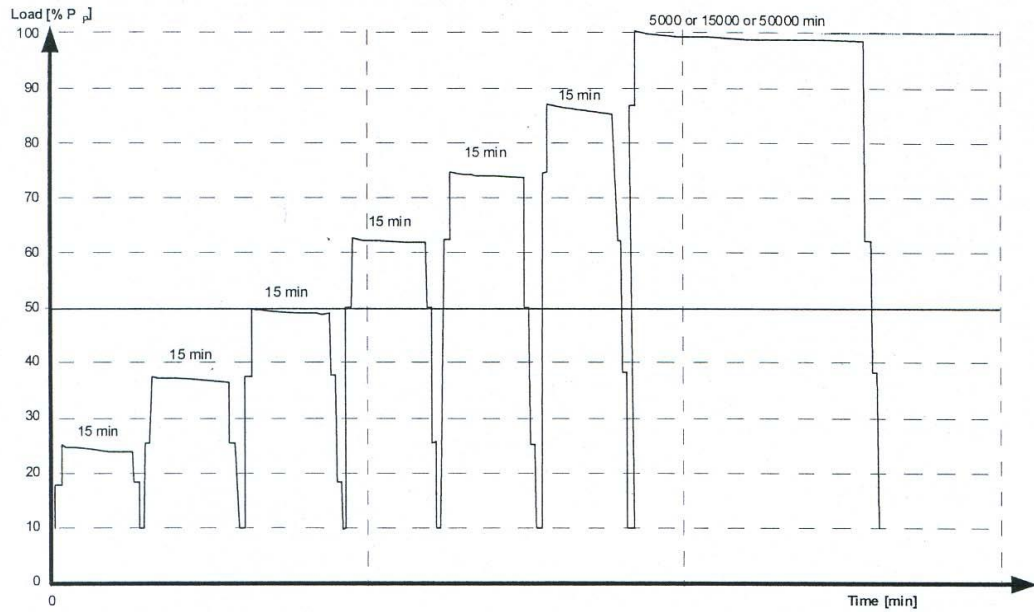
Για το φορτίο λειτουργίας ισχύουν οι σχέσεις που αναφέρθηκαν και επεξηγήθηκαν στη Μέθοδο 1:

$$P_p < 0.9 \cdot R_{t,d}$$

$$P_p = 1.5 \cdot R_e$$

Το ελάχιστο / στοιχειώδες φορτίο P_a λαμβάνει τη μικρότερη τιμή μεταξύ του 10% του φορτίου λειτουργίας P_p και των 50 kN.

Η διαφοροποίηση που παρατηρείται συγκριτικά με τη Μέθοδο 1 είναι ο ένας επιπλέον κύκλος φόρτισης. Οι κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης παρουσιάζονται στον παρακάτω Σχήμα και Πίνακα



Σχήμα 2.4. : Διαδικασία φόρτισης του ερευνητικού ελέγχου της Μεθόδου 1

Βαθμίδες φόρτισης % P _p							Ελάχιστη περίοδος παρατήρησης σε λεπτά. Μέθοδος 1.
Κύκλος 1	Κύκλος 2	Κύκλος 3	Κύκλος 4	Κύκλος 5	Κύκλος 6	Κύκλος 7	
10	10	10	10	10	10	10	1
	25	37.5	50	62.5	75	81.5	1
17.5	31	44	56	69	81	94	1
25	37.5	50	62.5	75	87.5	100	15
17.5	25	37.5	50	50	62.5	62.5	1
	12.5	17.5	25	25	37.5	37.5	1
10	10	10	10	10	10	10	1

Πίνακας 2.4. : Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης του ερευνητικού ελέγχου της Μεθόδου 1

Εάν στο φορτίο λειτουργίας μετά από περίοδο παρακολούθησης 3 ημερών η συνολική απώλεια φορτίου υπερβεί την επιτρεπόμενη τιμή ή δεν έχει σταθεροποιηθεί σε συγκεκριμένη τιμή απαιτούνται μετρήσεις ανά διαστήματα 7 ημερών για συνολική περίοδο παρατήρησης 30 ημερών.

Με βάση αυτή τη δοκιμή σχεδιάζονται τα παρακάτω διαγράμματα:

- Απώλειας φορτίου συναρτήσει του χρόνου στο μέγιστο φορτίο κάθε κύκλου μετά από «κλείδωμα» του φορτίου (φορτίο σφήνωσης)
- Απώλειας φορτίου k_1 συναρτήσει του φορτίου αγκυρίου
- Απώλειας φορτίου k_1 στο φορτίο λειτουργίας και στο φορτίο σφήνωσης

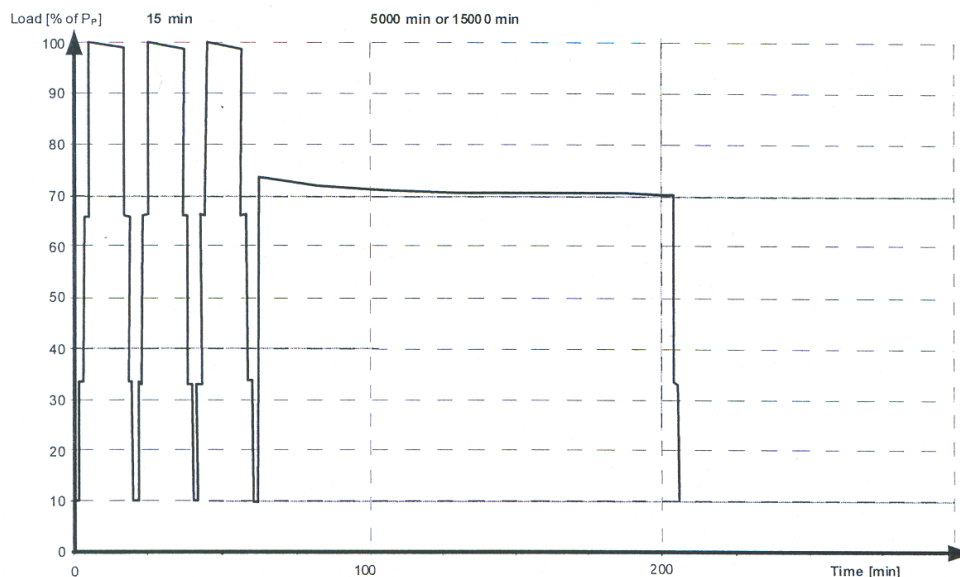
Με βάση την ερευνητική δοκιμή γίνεται δυνατός ο προσδιορισμός της κρίσιμης αντοχής του αγκυρίου R_c και της αντοχής εξόλκευσης του αγκυρίου R_a .

- Έλεγχος καταλληλότητας

Κατά τον έλεγχο καταλληλότητας της Μεθόδου 2, εφαρμόζεται αξονικό φορτίο διαδοχικά σε τουλάχιστον τρεις (3) κύκλους σε αγκύριο εδάφους έως το φορτίο λειτουργίας P_p , για να επιβεβαιωθεί ότι το συγκεκριμένο αγκύριο έχει σχεδιαστεί με ασφάλεια για τις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες.

Στη μέγιστη φόρτιση του κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα και πραγματοποιούνται μετρήσεις απώλειας φορτίου για συγκεκριμένο χρόνο. Για την προετοιμασία και τα χαρακτηριστικά μεθόδου ισχύουν τα όσα αναφέρθηκαν για τη δοκιμή καταλληλότητας 1.

Η διαδικασία φόρτισης και οι τιμές φορτίων και χρόνων δίνονται στο Σχήμα και τον Πίνακα αντίστοιχα.



Σχήμα 2.5. : Διαδικασία φόρτισης του ελέγχου καταλληλότητας της Μεθόδου 1

Επίπεδα Φόρτισης %P ₀				Ελάχιστος χρόνος παρατήρησης (min)
Προσωρινά Αγκύρια		Μόνιμα Αγκύρια		
Κύκλος 1	Κύκλος 2 & 3	Κύκλος 1	Κύκλος 2 & 3	
10	10	10	10	1
40	40	33	33	1
80	80	66	66	1
100	100	100	100	15
80	80	66	66	1
40	40	33	33	1
10	10	10	10	1

Πίνακας 2.5.: Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης του ελέγχου καταλληλότητας της Μεθόδου 1

Στη μέγιστη φόρτιση κάθε κύκλου πρέπει η απώλεια φορτίου να μετράται κατ' ελάχιστο στους παρακάτω χρόνους (σε λεπτά):

0→5→15→50→150→500→1500(1 ημέρα)→5000(3 ημέρες)→15000(10 ημέρες)

Με βάση αυτή τη δοκιμή σχεδιάζονται τα παρακάτω διαγράμματα:

- Απώλειας φορτίου συναρτήσει του χρόνου στο μέγιστο φορτίο κάθε κύκλου μετά από «κλείδωμα» του φορτίου (φορτίο σφήνωσης)
- Απώλειας φορτίου k_1 συναρτήσει του φορτίου αγκυρίου
- Απώλειας φορτίου k_1 στο φορτίο λειτουργίας και στο φορτίο σφήνωσης

- *Έλεγχος αποδοχής*

Στον έλεγχο αποδοχής εφαρμόζεται αξονικό φορτίο διαδοχικά σε τουλάχιστον δυο (2) κύκλους έως το φορτίο λειτουργίας P_p , προκειμένου να επιβεβαιωθεί η σχεδιαστική ασφάλεια του συγκεκριμένου αγκυρίου. Παρομοίως, στη μέγιστη φόρτιση του κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα, ενώ γίνονται επίσης μετρήσεις απώλειας φορτίου.

Το φορτίο λειτουργίας P_p θα πρέπει να καθορίζεται πριν την πραγματοποίηση της δοκιμής με βάση τις σχέσεις:

$$P_p = 1.25 \cdot P_d \text{ για μόνιμες αγκυρώσεις}$$

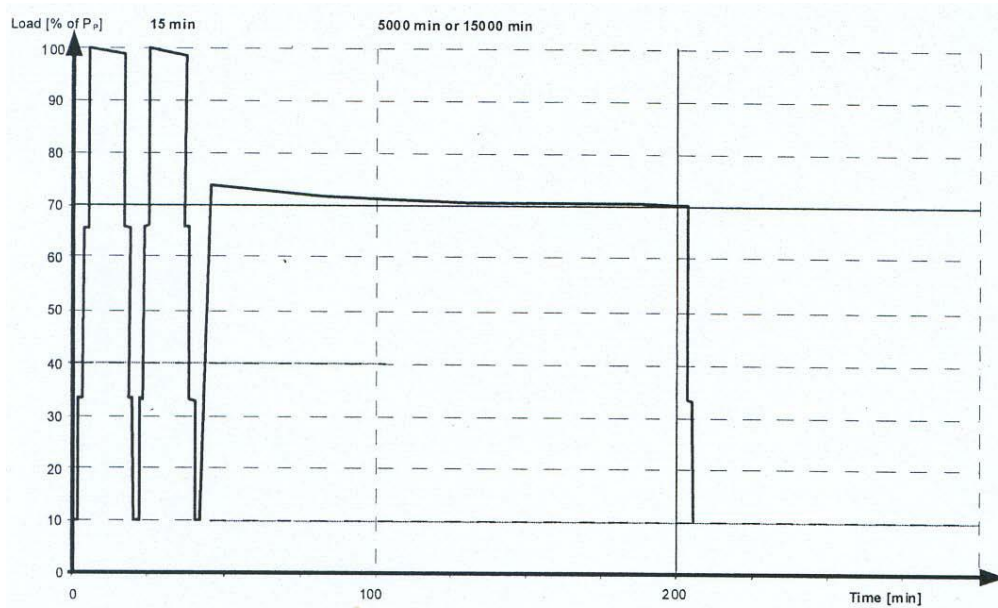
$$P_p = 1.15 \cdot P_d \text{ για προσωρινές αγκυρώσεις}$$

$P_p = 1.00 \cdot P_d$ για προσωρινές αγκυρώσεις με φορτίο σφήνωσης P_o μεγαλύτερο του P_d

όπου

P_d = το φορτίο του αγκυρίου σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Εφόσον είναι απαραίτητο ασκείται ελάχιστο / στοιχειώδες φορτίο λειτουργίας P_a που λαμβάνει τη μικρότερη τιμή μεταξύ του 10% του φορτίου λειτουργίας P_p και των 50 kN. Η διαδικασία φόρτισης και οι τιμές φορτίων και χρόνων δίνονται στο Σχήμα και τον Πίνακα αντίστοιχα.



Σχήμα 2.6. : Διαδικασία φόρτισης του ελέγχου αποδοχής της Μεθόδου 1

Επίπεδα Φόρτισης % P_o				Ελάχιστος χρόνος παρατήρησης (min)
Προσωρινά Αγκύρια		Μόνιμα Αγκύρια		
Κύκλος 1	Κύκλος 2	Κύκλος 1	Κύκλος 2	
10	10	10	10	1
40	40	33	33	1
80	80	66	66	1
100	100	100	100	15
80	80	66	66	1
40	40	33	33	1
10	10	10	10	1

Πίνακας 2.6. : Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης του ελέγχου αποδοχής της Μεθόδου 1

Στη μέγιστη φόρτιση κάθε κύκλου πρέπει η απώλεια φορτίου να μετράται κατ' ελάχιστο στους παρακάτω χρόνους (σε λεπτά):

0→5→15→50→150→500→1500

Τα διαγράμματα που προκύπτουν είναι ίδια με αυτά των δοκιμών καταλληλότητας. Επιπλέον, γίνεται δυνατός ο προσδιορισμός του ελεύθερου μήκους του αγκυρίου L_{app} .

Μέθοδος 3

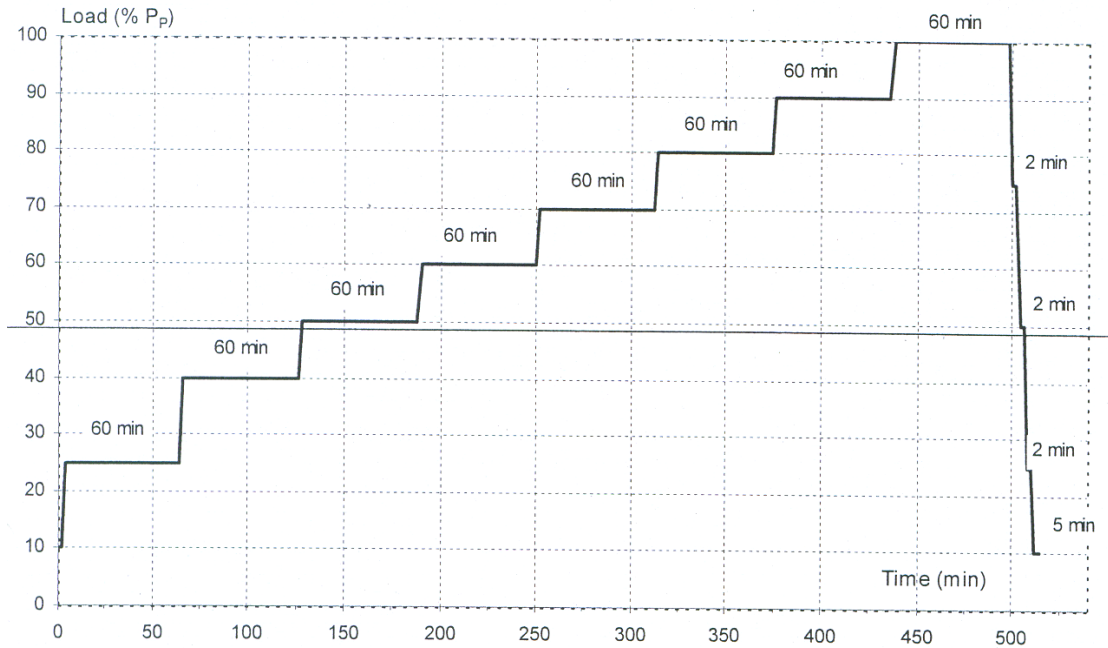
Το αγκύριο φορτίζεται σε συνεχή βήματα αυξανόμενου φορτίου από ένα στοιχειώδες σε ένα μέγιστο φορτίο, ενώ η μετατόπιση της κεφαλής του αγκυρίου μετράται με σταθερό ρυθμό σε κάθε βήμα φόρτισης.

- *Ερευνητικός Έλεγχος*

Σύμφωνα με την Μέθοδο 3 κατά τον ερευνητικό έλεγχο επιβάλλεται σταδιακά αξονικό φορτίο σε αγκύριο μέχρι το φορτίο λειτουργίας P_p . Στη μέγιστη φόρτιση κάθε βήματος φόρτισης το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρόνο και μετράται η μετατόπιση της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του φορτίου και του χρόνου.

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται σε ερευνητικά αγκύρια, τα οποία τοποθετούνται πριν την κατασκευή των κανονικών αγκυρίων σε παρόμοιες συνθήκες εδάφους.

Ένα παράδειγμα φόρτισης οκτώ (8) βημάτων δίνεται στο Σχήμα και τον Πίνακα που ακολουθούν.



Σχήμα 2.7. : Διαδικασία φόρτισης του ερευνητικού ελέγχου της Μεθόδου 1

Επίπεδα φόρτισης (%P _p)									
Ελάχιστη Φόρτιση	Βήμα 1	Βήμα 2	Βήμα 3	Βήμα 4	Βήμα 5	Βήμα 6	Βήμα 7	Βήμα 8	
10	25	40	50	60	70	80	90	100	% P _p
0	60	60	60	60	60	60	60	60	Χρόνος Παρατήρησης (min)

Πίνακας 2.7. : Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης του ερευνητικού ελέγχου της Μεθόδου 1

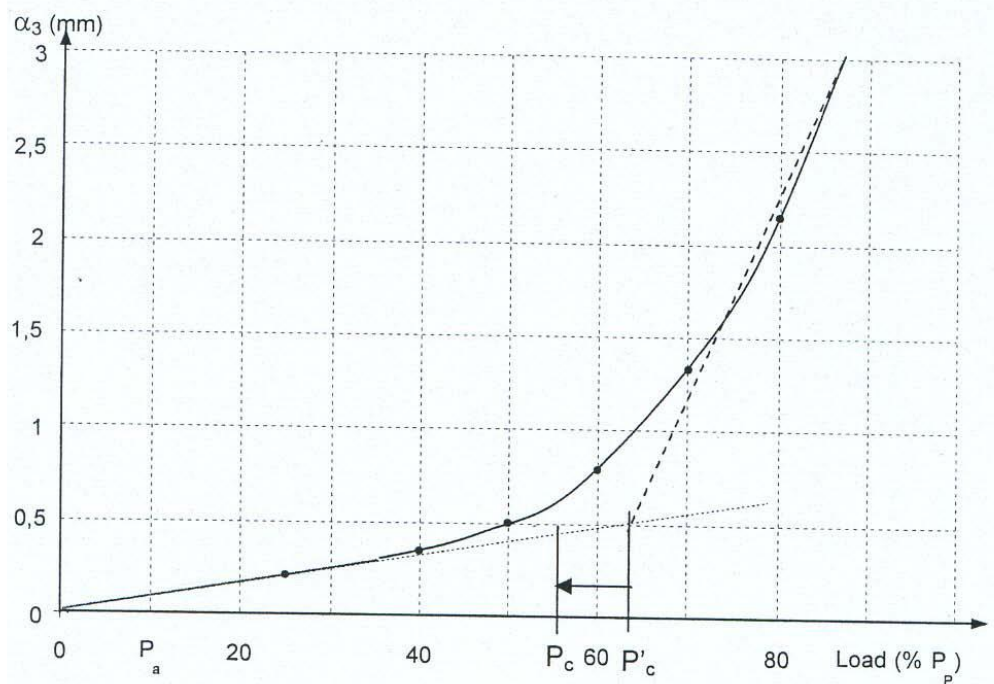
Σε κάθε βήμα φόρτισης πρέπει η μετακίνηση της κεφαλής να μετράται κατ' ελάχιστο στους παρακάτω χρόνους (σε λεπτά):

0→1→2→3→4→5→7→10→15→20→30→45→60

Από τον ερευνητικό έλεγχο προκύπτουν τα διαγράμματα:

- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του φορτίου
- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του χρόνου
- ρυθμού ερπυσμού συναρτήσει του φορτίου

Υπολογίζονται ακόμη το κρίσιμο φορτίο ερπυσμού P_c και η δύναμη εξόλκευσης R_a . Τα μεγέθη αυτά προκύπτουν από την καμπύλη $\alpha_3 - P_p$ όπως φαίνεται στο σχήμα .



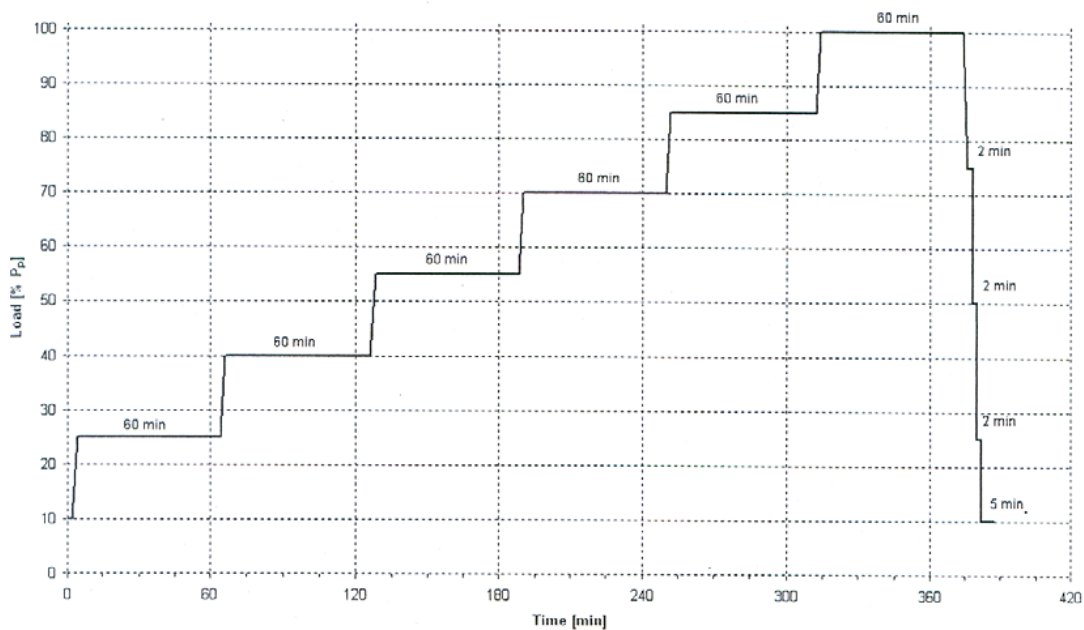
Σχήμα 2.8. : Καμπύλη $\alpha_3 - P_p$

- Έλεγχος καταλληλότητας

Στον έλεγχο αυτό επιβάλλεται αξονικό φορτίο σε βήματα προκειμένου να επιβεβαιωθεί η καταλληλότητα του σχεδιασμού του αγκυρίου για τις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες. Στη μέγιστη φόρτιση κάθε βήματος το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρόνο και μετράται η μετατόπιση της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του φορτίου και του χρόνου.

Η δοκιμή πραγματοποιείται σε αγκύρια που αποτελούν μέρος της κατασκευής.

Ένα παράδειγμα δοκιμής σε έξι (6) βήματα δίνεται στο σχήμα και τον πίνακα που ακολουθούν



Σχήμα 2.9. : Διαδικασία φόρτισης του ελέγχου καταλληλότητας της Μεθόδου 1

Επίπεδα φόρτισης (%P _p)							
Ελάχιστη Φόρτιση	Βήμα 1	Βήμα 2	Βήμα 3	Βήμα 4	Βήμα 5	Βήμα 6	
10	25	40	55	70	85	100	% P _p
0	60	60	60	60	60	60	Χρόνος Παρατήρησης (min)

Πίνακας 2.8. : Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης του ελέγχου καταλληλότητας της Μεθόδου 1

Σε κάθε βήμα φόρτισης πρέπει η μετακίνηση της κεφαλής να μετράται κατ' ελάχιστο στους παρακάτω χρόνους (σε λεπτά):

0→1→2→3→4→5→7→10→15→20→30→45→60

Από τον έλεγχο καταλληλότητας προκύπτουν τα διαγράμματα:

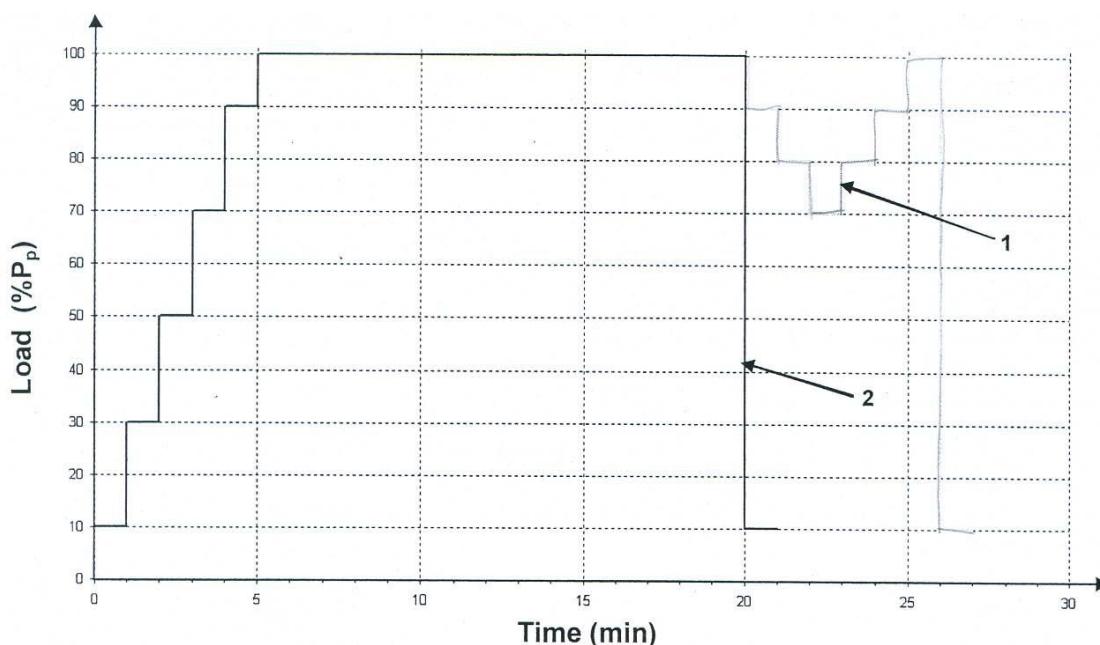
- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του φορτίου
 - μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του χρόνου
 - ρυθμού ερπυσμού συναρτήσει του φορτίου
- Υπολογίζεται επίσης ο ρυθμός ερπυσμού α_3 .

- Έλεγχος αποδοχής

Στον έλεγχο αποδοχής εφαρμόζεται αξονικό φορτίο σε βήματα έως το φορτίο λειτουργίας P_p , ενώ το κάθε φορτίο διατηρείται σταθερό μόνο κατά τον απαραίτητο χρόνο εκτέλεσης των μετρήσεων (εξαγωγής του τένοντα της κεφαλής, φορτίου). Στο φορτίο λειτουργίας P_p καταγράφεται και η μέτρηση της εξαγωγής της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του χρόνου για ένα συγκεκριμένο χρονικό διάστημα.

Το φορτίο λειτουργίας P_p καθορίζεται πριν την πραγματοποίηση της δοκιμής κατά της σχέσεις που αναφέρθηκαν στις προηγούμενες μεθόδους για τους ελέγχους αποδοχής.

Ένα παράδειγμα δοκιμής σε 5 βήματα δίνεται στο σχήμα και τον πίνακα που ακολουθούν.



Σχήμα 2.10. : Διαδικασία φόρτισης του ελέγχου αποδοχής της Μεθόδου 1

Επίπεδα φόρτισης (% P_p)						
Ελάχιστη Φόρτιση	Βήμα 1	Βήμα 2	Βήμα 3	Βήμα 4	Βήμα 5	
10	25	40	55	70	85	% P_p
-	Απαιτούμενος χρόνος για καταγραφή μέτρησης					Χρόνος Παρατήρησης (min)

Πίνακας 2.9. : Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης του ελέγχου αποδοχής της Μεθόδου 1

Βήμα	Αρχική Φόρτιση	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Φορτίο (% P_p)	10	30	50	70	90	100	90	80	70	80	90	100
Χρόνος Παρατήρησης (min)	Απαιτούμενος χρόνος για καταγραφή μέτρησης					15	Απαιτούμενος χρόνος για καταγραφή μέτρησης					

Πίνακας 2.10. : Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης του ελέγχου αποδοχής της Μεθόδου 1

Σε κάθε βήμα φόρτισης πρέπει να καταγράφεται το φορτίο και η μετακίνηση της κεφαλής και στο φορτίο λειτουργίας η καταγραφή γίνεται στους παρακάτω χρόνους

0→1→2→3→4→5→7→10→15

Με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών κατασκευάζονται κυρίως διαγράμματα μετακίνησης της κεφαλής του αγκυρίου ενώ προσδιορίζεται και η μετακίνηση της κεφαλής του αγκυρίου, η τιμή της παραμέτρου a στο φορτίο λειτουργίας και η τιμή του ελεύθερου μήκους του αγκυρίου L_{app} .

2.1.2 Έλεγχοι Αγκυρώσεων κατά DIN 4125

Οι κανονισμοί του 4125 αναφέρονται στον υπολογισμό, την κατασκευή και των έλεγχο προσωρινών αγκυρίων που μπορούν να ελεγχθούν με τάνυση. Οι κυριότεροι έλεγχοι, οι οποίοι θα εξεταστούν στην συνέχεια, αφορούν δοκιμές εξόλκευσης, δοκιμές εφελκυσμού και δοκιμαστικές τανύσεις.

Η δοκιμή εξόλκευσης στοχεύει στη διαπίστωση της καταλληλότητας του τρόπου κατασκευής των αγκυρίων. Το βασικό αντικείμενο της δοκιμής είναι να διαπιστώσει αν το πακτωμένο τμήμα έχει διαμορφωθεί απρόσκοπτα χωρίς διακοπές του ενέματος και αν η θέση του χάλυβα μέσα στον όγκο του ενέματος είναι σχεδόν κεντρική. Επιπλέον, κατά τη δοκιμή εξόλκευσης, όπως και κατά τη δοκιμή εφελκυσμού, σχεδιάζεται το διάγραμμα δυνάμεων-μετακινήσεων από το οποίο υπολογίζεται το ελεύθερο μήκος του τένοντα και μετράται η παραμένουσα παραμόρφωση του εδάφους. Επίσης, εξαγονται συμπεράσματα για τη φέρουσα ικανότητα του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου. Με βάση τα στοιχεία αυτά είναι δυνατή η σύγκριση της συμπεριφοράς του αγκυρίου του ίδιου ή διαφορετικού τύπου κατά τη φόρτιση.

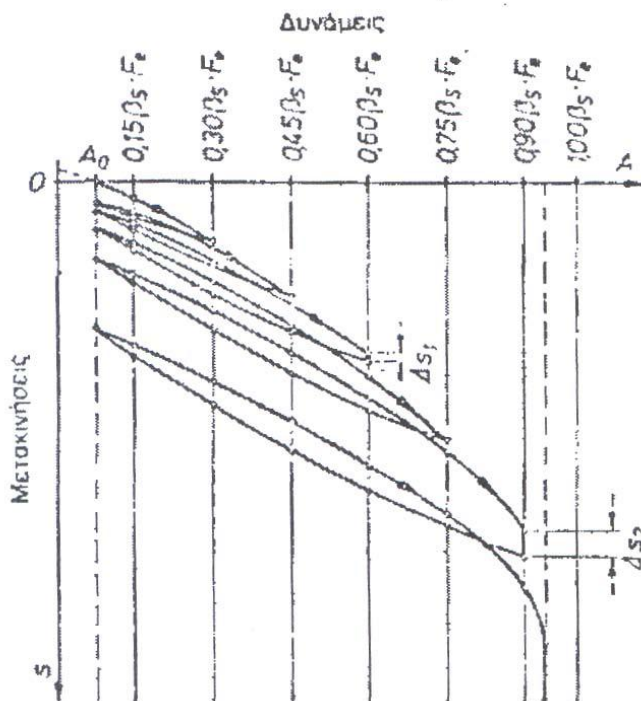
Η δοκιμή εφελκυσμού πραγματοποιείται για τον έλεγχο της καταλληλότητας του χρησιμοποιούμενου τύπου αγκυρίου για τις υπάρχουσες εδαφικές συνθήκες. Επιπλέον, με τη δοκιμή αυτή διαπιστώνεται η φέρουσα ικανότητα του πακτωμένου τμήματος και οι αντίστοιχες παραμένουσες παραμορφώσεις και τέλος, υπολογίζεται το θεωρητικό ελεύθερο μήκος του τένοντα.

Με τη δοκιμαστική τάνυση ελέγχεται η φέρουσα ικανότητα και η συμπεριφορά σε κάθε ένα από τα αγκύρια που κατασκευάστηκαν.

2.2.1 Δοκιμή εξόλκευσης και εφελκυσμού

Για κάθε τύπο αγκυρίου χωριστά, οι δοκιμές εξόλκευσης πρέπει να εκτελούνται σε κοκκώδη και σε συνεκτικά εδάφη που δεν επιδέχονται τσιμεντένεση. Όλα τα αγκύρια πρέπει να ανήκουν στις ομάδες εκείνες για τις οποίες έχουν εκτελεστεί δοκιμές εξόλκευσης. Η κατασκευή του αγκυρίου, η διεξαγωγή της δοκιμής εξόλκευσης καθώς και η εκσκαφή για την αποκάλυψη του αγκυρίου πρέπει να επιβλέπονται από ειδικευμένο εργαστήριο, το οποίο έχει προηγουμένως εκτελέσει τις απαραίτητες γεωτεχνικές έρευνες. Η δοκιμή εξόλκευσης αλλά και η δοκιμή εφελκυσμού πρέπει να γίνονται σε τουλάχιστον τρία αγκύρια τα οποία έχουν μικρή κλίση. Σε αντίθεση με τη δοκιμή εξόλκευσης, κατά τη δοκιμή εφελκυσμού τα αγκύρια δεν ξεριζώνονται.

Η δοκιμή εφελκυσμού εκτελείται σχεδόν μια εβδομάδα μετά την εισπίεση του ενέματος. Κατά τη δοκιμή μετρούνται οι μετακινήσεις του ελεύθερου άκρου του αγκυρίου κατά τη διεύθυνση της δύναμης σε σχέση με ένα αμετακίνητο σημείο. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε ένα διάγραμμα όπως αυτό του Σχήματος



Σχήμα 2.11. : Διάγραμμα μετακινήσεων ελευθέρου άκρου

Η εφελκυστική δύναμη αρχίζει από μια τιμή A_0 , η οποία εξαρτάται γενικά από τη δοκιμαστική διάταξη και δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $0.1 \cdot \beta_s \cdot F_e$. Η δύναμη αυξάνεται βαθμηδόν ανάλογα με την ποιότητα του χάλυβα και κάθε βαθμίδα της αντιστοιχεί το πολύ σε $0.15 \cdot \beta_s$. Όταν η τάση φτάσει στη βαθμίδα του $0.30 \cdot \beta_s$ περίπου, καθώς και σε όλες τις επόμενες βαθμίδες, γίνεται αποφόρτιση σταδιακά μέχρι το φορτίο A_0 , για να εξαχθούν συμπεράσματα σχετικά με τις μόνιμες παραμορφώσεις και να υπολογιστεί το ελεύθερο μήκος του χάλυβα.

Κατά τη δοκιμή εξόλκευσης η εφελκυστική δύναμη αυξάνει μέχρις ότου φτάσει το όριο διαρροής του χάλυβα.

Πριν από κάθε αποφόρτιση παρακολουθούνται οι μετακινήσεις ενώ η δύναμη διατηρείται σταθερή για καθορισμένο χρονικό διάστημα.

2.2.2 Δοκιμαστική τάνυση

Όλα τα αγκύρια πρέπει να προενταθούν μέχρι το 1.20 της θεωρητικής δύναμης αγκύρωσης A_t (φορτίο λειτουργίας). Οι μετακινήσεις της κεφαλής που προκαλούνται από την τάνυση αυτή (συνολική μετατόπιση) πρέπει να μετρούνται και να

παρακολουθούνται για χρονικό διάστημα τουλάχιστον 5 λεπτών στα αμμώδη εδάφη, ενώ στα συνεκτικά πρέπει να παρακολουθούνται μέχρι να σταματήσουν τελείως και τουλάχιστον για 15 λεπτά. Όπως και οι δοκιμές εξόλκευσης αρχίζουν από ένα αρχικό φορτίο A_0 .

Στα δέκα πρώτα αγκύρια και κατόπιν σε τουλάχιστον ένα αγκύριο για κάθε δεκάδα κατασκευαζόμενων αγκυρίων πρέπει να μετρούνται οι μετακινήσεις της κεφαλής τουλάχιστον κατά τα διαστήματα 0.4 - 0.8 - 1.0 - 1.2, και της θεωρητικής δύναμης αγκύρωσης. Οι μετρήσεις γίνονται κατά τη διεύθυνση της δύναμης και αναφέρονται σε ακλόνητα σημεία.

2.2.3 Ειδικότεροι έλεγχοι αγκυρίων

Οι αγκυρώσεις εισάγουν σημαντικές δυνάμεις σε διάφορα σημεία του συστήματος φέρουσας κατασκευής και εδάφους, στο οποίο περιλαμβάνονται. Δεν πρέπει λοιπόν να αγνοούνται οι ειδικότεροι υπολογιστικοί έλεγχοι επάρκειας που εξασφαλίζουν και τις προϋποθέσεις κανονικής λειτουργίας του όλου συστήματος. Αυτοί οι έλεγχοι εξαρτώνται από το τύπο της κατασκευής καταρχήν, όπως και από τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες. Ενδεικτικά αναφέρονται τέτοιοι απαραίτητοι έλεγχοι σε προεντεταμένες αγκυρώσεις τοιχίων κατακόρυφων πρανών.

- Έλεγχος επιτρεπόμενης δύναμης στον τένοντα του αγκυρίου, βάσει της αντοχής του υλικού. Κατά περίπτωση, δεν πρέπει να υπερβαίνει η τάση λειτουργίας ορισμένα ποσοστά τόσο της διαρροής του χάλυβα, όσο και του ορίου θραύσης.
- Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στο σκυρόδεμα του τοιχίου στην περιοχή των πλακών σφηνώσεως του αγκυρίου, λόγω των συγκεντρωμένων δυνάμεων αγκύρωσης (τάσεις διασπάσεως)
- Καμπτική επάρκεια του τοιχώματος λόγω των κατ' αποστάσεις συγκεντρωμένων δυνάμεων αγκύρωσης
- Καμπτική επάρκεια τυχόν βοηθητικών σιδηροδοκών (κατακόρυφων ή οριζόντιων)

2.2 Διατάξεις Κανονισμών Αγκυρώσεων

Κατά την επιλογή της μεθόδου τοποθέτησης των αγκυρώσεων πρέπει να ληφθούν υπόψη η διαμόρφωση και το μήκος του πακτωμένου τμήματος, η κατάσταση των γειτονικών κατασκευών καθώς και η απόσταση από αυτές, σε συνάρτηση με τυχούσα ευαισθησία των κατασκευών αυτών σε παραμορφώσεις και δονήσεις. Στην περίπτωση που οι αγκυρώσεις τοποθετηθούν πλησίον υπαρχόντων κατασκευών, τότε τα χαρακτηριστικά των θεμελιώσεων των κατασκευών αυτών πρέπει να ελεγχθούν. Επιπλέον, το υπόγειο νερό και το έδαφος πρέπει να διερευνηθούν για την ύπαρξη ουσιών με επιβλαβή δράση στο σκυρόδεμα ή για ουσίες με διαβρωτική δράση στον χάλυβα των αγκυρίων. Να σημειωθεί ότι οι προδιαγραφές για το σχεδιασμό και την τοποθέτηση των αγκυρίων γίνεται κατά DIN EN1537.

Η κατάταξη των αγκυρίων με βάση συγκεκριμένα χαρακτηριστικά γίνεται σε δυο βασικές κατηγορίες. Η γεωτεχνική κατηγορία CG2 αφορά περιπτώσεις δυναμικών φορτίσεων όπου υπάρχει προηγούμενη εμπειρία καθώς επίσης και προσωρινές αγκυρώσεις ενώ στη γεωτεχνική κατηγορία CG3 κατατάσσονται οι δυναμικές φορτίσεις χωρίς κάποια συγκρίσιμη εμπειρία καθώς και οι μόνιμες αγκυρώσεις.

Τα αποτελέσματα των δράσεων των αγκυρώσεων είναι γνωστά ως χαρακτηριστικές δυνάμεις λειτουργίας αυτών και συμβολίζονται ως E_k . Οι δυνάμεις αυτές μετατρέπονται σε φορτία σχεδιασμού E_d , με τη χρήση κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας. Βασικός είναι ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας των αγκυρίων, καθώς και οι έλεγχοι λειτουργικότητας.

Στις οριακές καταστάσεις αστοχίας GZ 1B (GEO και STR) ελέγχεται η ισχύς της ανίσωσης:

$$E_k \leq R_d$$

όπου

R_d = η μικρότερη των τιμών $R_{a,d}$ (αντοχή σχεδιασμού πακτωμένου μήκους) και $R_{i,d}$ (αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα)

Η αντοχή σχεδιασμού $R_{a,d}$ κάθε αγκυρίου κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας GZ 1B (GEO-2) υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_A$$

όπου

$R_{a,k}$ = η χαρακτηριστική αντοχή εξόλκευσης όπως προσδιορίστηκε από τις δοκιμές καταλληλότητας.

Η χαρακτηριστική αντοχή εξόλκευσης ενός αγκυρίου κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας GZ 1B (GEO-2) οφείλεται στην ενεργοποίηση της διαμητρικής αντοχής στην περιβάλλουσα γεωμάζα με τη σταδιακή αύξηση της εφελκυστικής δύναμης στο αγκύριο. Καθορίζεται με βάση δοκιμές καταλληλότητας σε τουλάχιστον τρία αγκύρια σε συνθήκες παρόμοιες με λειτουργούντα αγκύρια χρησιμοποιώντας τη Μέθοδο 1 κατά DIN EN 1537: 2001-01, 9.4.

Η αντίσταση εξόλκευσης σε κάθε δοκιμή φόρτισης είναι η δύναμη που προκαλεί παραμόρφωση ερπυσμού $k_s = 2$ mm όπου k_s το μέτρο ερπυσμού. Εφόσον το μέτρο ερπυσμού είναι μικρότερο από 2 mm σε φορτίο λειτουργίας P_p τότε το συγκεκριμένο φορτίο λειτουργίας πρέπει να υιοθετηθεί ως η αντοχή κατά την εξόλκευση του αγκυρίου σε κάθε δοκιμή φόρτισης. Η μικρότερη από τις αντοχές εξόλκευσης $R_{a,k}$ κατά την πραγματοποίηση των δοκιμών εισάγεται ως χαρακτηριστική αντοχή. Όσον αφορά την αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα $R_{i,d}$ κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας GZ 1B (STR) μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$R_{i,d} = R_{i,k} / \gamma_M$$

όπου:

$R_{i,k}$ = η χαρακτηριστική αντοχή του χάλυβα τένοντος προεντάσεως

Η χαρακτηριστική αντοχή του χάλυβα $R_{i,k}$ μπορεί να προσδιοριστεί με βάση τη σχέση:

$$R_{i,k} = A_s * f_{t,0,1,k}$$

όπου:

A_s = η επιφάνεια του χάλυβα του τένοντα

$f_{t,0,1,k}$ = η χαρακτηριστική τάση του χάλυβα για 0,1% μόνιμη πίεση

Να σημειωθεί ότι η χαρακτηριστική αντίσταση του αγκυρίου θα πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με τη χαρακτηριστική αντοχή του χάλυβα τένοντα $R_{i,k}$.

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω για τις δοκιμές καταλληλότητας και αποδοχής των αγκυρίων, υιοθετείται η Μέθοδος 1 κατά DIN EN 1537: 2001-01, 9.4. Με βάση αυτή τη μέθοδο το φορτίο λειτουργίας P_p προσδιορίζεται από τα χαρακτηριστικά αποτελέσματα των δράσεων E_k ως εξής:

$P_p = 1.25 * E_k$ για προσωρινές αγκυρώσεις

$P_p = \eta_k * E_k$ για μόνιμες αγκυρώσεις

όπου:

$\eta_k \geq 1.5$, για αγκύρια σχεδιασμένα για ενεργές ωθήσεις

$\eta_k \geq 1.33$, για αγκύρια σχεδιασμένα για παθητικές ωθήσεις

Στην περίπτωση αυξημένων ενεργών ωθήσεων θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί ένας σταθμισμένος συντελεστής μεταξύ ενεργών και ουδέτερων ωθήσεων.

Επίσης σε περίπτωση που τα αγκύρια χρησιμοποιούνται για ερευνητικούς σκοπούς, για δοκιμές καταλληλότητας ή αποδοχής το φορτίο λειτουργίας P_p δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τις τιμές $0.80 * A_s * f_{t,k}$ και $0.95 * A_s * f_{t,0,1,k}$ όπου:

A_s = η επιφάνεια του χάλυβα του τένοντα

$f_{t,k}$ = η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή του χάλυβα τένοντος προεντάσεως

$f_{t,0,1,k}$ = η χαρακτηριστική τάση του χάλυβα για 0.1% μόνιμη πίεση

Από τις παραπάνω τιμές θα πρέπει να εφαρμοστεί η μικρότερη τιμή.

2.3 Θεώρηση αγκυρώσεων κατά τους Βρετανικούς Κανονισμούς (BS 8081:1989)

Οι μέθοδοι σχεδιασμού αγκυρώσεων που υποδεικνύονται από τους Βρετανικούς κανονισμούς βασίζονται σε χρήση συντελεστών ασφαλείας. Ο σκοπός των υπολογισμών κατά το σχεδιασμό των αγκυρώσεων είναι να εξασφαλίσει ότι αστοχίες είναι απίθανο να συμβούν. Για το λόγο αυτό εξετάζονται διάφορες οριακές καταστάσεις στις οποίες είναι δυνατόν να βρεθεί η δομή. Στα περισσότερα προβλήματα οι οριακές καταστάσεις κατατάσσονται σε δυο μεγάλες κατηγορίες, σε οριακές καταστάσεις αστοχίας (τυπικά παραδείγματα των οποίων είναι η κατάρρευση της δομής ή η θραύση ενός δομικού μέλους) και οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (όπως υπερβολικές παραμορφώσεις).

Ο σχεδιασμός των αγκυρώσεων θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη συνολικά τη γενική ευστάθεια, το βάθος επίχωσης, φαινόμενα ομάδας αγκυρίων και τις διαστάσεις των τμημάτων των αγκυρίων. Στον Πίνακα που ακολουθεί παρατίθενται οι ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας που προτείνονται από τους Βρετανικούς κανονισμούς για το σχεδιασμό ανεξάρτητων αγκυρώσεων.

Ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας προτεινόμενοι για το σχεδιασμό αγκυρώσεων				
Κατηγορία Αγκυρώσεων	Ελάχιστοι Συντελεστές Ασφαλείας			
	Τένοντας	Διεπιφάνεια βολβού ενέματος/εδάφους	Διεπιφάνεια βολβού ενέματος/τένοντα ή εμέματος/σωλήνωσης	Συντελεστής φορτίου λειτουργίας
Προσωρινές αγκυρώσεις με διάρκεια ζωής μικρότερη από 6 μήνες και όπου η αστοχία δεν έχει σοβαρές συνέπειες και δεν αποτελεί κίνδυνο για τη δημόσια ζωή	1.40	2.00	2.00	1.10
Προσωρινές αγκυρώσεις με διάρκεια ζωής περίπου 2 χρόνια και όπου παρόλο που η αστοχία έχει σοβαρές συνέπειες η δημόσια ζωή δεν απειλείται χωρίς επαρκή προειδοποίηση	1.60	2.5*	2.5*	1.25
Μόνιμες και προσωρινές αγκυρώσεις όπου ο κίνδυνος διάβρωσης είναι υψηλός και οι συνέπειες μιας αστοχίας είναι σοβαρές.	2.00	3↑	3*	1.50
<p>*Ελάχιστη τιμή συντελεστή 2.00 μπορεί να χρησιμοποιηθεί εφόσον είναι διαθέσιμες έρευνες πεδίου πλήρους κλίμακας</p> <p>↑Μπορεί να χρειαστεί να υψωθεί ως την τιμή 4.00 για οριακή κατάσταση ερπυσμού του εδάφους</p> <p>Σημειώσεις:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Στην πράξη ο συντελεστής ασφαλείας μιας αγκύρωσης είναι ο λόγος της οριακής αντοχής προς την αντοχή σχεδιασμού. Ο παραπάνω πίνακας καθορίζει ελάχιστους συντελεστές ασφαλείας σε όλες τις σημαντικές συνιστώσες διεπιφάνειες του συστήματος αγκυρώσεων 2. Οι ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας για τη διεπιφάνεια ενέματος/ εδάφους συνήθως κυμαίνονται από 2.5 έως 4.0. Εντούτοις, είναι αποδεκτές μειωμένες τιμές εφόσον δοκιμές πεδίου πλήρους κλίμακας (δοκιμές αγκυρίων), παρέχουν επαρκείς επιπρόσθετες πληροφορίες που επιτρέπουν μια μείωση των προτεινόμενων τιμών. 3. Οι συντελεστές ασφαλείας που εφαρμόζονται στη διεπιφάνεια ενέματος/ εδάφους είναι αμετάβλητα υψηλές συγκρινόμενες με τις τιμές των τενόντων, αφού το επιπλέον μέγεθος παριστάνει ένα περιθώριο αβεβαιότητας. 				

Πίνακας 2.11. : Ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας Βρετανικών Κανονισμών

Κατά το σχεδιασμό των αγκυρώσεων διακρίνονται τέσσερα κύρια μεγέθη για το φορτίο το οποίο μπορεί να εφαρμόζεται σε ένα αγκύριο:

- το απαιτούμενο φορτίο T_w , το οποίο εξασφαλίζει ότι η κατασκευή συμπεριφέρεται με ικανοποιητικό τρόπο
- το φορτίο λειτουργίας T_t , με το οποίο το αγκύριο μπορεί να φορτιστεί σύντομα κατά τη διάρκεια της έντασής του
- το φορτίο σφήνωσης T_{10} , το οποίο παραμένει στο αγκύριο αν αυτό ενταθεί
- το μακροπρόθεσμο φορτίο στο αγκύριο T_{lt} , το οποίο θα υπάρχει στο αγκύριο σαν αποτέλεσμα της κατασκευής του, της προέντασής του, του ερπυσμού και των συνεπακόλουθων μετακινήσεων του εδάφους.

Καθένα από τα παραπάνω φορτία υπόκειται σε αβεβαιότητα και πρέπει να εκτιμηθεί όπως περιγράφεται παρακάτω.

Απαιτούμενο φορτίο T_w

Το συγκεκριμένο φορτίο απαιτείται για να εξασφαλιστεί ότι η δομή που αγκυρώνεται, συμπεριφέρεται με ικανοποιητικό τρόπο. Το φορτίο αυτό εκτιμάται με υπολογισμούς και μπορεί να περιλαμβάνει σε περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης τη θεώρηση των ενεργών ωθήσεων του εδάφους για προβλήματα όπου οι μετακινήσεις ή η αστοχία του τοίχου είναι κρίσιμης σημασίας. Μια τέτοια κατάσταση μπορεί να θεωρηθεί ως οριακή κατάσταση αστοχίας, αντίθετα σε προβλήματα μικρών μετακινήσεων όπου εφαρμόζονται ουδέτερες ωθήσεις, οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας μπορούν να περιγράψουν καλύτερα την κατάσταση.

Προτείνεται, οι αβεβαιότητες των εδαφικών παραμέτρων και της στάθμης του νερού να υπολογίζονται βάσει τιμών οριακών καταστάσεων, παρά χρησιμοποιώντας μια συντηρητική τιμή και στη συνέχεια εφαρμόζοντας ένα συντελεστή ασφαλείας. Γενικά η τιμή του απαιτούμενου φορτίου T_w που εφαρμόζεται σε μια οριακή κατάσταση αστοχίας ορίζεται ως T_{wULS} , ενώ σε μια οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ως T_{wSLS} .

Φορτίο λειτουργίας T_t

Με βάση τους κανονισμούς, στην πράξη κάθε αγκύριο φορτίζεται μετά την κατασκευή έως ένα φορτίο λειτουργίας. Συμβατικά το φορτίο αυτό θεωρείται 1.25 έως 1.50 φορές μεγαλύτερο από το φορτίο σχεδιασμού για προσωρινές και μόνιμες

αγκυρώσεις. Παρ' όλα αυτά υπάρχει κίνδυνος υπερεκτιμημένων αποτελεσμάτων που μπορεί να προκύψουν από τη διαδικασία φόρτισης. Με καλή επίβλεψη δεν αναμένονται φορτία μεγαλύτερα από το 25% του αναμενόμενου φορτίου λειτουργίας, όμως με κακές συνθήκες εργοταξίου είναι πιθανόν να προκύψουν υψηλότερες φορτίσεις αγκυρώσεων.

Ο μελετητής έχει τη δυνατότητα να επιλέξει μόνος του φορτίο λειτουργίας, παρόλα αυτά προτείνεται το φορτίο λειτουργίας να είναι 1.25 φορές η μεγαλύτερη τιμή του T_{wSLS} ή ισοδύναμα του T_{wULS} (όποια τιμή είναι μεγαλύτερη). Το δυσμενέστερο αξιόπιστο φορτίο λειτουργίας είναι συνάρτηση της επί τόπου επίβλεψης και είναι γενικά 25% μεγαλύτερο από την αναμενόμενη τιμή. Το χαρακτηριστικό φορτίο λειτουργίας πρέπει να τίθεται ανάμεσα από τις αναμενόμενες και δυσμενέστερες τιμές.

Φορτίο σφήνωσης T_{fo}

Το φορτίο σφήνωσης επιλέγεται από το μελετητή και είναι συνήθως 1.1 φορές το φορτίο λειτουργίας.

Μακροπρόθεσμο φορτίο T_{lt}

Μετά από την εξέταση όλων των οριακών καταστάσεων από το μελετητή θα πρέπει να εκτιμηθεί επίσης το εύρος των μακροπρόθεσμων φορτίων T_{lt} . Για να εκτιμηθεί η χαρακτηριστική και η δυσμενέστερη αξιόπιστη τιμή θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα παρακάτω:

- η χαρακτηριστική τιμή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη μεγαλύτερη τιμή T_w που έχει εξαχθεί από μια οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
- η υψηλότερη, δυσμενέστερη, αξιόπιστη τιμή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη μεγαλύτερη τιμή T_w από οποιαδήποτε οριακή κατάσταση
- όταν εκτιμάται το μακροπρόθεσμο φορτίο, τα αποτελέσματα της διόγκωσης του εδάφους θα πρέπει να εκτιμώνται. Είναι πιθανό αυτά τα αποτελέσματα να αυξήσουν στην πραγματικότητα το μακροπρόθεσμο φορτίο στο αγκύριο T_{lt} .

Οι διαστάσεις του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου θα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να πληρούν ορισμένες απαιτήσεις. Η χαμηλότερη δυσμενέστερη αξιόπιστη αντοχή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη μεγαλύτερη τιμή των φορτίων T_{wULS} ενώ η χαρακτηριστική αντοχή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την μεγαλύτερη

από τη μεγαλύτερη τιμή T_{wSLS} . Για προεντεταμένες αγκυρώσεις η χαρακτηριστική αντοχή θα πρέπει να είναι επίσης μεγαλύτερη από το χαρακτηριστικό φορτίο λειτουργίας.

Τα διάφορα συνιστώσα στοιχεία των αγκυρώσεων θα πρέπει να σχεδιάζονται επίσης έτσι ώστε η χαμηλότερη δυσμενέστερη αξιόπιστη αντοχή να είναι μεγαλύτερη ή ίση με το μεγαλύτερο δυσμενέστερο αξιόπιστο δυσμενέστερο φορτίο T_{it} . Επίσης, η χαρακτηριστική αντοχή θα πρέπει να είναι ίση ή μεγαλύτερη από το χαρακτηριστικό μακροπρόθεσμο φορτίο T_{it} . Τέλος, για προεντεταμένες αγκυρώσεις η χαρακτηριστική αντοχή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το χαρακτηριστικό φορτίο λειτουργίας.

2.4 Θεώρηση αγκυρώσεων κατά τον Ευρωκώδικα EC-7 (EN-1997)

Ο Ευρωκώδικας 7 ή αλλιώς EN 1997 εντάσσεται στο σύστημα των Δομικών Ευρωκωδίκων που αναπτύχθηκαν από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN) με σκοπό την ενοποίηση βασικών θεμάτων ασφαλείας και λειτουργικότητας των τεχνικών έργων, τη σύνταξη των αντίστοιχων μελετών αλλά και την παροχή πλαισίου Τεχνικών Προδιαγραφών για τις χώρες που ανήκουν στην Ευρωπαϊκή Ένωση.

Ο Ευρωκώδικας αναφέρεται σε προσωρινές και μόνιμες αγκυρώσεις, οι οποίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για:

- Αντιστήριξη κατασκευών
- Ευστάθεια πρανών, σηράγγων
- Αντιστάθμιση δυνάμεων εξόλκευσης σε κατασκευές μέσω εφελκυστικής δύναμης σε ένα φέροντα σχηματισμό εδάφους ή βράχου

Έχει εφαρμογή τόσο σε προεντεταμένες αγκυρώσεις όσο και σε παθητικές αλλά δεν έχει εφαρμογή για εδαφικούς ήλους.

2.4.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Κατά τον σχεδιασμό οποιουδήποτε τεχνικού έργου με βάση τους υπόψη Δομικούς Ευρωκώδικες, θα πρέπει να εξασφαλίζεται ότι υπάρχει ασφάλεια έναντι συγκεκριμένων οριακών καταστάσεων κυριότερες από τις οποίες είναι:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας κατά τις οποίες ελέγχεται υπέρβαση της αντοχής των στοιχείων του έργου (για παράδειγμα της φέρουσας ικανότητας).

- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που αφορούν την υπέρβαση των ορίων λειτουργικών απαιτήσεων του έργου (όπως ανάπτυξη υπερβολικών καθιζήσεων ή στροφή λόγω διαφορικών καθιζήσεων κ.α.)

Ειδικότερα κατά τον Ευρωκώδικα 7 εξετάζονται οι ακόλουθοι τύποι οριακών καταστάσεων αστοχίας.

EQU: απώλεια της ισορροπίας της κατασκευής ως στερεού σώματος σε περιπτώσεις μικρής ή αμελητέας συνεισφοράς της διατμητικής αντοχής του εδάφους

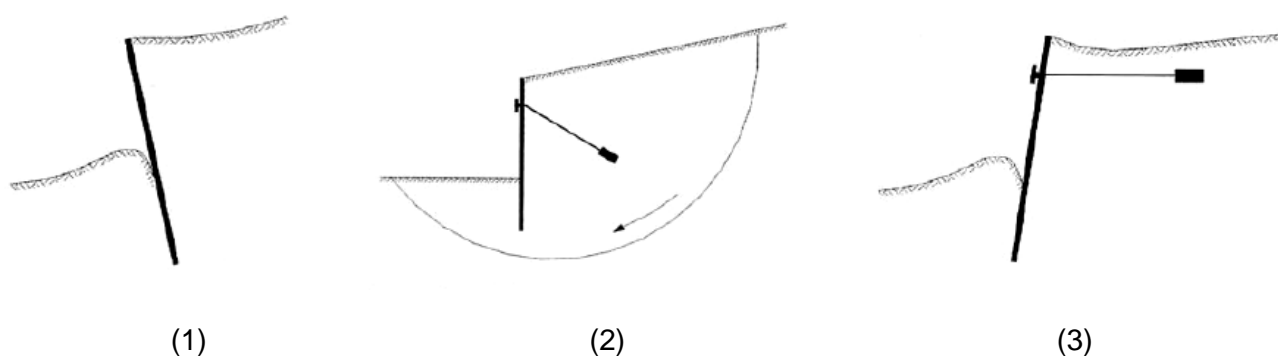
GEO: αστοχία ή υπερβολικές παραμορφώσεις του εδάφους λόγω υπέρβασης της διατμητικής αντοχής του, δηλαδή αποτελεί μια γεωτεχνικού τύπου οριακή κατάσταση.

STR: εσωτερική αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση της κατασκευής ή των στοιχείων της όπου η συνεισφορά της αντοχής των υλικών της κατασκευής είναι ιδιαίτερα σημαντική. Αποτελεί στην ουσία μια δομικού τύπου οριακή κατάσταση αστοχίας.

UPL: απώλεια της ισορροπίας του τεχνικού έργου ως στερεού σώματος λόγω επιπλεύσεως ή λόγω άλλων κατακόρυφων δυνάμεων.

HYD: οριακή κατάσταση οφειλόμενη σε ροή του ύδατος, όπως υδραυλική ανύψωση, υδραυλική διασωλήνωση, υδραυλική υποσκαφή κ.α.

Στο Σχήμα 1.15 παρουσιάζονται παραδείγματα αστοχιών τύπου GEO και στο Σχήμα 1.16 τύπου STR



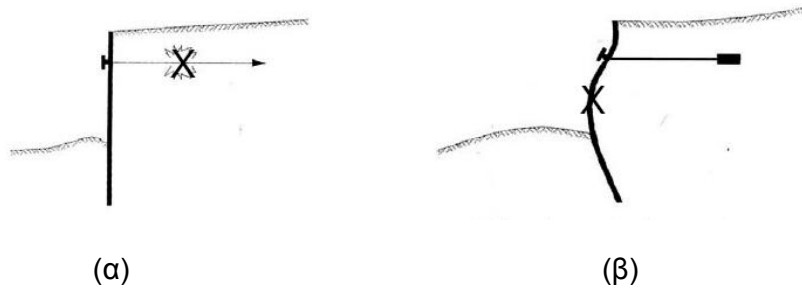
Σχήμα 2.12. : Παραδείγματα αστοχιών τύπου

(1) αστοχία λόγω περιστροφής του τοίχου περί τον πόδα (για προβόλους)

(2) αστοχία κατά μήκος κυλινδρικής επιφάνειας της μάζας του εδάφους στην οποία ο τοίχος είναι πακτωμένος

(3) περιστροφή γύρω από τη στήριξη του αγκυρίου

Στο παραπάνω σχήμα φαίνονται αναλυτικά παραδείγματα αστοχιών τύπου GEO. Αναλυτικότερα στο πρώτο (1) σχήμα απεικονίζεται αστοχία λόγω περιστροφής του τοίχου περί τον πόδα (για προβόλους), στο δεύτερο σχήμα (2) αστοχία κατά μήκος κυλινδρικής επιφάνειας της μάζας του εδάφους στην οποία ο τοίχος είναι πακτωμένος, ενώ στο τρίτο σχήμα (3) φαίνεται περιστροφή γύρω από τη στήριξη του αγκυρίου.



Σχήμα 2.13. : Παραδείγματα αστοχιών τύπου
 (1) αιφνίδια αστοχία της στήριξης/ αγκυρίου ή περιορισμένη υποχώρηση του αγκυρίου
 (2) αστοχία του τοίχου (υπέρβαση καμπτικής αντοχής)

Στο Σχήμα 1.16 αντίστοιχα παρουσιάζονται δύο παραδείγματα αστοχιών τύπου STR.

Στην πρώτη εικόνα (1) παρατηρείται αιφνίδια αστοχία της στήριξης/αγκυρίου ή περιορισμένη υποχώρηση του αγκυρίου, ενώ στη δεύτερη (2) αστοχία του τοίχου (υπέρβαση καμπτικής αντοχής).

Γενικότερα στα γεωτεχνικά έργα οι οριακές καταστάσεις SRT και GEO αποτελούν τις συνηθέστερες και σπουδαιότερες καταστάσεις και εξετάζονται παράλληλα δεδομένου ότι δεν είναι πάντα σαφές αν κατά τη συνεχή αύξηση για παράδειγμα των εξωτερικών φορτίσεων επί της θεμελίωσης του έργου θα προηγηθεί αστοχία του εδάφους ή αστοχία της θεμελίωσης ως δομικού στοιχείου ή συγχρόνως θα αστοχήσουν και τα δυο.

Οι έλεγχοι των οριακών καταστάσεων αφορούν ουσιαστικά τη σύγκριση των δράσεων σχεδιασμού με τα αντίστοιχα μεγέθη της αντοχής σχεδιασμού. Τα μεγέθη σχεδιασμού προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές σχεδιασμού μέσω των δράσεων, επί των γεωτεχνικών παραμέτρων είτε και επί των μεγεθών αντοχής.

2.4.2 Βασικές αρχές γεωτεχνικού σχεδιασμού

Κατά τον σχεδιασμό ενός συστήματος αγκυρώσεων δύο από τους παράγοντες οι οποίοι λαμβάνονται υπόψη είναι οι συνθήκες και οι δράσεις. Οι δράσεις περιλαμβάνουν κατ' αρχάς τις εξωτερικές φορτίσεις από την ανωδομή επί του γεωτεχνικού έργου αλλά και κάθε άλλο αίτιο που επηρεάζει την οριακή αντοχή είτε την ανάπτυξη παραμορφώσεων όπως:

- το ίδιο βάρος του εδάφους
- οι πιέσεις εκ κατανομής εντός του εδάφους
- οι ωθήσεις των γαιών επί κατασκευών αντιστήριξης
- οι υδροστατικές ή υδροδυναμικές πιέσεις
- οι δυνάμεις λόγω εδαφικής διόγκωσης κ.α.

Οι ορισμοί καθώς και ο τρόπος υπολογισμού των δράσεων δίνονται στους Ευρωκώδικες EN 1990 και EN 1991 αντίστοιχα.

Αρχικά καθορίζονται οι αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων F_{rep} , που διακρίνονται σε μόνιμες φορτίσεις όπως φορτίσεις από το ίδιο βάρος της κατασκευής και σε μεταβλητές φορτίσεις όπως για παράδειγμα κινητά φορτία.

Οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων F_d προκύπτουν από τις αντιπροσωπευτικές τιμές με εφαρμογή επί μέρους συντελεστών ασφαλείας γ_F κατά τη σχέση:

$$F_d = \gamma_F * F_{rep}$$

Οι τιμές των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας καθορίζονται στη συνέχεια σε αντίστοιχους πίνακες. Εναλλακτικά οι τιμές σχεδιασμού μπορούν να καθοριστούν απευθείας από το μελετητή.

Η επιλογή των χαρακτηριστικών τιμών των γεωτεχνικών παραμέτρων X_k , μπορεί να γίνει από προϋπάρχοντα στοιχεία, με την προϋπόθεση ότι υπάρχει δοκιμασμένη εμπειρία και με συντηρητικό τρόπο. Με βάση σχετικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 7, Μέρος 1, οι χαρακτηριστικές τιμές επιλέγονται μεταξύ του κάτω ορίου και της μέσης τιμής των παραμέτρων που είτε μετρήθηκαν, είτε εκτιμήθηκαν.

Οι τιμές σχεδιασμού X_d , προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές με εφαρμογή επί μέρους συντελεστών ασφαλείας γ_M , σύμφωνα με τη σχέση:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

Με βάση τον Ευρωκώδικα 7, ο σχεδιασμός κάθε γεωτεχνικού έργου θα πρέπει να συνδυάζεται με τους πιθανούς κινδύνους που προκύπτουν κατά την κατασκευή του.

Συνεπώς, προκειμένου να καθιερωθούν κάποιες βασικές γεωτεχνικές προδιαγραφές σχεδιασμού, τα γεωτεχνικά έργα εισάγονται σε τρεις βασικές Γεωτεχνικές Κατηγορίες. Οι κατηγορίες αυτές είναι οι εξής:

Γεωτεχνική Κατηγορία 1: Περιλαμβάνει μόνο μικρές και σχετικά απλές δομές, η κατασκευή των οποίων έχει αμελητέα διακινδύνευση και οι βασικές σχεδιαστικές απαιτήσεις ικανοποιούνται από βασική εμπειρία και από ποιοτικές γεωτεχνικές έρευνες.

Γεωτεχνική Κατηγορία 2: Ανήκουν συμβατικά είδη κατασκευών και θεμελιώσεων, χωρίς ιδιαίτερο κίνδυνο ή δυσκολία στο έδαφος και στα φορτία. Στη συγκεκριμένη κατηγορία ο σχεδιασμός γίνεται βάσει ποσοτικών γεωτεχνικών δεδομένων και αναλύσεων προκειμένου να διαπιστωθεί ότι ικανοποιούνται βασικές απαιτήσεις. Στη Γεωτεχνική Κατηγορία 2 ανήκουν θεμελιώσεις με πέδιλα, πλάκες ή πασσάλους, τοίχοι και άλλες δομές που συγκρατούν το έδαφος ή νερό, γενικές εκσκαφές, αγκύρια εδάφους κ.α.

Γεωτεχνική Κατηγορία 3: Περιλαμβάνει κατασκευές ή τμήματα κατασκευών που δεν ανήκουν στις προηγούμενες κατηγορίες όπως πολύ μεγάλες ή ασυνήθιστες κατασκευές, κατασκευές με ιδιαίτερο κίνδυνο και εξαιρετικά δύσκολο έδαφος, κατασκευές σε περιοχές με μεγάλη σεισμικότητα κ.α.

Οι βασικές θεωρήσεις για το σχεδιασμό και την κατασκευή αγκυρίων που ισχύουν για όλες τις γεωτεχνικές κατηγορίες είναι οι ακόλουθες:

- Θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι δυσμενέστερες εφελκυστικές δυνάμεις που μεταφέρονται στο έδαφος πέρα από την ευρύτερη περιοχή του αγκυρίου
- Η ζώνη του εδάφους στην οποία πρόκειται να μεταφερθούν οι εφελκυστικές δυνάμεις θα πρέπει να περιληφθεί στο πρόγραμμα γεωτεχνικών ερευνών
- Για προεντεταμένα αγκύρια η κεφαλή θα πρέπει να επιτρέψει στον τένοντα να εντέίνεται, να διαπιστώνεται και να διασφαλίζεται η έντασή του και να αυτό απαιτείται να αποφορτίζεται και να επαναφορτίζεται
- Για όλους τους τύπους αγκυρίων η κεφαλή θα πρέπει να είναι σχεδιασμένη με τέτοιο τρόπο ώστε να αντέχει γωνιακές αποκλίσεις της δύναμης αγκύρωσης και παραμορφώσεις που μπορεί να προκύψουν κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής
- Σε περιπτώσεις συνδυασμού διαφορετικών υλικών σε μια αγκύρωση, οι αντοχές των διαφόρων υλικών θα πρέπει να υπολογίζονται σύμφωνα με την ικανότητα του ενός να παρακολουθεί την παραμόρφωση του άλλου

- Εφόσον η επίδραση ενός συστήματος αγκυρίων εξαρτάται από το ελεύθερο μήκος τους, θα πρέπει να τηρούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:
 1. η δύναμη του αγκυρίου θα πρέπει να δρα σε έδαφος το οποίο βρίσκεται αρκετά μακριά από τον αντιστηριζόμενο όγκο, ώστε η ευστάθεια του όγκου να μην επηρεάζεται αρνητικά
 2. η δύναμη του αγκυρίου θα πρέπει να δρα σε έδαφος το οποίο βρίσκεται αρκετά μακριά από υπάρχουσες θεμελιώσεις για να μην υπάρξουν αρνητικές επιπτώσεις σε αυτές.
 3. θα πρέπει να λαμβάνονται μέτρα για να αποφευχθούν δυσμενείς αλληλεπιδράσεις ανάμεσα στα πακτωμένα τμήματα των αγκυρίων που βρίσκονται πολύ κοντά μεταξύ τους. Αυτό επιτυγχάνεται διατηρώντας μια ελάχιστη απόσταση μεταξύ τους (1.5m).
- Θα πρέπει να γίνεται χρήση συστημάτων αγκυρώσεως που έχουν ελεγχθεί ή υπάρχει για αυτά προηγούμενη εμπειρία που διασφαλίζει την αποδοτικότητά τους και την ανθεκτικότητά τους.
- Η διεύθυνση του τένοντα θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να προκαλείται περαιτέρω έντασή του αν προκύψουν παραμορφώσεις λόγω ενός πιθανού μηχανισμού ολίσθησης. Αν κάτι τέτοιο δεν είναι δυνατό θα πρέπει να ληφθούν υπόψη δυσμενείς συνθήκες κατά το σχεδιασμό.
- Για πακτωμένα ή αυτοδιατρύμενα αγκύρια η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής σε εξόλκευση θα πρέπει να προσδιορίζεται με βάση κατάλληλους ελέγχους ή από την προϋπάρχουσα εμπειρία
- Η αποδοτικότητα του ελεύθερου μήκους των προεντεταμένων αγκυρίων θα πρέπει να ελέγχεται με βάση τον EN 1537:1999
- Ικανή δύναμη αγκύρωσης θα πρέπει να εφαρμόζεται αρχικά για να εξασφαλιστεί ότι η αντίσταση της αγκύρωσης σε κατάσταση οριακού φορτίου λειτουργίας ενεργοποιείται με αποδεκτή μετακίνηση της κεφαλής
- Η αντιδιαβρωτική προστασία των προεντεταμένων αγκυρίων θα πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τον EN 1537:1999
- Η αντιδιαβρωτική προστασία των αγκυρίων με χαλύβδινο τένοντα θα πρέπει να γίνεται λαμβάνοντας υπόψη και το περιβάλλον έδαφος
- Κατάλληλα μέτρα, όπως η χρήση προστατευτικού καλύμματος, πρέπει να λαμβάνονται για την προστασία από διάβρωση αν είναι απαραίτητο

2.4.3 Ανάλυση οριακών καταστάσεων αστοχίας - Μέθοδοι σχεδιασμού

Κατά τον Ευρωκώδικα 7 κατά την ανάλυση μιας οριακής κατάστασης αστοχίας λόγω θραύσης ή υπερβολικών παραμορφώσεων ενός δομικού στοιχείου ή τμήματος του εδάφους, δηλαδή για οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου STR και GEO, θα πρέπει να ελέγχεται η ισχύς της παρακάτω ανίσωσης:

$$E_d \leq R_d$$

όπου:

E_d = η τιμή σχεδιασμού των δράσεων

R_d = η τιμή σχεδιασμού αντοχής

Η τιμή σχεδιασμού των δράσεων E_d μπορεί να υπολογιστεί με δύο τρόπους:

α) είτε με εφαρμογή επιμέρους συντελεστών ασφαλείας γ_F επί των αντιπροσωπευτικών τιμών των δράσεων F_{rep} κατά τη σχέση:

$$E_d = E (\gamma_F * F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d)$$

όπου (γ_F , γ_M) είναι οι επιμέρους συντελεστές προσαύξησης των δράσεων και απομείωσης των εδαφικών παραμέτρων, αντιστοίχως

β) είτε με εφαρμογή του επιμέρους συντελεστή έντασης (γ_E) επί της χαρακτηριστικής τιμής της έντασης : $E_k = E (F_{rep}, X_k)$, δηλαδή από την σχέση :

$$E_d = \gamma_E \cdot E (F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d)$$

όπου (F_{rep} , X_k) είναι οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων (φορτίων) και των εδαφικών παραμέτρων (π.χ. γωνία τριβής και συνοχή) αντιστοίχως.

Στις παραπάνω σχέσεις στον συντελεστή X_k υπεισέρχεται η επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων επί των δράσεων και στην παράμετρο a_d η επιρροή των γεωμετρικών δεδομένων.

Η τιμή σχεδιασμού αντοχής R_d υπολογίζεται με εφαρμογή των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας είτε επί των εδαφικών ιδιοτήτων X_k κατά τη σχέση:

$$R_d = R (\gamma_F * F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d)$$

Είτε απευθείας επί της αντοχής X_k με βάση τη σχέση:

$$R_d = R (\gamma_F * F_{rep}, X_k, a_d) / \gamma_R$$

Είτε συγχρόνως και επί των εδαφικών ιδιοτήτων X_k και επί της υπολογιζόμενης αντοχής:

$$R_d = R (\gamma_F * F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d) / \gamma_R$$

Οι επιμέρους συντελεστές (γ_F) επί των αντιπροσωπευτικών τιμών των δράσεων ή επί του αποτελέσματος γ_E για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου και καθορίζονται στον Πίνακα 1.12

Τιμές των επί μέρους συντελεστών γ_F και γ_E				
Δράση		Σύμβολο	Ομάδα	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1.35	1.00
	Ευνοϊκή		1.00	1.00
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1.50	1.30
	Ευνοϊκή		0.00	0.00

Πίνακας 2.12. : Τιμές των επί μέρους συντελεστών γ_F ή γ_E επί των δράσεων ή επί των αποτελεσμάτων των δράσεων αντίστοιχα

όπου:

γ_G = επί μέρους συντελεστής ασφαλείας που αφορά μόνιμες δυσμενείς ή ευμενείς δράσεις

γ_Q = επί μέρους συντελεστής ασφαλείας που αφορά μεταβλητές δυσμενείς ή ευμενείς δράσεις

Οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας επί των εδαφικών παραμέτρων γ_M παρουσιάζονται στον παρακάτω Πίνακα.

Εδαφική παράμετρος	Σύμβολο	Ομάδα	
		M1	M2
Γωνία εσωτερικής τριβής	γ'_{ϕ}	1.00	1.25
Ενεργός συνοχή	γ'_c	1.00	1.25
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	γ_{cu}	1.00	1.40
Αντοχή ανεμπόδιστης θλίψης	γ_{qu}	1.00	1.40
Φαινόμενη πυκνότητα (ίδιο βάρος)	γ_{γ}	1.00	1.00
* Ο συντελεστής αυτός εφαρμόζεται επί του όρου $\tan \phi'$			

Πίνακας 2.13. : Επί μέρους συντελεστές ασφαλείας επί των εδαφικών παραμέτρων γ_M

Στον παρακάτω Πίνακα παρουσιάζονται οι επί μέρους συντελεστές επί της αντοχής.

Αντίσταση	Σύμβολο	Ομάδα			
		R1	R2	R3	R4
Προσωρινές Αγκυρώσεις	$g_{a,t}$	1.00	1.10	1.00	1.10
Μόνιμες Αγκυρώσεις	$g_{a,p}$	1.00	1.10	1.00	1.10

Πίνακας 2.14. : Επί μέρους συντελεστές επί της αντοχής γ_R

Ο τρόπος εναλλακτικής εφαρμογής μιας από τις παραπάνω σχέσεις που δίνουν την αντοχή σχεδιασμού R καθορίζεται από τις ακόλουθες μεθόδους σχεδιασμού οι οποίες ουσιαστικά υποδεικνύουν απαραίτητους συνδυασμούς των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας που πρέπει να ακολουθηθούν λόγω των διαφορετικών ορισμών των E_d και R_d .

Να σημειωθεί ότι η ομάδα συντελεστών A αναφέρεται στον επί μέρους συντελεστή $\gamma_F = \gamma_E$, η ομάδα M στον επί μέρους συντελεστή γ_M και η ομάδα συντελεστών R στον επιμέρους συντελεστή γ_R των παραπάνω σχέσεων.

- Μέθοδος Σχεδιασμού 1 (Design Approach 1)

Για τις αγκυρώσεις θα πρέπει να ελεγχθούν οι ακόλουθοι συνδυασμοί των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας:

Συνδυασμός 1: $A1 + M1 + R1$

Συνδυασμός 2: $A2 + (M1+M2) + R4$

Δηλαδή στη ανίσωση $R_d \geq E_d$ οι επί μέρους συντελεστές παίρνουν τια ακόλουθες τιμές με την προϋπόθεση ότι οι δράσεις είναι δυσμενείς :

Συνδυασμός 1: $\gamma_F = 1.35$ ή 1.50 , $\gamma_M = 1.00$, $\gamma_R = 1.00$

Συνδυασμός 2: $\gamma_F = 1.00$ ή 1.30 , $\gamma_M = 1.25$ ή 1.40 , $\gamma_R = 1.00$

Να σημειωθεί ότι για το συνδυασμό 2, η ομάδα συντελεστών $M1$ εφαρμόζεται προκειμένου να υπολογιστεί η αντοχή των αγκυρίων R_d , ενώ η ομάδα $M2$ εφαρμόζεται στην περίπτωση που οι εδαφικές ιδιότητες επηρεάζουν το μέγεθος δυσμενών φορτίων. Ο τελικός συνδυασμός θα γίνει βάσει του δυσμενέστερου ελέγχου από τους Συνδυασμούς 1 και 2.

- *Μέθοδος Σχεδιασμού 2 (Design Approach 2)*

Αντίστοιχα ελέγχεται ο Συνδυασμός:

$$A1+M1+R2$$

όπου οι επί μέρους συντελεστές παίρνουν τις ακόλουθες τιμές: $\gamma_F = 1.35$ ή 1.50 ή 1.00 ή 1.30 , $\gamma_M = 1.00$ και $\gamma_R = 1.10$.

- *Μέθοδος Σχεδιασμού 3 (Design Approach 3)*

Αντίστοιχα ελέγχεται ο Συνδυασμός:

$$(A1 \text{ ή } A2) + M2 + R3$$

όπου οι επί μέρους συντελεστές παίρνουν τις ακόλουθες τιμές: $\gamma_F = 1.35$ ή 1.50 , $\gamma_M = 1.25$ ή 1.40 και $\gamma_R = 1.00$

Η ομάδα συντελεστών A1 εφαρμόζεται προκειμένου να υπολογιστούν οι δράσεις εκ της ανωδομής ενώ η ομάδα A2 για τις δράσεις που επηρεάζονται από τις εδαφικές παραμέτρους.

Όλες οι τιμές των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 7, ως αντιπροσωπευτικές, τελούν όμως υπό την αίρεση της προσαρμογής των κατά χώρα της Ευρωπαϊκής Ένωσης στα αντίστοιχα Εθνικά Κείμενα Εφαρμογής που περιγράφονται στη συνέχεια για την Ελλάδα.

2.5 Εθνικό προσάρτημα για την Ελλάδα

Τα Εθνικά Πρότυπα Εφαρμογής των Ευρωκωδίκων περιλαμβάνουν τις ειδικές απαιτήσεις εφαρμογής του Ευρωκώδικα 7 ειδικότερα σε κάθε χώρα της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Συγκεκριμένα, τα Εθνικά Πρότυπα Εφαρμογής των Ευρωκωδίκων περιέχουν το πλήρες κείμενο του Ευρωκώδικα, όπως έχει δημοσιευτεί από την . Το κείμενο αυτό μπορεί να ακολουθείται από ένα Εθνικό Προσάρτημα () το οποίο περιλαμβάνει μόνο πληροφορίες για τις παραμέτρους οι οποίες στον Ευρωκώδικα αφήνονται ελεύθερες για εθνική επιλογή, δηλαδή για τις λεγόμενες Εθνικώς Προσδιοριζόμενες Παραμέτρους. Τέτοιες παράμετροι μπορεί να είναι:

- τιμές είτε ομάδες τιμών για τις οποίες στον Ευρωκώδικα δίνονται εναλλακτικές εναλλακτικές επιλογές
- τιμές για τις οποίες στον Ευρωκώδικα δίνεται μόνο το σύμβολο

- ειδικά δεδομένα (γεωγραφικά, κλιματολογικά) για τη συγκεκριμένη χώρα, για παράδειγμα χάρτης χιονοπτώσεων
- η διαδικασία η οποία θα χρησιμοποιείται όπου στον Ευρωκώδικα δίνονται εναλλακτικές διαδικασίες

Οι ανωτέρω πληροφορίες εθνικής επιλογής θα χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό κτιρίων και λοιπών έργων πολιτικού μηχανικού που κατασκευάζονται στη συγκεκριμένη χώρα.

Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί επίσης να περιλαμβάνει:

- αποφάσεις σχετικά με την εφαρμογή των πληροφοριακών παραρτημάτων του Ευρωκώδικα
- αναφορές σε συμπληρωματικές πληροφορίες, οι οποίες δεν αντιβαίνουν τον Ευρωκώδικα, προς υποβοήθηση του χρήστη στην εφαρμογή του Ευρωκώδικα

Με βάση το Εθνικό Προσάρτημα για την Ελλάδα έχουν γίνει συγκεκριμένες διαφοροποιήσεις σχετικά με την ερμηνεία συγκεκριμένων γεωτεχνικών όρων. Με βάση τα ανωτέρω, ως «Διάρκεια ωφέλιμης ζωής» εννοείται η κατηγορία διάρκειας χρήσης του έργου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN 1990. Ο Πίνακας που ακολουθεί δίνει ενδεικτικές τιμές της διάρκειας χρήσιμης ζωής γεωτεχνικών έργων.

Κατηγορία διάρκειας χρήσης έργου	Ενδεικτική διάρκεια ωφέλιμης ζωής (σε έτη)	Παραδείγματα
0	2	Προσωρινές αγκυρώσεις πετασμάτων αντιστηρίξεων προς χρήση μόνο κατά την κατασκευή του έργου
1	10	Συνήθη προσωρινά
2	25	Αντικαταστάσιμα στοιχεία δομικών κατασκευών
3	25	Αγροτικές κατασκευές και ανάλογα έργα
4	50	Συνήθη δομικά έργα πολιτικού μηχανικού, όπως συνήθη κτίρια, συνήθη έργα αντιστηρίξεως, συνήθη έργα οδοποιίας
5	100	Έργα πολιτικού μηχανικού υψηλών απαιτήσεων, όπως γέφυρες, κτίρια συνάθροισης κοινού, αυτοκινητόδρομοι κ.λπ.

Πίνακας 2.15. : Επί μέρους συντελεστές επί της αντοχής γ_R

Επιπλέον, κατά την Παράγραφο 2.1 (8)P, η οποία αναφέρεται σε «Γεωτεχνικά Έργα μικρής πολυπλοκότητας και επικινδυνότητας» δίνεται επεξήγηση ότι ως τέτοια θεωρούνται ελαφρές και απλές δομικές κατασκευές και μικρά χωματουργικά έργα, για τα οποία είναι δυνατόν να εξασφαλίζεται, με αμελητέο κίνδυνο, ότι οι ελάχιστες απαιτήσεις ασφαλείας θα ικανοποιούνται με βάση την εμπειρία και ποιοτικού χαρακτήρα γεωτεχνικές έρευνες.

Για την κατάταξη των έργων σε Γεωτεχνικές Κατηγορίες (Παράγραφος 2.1 (13)) θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι πιθανές οικονομικές και κοινωνικές συνέπειες σε άτομα, γειτονικές κατασκευές και το περιβάλλον, σε περίπτωση αστοχίας του έργου. Έτσι στη Γεωτεχνική Κατηγορία 1 κατατάσσονται έργα με περιορισμένες συνέπειες, στη Γεωτεχνική Κατηγορία 2 έργα με μετρίου μεγέθους συνέπειες και τέλος στη Γεωτεχνική Κατηγορία 3 έργα με σοβαρές συνέπειες.

Όσον αφορά την ανάλυση των γεωτεχνικών έργων επιλέγονται κυρίως οι Μέθοδοι Ανάλυσης 2 (DA-2) και (DA-3) 3. Ειδικότερα η Μέθοδος Ανάλυσης 3:

$$E (\gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M) \leq R (\gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M)$$

όπου

$$\gamma_F = 1.35 \text{ ή } 1.50 \text{ (δομ)}, \gamma_F = 1.0 \text{ ή } 1.3 \text{ (γεωτ.)}, \gamma_M = 1.25 \text{ ή } 1.40$$

χρησιμοποιείται για τον έλεγχο των εξής γεωτεχνικών καταστάσεων αστοχίας:

- ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων χωρίς δομικά στοιχεία αντιστήριξης (επιχώματα, φυσικά πρηνή, ορύγματα με ελεύθερα πρηνή, φράγματα)
- ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων με δομικά στοιχεία αντιστήριξης (οπλισμένα επιχώματα, ορύγματα με ηλώσεις αγκυρώσεις ή πασσάλους)
- σύνθετα έργα (πρηνές στο εσωτερικό του οποίου διέρχεται σήραγγα)

Να σημειωθεί ότι οι σταθεροποιητικές δράσεις των δομικών στοιχείων αντιστήριξης θα θεωρούνται ως ευνοϊκές δράσεις (με επιμέρους συντελεστή $\gamma_F = 1.00$) και όχι ως αντιστάσεις (π.χ. δυνάμεις αγκύρωσης).

Η Μέθοδος Ανάλυσης (DA-2) 2 εφαρμόζεται σε όλες τις περιπτώσεις ανάλυσης πλην ολικής ευστάθειας και ορίζεται με την παρακάτω ανίσωση:

$$R (\gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M) / \gamma_R \geq \gamma_E E (F_{rep}, X_k / \gamma_M)$$

όπου

$$\gamma_R = 1.10 \text{ ή } 1.40 \text{ και } \gamma_E = 1.35 \text{ ή } 1.50$$

Διευκρινίζεται ότι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_F και γ_M είναι συνήθως 1. Ειδικότερα οι γεωτεχνικές καταστάσεις στις οποίες γίνεται εφαρμογή της Μεθόδου 2 είναι:

- Έλεγχος γεωτεχνικών (GEO) και δομικών (STR) οριακών καταστάσεων αστοχίας επιφανειακών θεμελιώσεων, βαθιών θεμελιώσεων, αγκυρώσεων και έργων αντιστηρίξεως
- Έλεγχος δομικών (STR) οριακών καταστάσεων αστοχίας πρανών ή εκσκαφών ενισχυμένων με δομικά στοιχεία (δηλαδή υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων, αγκυρώσεων κτλ)
- Έλεγχος γεωτεχνικών (GEO) και δομικών (STR) οριακών καταστάσεων αστοχίας (πλην ολικής ευστάθειας) με χρήση αριθμητικών μεθόδων (π.χ. αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία)
- Έλεγχος έναντι υδραυλικής αστοχίας λόγω άνωσης (UPL) ή υδραυλικής κλίσης (HYD)

Ο Ευρωκώδικας 7 αναφέρεται σε προσωρινές και μόνιμες αγκυρώσεις οι οποίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε για αντιστήριξη κατασκευών είτε για ευστάθεια πρανών και σηράγγων είτε για την αντιστάθμιση δυνάμεων εξόλκευσης σε κατασκευές μέσω εφελκυστικής δύναμης σε φέροντα σχηματισμό εδάφους ή βράχου. Εφαρμόζεται τόσο σε προεντεταμένες όσο και σε παθητικές αγκυρώσεις ενώ δε θα πρέπει να χρησιμοποιείται για εδαφικούς ήλους.

Οι οριακές καταστάσεις που μελετήθηκαν ανωτέρω, ειδικότερα για τις αγκυρώσεις μπορούν να αφορούν μεμονωμένα ή σε συνδυασμό:

- Δομική αστοχία του τένοντα ή της κεφαλής του αγκυρίου λόγω των ασκούμενων δυνάμεων
- Παραμόρφωση ή διάβρωση της κεφαλής του αγκυρίου
- Αστοχία της διεπιφάνειας εδάφους-ενέματος για πακτωμένα αγκύρια
- Αστοχία σύνδεσης μεταξύ του τένοντα και του ενέματος, ομοίως για πακτωμένα αγκύρια
- Απώλεια της δύναμης του αγκυρίου από υπερβολικές μετατοπίσεις της κεφαλής, είτε από ερπυσμό ή χαλάρωση
- Αστοχία ή σημαντική παραμόρφωση τμημάτων της κατασκευής, λόγω της δύναμης αγκύρωσης
- Απώλεια της συνολικής ευστάθειας του αντιστηριζόμενου εδάφους και της κατασκευής

- Αλληλεπίδραση ομάδων αγκυρίων με το έδαφος και τις γειτονικές κατασκευές

Κατά το σχεδιασμό θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι συνθήκες τόσο κατά τη διάρκεια κατασκευής όσο και καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δίνεται στις οριακές καταστάσεις αστοχίας που αναλύθηκαν προηγουμένως καθώς επίσης και στις συνέπειες από την αστοχία ενός αγκυρίου. Θα πρέπει να καθορίζεται η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και οι υδατικές πιέσεις καθώς και το ενδεχόμενο οι εφαρμοζόμενες στο αγκύριο δυνάμεις κατά την προένταση να υπερβούν τις δυνάμεις που απαιτούνται για το σχεδιασμό της κατασκευής.

Ο Ευρωκώδικας 7 προτείνει επίσης κάποιες θεωρήσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη τόσο κατά το σχεδιασμό όσο και κατά την κατασκευή αγκυρώσεων.

Κατά το σχεδιασμό μιας αγκύρωσης θα πρέπει να δοθεί προσοχή στις δυσμενέστερες εφελκυστικές δυνάμεις που μεταφέρονται στο έδαφος πέραν της ευρύτερης περιοχής του έργου, ζώνη η οποία θα πρέπει να περιληφθεί στο πρόγραμμα γεωτεχνικών ερευνών.

Για προεντεταμένα αγκύρια η κεφαλή θα πρέπει να επιτρέπει στον τένοντα ελευθερία φόρτισης και αποφόρτισης, και να είναι σχεδιασμένη με τέτοιο τρόπο ώστε να αντέχει γωνιακές αποκλίσεις της δύναμης αγκύρωσης και παραμορφώσεις καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Η διεύθυνση του ίδιου του τένοντα θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να επιτρέπει την αυτόέντασή του σε περίπτωση παραμορφώσεων λόγω ενός πιθανού μηχανισμού ολίσθησης.

Σε περιπτώσεις συνδυασμού διαφορετικών υλικών οι αντοχές των διαφόρων υλικών θα πρέπει να υπολογίζονται βάσει της ικανότητας του ενός να ακολουθεί τις παραμορφώσεις του άλλου.

Όσον αφορά το ελεύθερο μήκος των αγκυρίων (η αποδοτικότητα του οποίου ελέγχεται κατά EN 1537:1999), θα πρέπει να εξασφαλίζονται κατάλληλες απαιτήσεις. Αυτές καθορίζουν τη δράση της δύναμης του αγκυρίου μακριά από τον αντιστηριζόμενο όγκο για λόγους ευστάθειας, αλλά μακριά από παρακείμενες θεμελιώσεις.

Τα πακτωμένα τμήματα από την άλλη θα πρέπει για λόγους δυσμενούς αλληλεπίδρασης να βρίσκονται σε μια ελάχιστη μεταξύ τους απόσταση της τάξης του 1.5m.

Τέλος θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατάλληλα μέτρα για την αντιδιαβρωτική προστασία των προεντεταμένων αγκυρίων κατά EN 1537:1999.

2.6 Χαρακτηριστική αντοχή και αντοχή σχεδιασμού αγκυρίου

Κατά το σχεδιασμό μιας αγκύρωσης η γενικής φύσεως ανίσωση του Ευρωκώδικα 7, $E_d \leq R_d$, γράφεται ως εξής:

$$P_d \leq R_{a,d}$$

όπου

P_d : τιμή σχεδιασμού της δύναμης αγκύρωσης. Υπολογίζεται είτε απευθείας από την ανάλυση του τοίχου αντιστήριξης είτε μέσω της χαρακτηριστικής της τιμής, $P_d = \gamma_F \cdot P_k$ με $\gamma_F = 1.35$

- $R_{a,d}$: η αντοχή σχεδιασμού. Υπολογίζεται βάσει της χαρακτηριστικής αντοχής σχεδιασμού $R_{a,k}$ (ή αλλιώς αντίσταση εξόλκευσης αγκυρώσεων) σύμφωνα με την εξίσωση:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R$$

με εφαρμογή των τιμών γ_R κατά τον Πίνακα 2.15

Η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης αγκυρώσεων $R_{a,k}$ μπορεί να προσδιοριστεί με τους δυο παρακάτω τρόπους:

- Με υπολογισμούς μέσω των χαρακτηριστικών τιμών των εδαφικών παραμέτρων που επηρεάζουν την οριακή τριβή στην παράπλευρη επιφάνεια του πακτωμένου τμήματος της αγκύρωσης. Στην περίπτωση αυτή τίθεται $\xi_a = 1$

$$R_{a,k} = \min (\pi D L_f f_{su,k}, A_s f_{y,k})$$

όπου:

D = διάμετρος οπής ενεμάτωσης αγκυρίου

L_f = μήκος πάκτωσης

$f_{su,k}$ = χαρακτηριστική τιμή οριακής πλευρικής τριβής ενέματος - εδάφους

A_s = εμβαδόν χαλύβδινου τένοντα

$f_{y,k}$ = χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής χάλυβα τένοντα

- Μέσω των αποτελεσμάτων εξολκεύσεων (n) δοκιμαστικών αγκυρώσεων από δοκιμές καταλληλότητας (suitability tests) που έδωσαν τις εξής μετρηθείσες τιμές

αντίστασης εξόλκευσης: $R_{a,1}, R_{a,2}, R_{a,3}, \dots, R_{a,n}$. Στην περίπτωση αυτή η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης $R_{a,k}$ υπολογίζεται από τη σχέση:

$$R_{a,k} = \min \{ (R_{a,m})_{mean} / \xi_{a1}, (R_{a,m})_{min} / \xi_{a2} \}$$

όπου:

$$\{Ra, m\}mean = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Ra, i$$

είναι η μέση τιμή των μετρηθεισών αντιστάσεων εξόλκευσης $\{R_{a,m}\}_{min} = \min [R_{a,1}, R_{a,2}, \dots, R_{a,n}]$ είναι η ελάχιστη τιμή των μετρηθεισών αντιστάσεων εξόλκευσης, και οι συντελεστές συσχέτισης (ξ_{a1} και ξ_{a2}) λαμβάνουν τις ακόλουθες τιμές:

Αριθμός δοκιμών	1	2	≥ 3
$\xi_{a1} =$	1.20	1.15	1.10
$\xi_{a2} =$	1.20	1.10	1.00

Πίνακας 2.16. : Συντελεστές συσχέτισης ξ

3. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ - ΚΤΙΡΙΟΥ ΥΠΟ ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής είναι ένα θέμα πάνω στο οποίο υπάρχουν πολλές βιβλιογραφικές αναφορές. Αυτό όμως το οποίο δεν έχει διερευνηθεί έως τώρα σε μεγάλο βαθμό είναι η επιρροή που έχει μια ανοιχτή εκσκαφή ή η διάνοιξη μια σήραγγας σε ένα υπάρχον κτίριο. Με τις αναλύσεις που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, γίνεται μια προσπάθεια να διερευνηθεί η επιρροή μιας ανοιχτής εκσκαφής αντιστηριζόμενης με προεντεταμένες αγκυρώσεις σε ένα κτίριο με κάποια συγκεκριμένα χαρακτηριστικά, τα οποία θα αναφερθούν παρακάτω.

Στο παρών κεφάλαιο πραγματοποιείται μια σειρά από παραμετρικές αναλύσεις που αφορούν τόσο το σύστημα αντιστήριξης όσο και τη γεωμετρία και κατ' επέκταση τη συμπεριφορά του πλαισίου - κτιρίου αλλά και το έδαφος. Εξετάζονται συγκεκριμένοι παράγοντες και μελετάται το πώς επηρεάζουν τις καθιζήσεις και τις παραμορφώσεις που δέχεται το πλαίσιο - κτίριο αλλά και τις αλλαγές στα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στα στοιχεία της ανωδομής.

Οι μετακινήσεις γύρω από μια ανοιχτή εκσκαφή εξαρτώνται κυρίως από τις εδαφικές συνθήκες (στρωματογραφία, στάθμη υπογείων υδάτων, εδαφικές ιδιότητες) αλλά και από τη μέθοδο που θα επιλεγεί για την αντιστήριξη της εκσκαφής. Επομένως λόγω της πολυπλοκότητας του προβλήματος οδηγούμαστε στην επιλογή μεθόδων επίλυσης που βασίζονται στα πεπερασμένα στοιχεία. Τέτοιου είδους αναλύσεις μπορούν να προσομοιώσουν τη διαδικασία κατασκευής και να μοντελοποιήσουν τις διάφορες φάσεις της εκσκαφής και τις συνθήκες αντιστήριξης.

Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν αφορούν τέσσερα κύρια προσομοιώματα στα οποία μεταβάλλεται η δυσκαμψία του πλαισίου - κτιρίου και τα διατμητικά χαρακτηριστικά του εδάφους. Στην πρώτη περίπτωση τα χαρακτηριστικά προσεγγίζουν αυτά ενός συνεκτικού εδάφους ($\phi=15^{\circ}$ και $c=40\text{kPa}$), ενώ στην άλλη περίπτωση ενός μη συνεκτικού ($\phi=40^{\circ}$ και $c=10\text{kPa}$). Ως προς την δυσκαμψία εξετάζεται για κάθε τύπο εδάφους ένα εύκαμπτο και ένα δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο. Η διαφοροποίηση αυτή επιτεύχθηκε με την αλλαγή της γεωμετρίας των δοκών και συγκεκριμένα με την αύξηση της διατομής τους. Για την προσομοίωση του κτιρίου θεωρήθηκε μεσαίο πλαίσιο κτιρίου λωρίδας 1.0 m, με απόσταση υποστυλωμάτων $s = 5.0$ m.

Επίσης θεωρήθηκε μια συγκεκριμένου τύπου αντιστήριξη η οποία διατηρήθηκε σταθερή σε όλες τις αναλύσεις. Η αντιστήριξη αποτελείται από 4 σειρές αγκυρών και φρεατοπάσσαλο με μήκος έμπηξης $D=2.00$ m.

Αρχικά μελετάται η επίδραση των δυνάμεων αγκύρωσης στις αναπτυσσόμενες καθιζήσεις αλλά και στα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στις δοκούς του προσομοιώματος του κτιρίου. Στη συνέχεια εξετάζεται η επίδραση του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων K_0 στην ανάπτυξη των κατακόρυφων παραμορφώσεων οι οποίες επηρεάζουν κυρίως την ανωδομή. Όλα τα μεγέθη τα οποία έχουν διερευνηθεί, έχουν αδιαστατοποιηθεί ως προς το αρχικό μέγεθος. Για παράδειγμα η ροπή κάμψης ενός ανοίγματος στο τελικό στάδιο εκσκαφής έχει διαιρεθεί με την αντίστοιχη ροπή κάμψης πριν την εκσκαφή. Η αδιαστατοποίηση των μεγεθών πραγματοποιήθηκε για να δημιουργηθούν κατάλληλα διαγράμματα ανεξάρτητα των παραγόντων που επηρεάζουν τα μεγέθη όπως για παράδειγμα τα φορτία των πλακών που μεταφέρθηκαν στις δοκούς και επηρεάζουν την ανάπτυξη των ροπών κάμψης των ανοιγμάτων αλλά και των στηρίξεων.

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε, περιλαμβάνει αρχικά την διακριτοποίηση σε πεπερασμένα στοιχεία σύμφωνα με την ακόλουθη σειρά εκτέλεσης:

- Καθορισμός των ορίων του εδάφους. Το εύρος της εξεταζόμενης περιοχής κατά τη διαμήκη κατεύθυνση λαμβάνεται ίσο με 52.0 m ενώ το μέγιστο βάθος επιλέχθηκε ίσο με 25.0 m και έφτασε 10.0 m κάτω από το μήκος έμπηξης του πασσάλου. Το βάθος αυτό επιλέχθηκε ώστε να είναι επαρκές για τις τασικές μεταβολές που προκαλούνται στο έδαφος λόγω της κατασκευής του συγκεκριμένου έργου.
- Δέσμευση του εδαφικού προφίλ στα πλάγια με κυλίσεις οι οποίες δεν επιτρέπουν την οριζόντια μετακίνηση, αλλά μόνο την κατακόρυφη, ενώ στη βάση της γεωμετρίας με αρθρώσεις που δεσμεύουν οποιαδήποτε μετακίνηση.
- Ακριβής σχεδιασμός του κατακόρυφου πρηνούς που πρόκειται να αντιστηριχθεί, της σειράς των προεντεταμένων αγκυρώσεων που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν, των φάσεων εκσκαφής αλλά και του προσομοιώματος του κτιρίου το οποίο θα μελετηθεί.
- Ορισμός των διατομών των στοιχείων της ανωδομής αλλά και του συστήματος αντιστήριξης. Σε κάθε προσομοίωμα παρατίθενται τα βασικά στοιχεία του συστήματος αντιστήριξης τα οποία παραμένουν σταθερά σε όλες τις αναλύσεις, αλλά και τα στοιχεία του προσομοιώματος του κτιρίου τα οποία διαφοροποιούνται ως προς τη γεωμετρία της διατομής των δοκών.

3.2 ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ PLAXIS

Η παραμετρική ανάλυση της παρούσας εργασίας έγινε με τη χρήση του προγράμματος PLAXIS σε δυο διαστάσεις για συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Το βασικό πλεονέκτημα του συγκεκριμένου προγράμματος είναι η δυνατότητα της πλήρους προσομοίωσης των πραγματικών γεωτεχνικών συνθηκών του εκάστοτε προβλήματος. Το πρόγραμμα PLAXIS αντιμετωπίζει το έδαφος ως ελαστικό - απολύτως πλαστικό μέσο (Mohr-Coulomb model), ενώ δέχεται απευθείας τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους θεμελίωσης.

Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν περιλαμβάνουν τον προσδιορισμό των οριζόντιων και κατακόρυφων μετακινήσεων, καθώς επίσης και τις καμπτικές ροπές των ανοιγμάτων αλλά και των στηρίξεων, με το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Ο προσδιορισμός έγινε για τέσσερα μοντέλα, για δύο περιπτώσεις K_0 και για τέσσερις περιπτώσεις δυνάμεων προέντασης.

Κατά τη διαδικασία των αναλύσεων επιλέχθηκε δύναμη προέντασης ίση με το 80%, 60%, 40% και 20% του φορτίου σχεδιασμού του αγκυρίου. Η συγκεκριμένη παραδοχή έγινε για να εξεταστεί η επιρροή της δύναμης προέντασης στις καθιζήσεις.

Όσον αφορά τα στοιχεία των αγκυρώσεων, για το ελεύθερο μήκος των αγκυρίων επιλέχθηκε το στοιχείο node-to-node anchor. Το συγκεκριμένο στοιχείο προσομοιώνει ένα ελαστικό ελατήριο 2 κόμβων. Το στοιχείο αυτό μπορεί να υποβληθεί τόσο σε εφελκυστικές δυνάμεις (για αγκύρια), όσο και σε θλιπτικές. Επιπλέον η εφελκυστική δύναμη του στοιχείου μπορεί να περιοριστεί προκειμένου να προσομοιωθεί η αστοχία του αγκυρίου.

Το πακτωμένο τμήμα προσομοιώθηκε με την επιλογή geogrid, δηλαδή με τη μορφή γεωπλέγματος. Το γεώπλεγμα είναι μια λεπτή δομή χωρίς καμπτική αντοχή. Το συγκεκριμένο στοιχείο μπορεί να δεχτεί μόνο εφελκυστικές και καθόλου θλιπτικές δυνάμεις.

Τέλος, το λογισμικό PLAXIS, έχει τη δυνατότητα εξαγωγής συντελεστή ασφαλείας S.F. για κάθε φάση κατασκευής, μέσω της επιλογής phi/c reduction. Κατά τη διαδικασία αυτή γίνονται διαδοχικές επιλύσεις σε βήματα με την εν λόγω φάση κατασκευής. Σε κάθε βήμα η συνοχή c και η εφαπτόμενη γωνία τριβής ϕ μειώνονται κατά ένα μικρό ποσοστό. Η επίλυση σταματά στο βήμα κατά το οποίο συμβαίνει εκτεταμένη αστοχία ή αναπτύσσονται πολύ μεγάλες παραμορφώσεις. Ο συντελεστής ασφαλείας S.F. προκύπτει ως ο λόγος της αρχικής τιμής των παραμέτρων διατμητικής αντοχής προς την τελική. Συνεπώς, η εξαγωγή του συντελεστή ασφαλείας αναφέρεται στην τελευταία φάση εκσκαφής, η οποία δίνει αποτελέσματα για τη συνολική ευστάθεια του πρσανούς.

3.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τέσσερα κύρια προσομοιώματα τα στοιχεία των οποίων περιγράφονται αναλυτικά στη συνέχεια. Να σημειωθεί ότι δεν μελετήθηκε η επίδραση του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα.

Ως αναφορά τους δύο τύπους των εδαφών που χρησιμοποιήθηκαν, τα χαρακτηριστικά τους είναι τα εξής:

Έδαφος 1 (E1):

- Ελαστική-ιδεατώως πλαστική συμπεριφορά
- $\varphi=15^\circ$ και $c=40$ kPa
- Μέτρο ελαστικότητας $E=20$ MPa
- Λόγος Poisson $\nu=0.3$
- Φαινόμενη πυκνότητα $\gamma=20$ kN / m³

Έδαφος 2 (E2):

- Ελαστική-ιδεατώως πλαστική συμπεριφορά
- $\varphi=40^\circ$ και $c=10$ kPa
- Μέτρο ελαστικότητας $E=50$ MPa
- Λόγος Poisson $\nu=0.2$
- Φαινόμενη πυκνότητα $\gamma=22$ kN / m³

Για την προσομοίωση του κτιρίου όπως αναφέρθηκε και παραπάνω θεωρήθηκε ένα μεσαίο πλαίσιο ενός κτιρίου λωρίδας 1.0 m, με απόσταση υποστυλωμάτων $s=5.0$ m. Η θεμελίωση του πλαισίου - κτιρίου αποτελείται από μεμονωμένα στοιχεία μήκους 1.0 m τα ακραία και 1.5 m τα μεσαία. Επιπλέον θεωρήθηκε ότι τα φορτία που μεταβιβάζονται από τις πλάκες στις δοκούς είναι της τάξης του $W=14$ kN/m/m. Πιο συγκεκριμένα η γεωμετρία και τα στοιχεία του προσομοιώματος του πλαισίου - κτιρίου είναι η εξής:

- Ακραία Στοιχεία Θεμελίωσης = 1.0 m x 1.0 m
- Μεσαία Στοιχεία Θεμελίωσης = 1.5 m x 1.0 m
- Ακραία Υποστυλώματα = 30 cm x 30 cm
- Μεσαία Υποστυλώματα = 40 cm x 40 cm
- Δοκός 20 cm x 40 cm (**Για εύκαμπτο κτίριο**)

- Δοκός 40 cm x 80 cm (Για δύσκαμπτο κτίριο)

Ακραία Στοιχεία Θεμελίωσης:

- $E=29 \text{ GPa}$ (C20/25)
- $EI=483333.3 \text{ kNm}^2 / \text{m}$
- $EA=5800000 \text{ kN} / \text{m}$

Μεσαία Στοιχεία Θεμελίωσης:

- $E=29 \text{ GPa}$
- $EI=1631250 \text{ kNm}^2 / \text{m}$
- $EA=8700000 \text{ kN} / \text{m}$

Ακραία Υποστυλώματα:

- $E=29 \text{ GPa}$
- $I= bh^3/12=0.000675 \text{ m}^4$
- $EI=3915 \text{ kNm}^2 / \text{m}$
- $EA=522000 \text{ kN} / \text{m}$

Μεσαία Υποστυλώματα:

- $E=29 \text{ GPa}$
- $I= bh^3/12=0.00213 \text{ m}^4$
- $EI=12373.33 \text{ kNm}^2 / \text{m}$
- $EA=928000 \text{ kN} / \text{m}$

Δοκός 20 cm x 40 cm:

- $E=29 \text{ GPa}$
- $I_s=\mu b d o^3=0.0004796 \text{ m}^4$, η ροπή αδράνειας της δοκού υπολογίστηκε με τη βοήθεια της παραπάνω σχέσης η οποία αντλήθηκε από το βιβλίο «Beton Kalender»
- $EI=2781.68 \text{ kNm}^2 / \text{m}$
- $EA=899000 \text{ kN} / \text{m}$

Δοκός 40cm x 80 cm:

- $E=29 \text{ GPa}$
- $I_s=\mu b d o^3=0.00934 \text{ m}^4$, η ροπή αδράνειας της δοκού υπολογίστηκε με τη βοήθεια της παραπάνω σχέσης η οποία αντλήθηκε από το βιβλίο «Beton Kalender»
- $EI=54172 \text{ kNm}^2 / \text{m}$
- $EA=2204000 \text{ kN} / \text{m}$

Ο κάναβος του συστήματος των αγκυρώσεων διατηρήθηκε σε όλες τις αναλύσεις σταθερός και ίσος με $s = 2.0 \text{ m}$, όπως επίσης και το ύψος της εκσκαφής $H=14.0 \text{ m}$.

Οι αγκυρώσεις που χρησιμοποιήθηκαν αποτελούνται από τετράκλινα αγκύρια ράβδων $\Phi 0.6''$ με διατομή $F_e=5.56 \text{ cm}^2$, συνολική διάμετρο αγκυρίου $d=0.1 \text{ m}$ και δυσκαμψία ίση με το άθροισμα της δυσκαμψίας των χαλύβδινων ράβδων και του σκυροδέματος που αποτελούν την αγκύρωση. Ο φρεατοπάσσαλος αντίστοιχα είναι διαμέτρου $\Phi 0.6 \text{ m}$. Παρακάτω παρατίθενται τα στοιχεία των αγκυρώσεων και του φρεατοπασσάλου.

Ελεύθερο μήκος αγκυρίου:

- Ελαστική - ιδεατώς πλαστική συμπεριφορά
- $4\Phi 0.6''$ ισοδύναμης διατομής $F_e=5.56 \text{ cm}^2$
- $d=0.1 \text{ m}$
- $E_s=200 \text{ GPa}$
- $E_s A_s= 111200 \text{ kN}$
- $E_b=25 \text{ GPa}$
- $E_b A_b=182350 \text{ kN}$
- $EA= E_s A_s + E_b A_b=293550 \text{ kN}$

Πακτωμένο μήκος αγκυρίου:

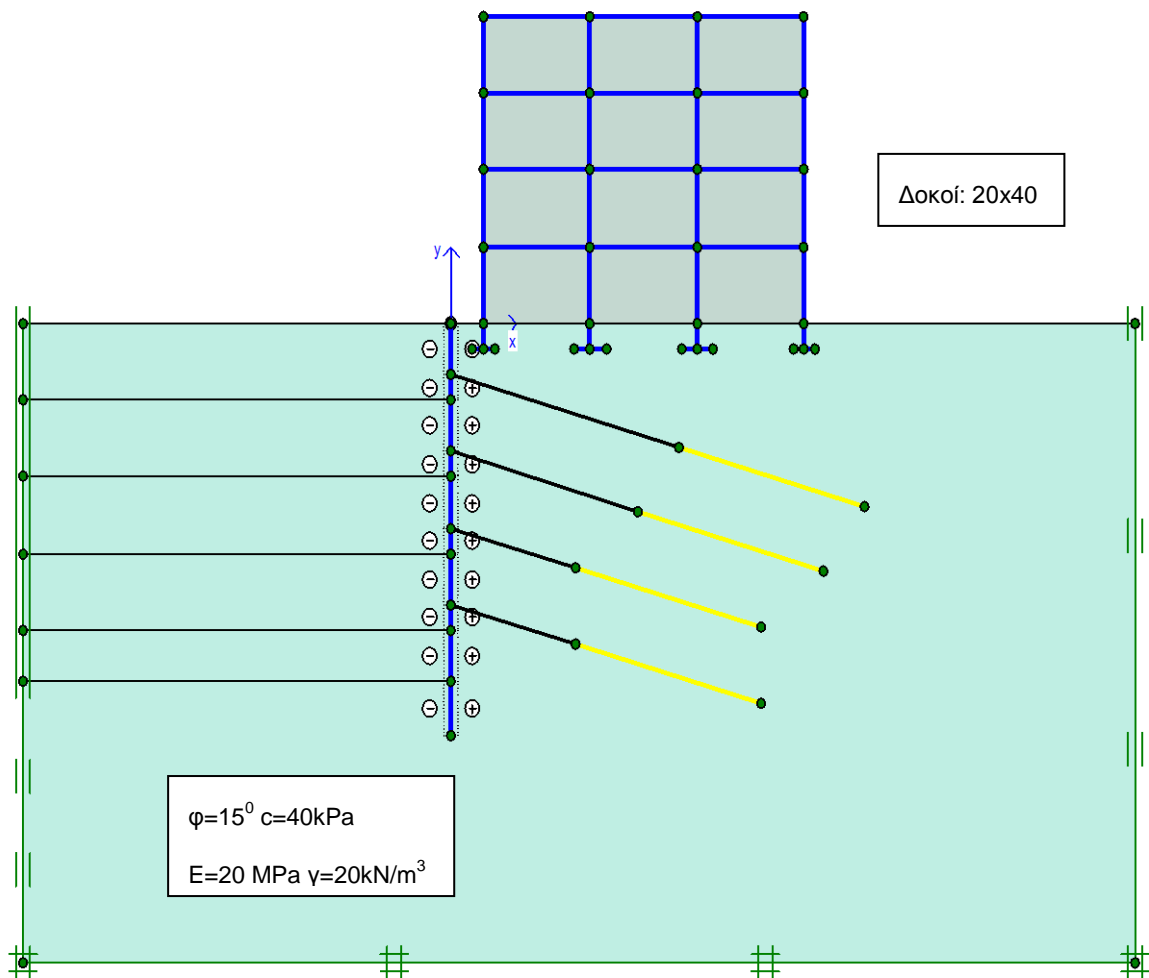
- Ελαστική - ιδεατώς πλαστική συμπεριφορά
- $s=2.0$ m
- $d=0.1$ m
- $EA=146775$ kN / m
- $\tau_0= 400$ kPa

Φρεατοπάσσαλος:

- Διάμετρος πασσάλου 0.6 m
- $EA=3532500$ kN / m
- $EI=79481.25$ kNm² / m
- Λόγος Poisson $\nu=0.2$

3.2.1 Προσομοίωμα A - Έδαφος E1 - Εύκαμπτο Πλαίσιο - Κτίριο

Το συγκεκριμένο μοντέλο εξετάζει την περίπτωση εύκαμπτου κτιρίου και αντιστήριξης κατακόρυφου πρσανούς 14.0 m με τη χρήση τεσσάρων σειρών προεντεταμένων αγκυρώσεων. Το βάθος έμπηξης του πασσάλου είναι 2.0 m. Σε κοντινή απόσταση από την εκσκαφή συναντάται η θεμελίωση του γειτονικού πλαισίου - κτιρίου. Τα χαρακτηριστικά του εύκαμπτου κτιρίου (EI και EA) έχουν αναφερθεί παραπάνω. Το έδαφος E1 ($\varphi=15^\circ$ και $c=40$ kPa) συμπεριφέρεται ως συνεκτικό.



Το ελεύθερο μήκος αγκύρωσης επιλέχθηκε ίσο με 11.0 m, 9.0 m, 6.0 m και 6.0 m, για την 1^η, 2^η, 3^η και 4^η σειρά αγκυρών αντίστοιχα. Η επιλογή αυτή έγινε έτσι ώστε να εξασφαλίζεται, με το συγκεκριμένο μήκος, ότι ολόκληρο το τμήμα του αγκυρίου βρίσκεται

εκτός της επίπεδης επιφάνειας αστοχίας που κλίνει υπό γωνία $45+\phi/2$ ως προς την οριζόντιο, με ασφάλεια 1.0 m - 1.5 m.

Το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου επιλέχθηκε ίσο με 9.0 m και προέκυψε με βάση τον παρακάτω τύπο:

$$l_v = \frac{A_d \times 1.50}{\pi \times d \times \tau_o} = 9.00 \text{ m}$$

όπου

A_d = το φορτίο σχεδιασμού των τετράκλωνων αγκυρίων για χάλυβα S1700/S1900

d = διάμετρος οπής αγκυρίου

τ_o = οριακή τάση συνάφειας μεταξύ εδάφους και ενέματος ίση με 400 kPa.

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται συνοπτικά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των προεντεταμένων αγκυρώσεων.

Σειρά αγκυρίων	Βάθος (m)	Ελεύθερο Μήκος (m)	Πακτωμένο Μήκος (m)	Συνολικό Μήκος (m)
1η	-2.0	11.0	9.0	20.0
2η	-5.0	9.0	9.0	18.0
3η	-8.0	6.0	9.0	15.0
4η	-11.0	6.0	9.0	15.0

Οι αγκυρώσεις κλίνουν υπό γωνία $\beta=15^\circ$ ως προς την οριζόντιο.

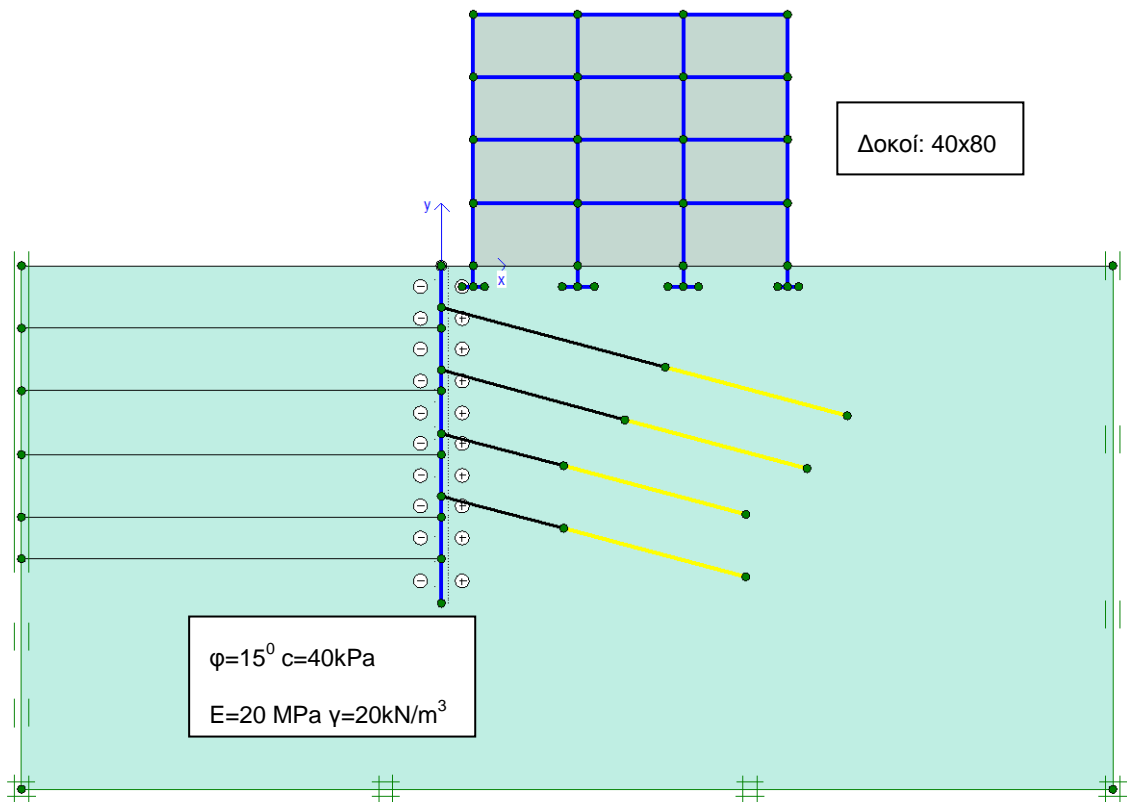
Σε όλα τα προσομοιώματα εφαρμόστηκε η ίδια διαδικασία εκσκαφής. Αρχικά γίνεται η ενεργοποίηση του πλαισίου – κτιρίου. Έπειτα γίνεται η πρώτη φάση εκσκαφής μέχρι τα -3.0 m και η ενεργοποίηση του πασσάλου και τοποθετείται η πρώτη σειρά αγκυρίων σε βάθος -2.0 m και στη συνέχεια γίνεται η ενεργοποίησή τους. Αντίστοιχα συνεχίζεται η διαδικασία και σε μεγαλύτερα βάθη με κάθε φάση εκσκαφής να σταματάει κάθε φορά ένα μέτρο κάτω από την στάθμη τοποθέτησης του αγκυρίου.

3.2.2 Προσομοίωμα Β - Έδαφος Ε1 - Δύσκαμπτο Πλαίσιο - Κτίριο

Το δεύτερο μοντέλο εξετάζει την περίπτωση δύσκαμπτου κτιρίου και κατακόρυφου πρσανούς ύψους 14.0 m. Η διαφοροποίηση στη δυσκαμψία του κτιρίου προσεγγίζεται με την αλλαγή της γεωμετρίας της διατομής των δοκών και κατ' επέκταση της ροπής αδράνειας και των γινομένων EI και EA.

Τα χαρακτηριστικά της αντιστήριξης δεν διαφοροποιούνται από αυτά του προσομοιώματος Α. Το ελεύθερο και το πακτωμένο μήκος των αγκυρώσεων παραμένουν τα ίδια, καθώς και η γωνία β , η οποία έχει και σε αυτή την περίπτωση κλίση $\beta=15^\circ$ ως προς την οριζόντιο.

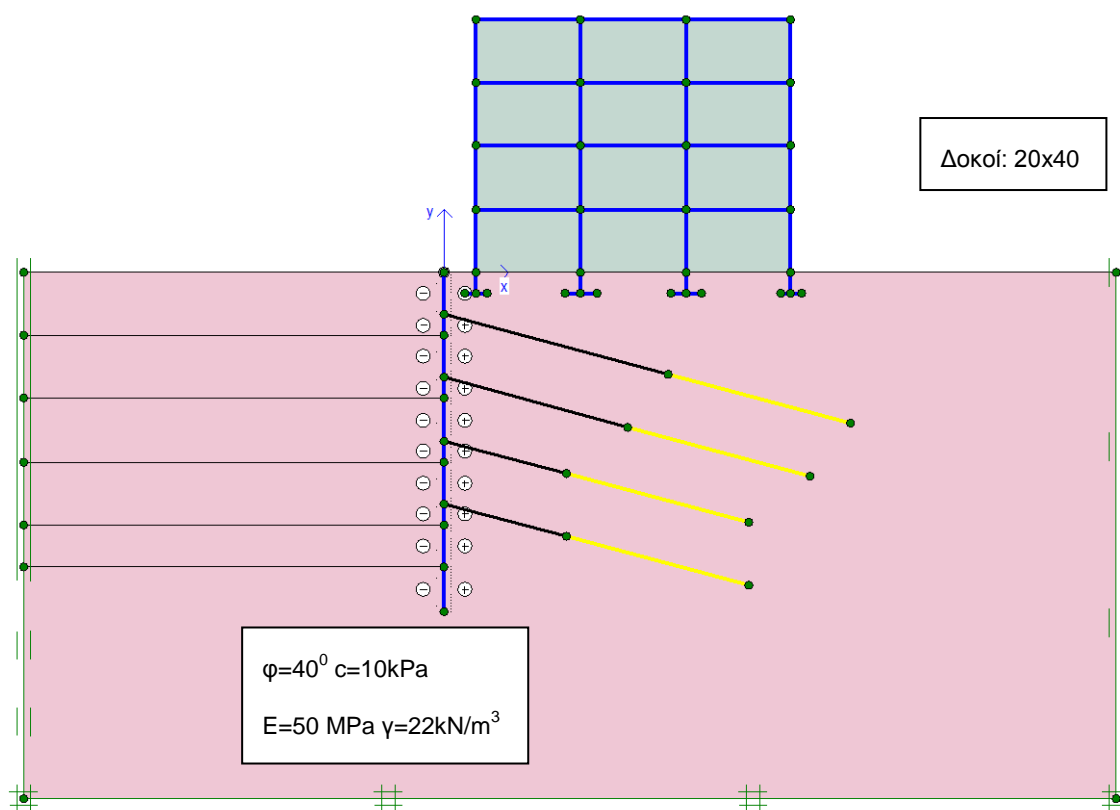
Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την εκσκαφή είναι ακριβώς ίδια με προηγουμένως, δηλαδή εκσκαφή της κάθε φάσης ένα μέτρο κάτω από τη στάθμη τοποθέτησης του αγκυρίου.



3.2.3 Προσομοίωμα Γ – Έδαφος Ε2 – Εύκαμπτο Πλαίσιο – Κτίριο

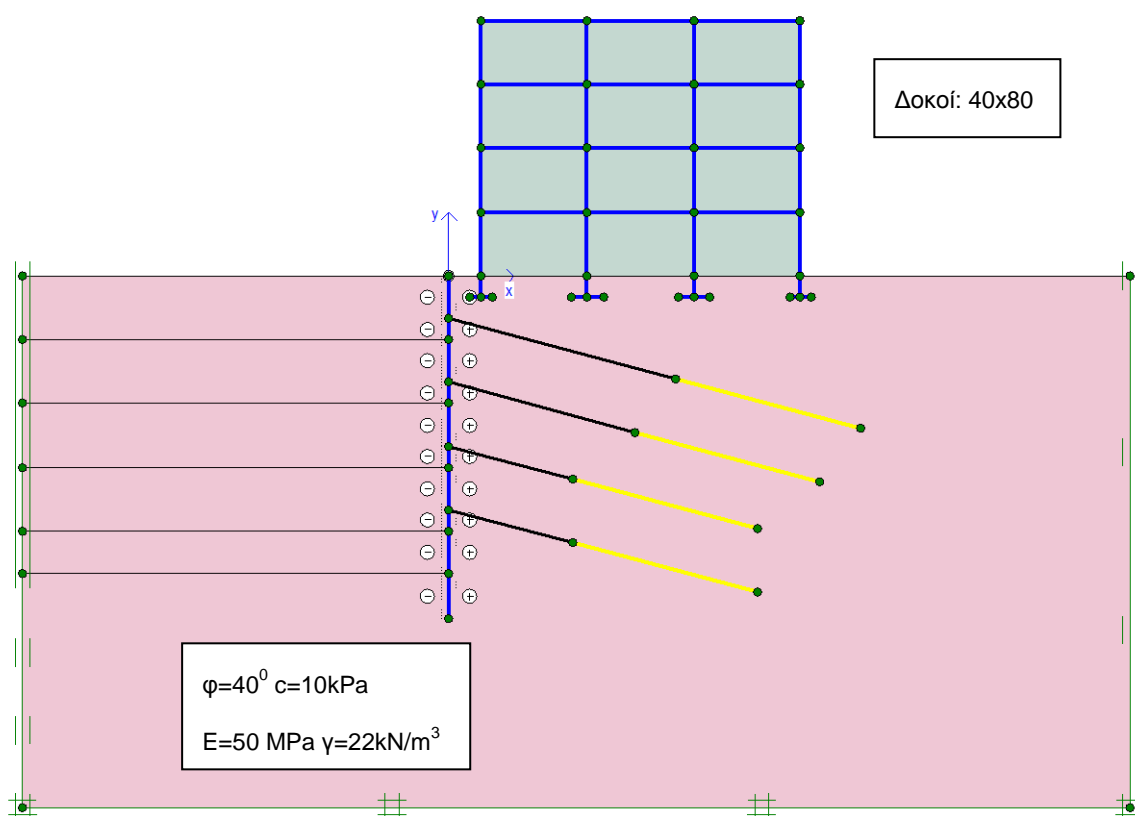
Το συγκεκριμένο μοντέλο αφορά την ίδια αντιστήριξη και τα ίδια χαρακτηριστικά του πλαισίου – κτιρίου με τη διαφορά ότι σε αυτή την περίπτωση αλλάζουν τα διατμητικά χαρακτηριστικά του εδάφους με $\varphi=40^\circ$ και $c=10$ kPa. Τα χαρακτηριστικά αυτά όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως προσεγγίζουν ένα μη συνεκτικά έδαφος.

Η διαδικασία κατασκευής της εκσκαφής είναι ίδια όπως και στα προηγούμενα προσομοιώματα με την εκσκαφή της κάθε φάσης να γίνεται ένα μέτρο κάτω από τη στάθμη τοποθέτησης του αγκυρίου.



3.2.4 Προσομοίωμα Δ – Έδαφος E2 – Δύσκαμπτο Πλαίσιο – Κτίριο

Το συγκεκριμένο μοντέλο έχει τα ίδια χαρακτηριστικά εδάφους με το προσομοίωμα Γ, δηλαδή $\varphi=40^\circ$ και $c=10$ kPa, ενώ εμφανίζεται διαφορά στη δυσκαμψία του κτιρίου με αλλαγή της γεωμετρίας της δοκού. Η διατομή της δοκού από 20 cm x 40 cm αλλάζει και οι αναλύσεις πραγματοποιούνται με διαστάσεις διατομής δοκού 40 cm x 80 cm. Η σειρά που ακολουθήθηκε κατά τις φάσεις εκσκαφής είναι παρόμοια με τις προηγούμενες αναλύσεις. Παρατίθεται απευθείας η γεωμετρική διάσταση του προβλήματος.



3.4 Παράθεση Αποτελεσμάτων Αναλύσεων - Ροπές Κάμψεως Ανοιγμάτων

Στη συγκεκριμένη παράγραφο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων υπό μορφή διαγραμμάτων και πινάκων. Οι αναλύσεις αφορούν τις ροπές κάμψεως των ανοιγμάτων του Α ορόφου του πλαισίου - κτιρίου, ανηγμένες ως προς την αρχική ροπή.

3.4.1. Ροπές κάμψεως ανοιγμάτων - Περίπτωση Εδάφους Ε1

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα για το εύκαμπτο και το δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο για την περίπτωση του Εδάφους Ε1.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ maxM / maxMo Α' ΟΡΟΦΟΥ (ΑΝΟΙΓΜΑ Α)			
	(Ε1) φ=15° & c=40 kPa			
	Κο=0.5		Κο=1.0	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,961	0,767	0,963	0,873
240	0,971	0,835	0,974	0,944
160	0,982	0,912	0,985	1,018
80	0,993	0,995	0,996	1,092

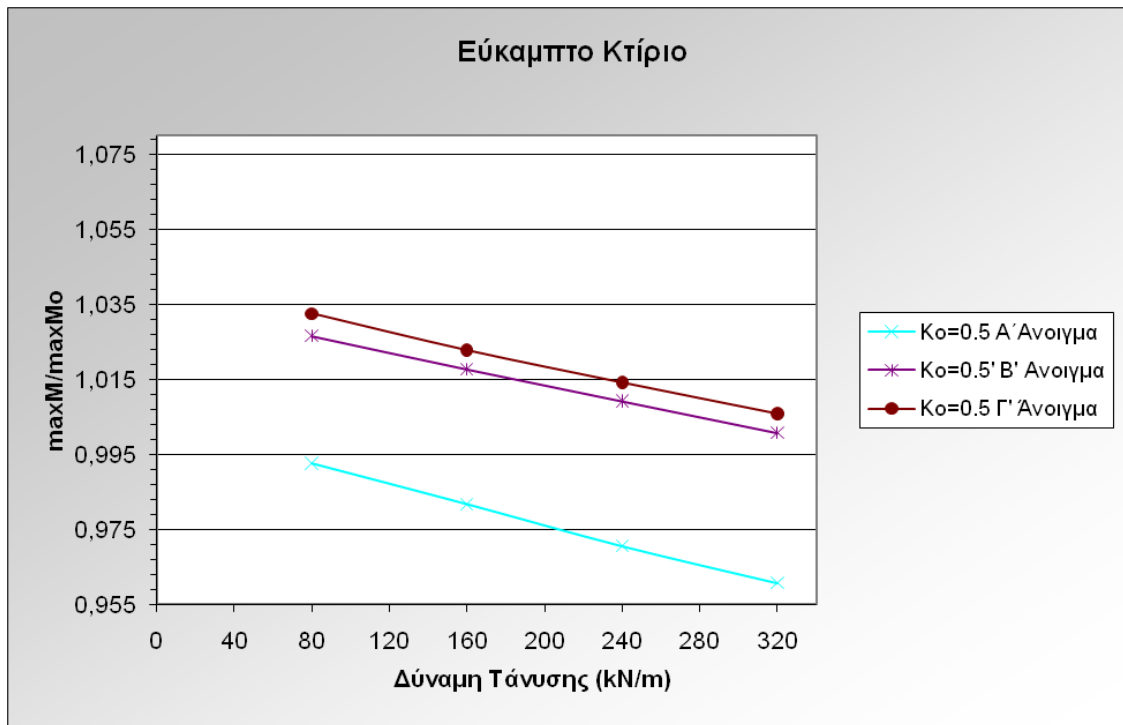
Πίνακας 3.1. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου, Α' Ανοίγματος για Κο=0.5 και Κο=1.0

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ maxM / maxMo Α' ΟΡΟΦΟΥ (ΑΝΟΙΓΜΑ Β)			
	(Ε1) φ=15° & c=40 kPa			
	Κο=0.5		Κο=1.0	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	1,001	0,834	1,022	1,040
240	1,009	0,918	1,031	1,124
160	1,018	1,003	1,040	1,214
80	1,027	1,099	1,050	1,303

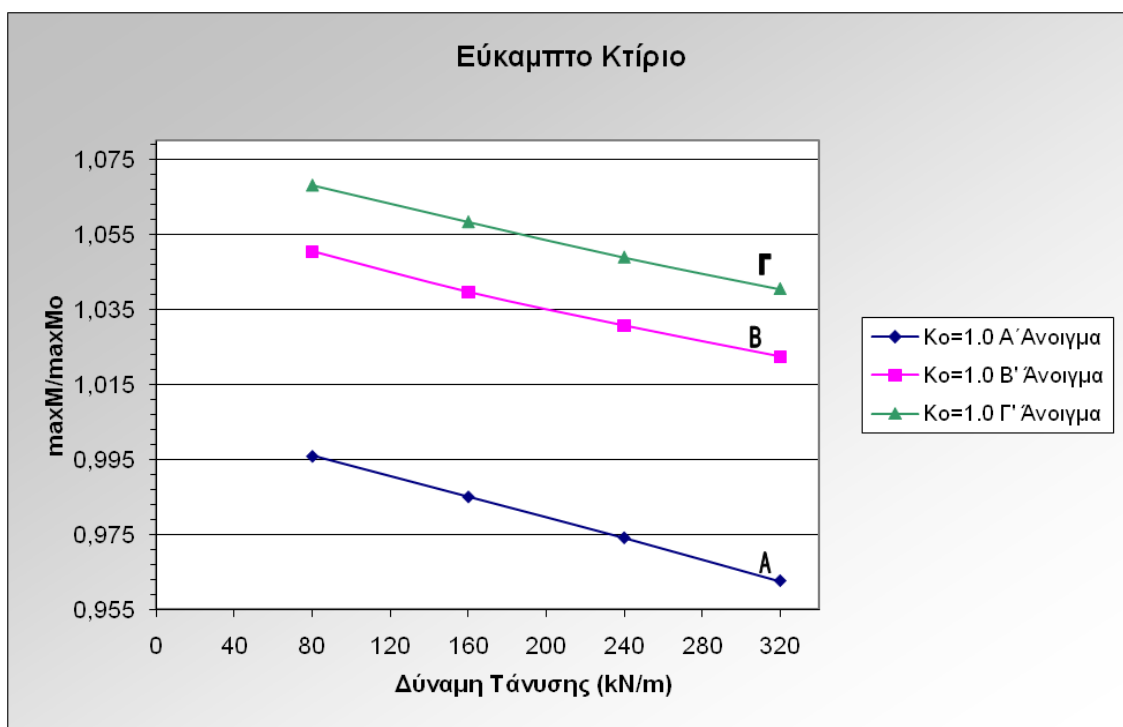
Πίνακας 3.2. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου, Β' Ανοίγματος για Κο=0.5 και Κο=1.0

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ maxM / maxMo Α' ΟΡΟΦΟΥ (ΑΝΟΙΓΜΑ Γ)			
	(Ε1) φ=15° & c=40 kPa			
	Κο=0.5		Κο=1.0	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	1,006	0,927	1,040	1,019
240	1,014	0,959	1,049	1,047
160	1,023	0,992	1,058	1,073
80	1,033	1,026	1,068	1,099

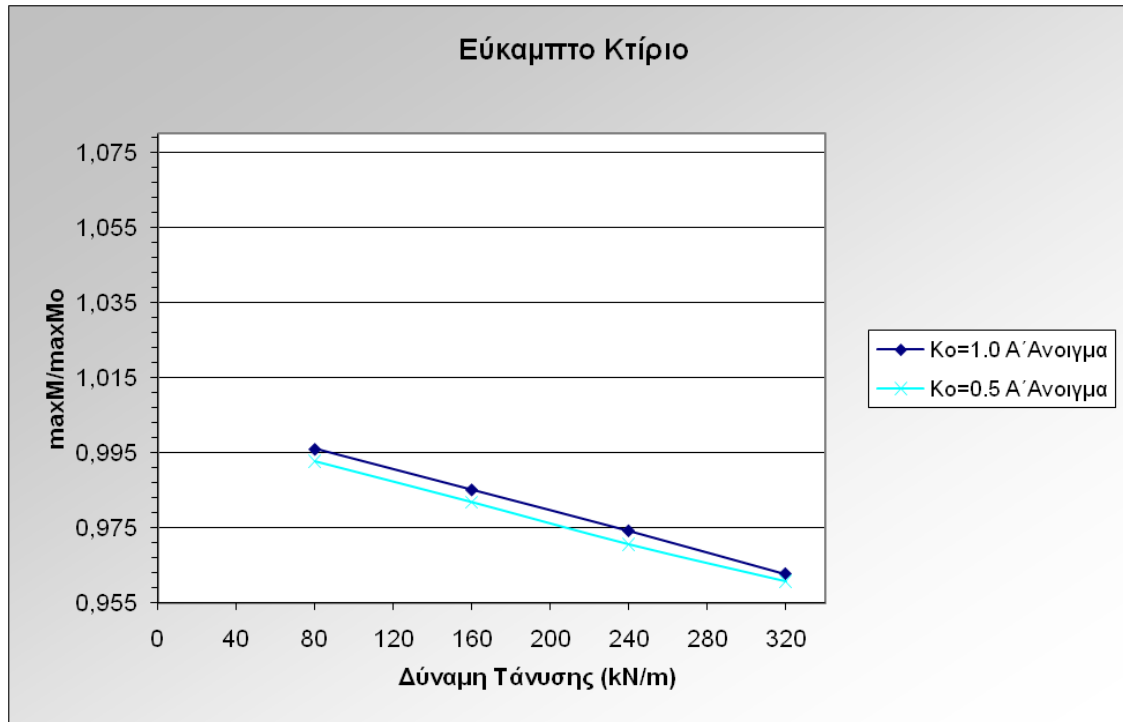
Πίνακας 3.3. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου, Γ' Ανοίγματος για Κο=0.5 και Κο=1.0



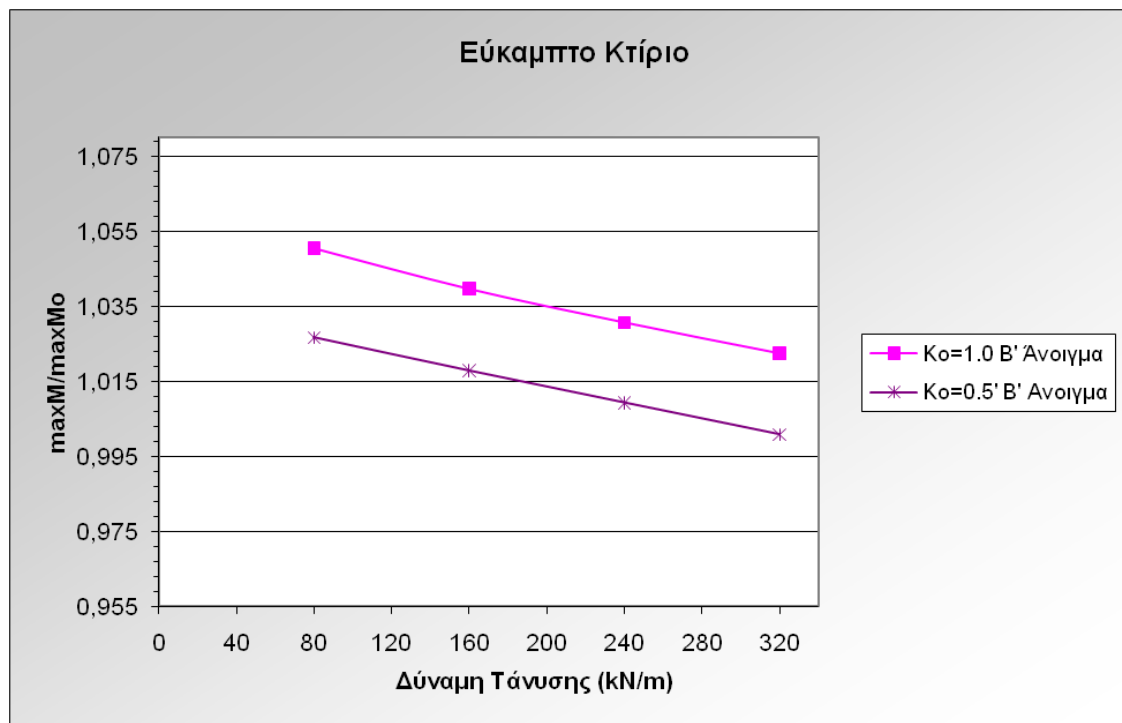
Διάγραμμα 3.1: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για $K_0=0.5$



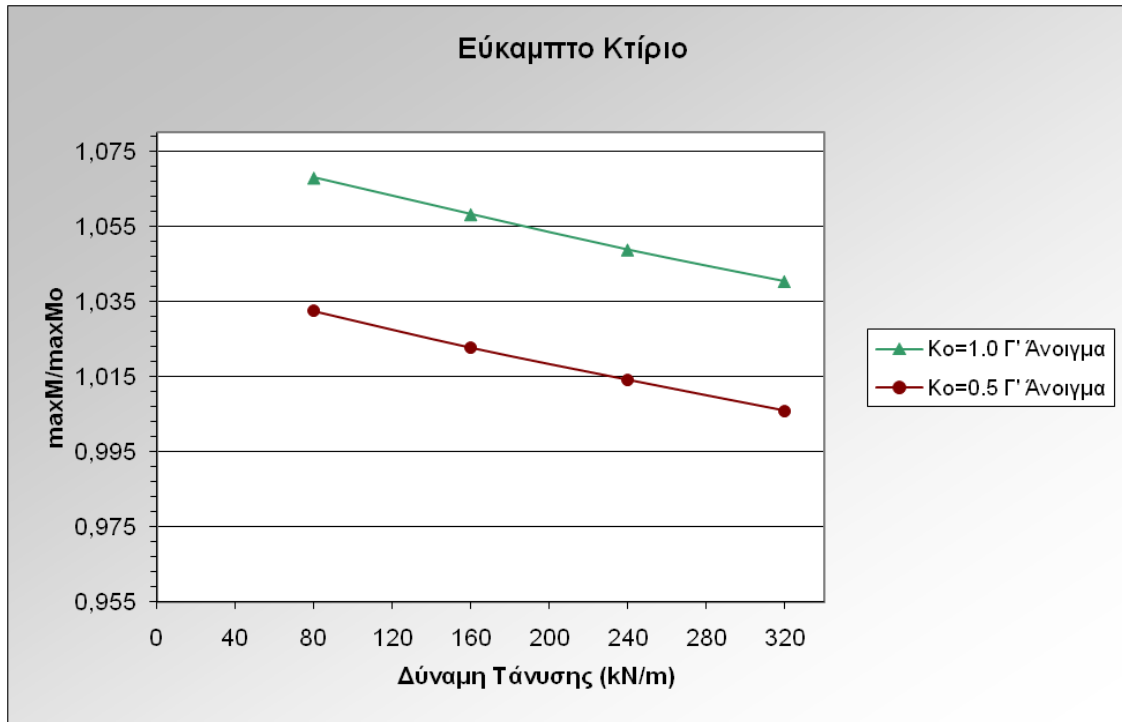
Διάγραμμα 3.2: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για $K_0=1.0$



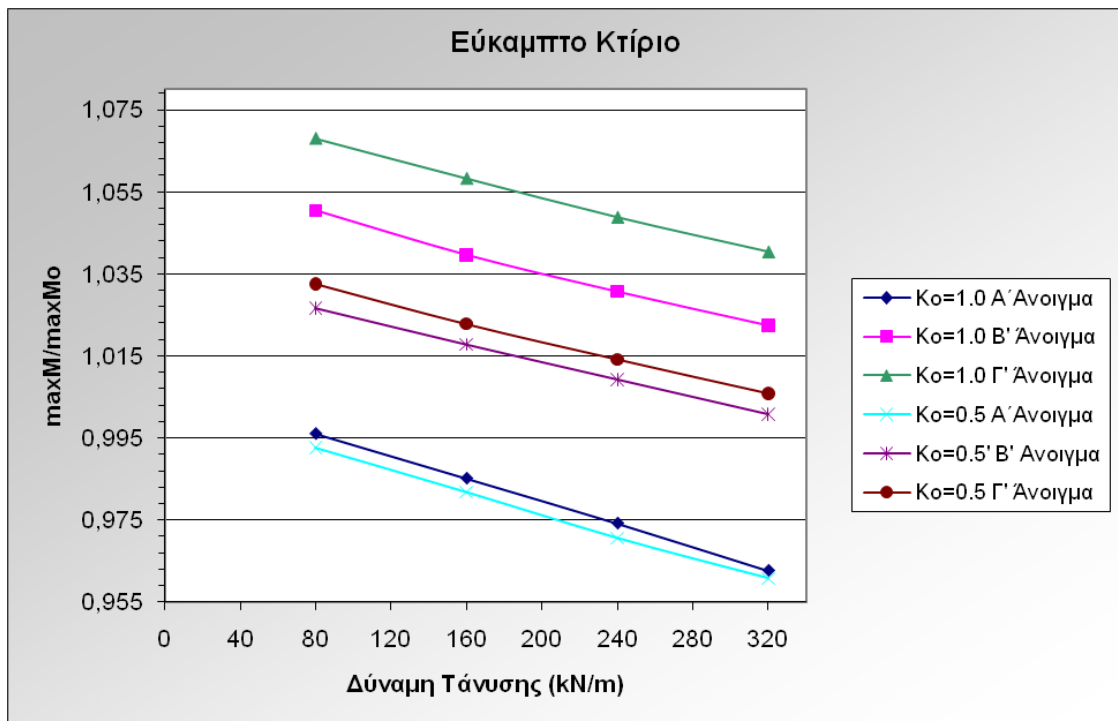
Διάγραμμα 3.3: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α Ορόφου, Α Ανοίγματος



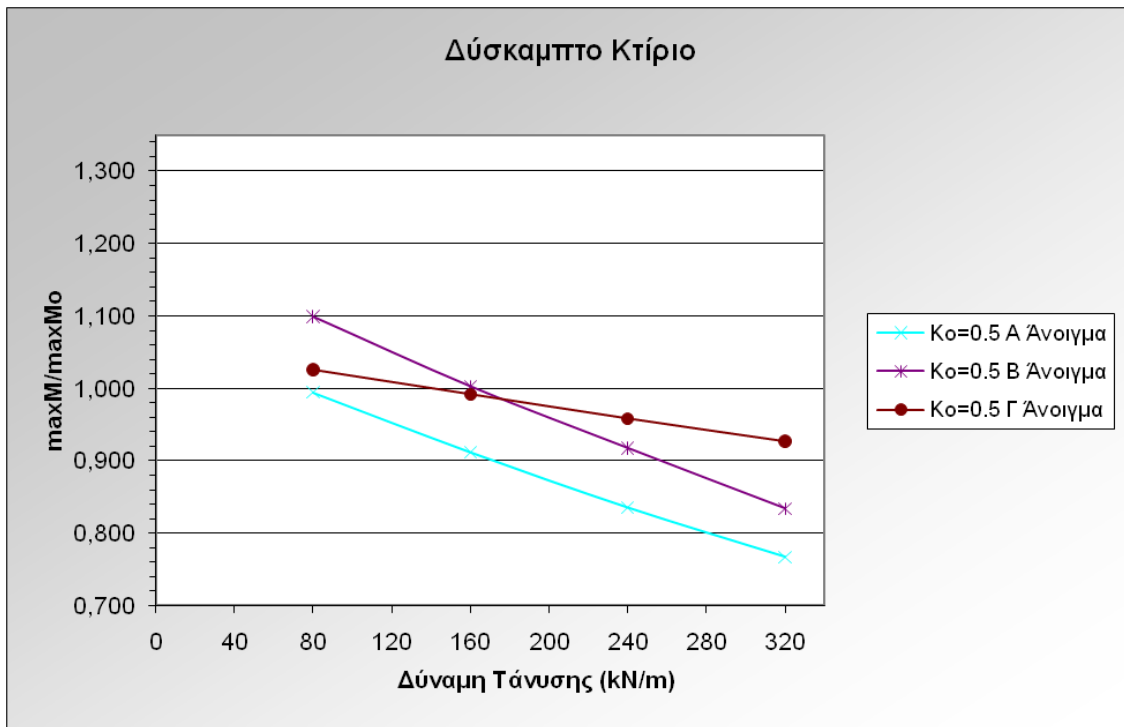
Διάγραμμα 3.4: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α Ορόφου, Β' Ανοίγματος



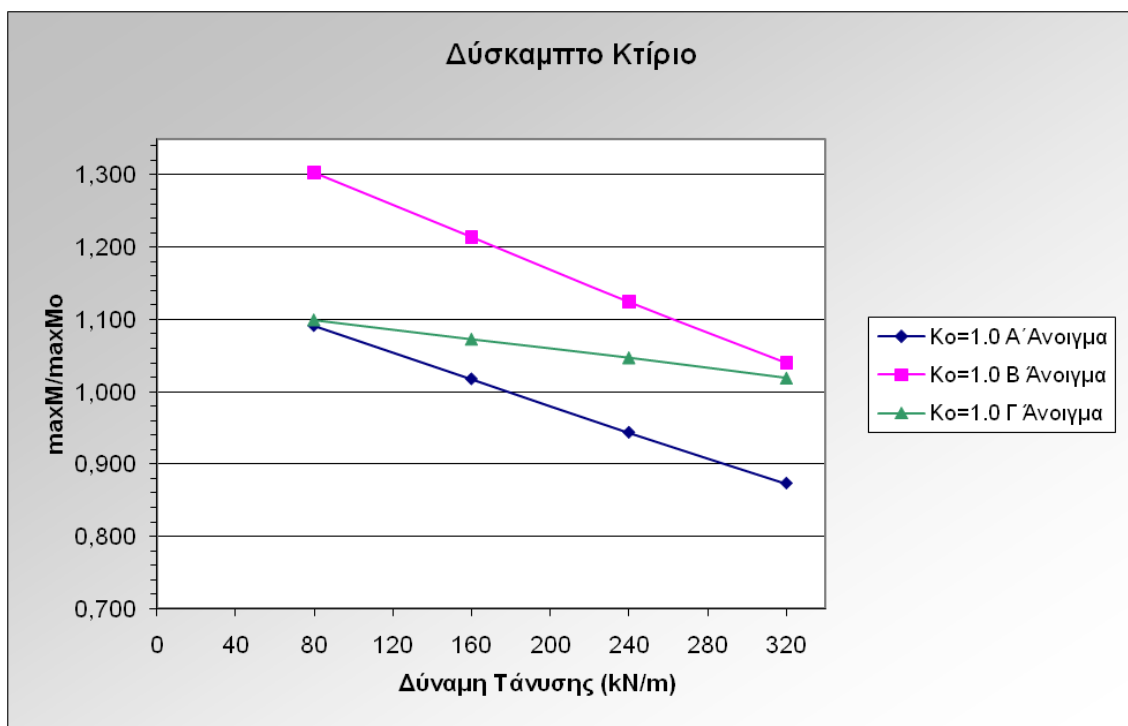
Διάγραμμα 3.5: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α Ορόφου, Γ' Ανοίγματος



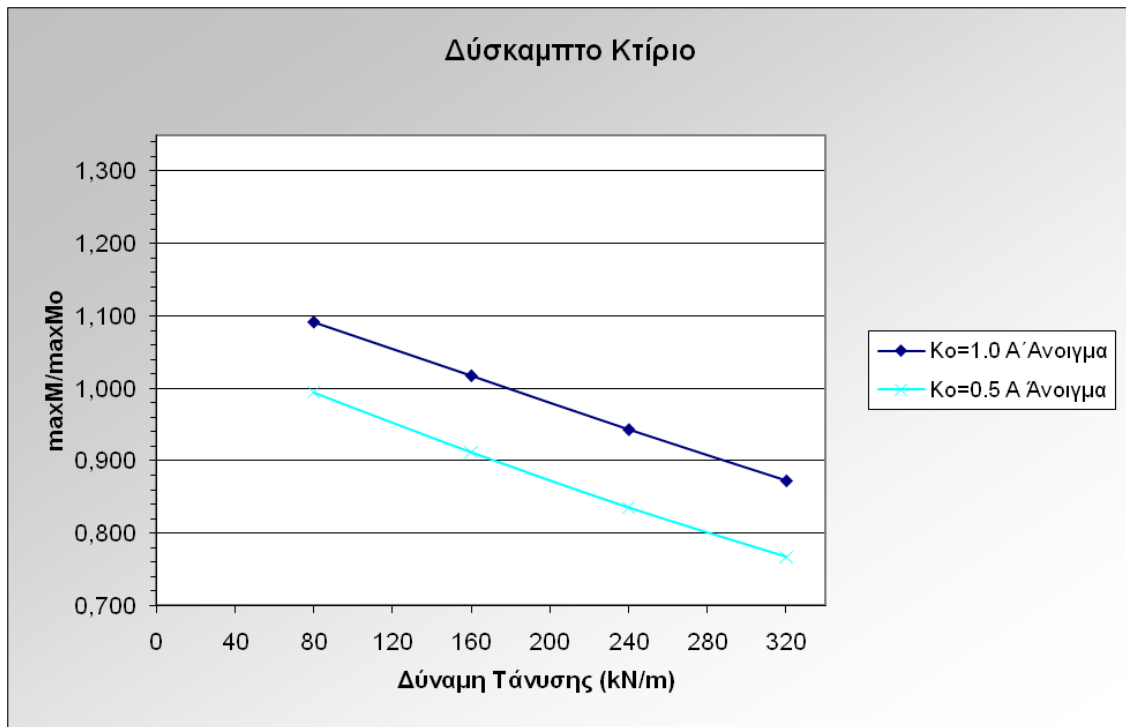
Διάγραμμα 3.6: Συγκεντρωτικό Διάγραμμα Λόγου Ροπών Κάμψεως για Ko=0.5 και Ko=1.0



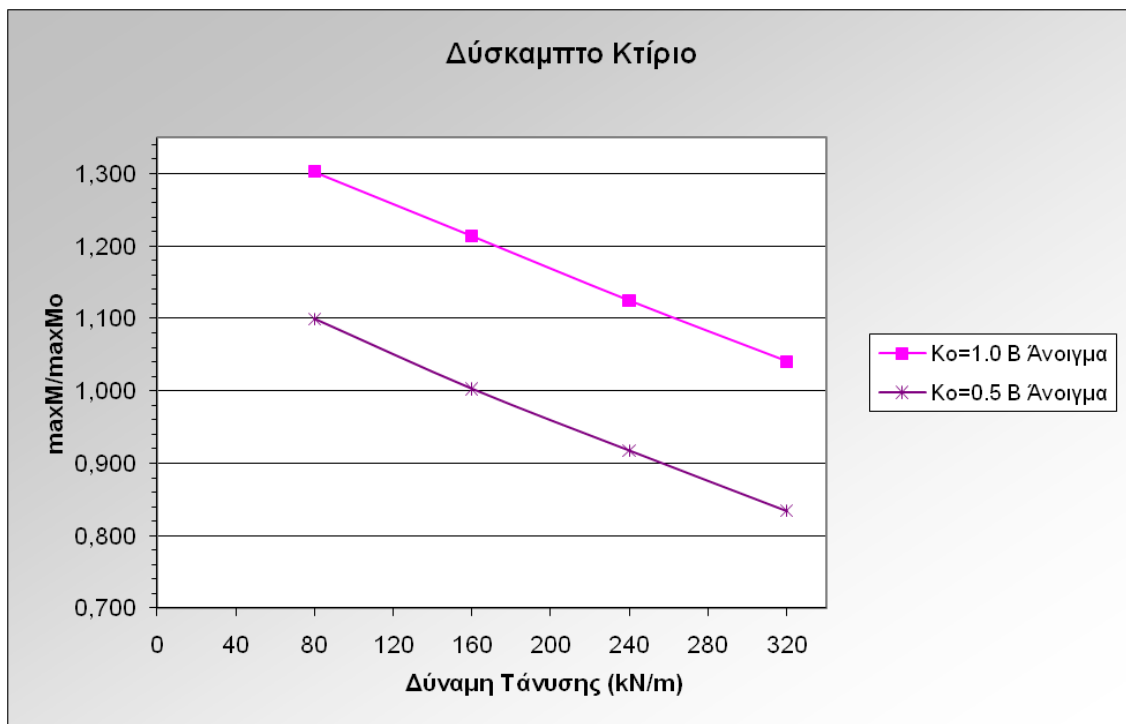
Διάγραμμα 3.7: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για $K_0=0.5$



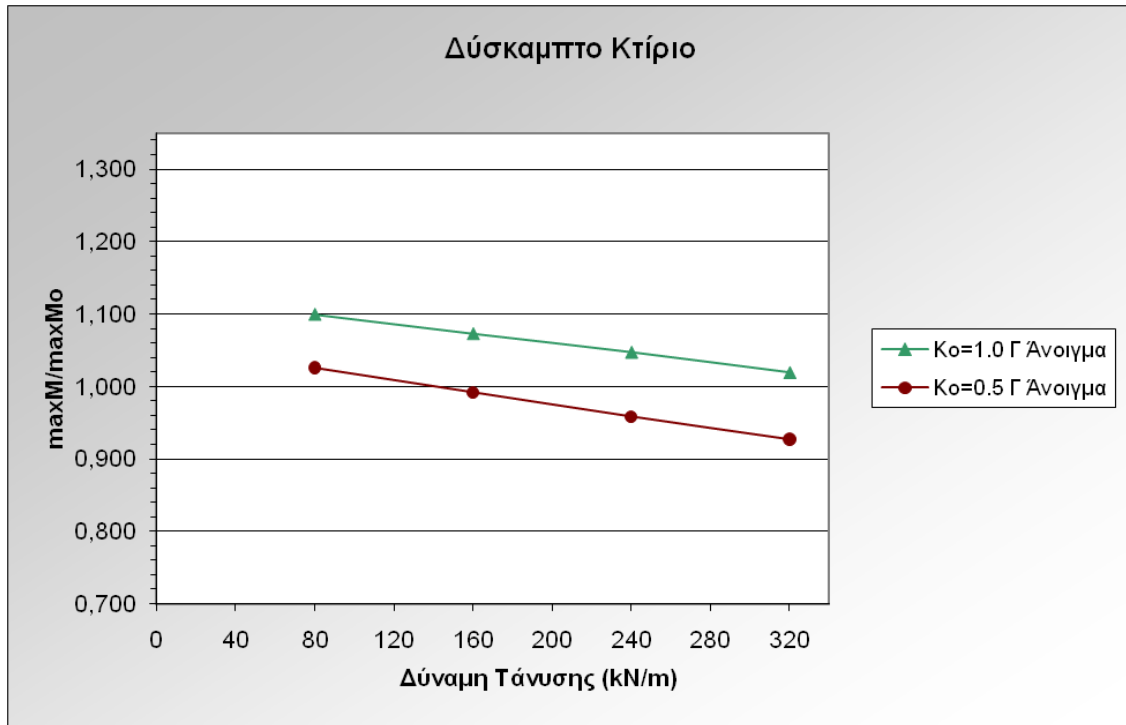
Διάγραμμα 3.8: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για $K_0=1.0$



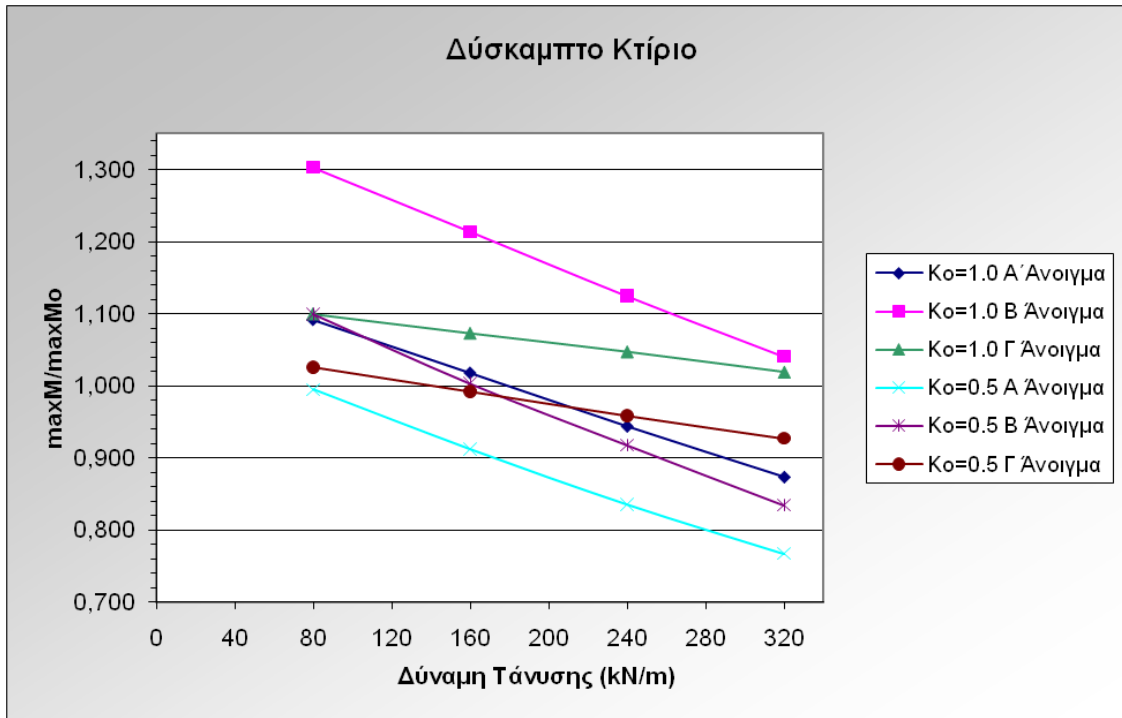
Διάγραμμα 3.9: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου, Α' Ανοίγματος



Διάγραμμα 3.10: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου, Β' Ανοίγματος



Διάγραμμα 3.11: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου, Γ' Ανοίγματος

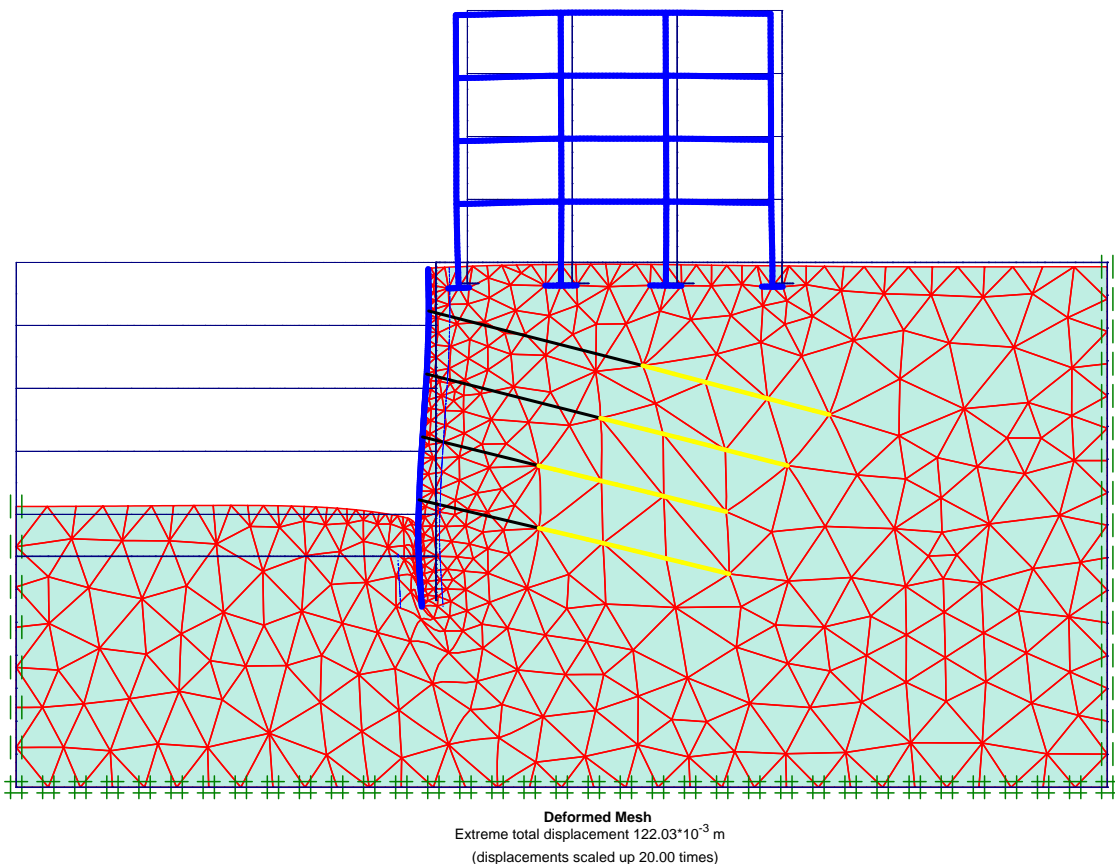


Διάγραμμα 3.12: Συγκεντρωτικό Διάγραμμα Λόγου Ροπών Κάμψεως για K₀=0.5 και K₀=1.0

Επί μέρους συμπεράσματα - Ροπή κάμψεως ανοίγματος

- Επιρροή της δύναμης προέντασης επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων

Μία πρώτη σύγκριση αφορά στη σχέση της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων με τη δύναμη προέντασης των αγκυριών της αντιστήριξης. Συγκρίνοντας το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο για $K_0=0.5$ και στα τρία ανοίγματα του Α' ορόφου του κτιρίου, ο λόγος της ροπής κάμψεως αυξάνεται καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης. Αυτό σημαίνει ότι η ροπή κάμψεως των ανοιγμάτων κατά την τελική φάση της εκσκαφής αυξάνεται συγκριτικά με την ροπή κάμψεως των ανοιγμάτων πριν την έναρξη της εκσκαφής για μικρότερη δύναμη προέντασης. Το συμπέρασμα αυτό είναι αναμενόμενο, καθώς για μικρότερη δύναμη προέντασης δίνεται περιθώριο για μεγαλύτερες παραμορφώσεις γεγονός που οδηγεί σε αύξηση των καταπονήσεων στο κτίριο και ταυτόχρονα, σε αύξηση των εντατικών μεγεθών. Η αύξηση αυτή σε καμία περίπτωση δεν υπερβαίνει το 5%.



Σχήμα 3.1. : Παραμορφωμένος κώνναβος για $K_0=0.5$ και $F=320$ kN / m

Ο λόγος δεν είναι σε όλα τα ανοίγματα μεγαλύτερος της μονάδας, γεγονός το οποίο σημαίνει ότι η ροπή κάμψεως κατά την τελική φάση, στην περίπτωση του ανοίγματος Α', είναι μικρότερη από την αρχική. Η διαφορά, πάντως, των ροπών κάμψεως δεν είναι πολύ μεγάλη, γεγονός που αποδεικνύεται από τις τιμές του λόγου τους οι οποίες είναι πολύ κοντά στην μονάδα.

Όσον αναφορά το δύσκαμπτο πλαίσιο – κτίριο, τα αποτελέσματα των αναλύσεων συνάδουν με αυτά του εύκαμπτου. Η διαφορά που παρατηρείται, είναι ότι στην περίπτωση του δύσκαμπτου κτιρίου, για $K_0=0.5$ όπως και προηγουμένως, η τελική ροπή είναι ελαφρώς μικρότερη από την αρχική σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις. Η μόνη σημαντική διαφορά που παρατηρείται είναι στην περίπτωση του Α' και Β' ανοίγματος για δύναμη προέντασης 320 kN / m , όπου ο λόγος των ροπών είναι 0.767 και 0.834 αντίστοιχα.

- Επιρροή της δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων

Το μέγεθος των ροπών που εμφανίζεται στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο είναι σαφώς μεγαλύτερο από αυτό που εμφανίζεται στο εύκαμπτο. Αυτό είναι λογικό καθώς αυξάνονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής των δοκών. Ο λόγος όμως των ροπών, για όλες τις δυνάμεις προέντασης, είναι μικρότερος στο δύσκαμπτο συγκριτικά με το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο. Αυτό σημαίνει ότι η διαφορά της ροπής της αρχικής φάσης με αυτήν της τελικής φάσης της εκσκαφής είναι μεγαλύτερη στο δύσκαμπτο κτίριο σε σχέση με το εύκαμπτο.

- Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων

Στη περίπτωση του εδάφους Ε1 επιλέχθηκε να διερευνηθούν δύο περιπτώσεις του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 . Μία περίπτωση για $K_0=0.5$ και μία περίπτωση για $K_0=1.0$. Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα, στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου, για όλες τις περιπτώσεις δυνάμεων αγκύρωσης, ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα. Η μεταβολή του λόγου των ροπών κυμαίνεται μεταξύ του 0.1% - 4.0%. Η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται στις περιπτώσεις όπου η δύναμη προέντασης T είναι μικρή, δηλαδή για $T=160 \text{ kN / m}$ και $T=80 \text{ kN / m}$.

Αντίθετα, στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο η διαφοροποίηση στο λόγο των ροπών είναι αισθητά μεγαλύτερη, φτάνοντας έως το 21% στην περίπτωση του Β' ανοίγματος για δύναμη προέντασης 80 kN / m . Το αποτέλεσμα αυτό είναι αναμενόμενο, εφόσον με την

αύξηση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_o αυξάνονται οι οριζόντιες παραμορφώσεις. Το γεγονός αυτό σε συνάρτηση με τη μικρή δύναμη προέκτασης, έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των μετακινήσεων του πασσάλου, που με τη σειρά του οδηγεί σε αύξηση των καθιζήσεων. Επομένως, λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου συγκριτικά με προηγουμένως, το κτίριο είναι σχεδιασμένο ώστε να μπορεί να αναπτύξει μικρότερες παραμορφώσεις, επομένως οι ροπές κάμψης των ανοιγμάτων είναι μεγαλύτερες.

3.4.2. Ροπές Κάμψης Ανοιγμάτων - Περίπτωση Εδάφους Ε2

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα για το εύκαμπτο και το δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο για την περίπτωση του Εδάφους Ε2. Όπως ήδη έχει αναφερθεί και φαίνεται και στους παρακάτω πίνακες, τα διατμητικά χαρακτηριστικά του Ε2 διαφοροποιούνται σε σχέση με αυτά του Ε1, με $\varphi=40^\circ$ και $c=10$ kPa.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΚΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ $\max M / \max M_o$ Α' ΟΡΟΦΟΥ (ΑΝΟΙΓΜΑ Α)			
	(Ε2) $\varphi=40^\circ$ & $c=10$ kPa			
	$K_o=0.3$		$K_o=0.5$	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,995	0,842	0,992	0,912
240	0,996	0,877	0,996	0,945
160	1,001	0,907	1,001	0,976
80	1,006	0,946	1,006	1,008

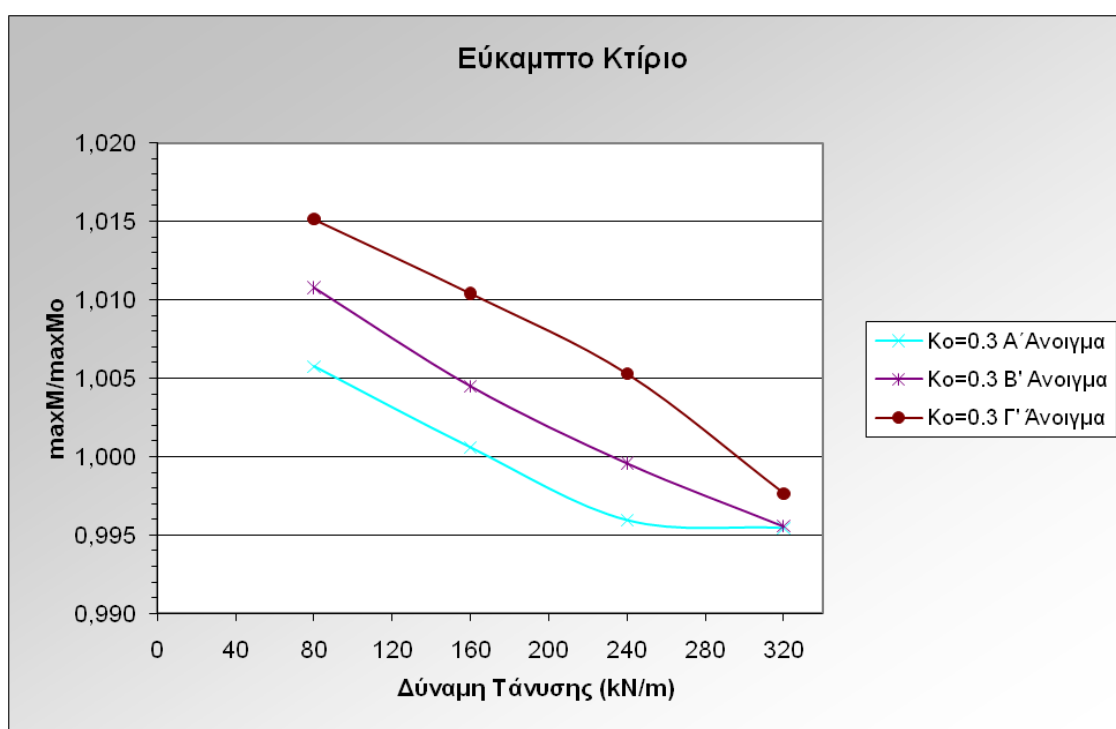
Πίνακας 3.4. : Λόγος ροπών κάμψης Α' Ορόφου Α' Ανοίγματος για $K_o=0.3$ και $K_o=0.5$

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΚΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ $\max M / \max M_o$ Α' ΟΡΟΦΟΥ (ΑΝΟΙΓΜΑ Β)			
	(Ε2) $\varphi=40^\circ$ & $c=10$ kPa			
	$K_o=0.3$		$K_o=0.5$	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,996	0,717	0,997	0,916
240	1,000	0,780	1,001	0,951
160	1,004	0,830	1,006	0,984
80	1,011	0,914	1,012	1,037

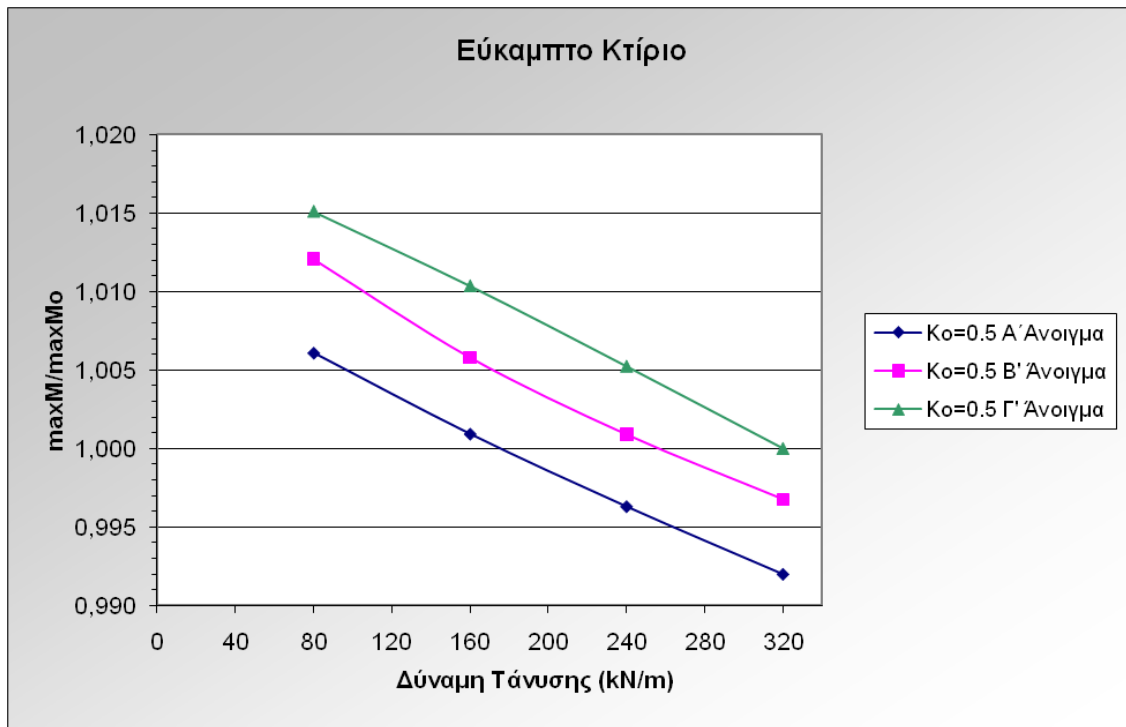
Πίνακας 3.5. : Λόγος ροπών κάμψης Α' Ορόφου Β' Ανοίγματος για $K_o=0.3$ και $K_o=0.5$

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ $\max M / \max M_0$ Α' ΟΡΟΦΟΥ (ΑΝΟΙΓΜΑ Γ)			
	(E2) $\varphi=40^\circ$ & $c=10$ kPa			
	K _o =0.3		K _o =0.5	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,998	0,853	1,000	0,991
240	1,005	0,883	1,005	0,999
160	1,010	0,902	1,010	1,000
80	1,015	0,954	1,015	1,015

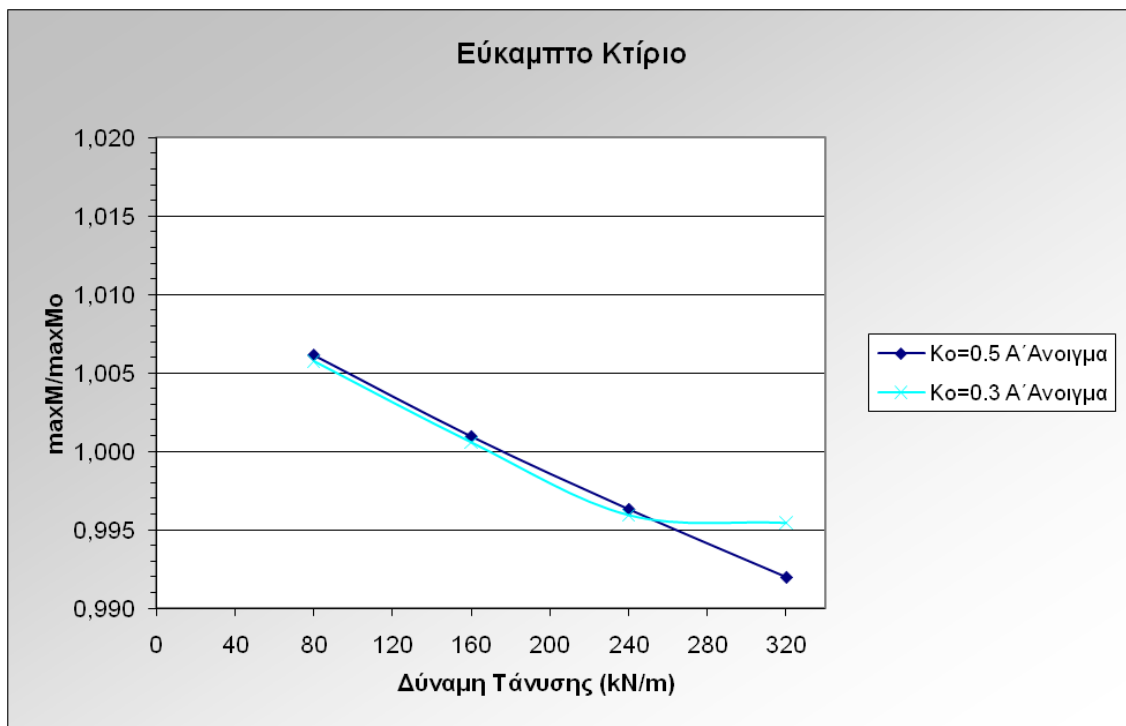
Πίνακας 3.6. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου Γ' Ανοίγματος για K_o=0.3 και K_o=0.5



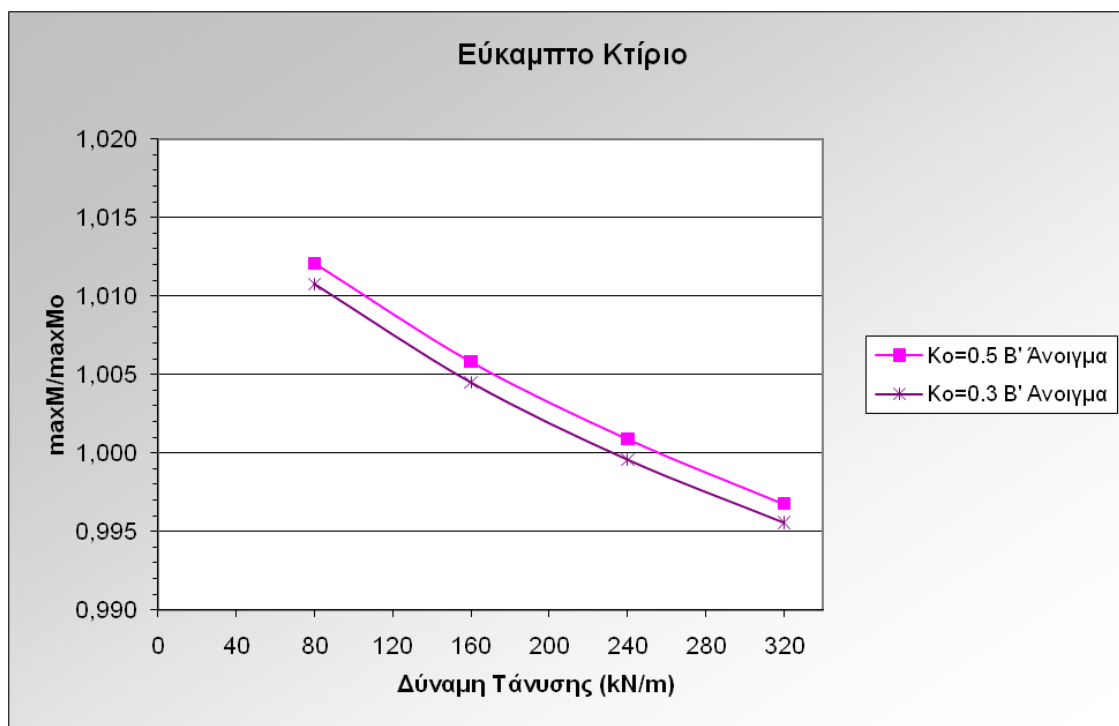
Διάγραμμα 3.13: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για K_o=0.3



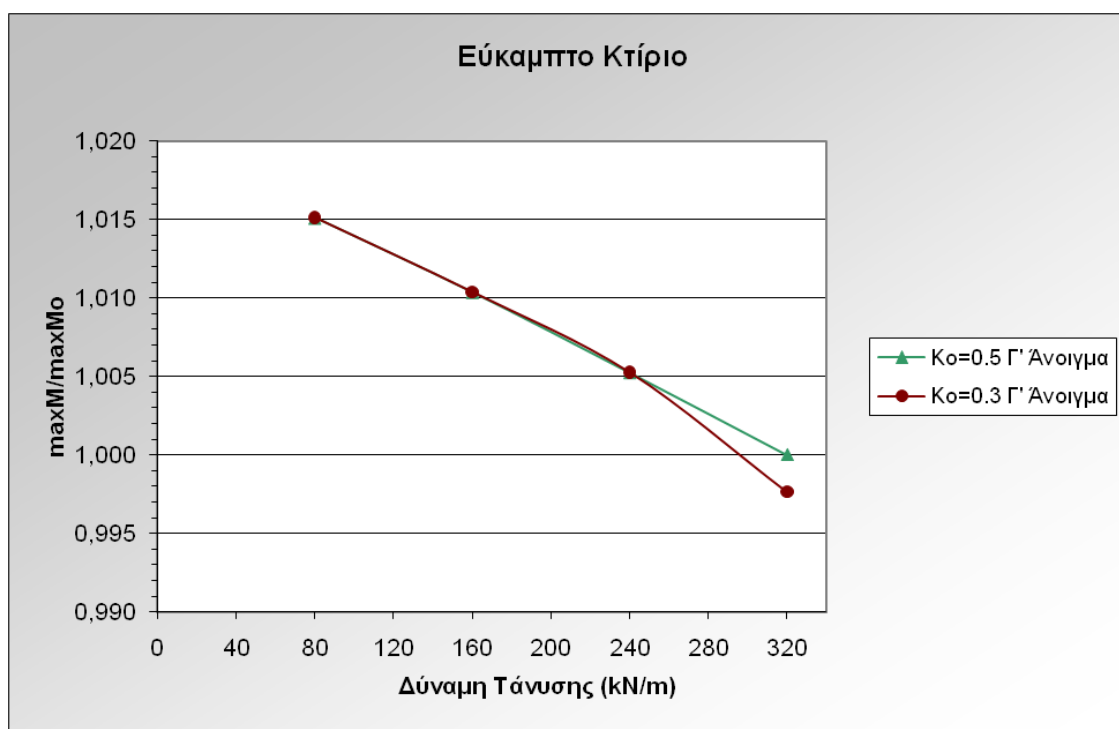
Διάγραμμα 3.14: Λόγος Ροπών Κάμψεως Πλαισίου - Κτιρίου για $K_o=0.5$



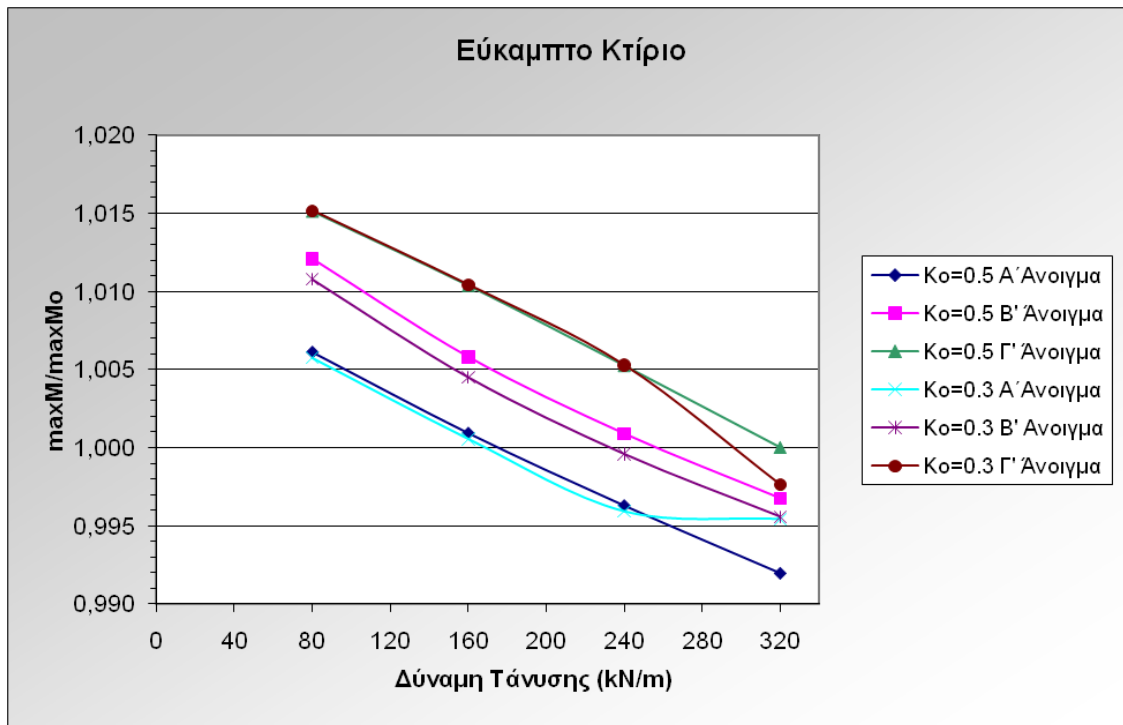
Διάγραμμα 3.15: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου, Α' Ανοίγματος



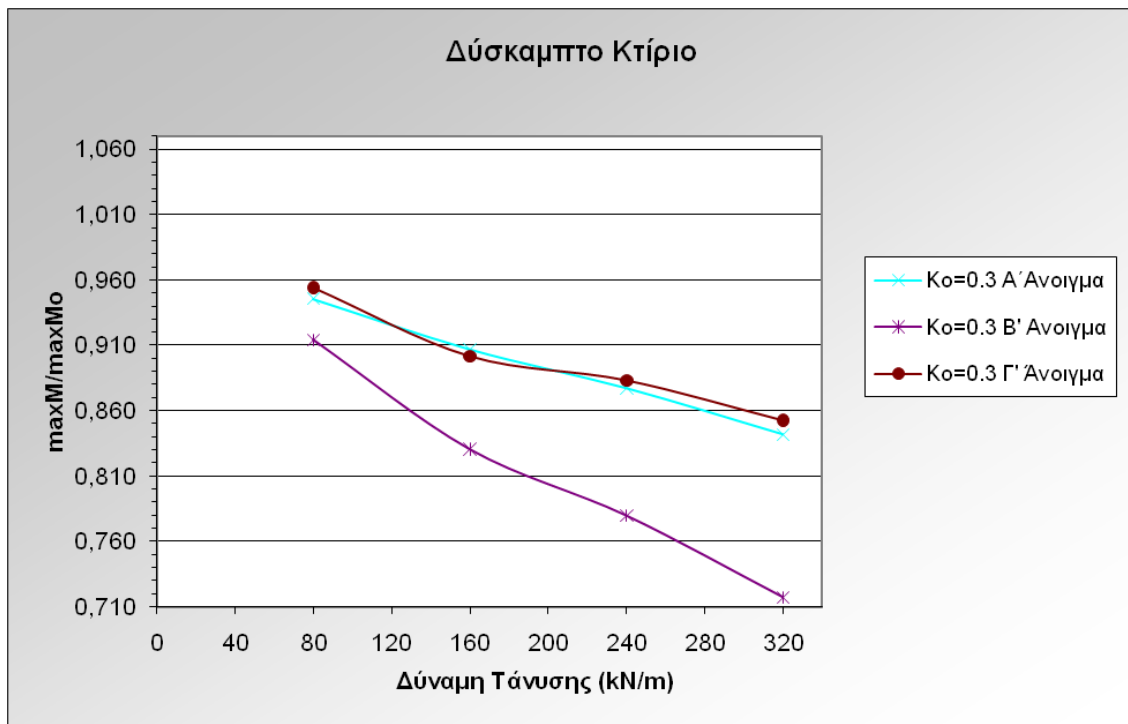
Διάγραμμα 3.16: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου, Β' Ανοίγματος



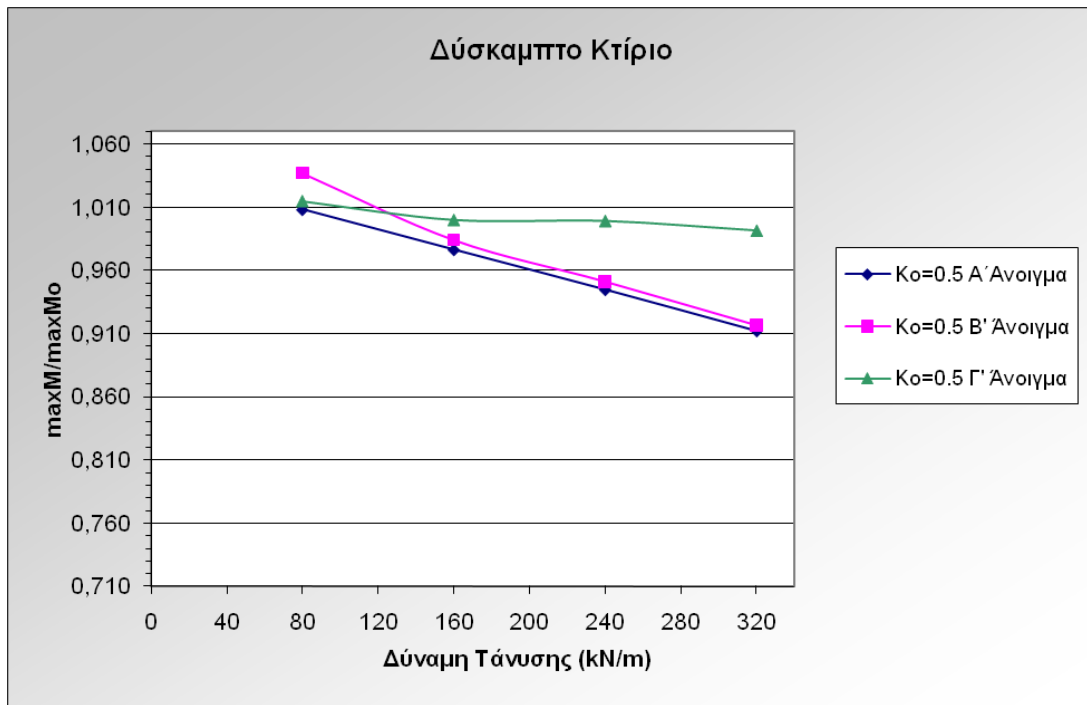
Διάγραμμα 3.17: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου, Γ' Ανοίγματος



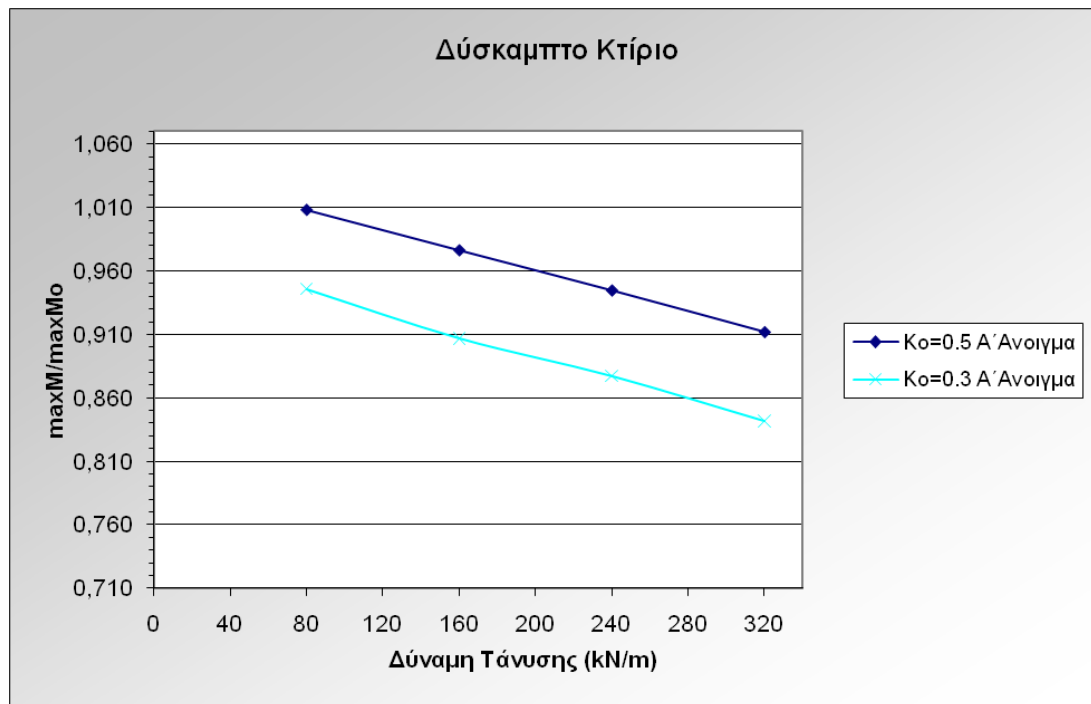
Διάγραμμα 3.18: Συγκεντρωτικό Διάγραμμα Λόγου Ροπών Κάμψεως για $K_o=0.3$ και $K_o=0.5$



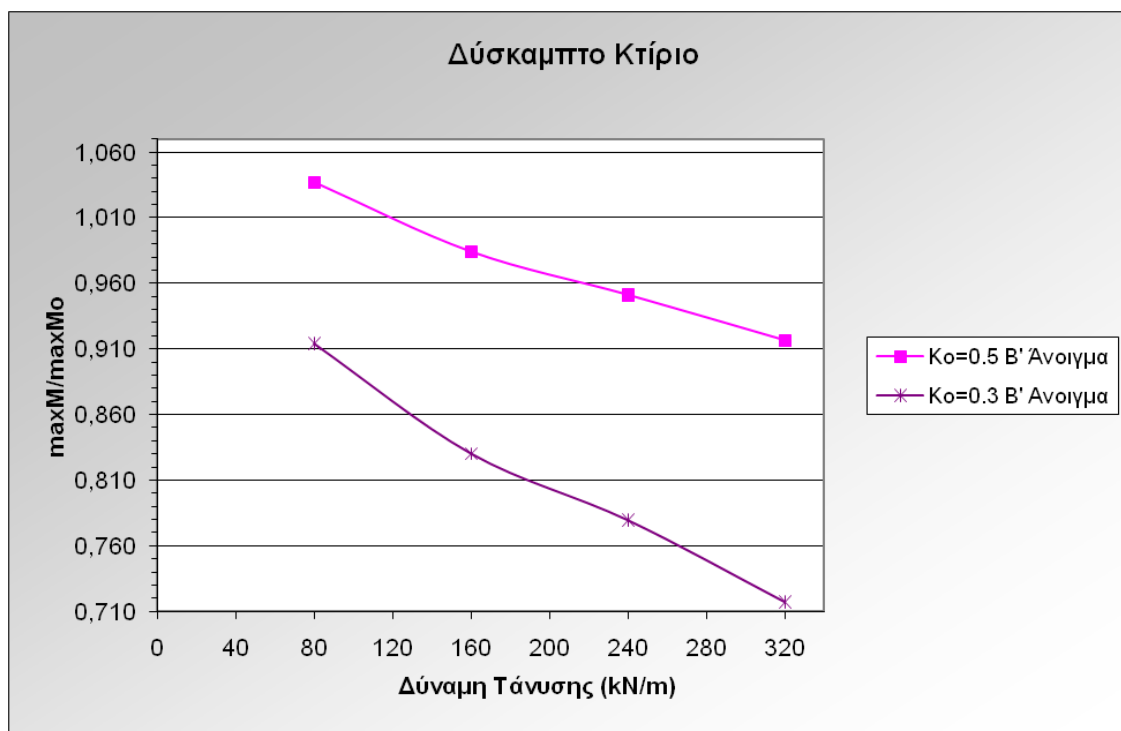
Διάγραμμα 3.19: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για $K_o=0.3$



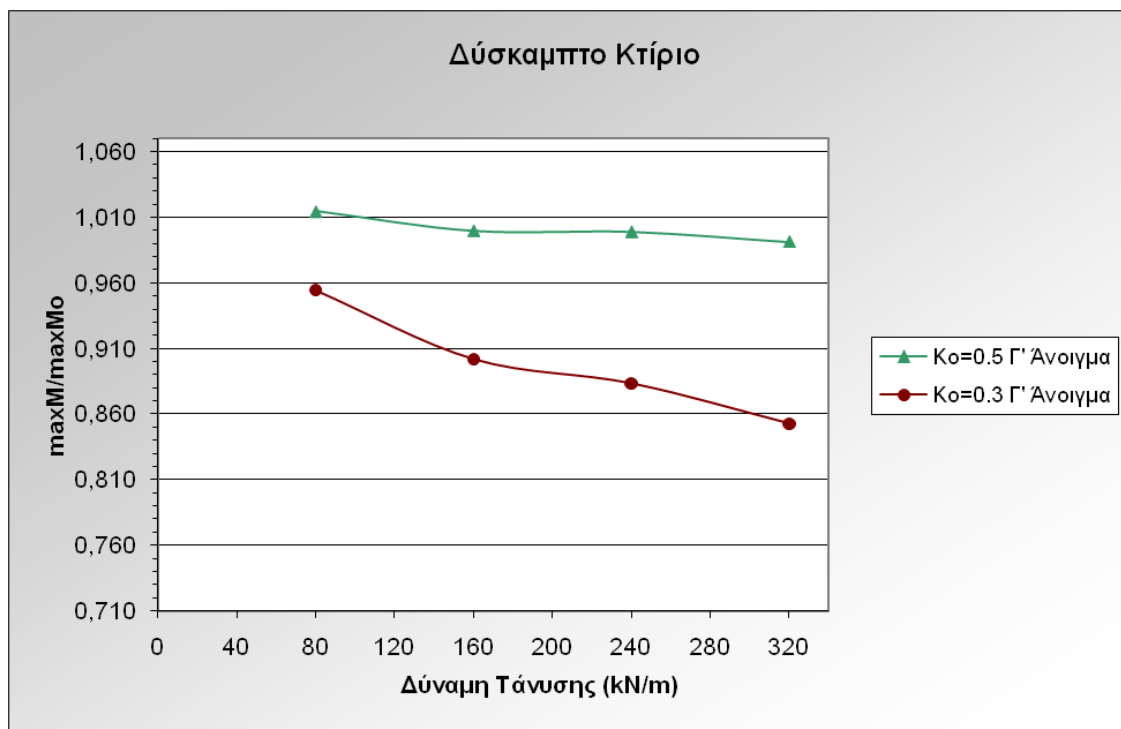
Διάγραμμα 3.20: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για $K_o = 0.5$



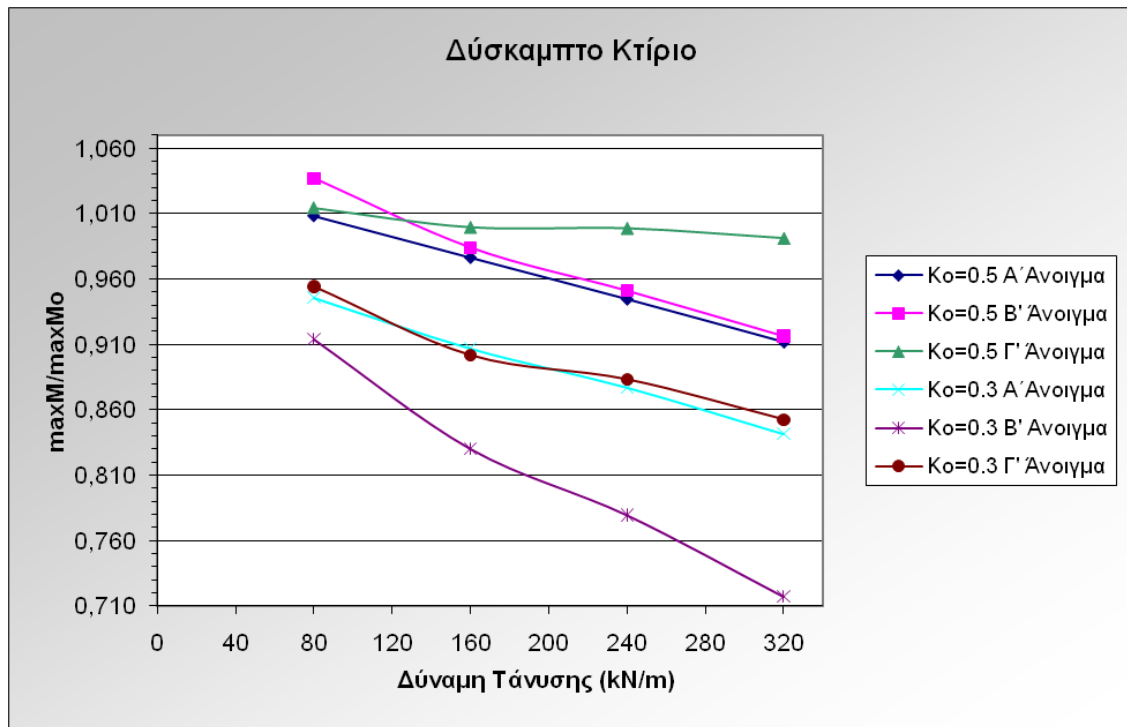
Διάγραμμα 3.21: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου, Α' Ανοιγματος



Διάγραμμα 3.22: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α΄ Ορόφου, Β΄ Ανοίγματος



Διάγραμμα 3.23: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α΄ Ορόφου, Γ΄ Ανοίγματος



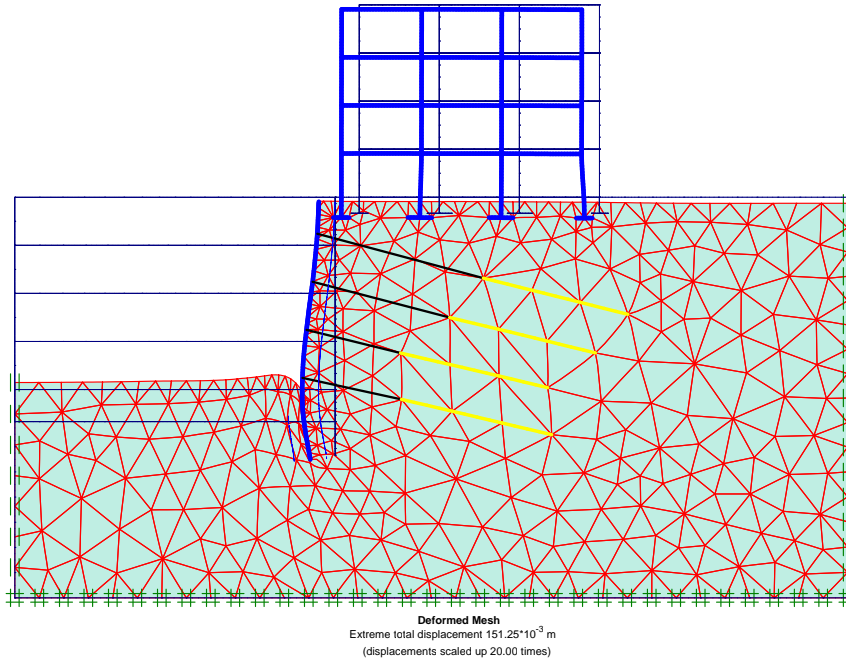
Διάγραμμα 3.24: Συγκεντρωτικό Διάγραμμα Λόγου Ροπών Κάμψεως για $K_o = 0.3$ και $K_o = 0.5$

Επί μέρους συμπεράσματα - Ροπή κάμψεως ανοιγμάτων

- Επιρροή της δύναμης προέντασης επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων

Συγκρίνοντας το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο για $K_o=0.3$ και στα τρία ανοίγματα του Α' ορόφου του κτιρίου, ο λόγος της ροπής κάμψεως αυξάνεται καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης. Αυτό σημαίνει ότι η ροπή κάμψεως των ανοιγμάτων κατά την τελική φάση της εκσκαφής αυξάνεται συγκριτικά με τη ροπή κάμψεως των ανοιγμάτων πριν την έναρξη της εκσκαφής για μικρότερη δύναμη προέντασης. Στην περίπτωση του E2 οι αυξομειώσεις του λόγου είναι πάρα πολύ μικρές, της τάξεως του 0.1% - 1.5%. Οι πολύ μικρές αυτές διαφορές, οι οποίες είναι μικρότερες και από αυτές του E1, οφείλονται κυρίως στη βελτίωση των διατμητικών χαρακτηριστικών του εδάφους.

Ο λόγος δεν είναι σε όλα τα ανοίγματα μεγαλύτερος της μονάδας, γεγονός το οποίο σημαίνει ότι η ροπή κάμψεως κατά την τελική φάση, στην περίπτωση του ανοίγματος Α', είναι μικρότερη από αυτήν της αρχικής. Η διαφορά, πάντως, των ροπών κάμψεως δεν είναι πολύ μεγάλη, γεγονός που αποδεικνύεται από τις τιμές του λόγου των ροπών οι οποίες είναι πάρα πολύ κοντά στη μονάδα.



Σχήμα 3.2. : Παραμορφωμένος κάναβος Δύσκαμπτου Κτιρίου για $K_0=1.0$
 $F=320 \text{ kN/m}$

Όσον αναφορά το δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο για το ίδιο $K_0 = 0.3$, τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται αρκετά διαφοροποιημένα. Ο λόγος των ροπών και στα τρία ανοίγματα για όλες τις δυνάμεις προέντασης είναι μικρότερος της μονάδας. Αυτό σημαίνει ότι η τελική ροπή είναι μικρότερη από την αρχική με ποσοστό που στην περίπτωση του Β' Ανοίγματος φτάνει έως και το 30%.

- Επιρροή της δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων

Το μέγεθος των ροπών που εμφανίζεται στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο είναι σαφώς μεγαλύτερο από αυτό που εμφανίζεται στο εύκαμπτο. Αυτό είναι λογικό, καθώς αυξάνονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής των δοκών. Ο λόγος όμως των ροπών, για όλες τις δυνάμεις προέντασης, είναι μικρότερος στο δύσκαμπτο συγκριτικά με το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο. Το γεγονός αυτό σημαίνει ότι η διαφορά της ροπής που αναπτύσσεται κατά την αρχική φάση εκσκαφής με αυτήν της τελικής φάσης της εκσκαφής είναι μεγαλύτερη στο δύσκαμπτο κτίριο σε σχέση με το εύκαμπτο. Αυτό συμπεραίνεται από το γεγονός ότι το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο έχει μεγαλύτερη δυνατότητα να παραμορφώνεται συγκριτικά με το δύσκαμπτο.

- Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_o επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων

Όπως και στην περίπτωση του E1, έτσι και στο E2, επιλέχθηκε να ερευνηθούν δύο περιπτώσεις του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_o . Μία περίπτωση για $K_o=0.3$ και μία περίπτωση για $K_o=0.5$. Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα, στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου, για όλες τις περιπτώσεις δυνάμεων αγκύρωσης, ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων δεν επηρεάζει σχεδόν καθόλου τα αποτελέσματα. Η μεταβολή του λόγου των ροπών κυμαίνεται μεταξύ του 0.0% - 0.2%.

Αντίθετα, στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο η διαφοροποίηση στο λόγο των ροπών είναι αισθητά μεγαλύτερη, φτάνοντας έως το 20% στην περίπτωση του Β' ανοίγματος για δύναμη προέντασης 80 kN / m. Το αποτέλεσμα αυτό είναι αναμενόμενο, εφόσον με την αύξηση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_o αυξάνονται οι οριζόντιες παραμορφώσεις. Αυτό σε συνάρτηση με τη μικρή δύναμη προέντασης, έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των μετακινήσεων του πασσάλου που με τη σειρά του οδηγεί σε αύξηση των καθιζήσεων. Επομένως, λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου συγκριτικά με προηγούμενως, το κτίριο είναι σχεδιασμένο ώστε να μπορεί να αναπτύξει μικρότερες παραμορφώσεις, επομένως οι ροπές κάμψεως των ανοιγμάτων είναι μεγαλύτερες.

Σύγκριση αποτελεσμάτων E1 και E2 - Ροπή Κάμψεως Ανοιγμάτων

Από τα επιμέρους συμπεράσματα για κάθε τύπο εδάφους, παρατηρείται ότι το πλαίσιο - κτίριο συμπεριφέρεται με τον ίδιο περίπου τρόπο και για τους δύο τύπους δυσκαμψίας. Αν και δεν μπορεί να γίνει απόλυτη σύγκριση των αποτελεσμάτων λόγω των διαφορετικών K_o που επιλέχθηκαν, παρόλα αυτά μπορεί να γίνει μια εκτίμηση για το κοινό $K_o = 0.5$.

Και στις δύο περιπτώσεις εδαφών, τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η αύξηση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_o , στην περίπτωση του εύκαμπτου κτιρίου, δεν έπαιξε σημαντικό ρόλο στην αυξομείωση του λόγου των ροπών κάμψεως των ανοιγμάτων. Αντίθετα, στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο η διαφοροποίηση στο λόγο των ροπών είναι αρκετά μεγαλύτερη. Η πιο σημαντική διαφορά εμφανίζεται και στις δύο περιπτώσεις στο Β' άνοιγμα για δύναμη προέντασης 80 kN / m.

Επιπλέον, η επιρροή της δύναμης προέντασης λειτουργεί ακριβώς με τον ίδιο τρόπο και στους δύο τύπους εδαφών. Αυτό σημαίνει ότι καθώς αυξάνεται η δύναμη προέντασης μειώνονται οι παραμορφώσεις, επομένως μειώνεται και ο λόγος των ροπών των

ανοιγμάτων. Σαφώς, στην περίπτωση του E2, όπου τα διατμητικά χαρακτηριστικά εμφανίζονται πιο βελτιωμένα, για τις μικρότερες δυνάμεις προέντασης ο λόγος των ροπών κάμψεως εμφανίζεται πιο βελτιωμένος για τον ίδιο συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K_o = 0.5$.

3.5 Παράθεση Αποτελεσμάτων Αναλύσεων - Ροπές Κάμψεως Στηρίξεων

Στη συγκεκριμένη παράγραφο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων υπό μορφή διαγραμμάτων και πινάκων. Οι αναλύσεις αφορούν στις ροπές κάμψεως των στηρίξεων του Α ορόφου του πλαισίου - κτιρίου, ανηγμένες ως προς την αρχική ροπή. Η αρίθμηση των στηρίξεων έγινε ξεκινώντας από αριστερά με τη στήριξη Α που βρίσκεται πιο κοντά στην εκσκαφή και ακολουθούν οι Β, Γ και Δ, η οποία είναι αυτή που έχει τη μεγαλύτερη απόσταση από την εκσκαφή.

3.5.1 Ροπές κάμψεως στηρίξεων - Περίπτωση Εδάφους E1

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα για το εύκαμπτο και το δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο για την περίπτωση του Εδάφους E1.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ $\max M / \max M_o$ Α' ΣΤΗΡΙΞΗ (Α' ΟΡΟΦΟΥ)			
	(E1) $\varphi=15^\circ$ & $c=40$ kPa			
	$K_o=0.5$		$K_o=1.0$	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,933	0,893	0,973	0,971
240	0,941	0,894	0,978	0,961
160	0,950	0,898	0,984	0,955
80	0,965	0,910	0,990	0,948

Πίνακας 3.7. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου Α' Στηρίξεως για $K_o=0.5$ και $K_o=1.0$

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ $\max M / \max M_0$ Β' ΣΤΗΡΙΞΗ (Α' ΟΡΟΦΟΥ)			
	(E1) $\varphi=15^\circ$ & $c=40$ kPa			
	K _o =0.5		K _o =1.0	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,997	1,312	0,919	1,673
240	0,976	1,033	0,900	1,419
160	0,955	0,752	0,879	1,338
80	0,929	0,440	0,858	1,615

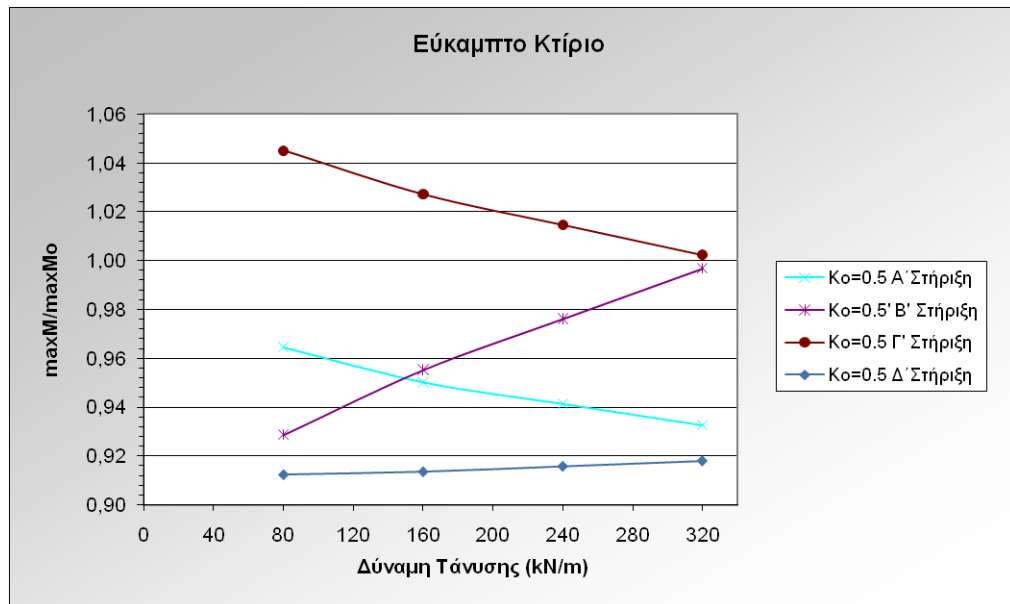
Πίνακας 3.8. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου Β' Στηρίξεως για K_o=0.5 και K_o=1.0

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ $\max M / \max M_0$ Γ' ΣΤΗΡΙΞΗ (Α' ΟΡΟΦΟΥ)			
	(E1) $\varphi=15^\circ$ & $c=40$ kPa			
	K _o =0.5		K _o =1.0	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	1,002	1,255	1,059	1,476
240	1,015	1,248	1,069	1,472
160	1,027	1,235	1,082	1,495
80	1,045	1,242	1,094	1,512

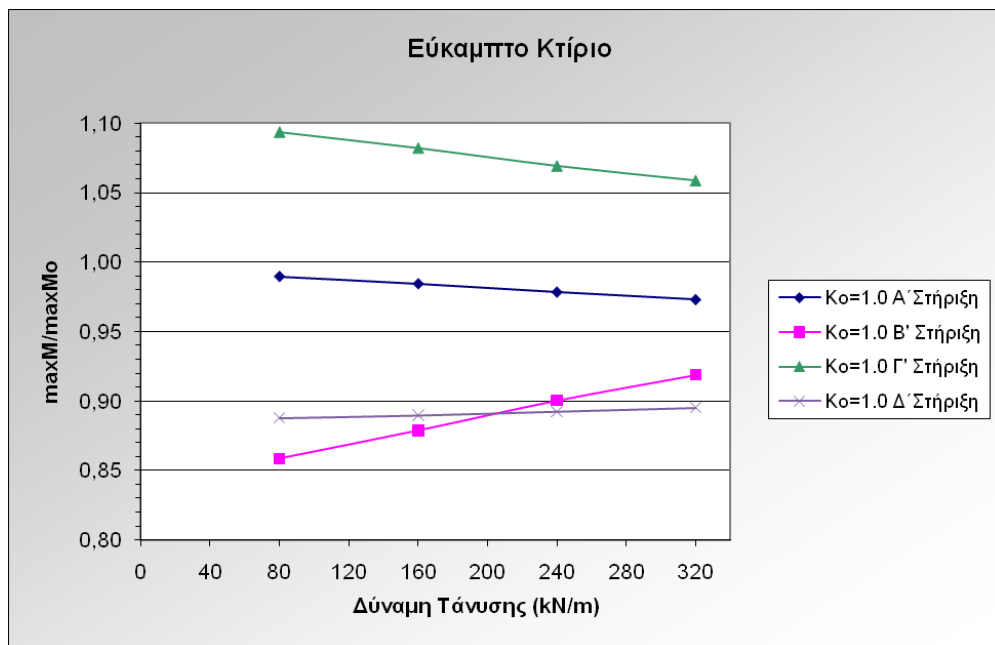
Πίνακας 3.9. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου Γ' Στηρίξεως για K_o=0.5 και K_o=1.0

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ $\max M / \max M_0$ Δ' ΣΤΗΡΙΞΗ (Α' ΟΡΟΦΟΥ)			
	(E1) $\varphi=15^\circ$ & $c=40$ kPa			
	K _o =0.5		K _o =1.0	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,918	0,768	0,895	0,606
240	0,916	0,741	0,893	0,574
160	0,914	0,720	0,890	0,535
80	0,912	0,696	0,888	0,497

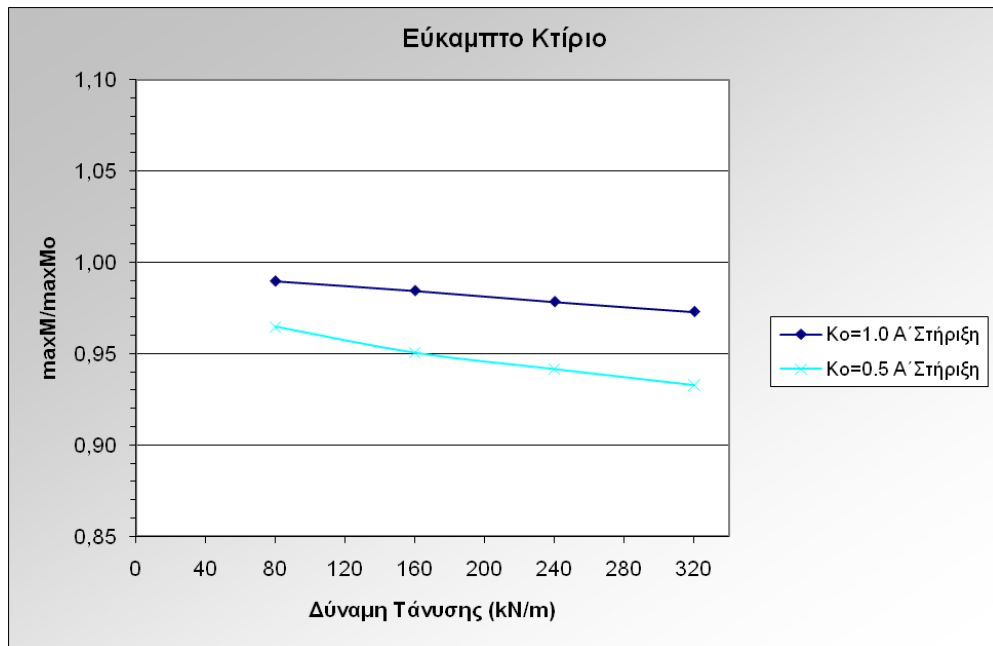
Πίνακας 3.10. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου Δ' Στηρίξεως για K_o=0.5 και K_o=1.0



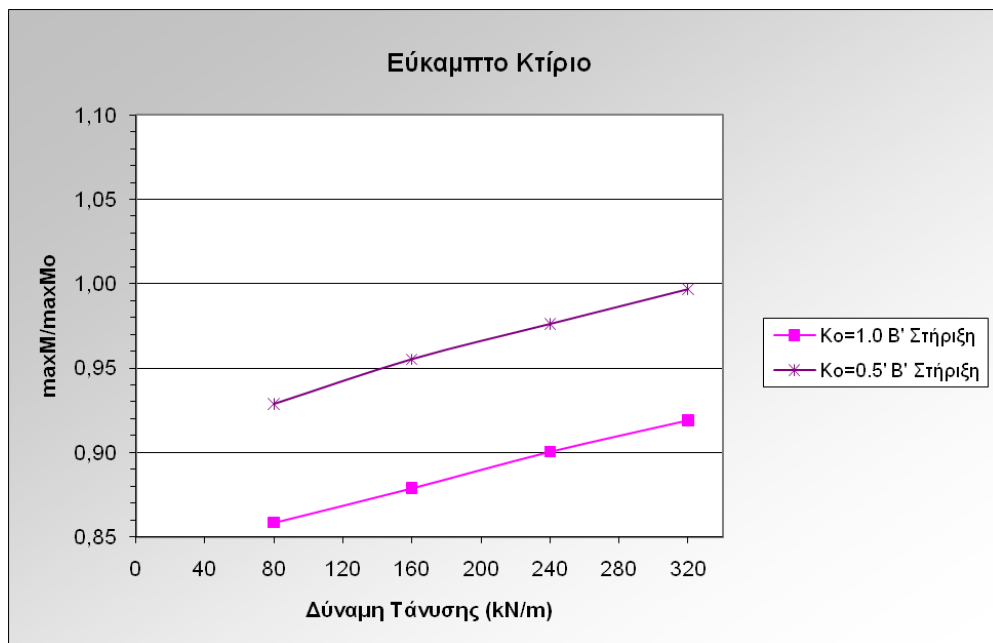
Διάγραμμα 3.25: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για $K_o = 0.5$



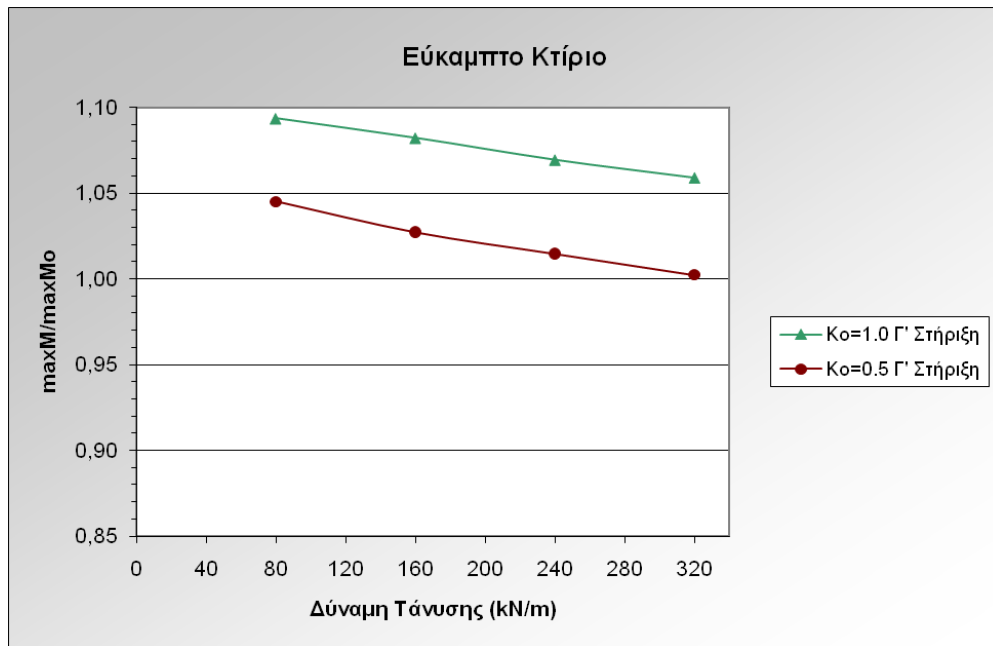
Διάγραμμα 3.26: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για $K_o = 1.0$



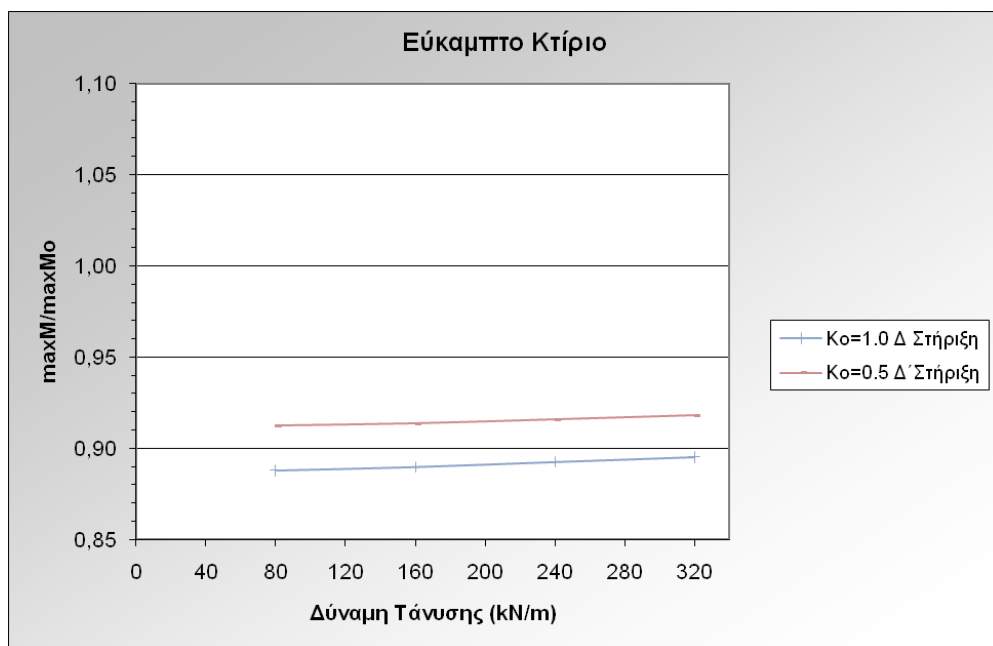
Διάγραμμα 3.27: Λόγος Ροπών Κάμψης Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου Α' Στηρίξεως για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



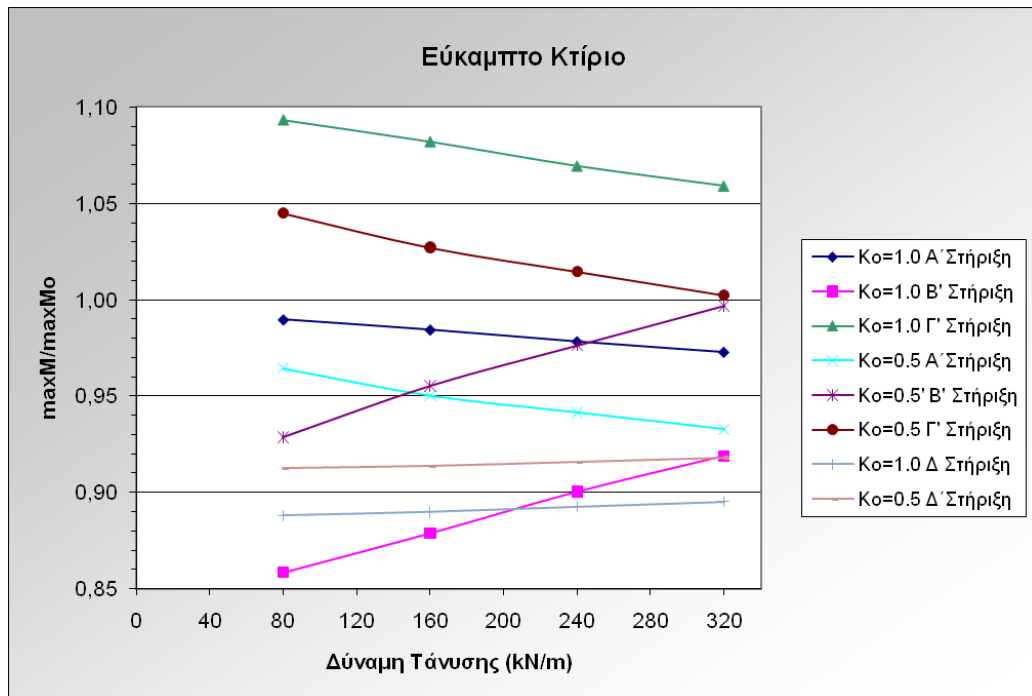
Διάγραμμα 3.28: Λόγος Ροπών Κάμψης Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου Β' Στηρίξεως για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



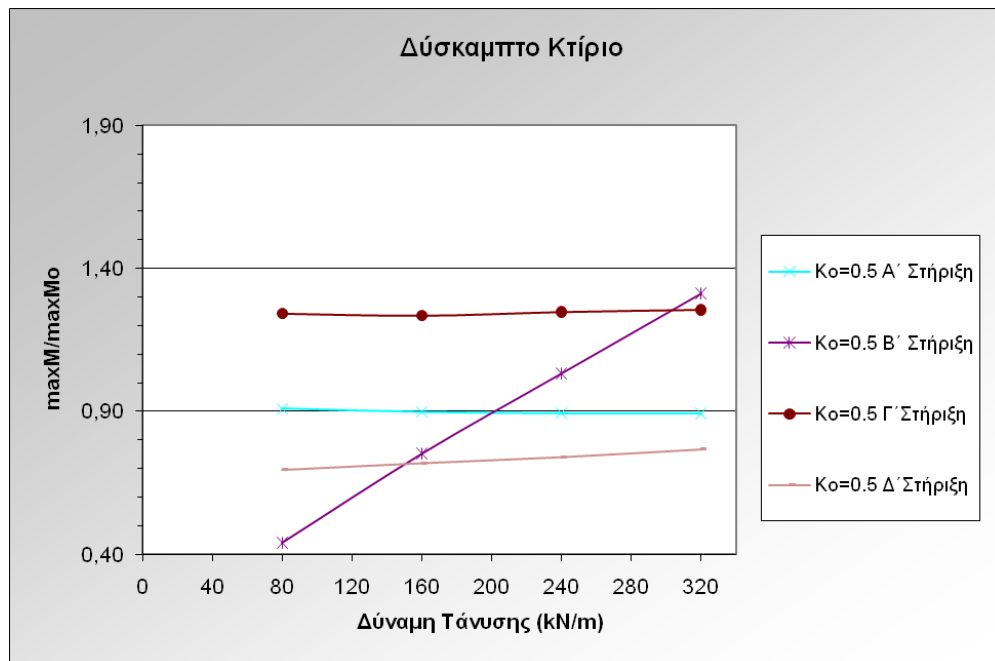
Διάγραμμα 3.29: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου Γ' Στήριξεως για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



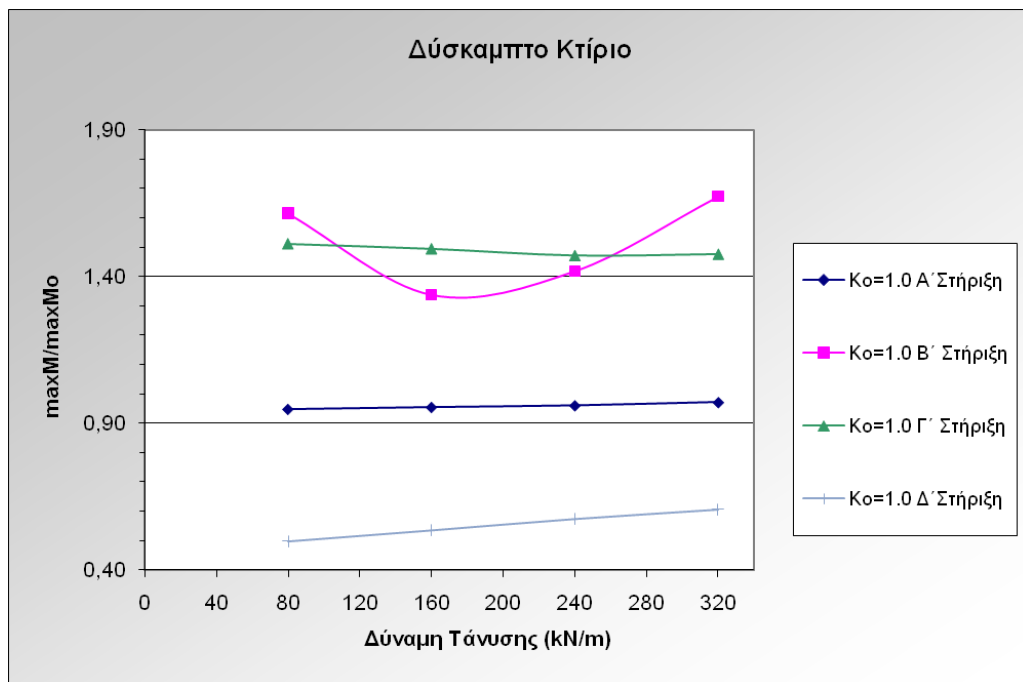
Διάγραμμα 3.30: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου Δ' Στήριξεως για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



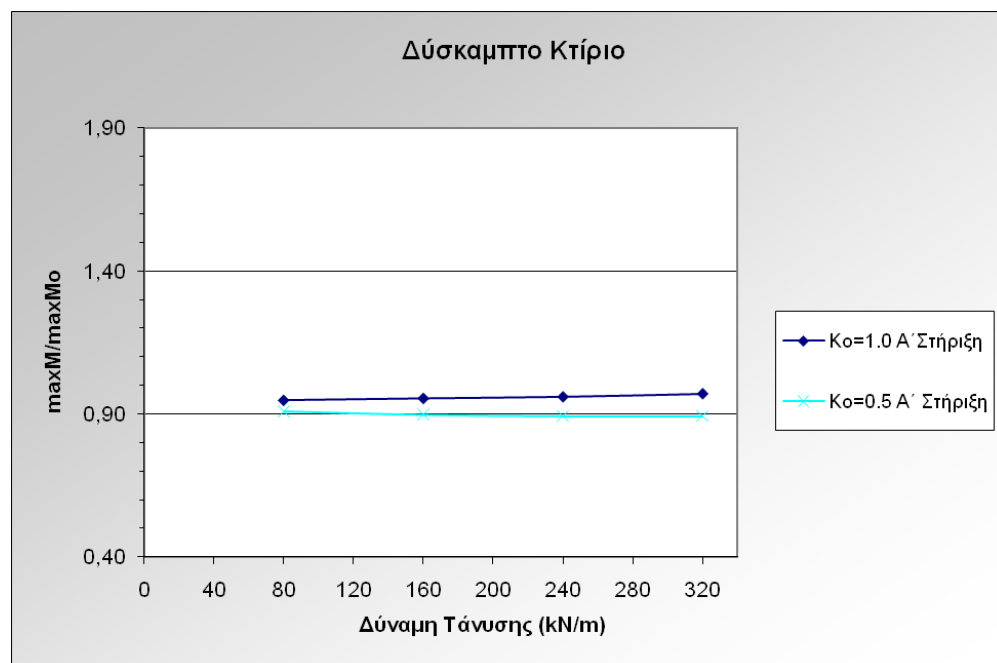
Διάγραμμα 3.31: Συγκεντρωτικό Διάγραμμα Λόγου Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α΄ Ορόφου για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



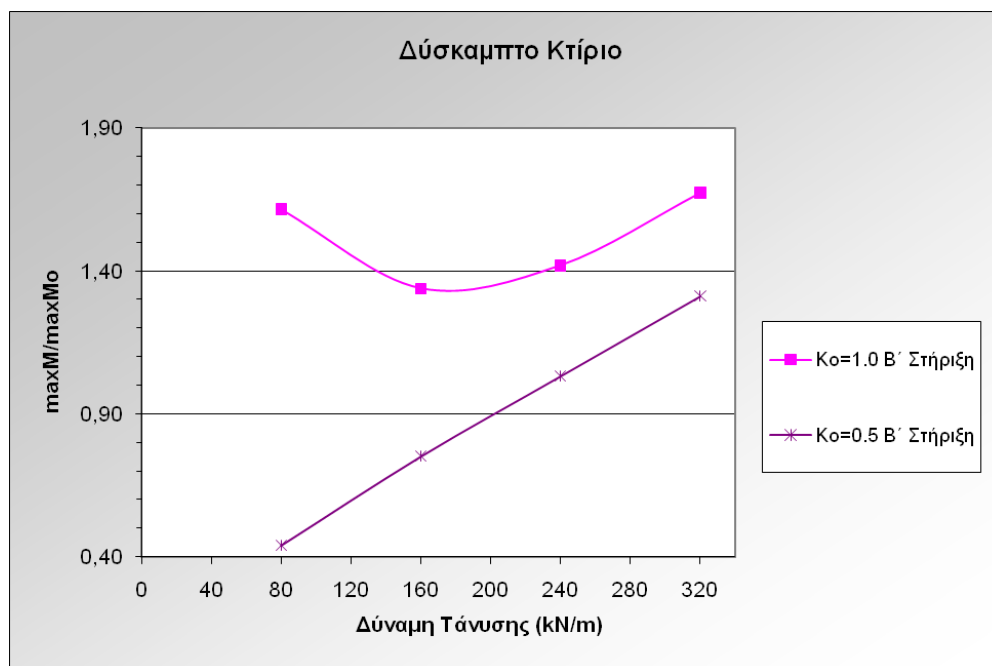
Διάγραμμα 3.32: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για $K_o = 0.5$



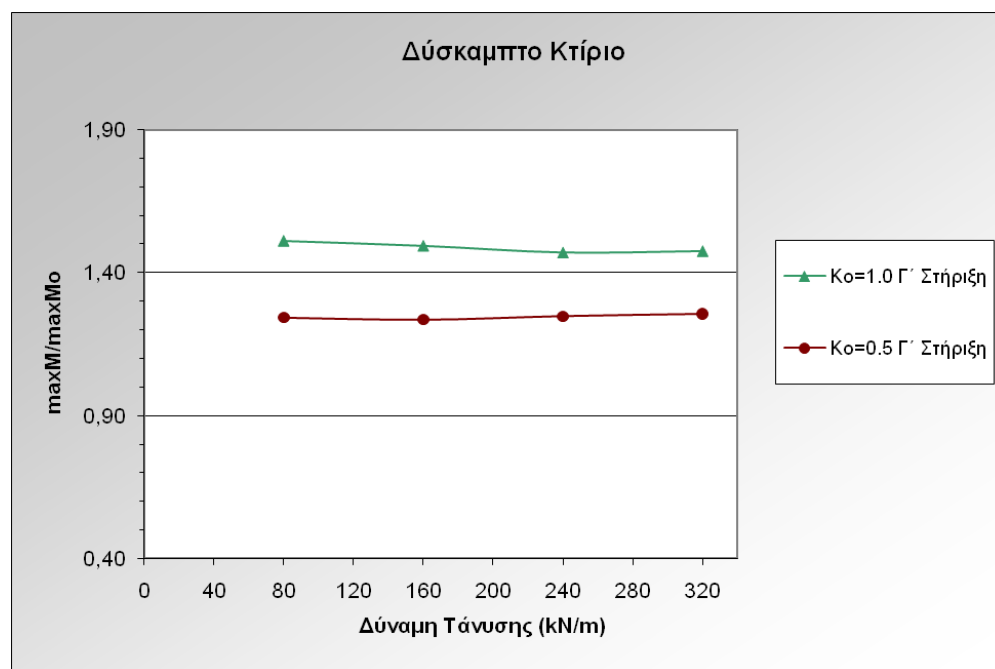
Διάγραμμα 3.33: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για $K_o = 1.0$



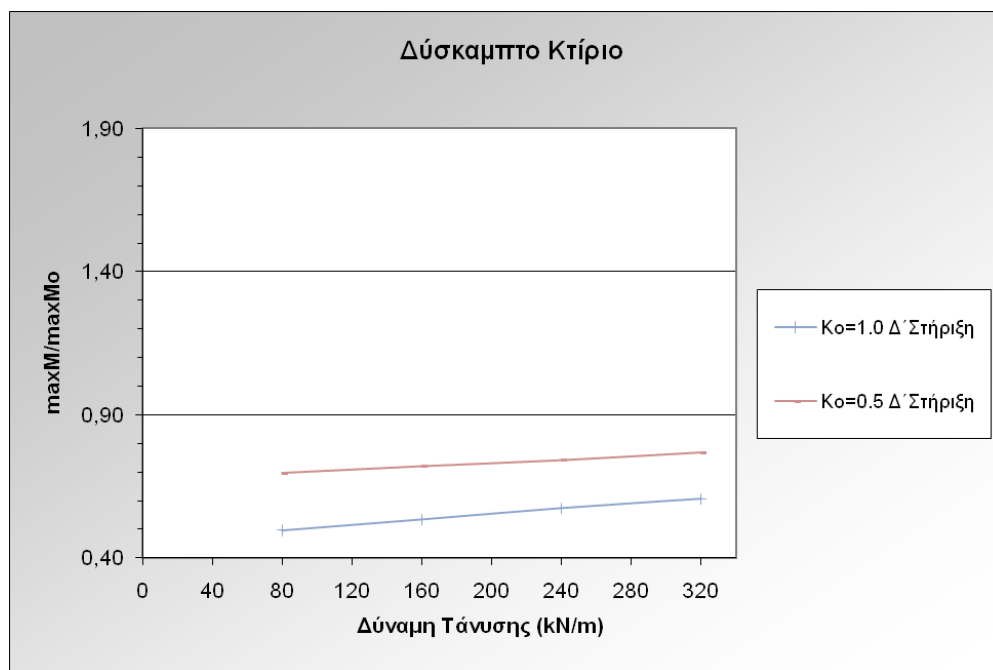
Διάγραμμα 3.34: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου A' Ορόφου A' Στήριξως για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



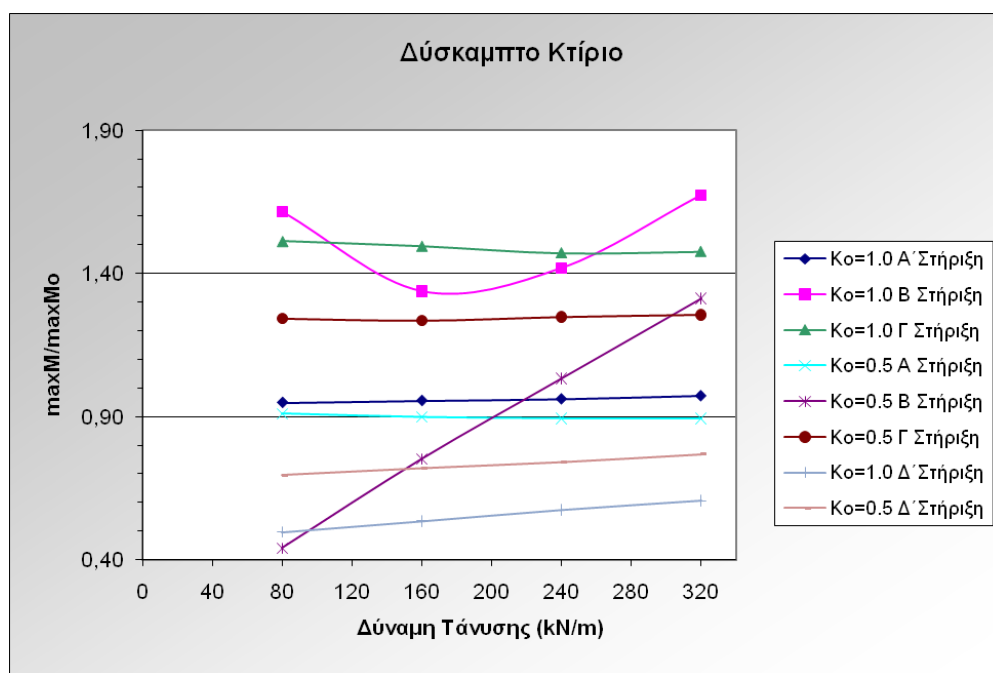
Διάγραμμα 3.35: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου Β' Στηρίξεως για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



Διάγραμμα 3.36: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου Γ' Στηρίξεως για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



Διάγραμμα 3.37: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου Δ' Στηρίξεως για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



Διάγραμμα 3.38: Συγκεντρωτικό Διάγραμμα Λόγου Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$

Επί μέρους συμπεράσματα - Ροπή κάμψεως στηρίξεων**- Επιρροή της δύναμης προέντασης επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων**

Η δύναμη προέντασης φαίνεται να μην επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την ανάπτυξη των ροπών στο εύκαμπτο πλαίσιο – κτίριο, καθώς οι διαφοροποιήσεις στο λόγο των ροπών για όλες τις δυνάμεις προέντασης είναι πολύ μικρές. Παρόλα αυτά, παρατηρείται μια πολύ μικρή αυξητική τάση στο λόγο των ροπών καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης, γεγονός το οποίο παρατηρήθηκε και στις ροπές κάμψεως των ανοιγμάτων. Η διαφοροποίηση παρατηρείται στην περίπτωση της στήριξης Β', όπου καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης μειώνεται και ο λόγος των ροπών στήριξης. Η μείωση αυτή είναι της τάξης του 7% για τη μικρότερη δύναμη προέντασης.

- Επιρροή της δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων

Στην ανάπτυξη των ροπών κάμψεως, πολύ μεγάλο ρόλο στη διαφοροποίηση των τιμών παίζει η δυσκαμψία του κτιρίου. Στο εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφοροποιήσεις στις ροπές των στηρίξεων και η τελική ροπή εμφανίζεται ελαφρώς μειωμένη σε σχέση με την αρχική, γι' αυτό και ο λόγος είναι μικρότερος της μονάδας. Η μείωση αυτή φτάνει μέχρι και το 15% στην περίπτωση της στήριξης Β για $K_0 = 1.0$. Στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου – κτιρίου, ο λόγος των ροπών στηρίξεως είναι αρκετά διαφοροποιημένος και παρατηρείται αύξηση έως και 50% στο λόγο συγκριτικά με το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο για το ίδιο K_0 και για την ίδια δύναμη προέντασης.

- Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων

Με την αύξηση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 παρατηρείται αύξηση του λόγου των ροπών στις στηρίξεις Α και Γ, ενώ στις στηρίξεις Β και Δ με την αύξηση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων παρατηρείται μείωση του λόγου. Η διαφοροποίηση και στις δύο περιπτώσεις είναι αισθητή στις στηρίξεις Α και Β για αύξηση του λόγου και

μείωση αντίστοιχα. Για το δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο με την αύξηση του K_0 παρατηρείται και αύξηση του λόγου των ροπών των στηρίξεων για όλες τις δυνάμεις προέντασης σε όλες τις στηρίξεις πλην της Δ, όπου ο λόγος παρουσιάζεται μειωμένος όπως και στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου.

Στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου τα αποτελέσματα είναι αρκετά διαφοροποιημένα. Όσο αναφορά τη στήριξη Α, ο λόγος εμφανίζεται μικρότερος της μονάδας και για $K_0 = 1.0$, ενώ το ίδιο συμβαίνει και στη στήριξη Δ με τη ροπή να εμφανίζεται μειωμένη έως και 50% σε σχέση με την αρχική. Αντίθετα στις στηρίξεις Β και Γ, ο λόγος των ροπών δείχνει ότι οι τελικές ροπές σε αυτές τις στηρίξεις αυξάνονται έως και 50%. Από τα ποσοστά αυτά συμπεραίνεται ότι τα μεσαία υποστυλώματα αναπτύσσουν μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη μετά το πέρας της εκσκαφής. Σε αντίθεση με το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο που ο λόγος των ροπών των στηρίξεων παρουσιάζει αυξητική τάση με τη μείωση της δύναμης προέντασης, στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου παρατηρείται ανομοιομορφία στα αποτελέσματα και φαίνεται ότι οι τιμές επηρεάζονται και από τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 .

Στην περίπτωση του $K_0 = 0.5$, καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης μειώνεται και ο λόγος των ροπών εκτός από την περίπτωση της στήριξης Α, η οποία βρίσκεται πιο κοντά στην εκσκαφή. Το ίδιο φαινόμενο παρατηρείται και για $K_0 = 1.0$, μόνο που στην περίπτωση αυτή ο λόγος των ροπών αυξάνεται καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης μόνο στη στήριξη Γ. Η μεγαλύτερη διαφορά παρατηρείται στη Β στήριξη για $K_0 = 0.5$ και για $F = 80 \text{ kN/m}$, όπου ο λόγος σχεδόν υποτριπλασιάζεται συγκριτικά με το λόγο για $F = 320 \text{ kN/m}$.

3.5.2 Ροπές κάμψεως στηρίξεων - Περίπτωση Εδάφους Ε2

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα για το εύκαμπτο και το δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο για την περίπτωση του Εδάφους Ε2.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ maxM / maxMo Α' ΣΤΗΡΙΞΗ (Α' ΟΡΟΦΟΥ)			
	(Ε2) φ=40° & c=10 kPa			
	Κο=0.3		Κο=0.5	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,923	0,667	0,989	0,945
240	0,986	0,682	0,983	0,920
160	0,979	0,664	0,976	0,880
80	0,969	0,647	0,967	0,851

Πίνακας 3.11. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου Α' Στηρίξεως για Κο=0.3 και Κο=0.5

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ maxM / maxMo Β' ΣΤΗΡΙΞΗ (Α' ΟΡΟΦΟΥ)			
	(Ε2) φ=40° & c=10 kPa			
	Κο=0.3		Κο=0.5	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	1,006	1,312	1,013	1,191
240	1,005	1,218	1,003	1,092
160	0,994	1,139	0,993	0,989
80	0,985	1,049	0,984	0,904

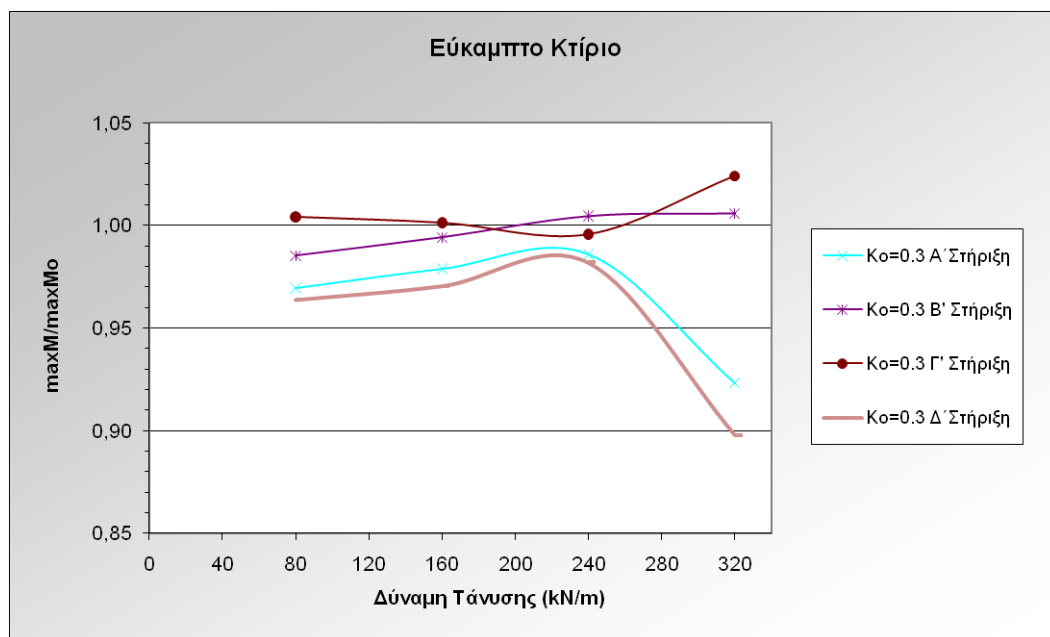
Πίνακας 3.12. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου Β' Στηρίξεως για Κο=0.3 και Κο=0.5

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ maxM / maxMo Γ' ΣΤΗΡΙΞΗ (Α' ΟΡΟΦΟΥ)			
	(Ε2) φ=40° & c=10 kPa			
	Κο=0.3		Κο=0.5	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	1,024	1,225	0,990	0,965
240	0,996	1,201	0,996	0,999
160	1,001	1,184	1,001	1,042
80	1,004	1,115	1,004	1,027

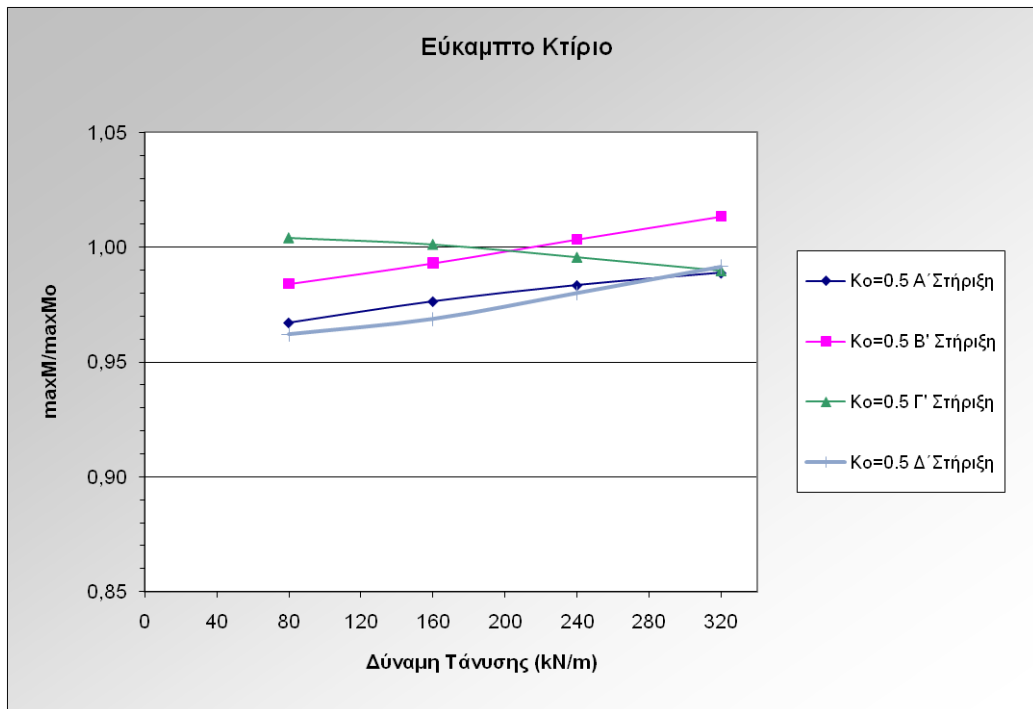
Πίνακας 3.13. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου Γ' Στηρίξεως για Κο=0.3 και Κο=0.5

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ $\max M / \max M_0$ Δ' ΣΤΗΡΙΞΗ (Α' ΟΡΟΦΟΥ)			
	(E2) $\varphi=40^\circ$ & $c=10$ kPa			
	K _o =0.3		K _o =0.5	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,898	0,647	0,992	0,949
240	0,982	0,649	0,980	0,895
160	0,971	0,626	0,969	0,828
80	0,964	0,595	0,962	0,795

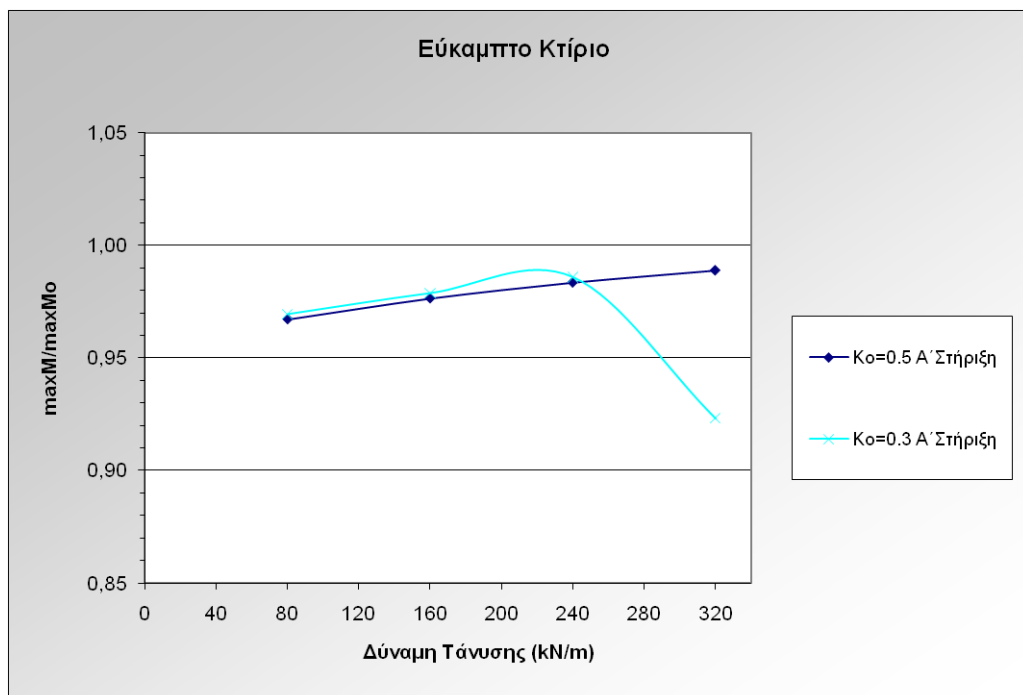
Πίνακας 3.14. : Λόγος ροπών κάμψεως Α' Ορόφου Δ' Στήριξεως για K_o=0.3 και K_o=0.5



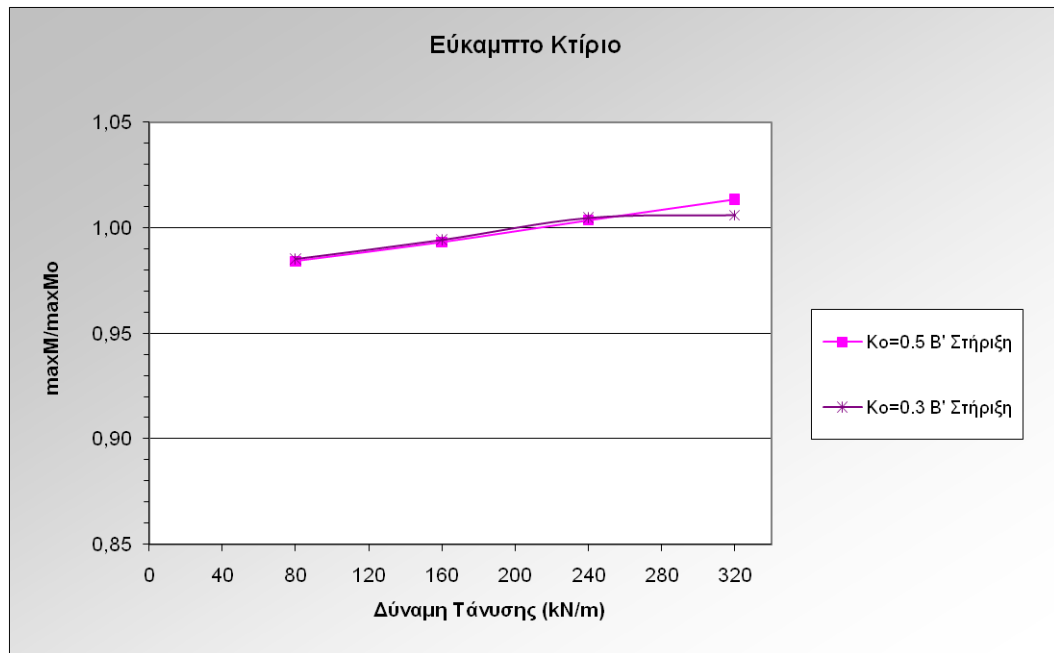
Διάγραμμα 3.39: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για K_o =0.3



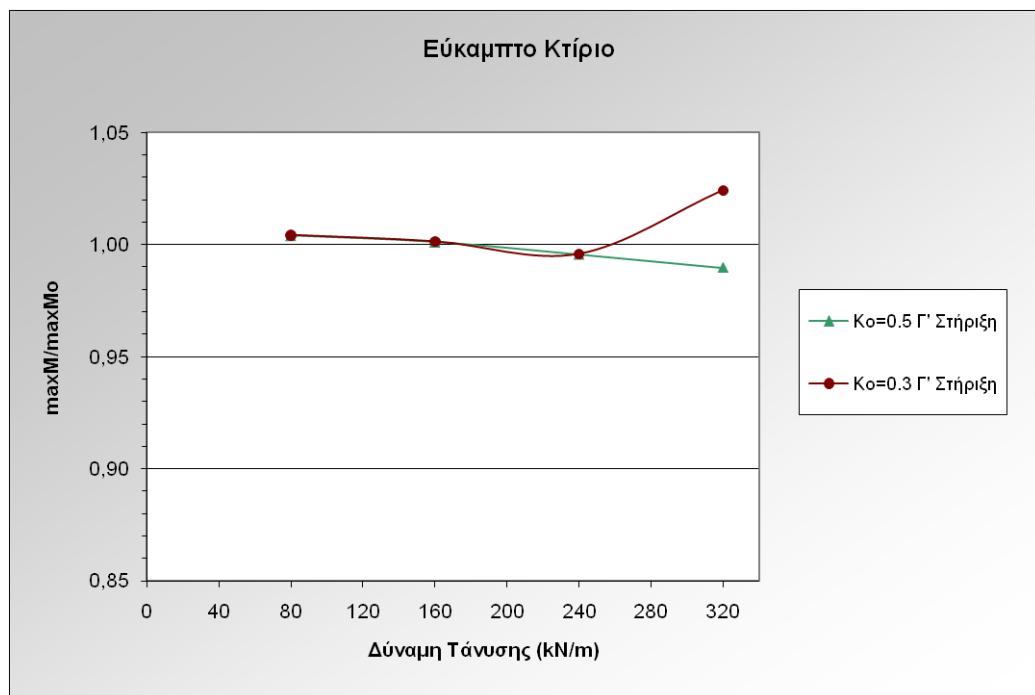
Διάγραμμα 3.40: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου για $K_o = 0.5$



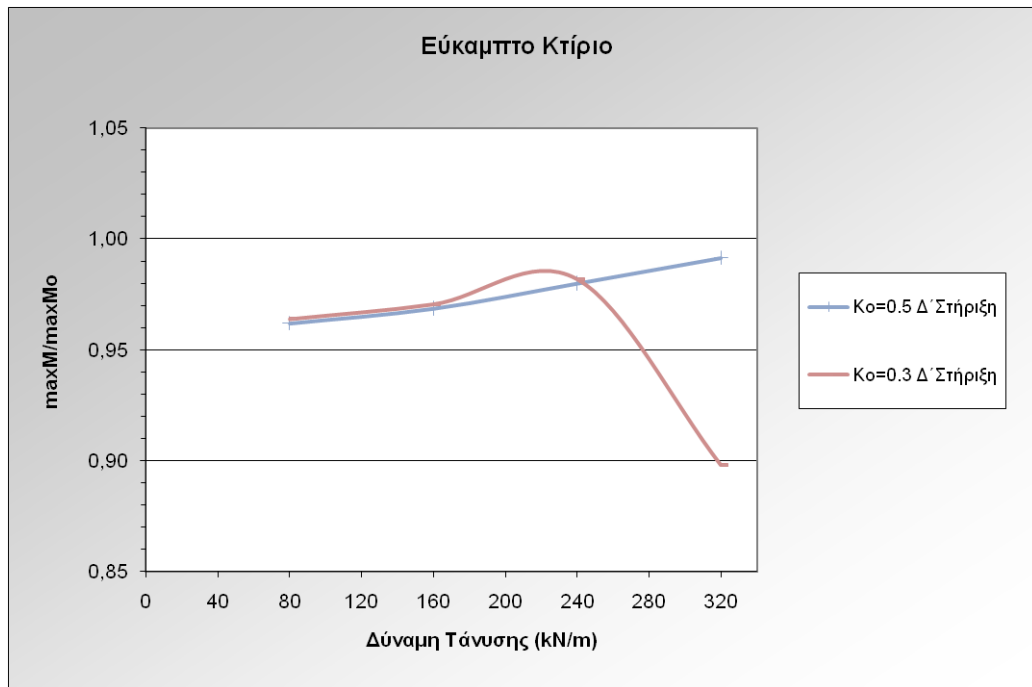
Διάγραμμα 3.41: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου A' Ορόφου A' Στήριξεως για $K_o = 0.3$ και $K_o = 0.5$



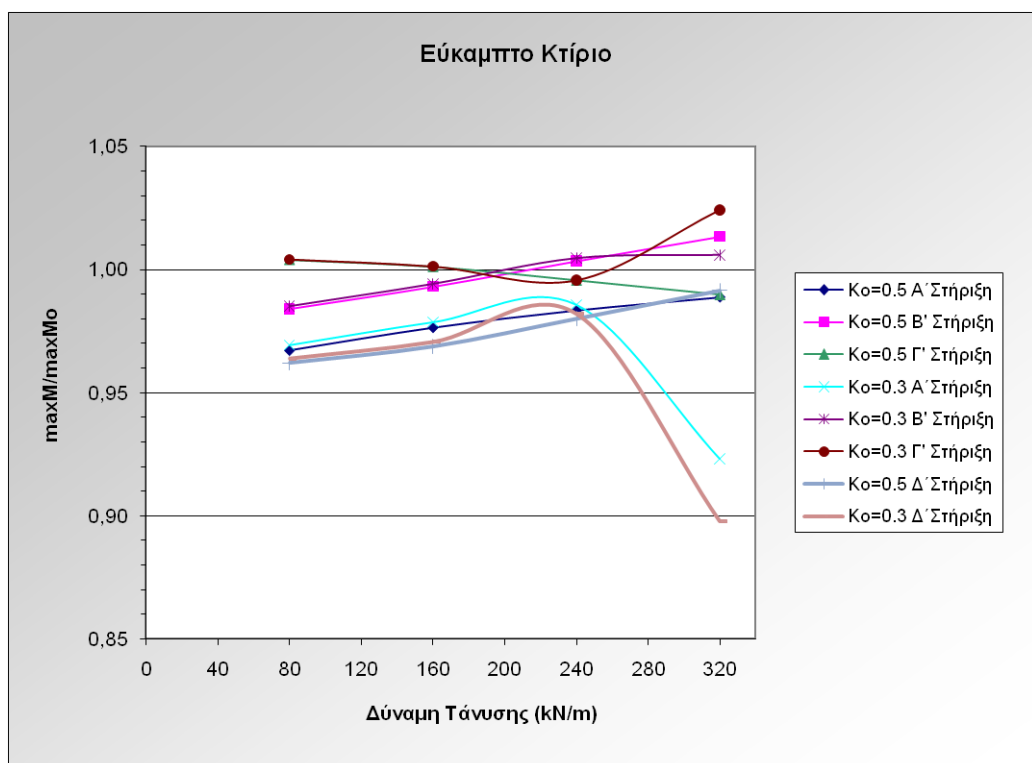
Διάγραμμα 3.42: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου Β' Στήριξεως για $K_o = 0.3$ και $K_o = 0.5$



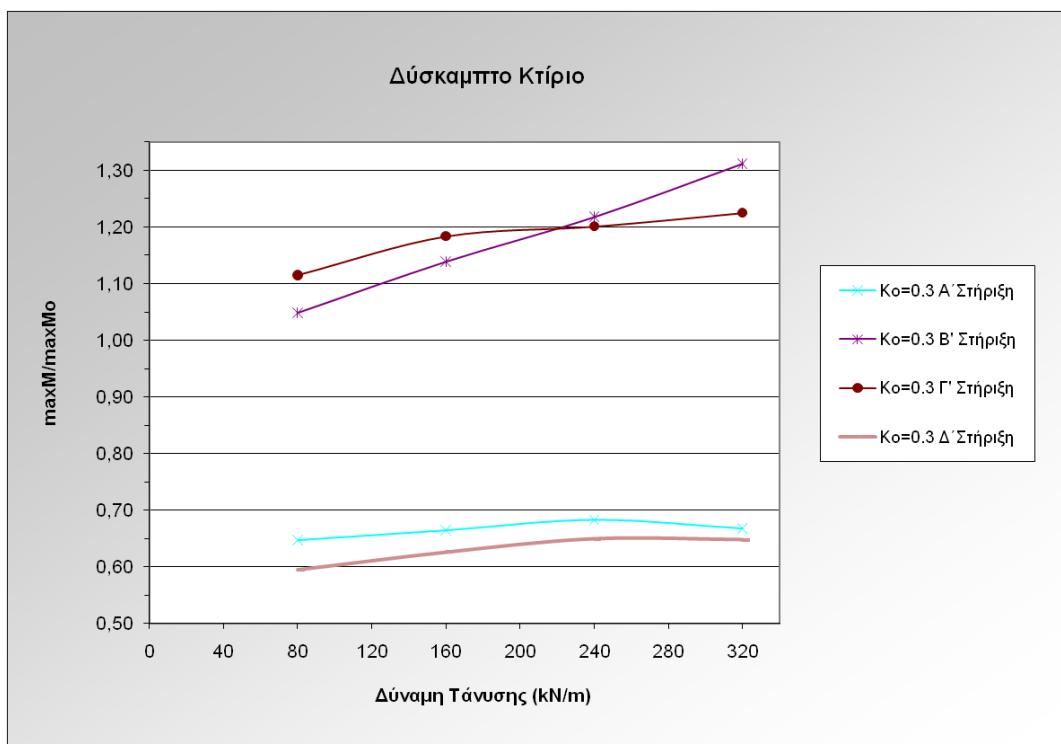
Διάγραμμα 3.43: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου Γ' Στήριξεως για $K_o = 0.3$ και $K_o = 0.5$



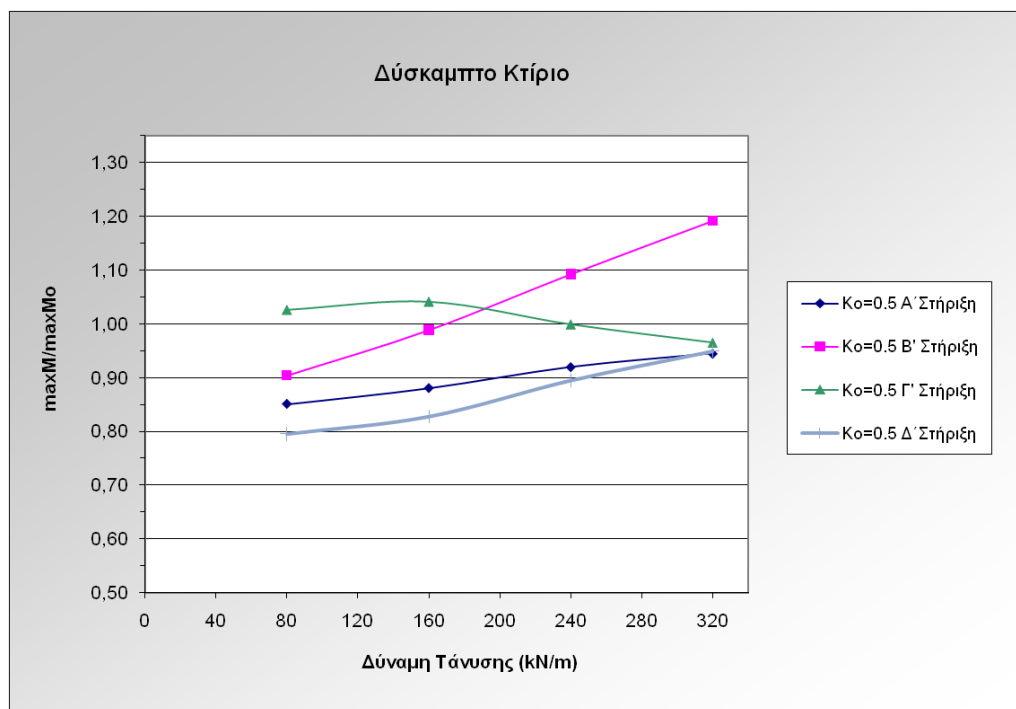
Διάγραμμα 3.44: Λόγος Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α΄ Ορόφου Δ΄ Στήριξεως για $K_o = 0.3$ και $K_o = 0.5$



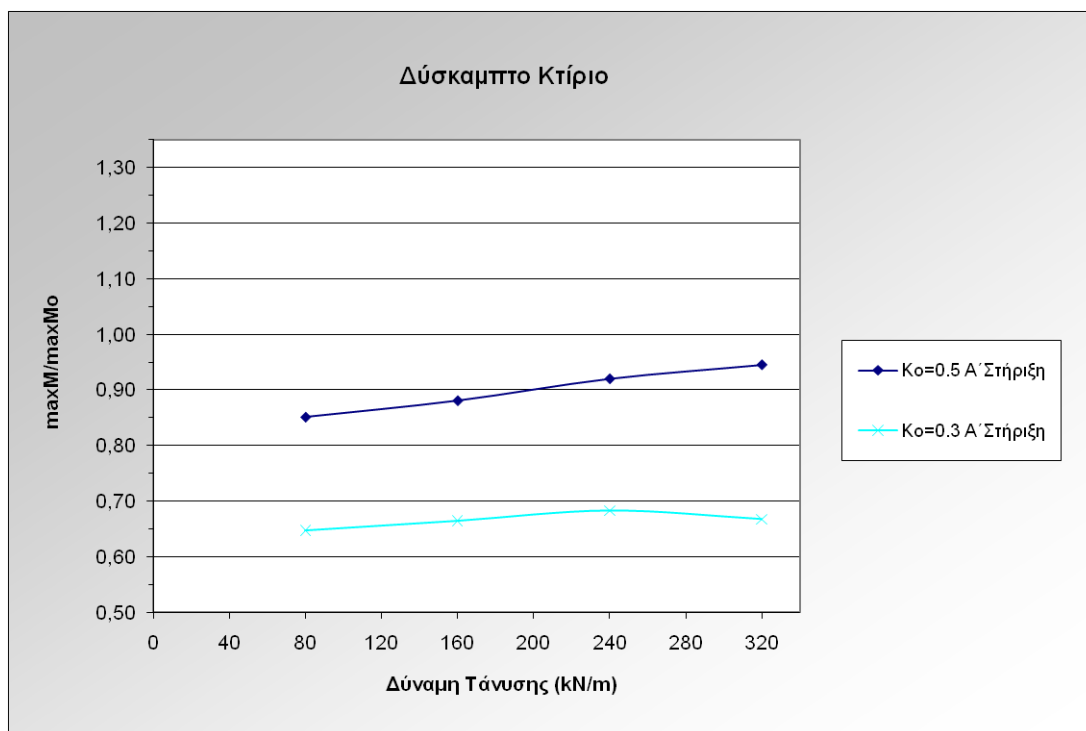
Διάγραμμα 3.45: Συγκεντρωτικό Διάγραμμα λόγου Ροπών Κάμψεως Εύκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α΄ Ορόφου για $K_o = 0.3$ και $K_o = 0.5$



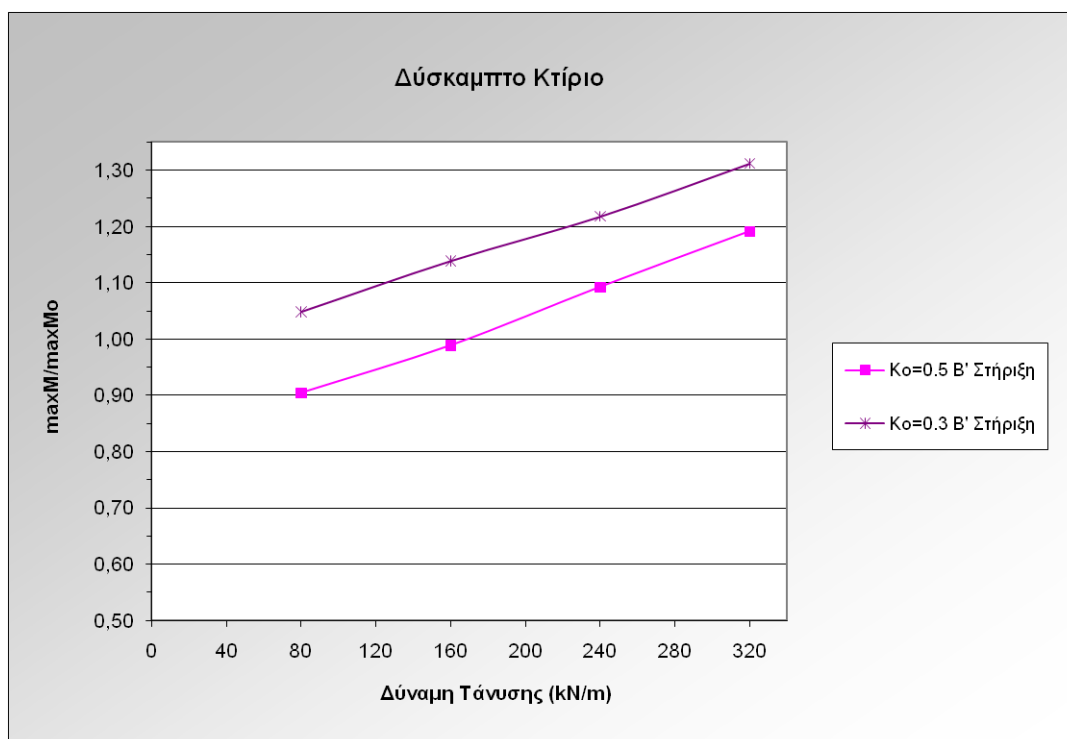
Διάγραμμα 3.46: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου για $K_o = 0.3$



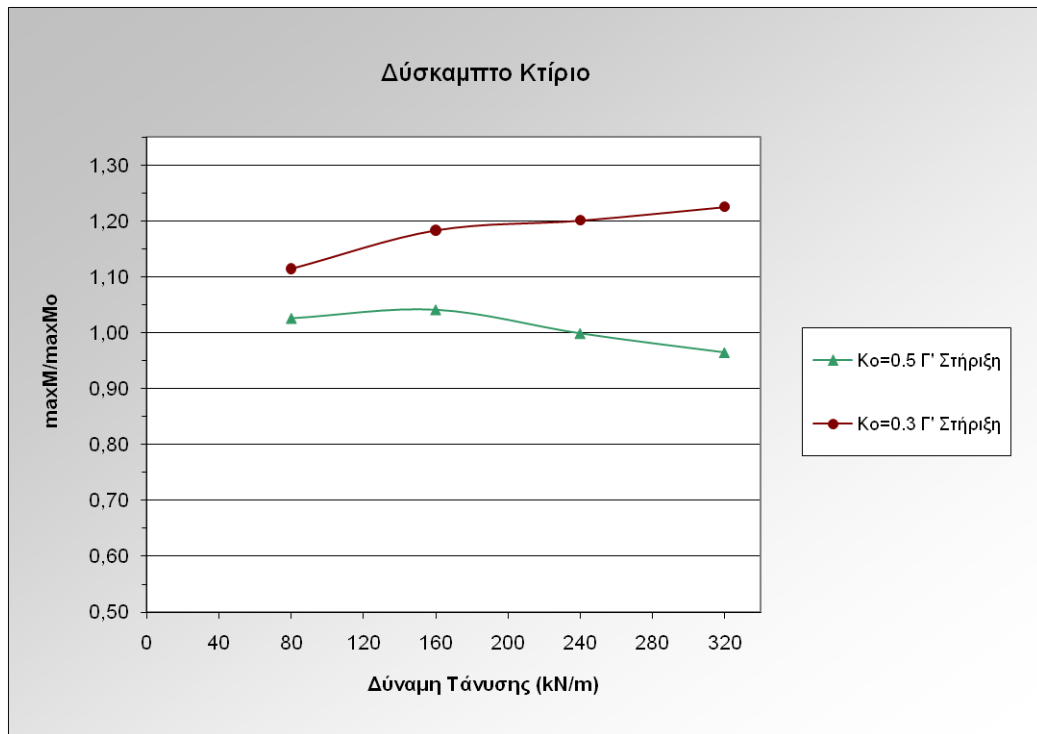
Διάγραμμα 3.47: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου για $K_o = 0.5$



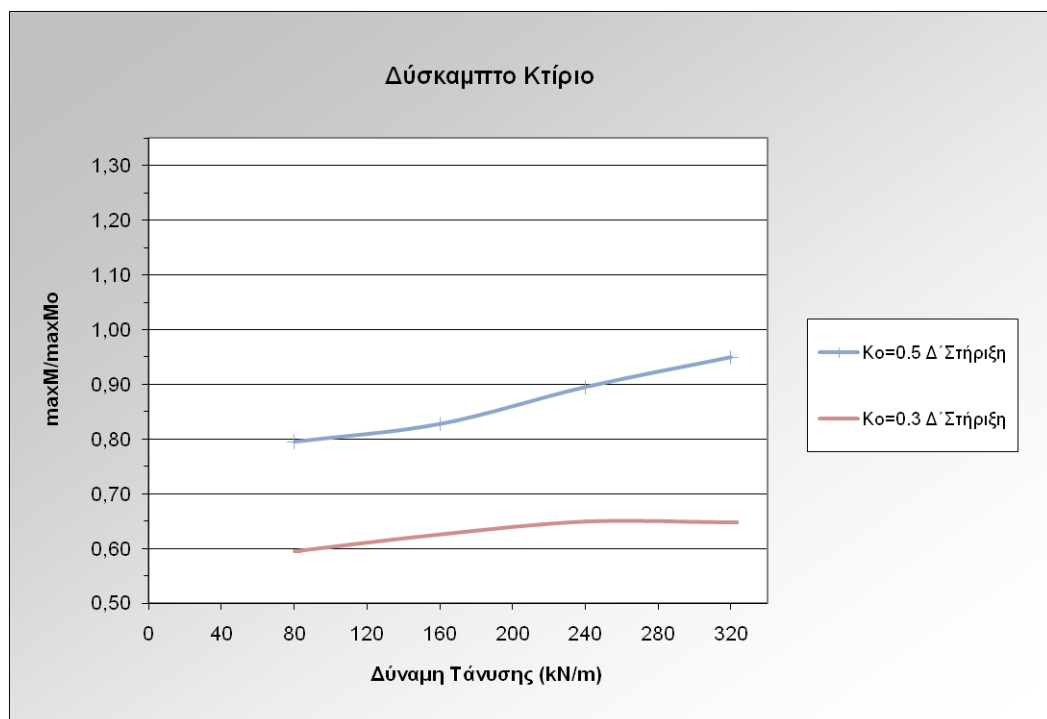
Διάγραμμα 3.48: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου Α' Στήριξεως για $K_o = 0.3$ και $K_o = 0.5$



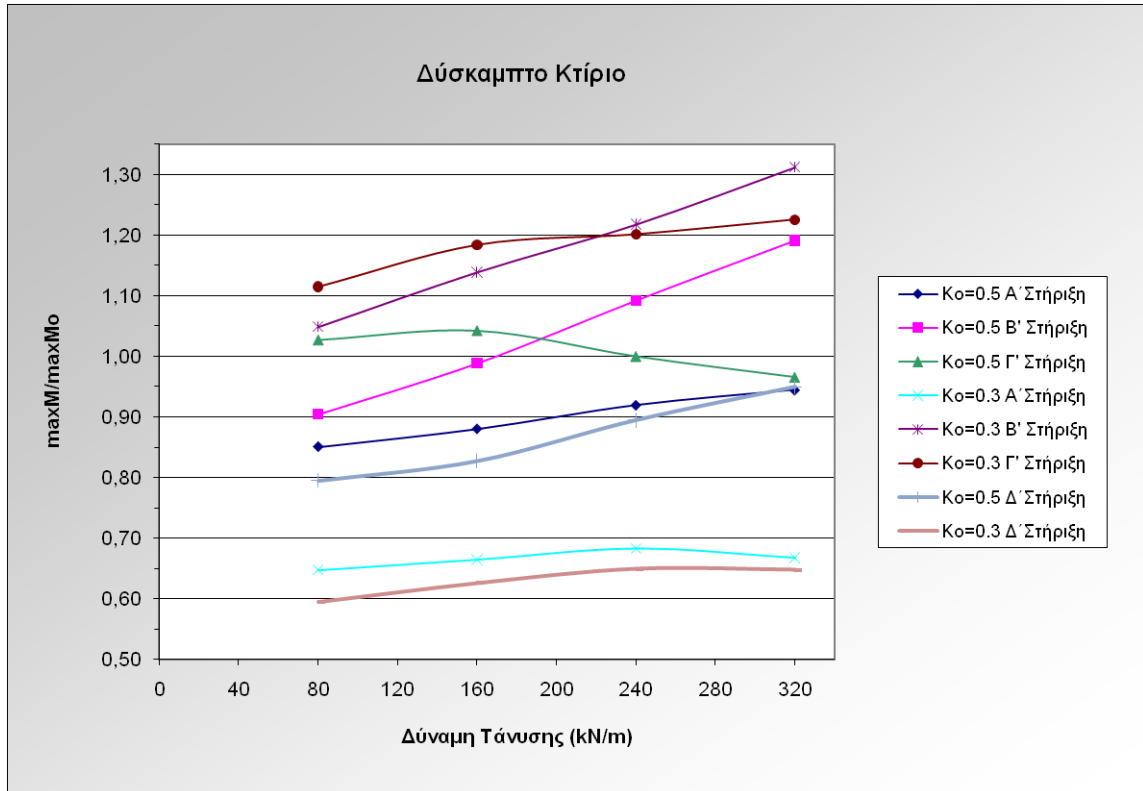
Διάγραμμα 3.49: Λόγος Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου Β' Στήριξεως για $K_o = 0.3$ και $K_o = 0.5$



Διάγραμμα 3.50: Λόγος Ροπών Κάμψης Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α΄ Ορόφου Γ΄ Στήριξεως για $K_o = 0.3$ και $K_o = 0.5$



Διάγραμμα 3.51: Λόγος Ροπών Κάμψης Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α΄ Ορόφου Δ΄ Στήριξεως για $K_o = 0.3$ και $K_o = 0.5$



Διάγραμμα 3.52: Συγκεντρωτικό Διάγραμμα λόγου Ροπών Κάμψεως Δύσκαμπτου Πλαισίου - Κτιρίου Α' Ορόφου για $K_0 = 0.3$ και $K_0 = 0.5$

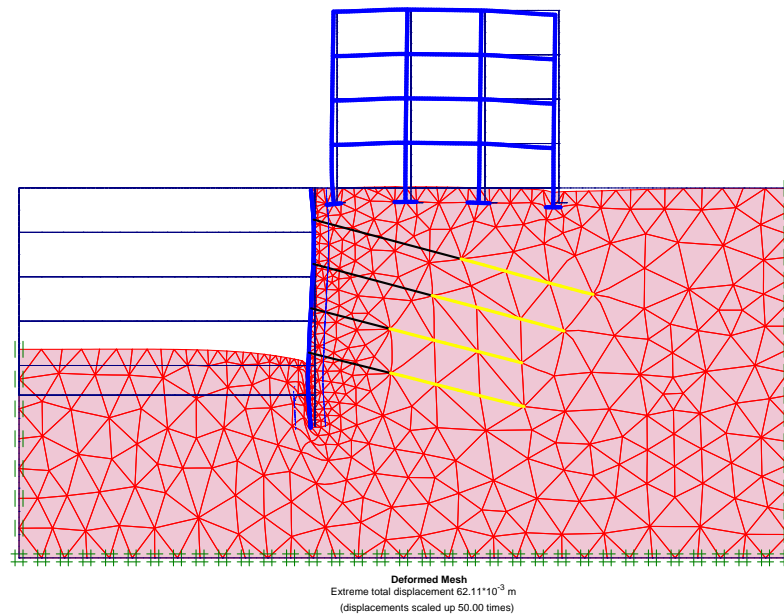
Επί μέρους συμπεράσματα - Ροπή κάμψεως στηρίξεων

- Επιρροή της δύναμης προέντασης επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων

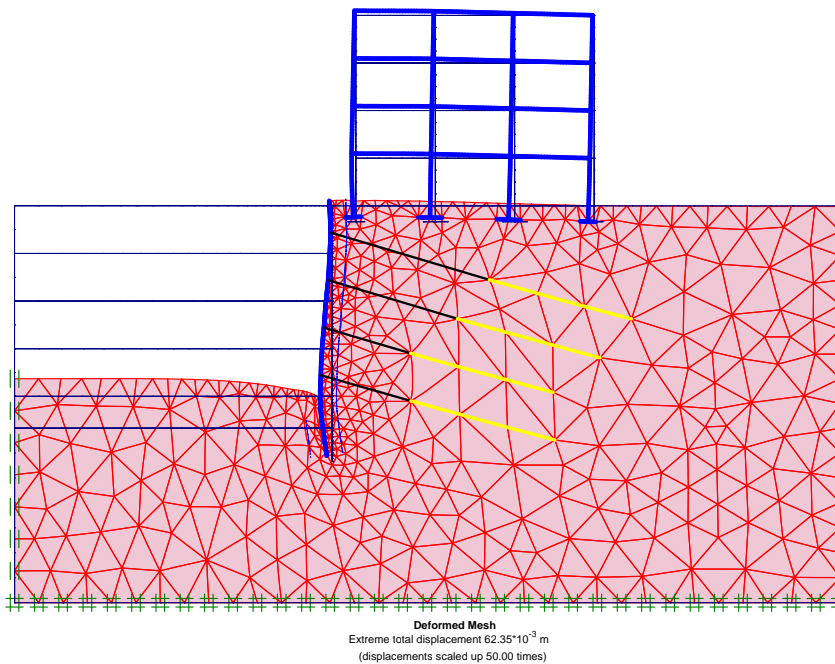
Όπως και στην περίπτωση του εδάφους E1, έτσι και σε αυτήν του E2, φαίνεται ότι η δύναμη προέντασης δεν επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την ανάπτυξη των ροπών στο εύκαμπτο πλαίσιο – κτίριο, καθώς οι διαφοροποιήσεις στο λόγο των ροπών για όλες τις δυνάμεις προέντασης είναι μικρές, με τη μεγαλύτερη διαφορά να είναι μόλις στο 7%. Το γεγονός ότι τα αποτελέσματα είναι συγκεχυμένα ως προς την επιρροή της αύξησης της δύναμης προέντασης στο λόγο των ροπών, δεν μπορεί να οδηγήσει σε κάποιο ασφαλές συμπέρασμα. Ο λόγος αυξάνεται ή μειώνεται με τη μεταβολή της δύναμης προέντασης κατά περίπτωση και δεν ακολουθεί μια ενιαία μεταβολή. Γεγονός είναι πάντως, ότι οι διαφοροποιήσεις του λόγου των ροπών είναι πολύ μικρές.

Ως αναφορά το δύσκαμπτο πλαίσιο – κτίριο, η δύναμη προέντασης φαίνεται να επιδρά σε μεγαλύτερο βαθμό. Σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται ότι καθώς μειώνεται η

δύναμη προέκτασης μειώνεται και ο λόγος των ροπών των στηρίξεων, με εξαίρεση τη στήριξη Γ για $K_0 = 0.5$ όπου ο λόγος αυξάνεται.



Σχήμα 3.3. : Παραμορφωμένος Κάνναβος Δύσκαμπτου Κτιρίου για $K_0=0.3$ και $F=320$ kN/m



Σχήμα 3.4. : Παραμορφωμένος Κάνναβος Δύσκαμπτου Κτιρίου για $K_0=0.5$ και $F=320$ kN/m

- Επιρροή της δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων

Στην ανάπτυξη των ροπών κάμψεως, πολύ μεγάλο ρόλο στη διαφοροποίηση των τιμών παίζει η δυσκαμψία του κτιρίου. Στο εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφοροποιήσεις στις ροπές των στηρίξεων και η τελική ροπή εμφανίζεται ελαφρώς, έως και καθόλου μειωμένη σε σχέση με την αρχική, γι' αυτό και ο λόγος είναι μικρότερος της μονάδας. Η μείωση αυτή φτάνει μέχρι και το 10% στην περίπτωση της στήριξης Δ' για $K_0 = 0.3$ και $F = 320 \text{ kN / m}$. Στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου, ο λόγος των ροπών στηρίξεως είναι αρκετά διαφοροποιημένος και παρατηρείται αύξηση έως και 30% στο λόγο συγκριτικά με το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο για το ίδιο K_0 και για την ίδια δύναμη προέκτασης στη στήριξη Β'. Επίσης, αντίστοιχο ποσοστό μείωσης παρατηρήθηκε στη στήριξη Δ για $F = 80 \text{ kN / m}$ και $K_0 = 0.3$.

- Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 επί του λόγου της ροπής κάμψεως των ανοιγμάτων

Με την αύξηση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου δεν παρατηρείται καμία σχεδόν αλλαγή στο λόγο των ροπών, οδηγώντας στο συμπέρασμα ότι το K_0 δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα στην περίπτωση αυτή. Για το δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο, με την αύξηση του K_0 παρατηρείται και αύξηση του λόγου των ροπών των στηρίξεων Α και Δ, ενώ για τις στηρίξεις Β και Γ ο λόγος παρουσιάζεται μειωμένος. Η έντονη διαφοροποίηση του λόγου (διαγράμματα 3.41 - 3.44) παρατηρείται κυρίως στην αύξηση του λόγου όπου το ποσοστό ανέρχεται και κυμαίνεται στο 30%, ενώ το ποσοστό της μείωσης φτάνει έως και 20% αλλά κυμαίνεται και σε μικρότερα ποσοστά.

Παρόλο που ο λόγος αυξάνεται, μετά την αύξηση παραμένει μικρότερος της μονάδας γεγονός που σημαίνει ότι η τελική ροπή συνεχίζει να είναι μικρότερη από την αρχική. Αντίθετα, με τη μείωση του K_0 και τη μείωση του λόγου, αυτός παραμένει μεγαλύτερος της μονάδας που σημαίνει ότι οι στηρίξεις κατά την τελική φάση της εκσκαφής αναπτύσσουν μεγαλύτερες ροπές απ' ό,τι κατά την αρχική.

3.6 Παράθεση Αποτελεσμάτων Αναλύσεων - Διαφορικές Καθιζήσεις

Στη συγκεκριμένη παράγραφο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων υπό μορφή διαγραμμάτων και πινάκων. Οι αναλύσεις αφορούν στις διαφορικές καθιζήσεις που εμφανίστηκαν στα στοιχεία θεμελίωσης (Σ.Θ.) του πλαισίου - κτιρίου, ανηγμένες ως προς την αρχική διαφορική καθίζηση. Τα αποτελέσματα αυτά αφορούν στις τελικές καθιζήσεις στη στάθμη της θεμελίωσης του πλαισίου - κτιρίου λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή του πλαισίου – κτιρίου, αλλά και τις καθιζήσεις λόγω της ανοιχτής εκσκαφής.

Αρχικά, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των διαφορικών καθιζήσεων μόνο λόγω της ανοιχτής εκσκαφής. Όπως και προηγουμένως, θα γίνει παράθεση των αποτελεσμάτων αρχικά για το έδαφος E1 και στη συνέχεια για το έδαφος E2.

3.6.1 Διαφορικές Καθιζήσεις - Περίπτωση Εδάφους E1

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των διαφορικών καθιζήσεων με τη μορφή πινάκων και διαγραμμάτων. Για να γίνουν κατανοητά τα αποτελέσματα διευκρινίζεται ότι η αρίθμηση των στοιχείων θεμελίωσης (Σ.Θ.) έγινε από τα αριστερά προς τα δεξιά, με 1 για το στοιχείο θεμελίωσης που είναι πλησιέστερα της εκσκαφής και 4 για το πιο απομακρυσμένο από την εκσκαφή στοιχείο. Τα αποτελέσματα των διαφορικών καθιζήσεων μελετήθηκαν για τα Σ.Θ. 1,2 και 3,4, ενώ για τα Σ.Θ. 2,3 λόγω της συμμετρίας της κατασκευής ο λόγος των διαφορικών καθιζήσεων είναι άπειρος, καθώς οι αρχικές καθιζήσεις στο Σ.Θ. 2 και 3 είναι ίσες.

Στις συγκεκριμένες αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε ενιαία τιμή του μέτρου ελαστικότητας $E1= 20 \text{ MPa}$ για το έδαφος E1 και $E2= 50 \text{ MPa}$ για το έδαφος E2. Η θεώρηση αυτή οδηγεί σε αυξημένες τιμές των μετακινήσεων λόγω αδυναμίας προσομοίωσης των φάσεων αποφόρτισης. Επιπλέον, παρατηρήθηκε σε κάποιες περιπτώσεις και ανύψωση της ελεύθερης επιφάνειας της εκσκαφής, γεγονός που οφείλεται ακριβώς στο ενιαίο μέτρο ελαστικότητας. Στους παρακάτω πίνακες και διαγράμματα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

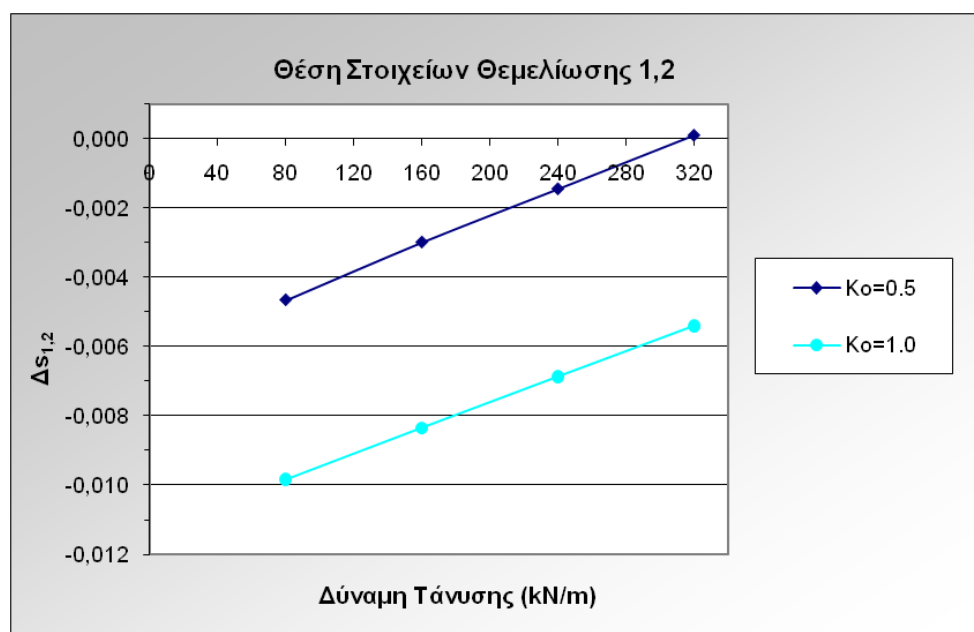
Επιρροή της ανοιχτής εκσκαφής επί των διαφορικών καθιζήσεων

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα των διαφορικών καθιζήσεων λόγω της ανοιχτής εκσκαφής σε βάθος 1.0 m από την επιφάνεια του εδάφους. Το βάθος αυτό είναι το επίπεδο που βρίσκονται τα στοιχεία θεμελίωσης του πλαισίου - κτιρίου. Στους πίνακες αλλά και τα διαγράμματα παρουσιάζονται οι απόλυτες τιμές των διαφορικών καθιζήσεων,

οι οποίες θα συγκριθούν στη συνέχεια με τις απόλυτες τιμές των διαφορικών καθιζήσεων του πλαισίου - κτιρίου.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ $\Delta s_{1,2} (S_2-S_1)$	
	(E1) $\varphi=15^\circ$ & $c=40$	
	$K_o = 0.5$	$K_o = 1.0$
320	0,0001	-0,0054
240	-0,0014	-0,0069
160	-0,0030	-0,0083
80	-0,0047	-0,0098

Πίνακας 3.15.: Αποτελέσματα διαφορικών καθιζήσεων στη θέση των στοιχείων θεμελίωσης 1,2



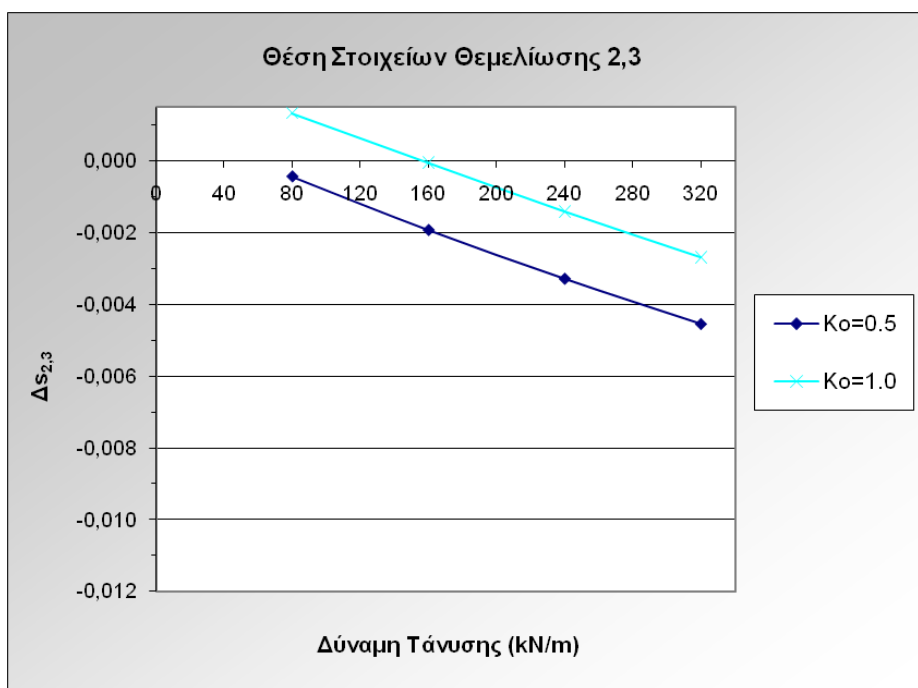
Διάγραμμα 3.53: Διαφορικές Καθιζήσεις για $K_o=0.5$ και $K_o=1.0$

Οι διαφορικές καθιζήσεις ως απόλυτη τιμή αυξάνονται καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης και σε όλες τις περιπτώσεις στο Σ.Θ. 2 είναι μεγαλύτερες απ' ότι στο Σ.Θ. 1, εκτός από την περίπτωση για $K_o = 0.5$ και $F=320$ kN / m. Απομονώνοντας όμως τις καθιζήσεις στο επίπεδο του Σ.Θ. 1, τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι καθιζήσεις μειώνονται

καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης. Το αποτέλεσμα αυτό είναι αναμενόμενο λαμβάνοντας, όμως, υπόψη την επιρροή μόνο της δύναμης προέντασης.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ $\Delta s_{2,3}$ (S3-S2)	
	(E1) $\varphi=15^\circ$ & $c=40$	
	$K_o=0.5$	$K_o=1.0$
320	-0,00454	-0,0027
240	-0,0033	-0,0014
160	-0,0019	-0,00004
80	-0,0004	0,0013

Πίνακας 3.16. : Αποτελέσματα διαφορικών καθιζήσεων στη θέση των στοιχείων θεμελίωσης 2,3



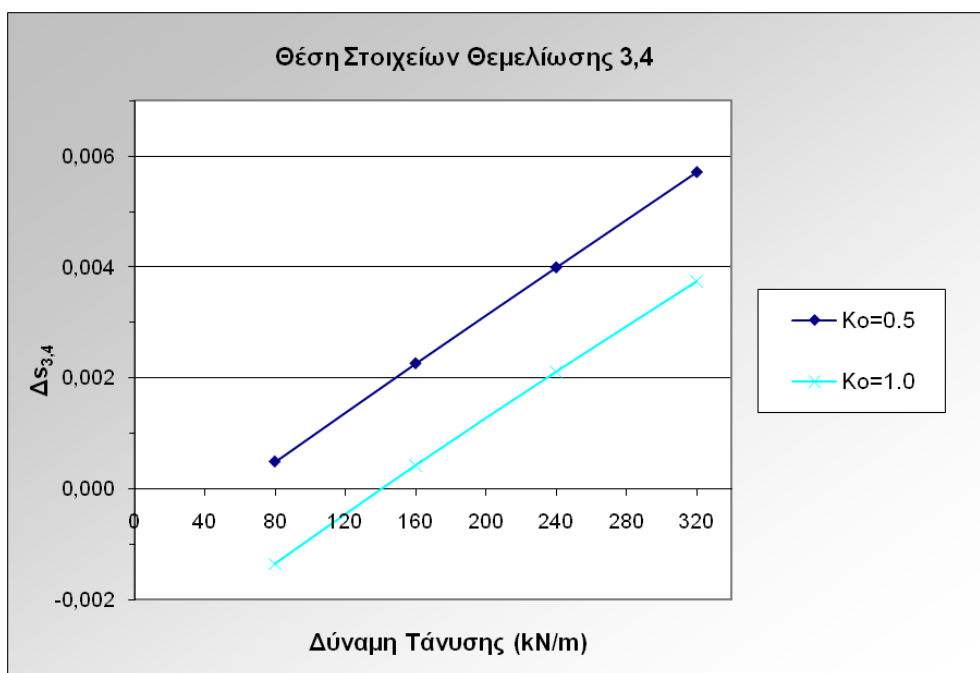
Διάγραμμα 3.54: Διαφορικές Καθιζήσεις για $K_o=0.5$ και $K_o=1.0$

Ακριβώς αντίθετη εικόνα παρουσιάζουν τα αποτελέσματα στην περίπτωση των διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ των Σ.Θ. 2,3. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι διαφορικές καθιζήσεις μειώνονται καθώς αυξάνεται η δύναμη προέντασης. Αυτό σημαίνει ότι στο Σ.Θ.

2 οι καθιζήσεις αυξάνονται με μεγαλύτερο ρυθμό καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης συγκριτικά με το Σ.Θ. 3.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ $\Delta s_{3,4} (S_3-S_4)$	
	(E1) $\varphi=15^\circ$ & c=40	
	K _o =0.5	K _o =1.0
320	0,0057	0,0037
240	0,0040	0,0021
160	0,0023	0,0004
80	0,0005	-0,0014

Πίνακας 3.17.: Αποτελέσματα διαφορικών καθιζήσεων στη θέση των στοιχείων θεμελίωσης 3,4



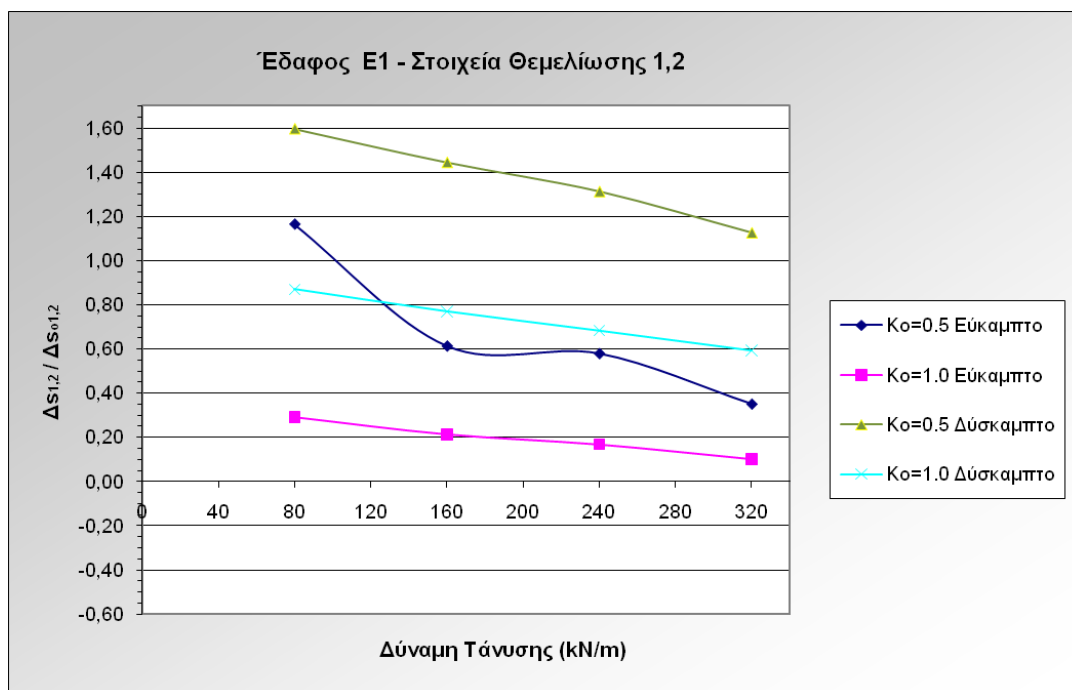
Διάγραμμα 3.55: Λόγος Διαφορικών Καθιζήσεων για K_o =0.5 και K_o =1.0

Τα αποτελέσματα στα Σ.Θ. 3,4 είναι ακριβώς αντίθετα με αυτά της παραπάνω περίπτωσης. Όσο αυξάνεται η δύναμη προέντασης μειώνονται οι διαφορικές καθιζήσεις. Επίσης, παρατηρείται ότι για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με K_o =0.5, οι καθιζήσεις είναι μεγαλύτερες από ότι για K_o=1.0.

Επιρροή του πλαισίου - κτιρίου επί των διαφορικών καθιζήσεων

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΔΙΑΦΟΡΙΚΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ $\Delta s_{1,2} / \Delta s_{0,1,2}$			
	(E1) $\varphi=15^\circ$ & $c=40$ kPa			
	K ₀ =0.5		K ₀ =1.0	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ
320	0,35	1,13	0,10	0,59
240	0,58	1,31	0,17	0,68
160	0,61	1,44	0,21	0,77
80	1,17	1,60	0,29	0,87

Πίνακας 3.18. : Αποτελέσματα λόγου διαφορικών καθιζήσεων στη θέση των στοιχείων θεμελίωσης 1,2



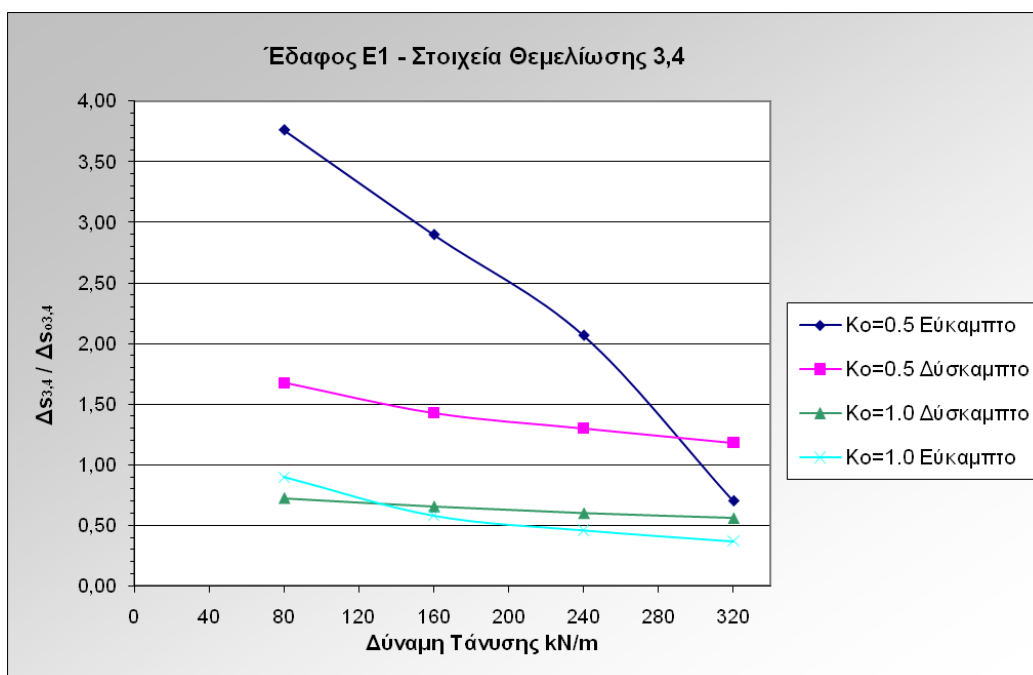
Διάγραμμα 3.56: Λόγος Διαφορικών Καθιζήσεων Σ.Θ. 1,2 για K₀=0.5 και K₀=1.0 για Ευκαμπτο και Δύσκαμπτο Πλαίσιο - Κτίριο

Από μία αρχική εκτίμηση των αποτελεσμάτων του λόγου των διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ των στοιχείων θεμελίωσης 1,2, παρατηρείται ότι ο λόγος μεταβάλλεται ομοιόμορφα σε όλες τις περιπτώσεις των δυνάμεων προέντασης και δυσκαμψίας αλλά και του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K₀. Οι τιμές του λόγου έχουν ένα μεγάλο εύρος που κυμαίνεται από 0.10 έως 1.60. Στο δύσκαμπτο πλαίσιο παρατηρούνται οι μεγαλύτερες

τιμές του λόγου και για $K_0 = 0.5$. Φαίνεται ότι τόσο ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων όσο και η δυσκαμψία είναι αυτά που επηρεάζουν περισσότερο το λόγο των διαφορικών καθιζήσεων, καθώς για τις διαφορικές δυνάμεις προέντασης οι διαφοροποιήσεις στο λόγο δεν είναι πολύ μεγάλες.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΔΙΑΦΟΡΙΚΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ $\Delta s_{3,4} / \Delta s_{0,3,4}$			
	(E1) $\varphi=15^\circ$ & $c=40$ kPa			
	$K_0=0.5$		$K_0=1.0$	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,70	1,18	0,37	0,56
240	2,07	1,30	0,46	0,60
160	2,90	1,43	0,58	0,66
80	3,76	1,68	0,90	0,73

Πίνακας 3.19.: Αποτελέσματα λόγου διαφορικών καθιζήσεων στη θέση των στοιχείων θεμελίωσης 3,4



Διάγραμμα 3.57: Λόγος Διαφορικών Καθιζήσεων Στοιχείων Θεμελίωσης 3,4 για $K_0=0.5$ και $K_0=1.0$ για Εύκαμπτο και Δύσκαμπτο Πλαίσιο - Κτίριο

Στην περίπτωση των Σ.Θ. 3,4 παρατηρείται επίσης μια σχετική ομοιομορφία στα αποτελέσματα. Αυτό που χαρακτηριστικά φαίνεται από το διάγραμμα, είναι ότι στην

περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου και για $K_0 = 0.5$, ο λόγος των διαφορικών καθιζήσεων μεταβάλλεται με μεγαλύτερο ρυθμό συγκριτικά με τις άλλες τρεις περιπτώσεις. Το γεγονός αυτό επιβεβαιώνεται και από την κλίση της καμπύλης η οποία είναι πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με τις υπόλοιπες τρεις που ακολουθούν μια πιο ομαλή πορεία.

Επί μέρους συμπεράσματα - Διαφορικών Καθιζήσεων

- Επιρροή της δύναμης προέντασης επί του λόγου των διαφορικών καθιζήσεων

Ως αναφορά τα στοιχεία θεμελίωσης (Σ.Θ.) 1,2 ο λόγος παρουσιάζει αυξητικές τάσεις καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης για όλες τις περιπτώσεις δυσκαμψίας αλλά και για τις δύο τιμές του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων. Το αποτέλεσμα αυτό είναι αναμενόμενο καθώς όσο μειώνεται η δύναμη προέντασης δίνεται η δυνατότητα για ανάπτυξη μεγαλύτερων παραμορφώσεων. Το ίδιο ισχύει και για την περίπτωση των λόγων των καθιζήσεων των στοιχείων θεμελίωσης 3,4. Στην περίπτωση όμως του εύκαμπτου πλαισίου και για $K_0 = 0.5$ όπως αναφέρθηκε και παραπάνω η μεταβολή του λόγου με τη μεταβολή της δύναμης προέντασης είναι πολύ μεγαλύτερη συγκριτικά με τις άλλες τρεις περιπτώσεις. Πιο συγκεκριμένα ο λόγος αυτός πενταπλασιάζεται καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης ενώ στις άλλες περιπτώσεις η μεγαλύτερη διαφορά είναι ο διπλασιασμός του λόγου.

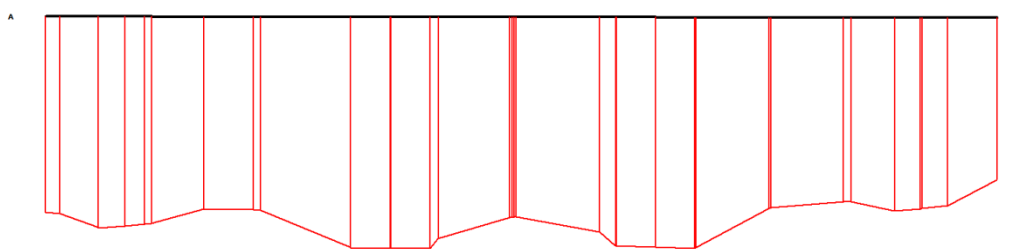
Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι ο λόγος των διαφορικών καθιζήσεων των Σ.Θ. 1,2 αυξάνεται με πολύ μεγάλο ρυθμό καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης μόνο στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου και για $K_0 = 0.5$. Τέλος είναι χαρακτηριστικό ότι η μεγαλύτερη διαφορά του λόγου των διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ της $F=320$ kN/m και της $F=80$ kN/m εμφανίζεται στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου για $K_0 = 0.5$ και για $K_0 = 1.0$.

- Επιρροή της δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου επί του λόγου των διαφορικών καθιζήσεων

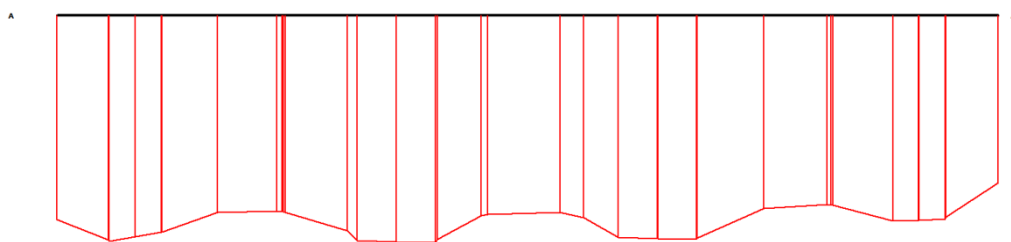
Ως μια γενική παρατήρηση από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι ο λόγος των διαφορικών καθιζήσεων παρουσιάζεται μεγαλύτερος στο εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο για τις δύο περιπτώσεις Σ.Θ. (1,2 και 2,3). Στην περίπτωση των Σ.Θ. 1,2 ο λόγος είναι αισθητά μεγαλύτερος στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο. Η ίδια εικόνα εμφανίζεται και στην περίπτωση των Σ.Θ. 3,4 με τα αποτελέσματα διαφοροποιημένα για δύναμη προέντασης $F=80$ kN/m. Αυτό σημαίνει ότι στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου, όπως

φαίνεται και από τις παρακάτω εικόνες, στα Σ.Θ. που βρίσκονται κοντά στην ανοιχτή εκσκαφή εμφανίζονται μεγαλύτερες διαφορικές καθιζήσεις συγκριτικά με το δύσκαμπτο. Αντιθέτως στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο ο λόγος των διαφορικών καθιζήσεων εμφανίζεται μεγαλύτερος στα σημεία της θεμελίωσης που βρίσκονται πιο απομακρυσμένα από την ανοιχτή εκσκαφή.

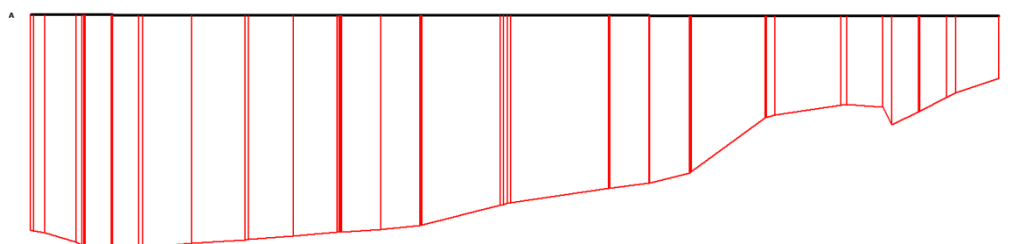
Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα των καθιζήσεων (vertical displacements) όπως αυτά προέκυψαν από τις αναλύσεις του λογισμικού PLAXIS στη στάθμη της θεμελίωσης κατά την τελική φάση της ανοιχτής εκσκαφής.



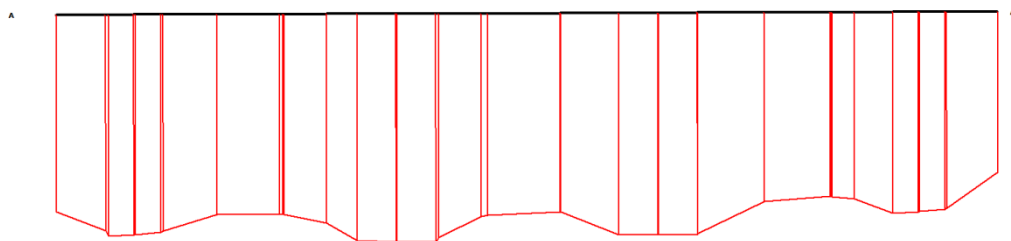
Διάγραμμα 3.58: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=320$ kN/m



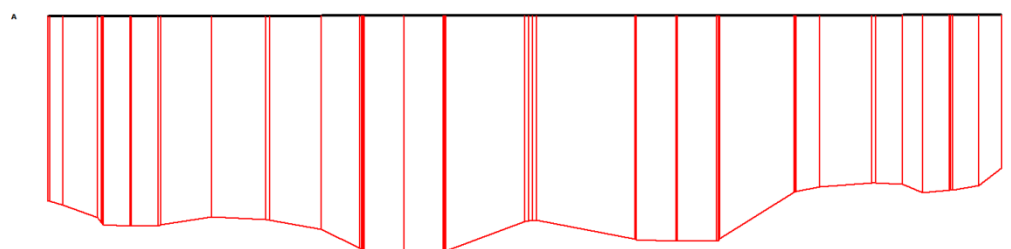
Διάγραμμα 3.59: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=320$ kN/m



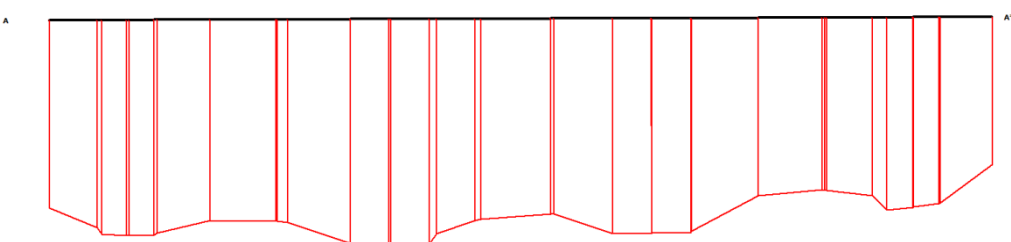
Διάγραμμα 3.60: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=240$ kN/m



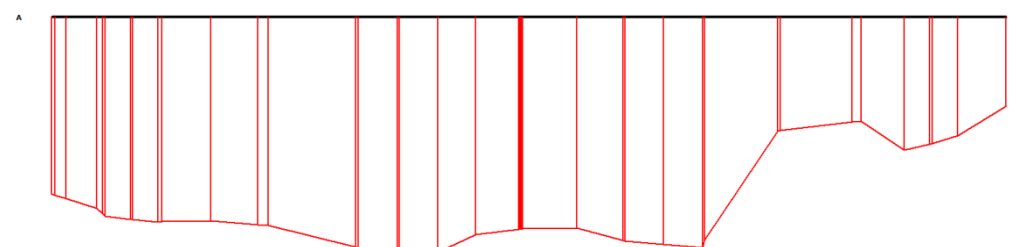
Διάγραμμα 3.61: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=240$ kN/m



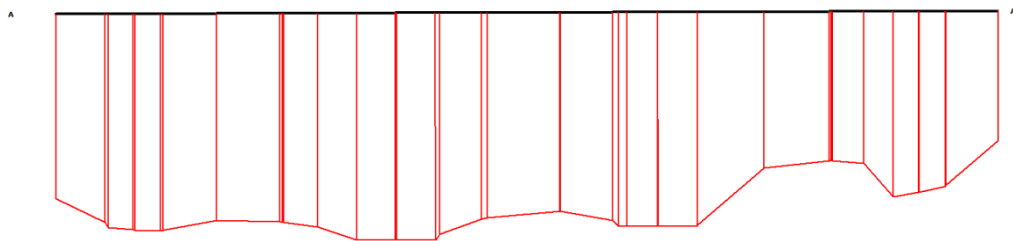
Διάγραμμα 3.62: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=160$ kN/m



Διάγραμμα 3.63: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=160$ kN/m



Διάγραμμα 3.64: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=80$ kN/m

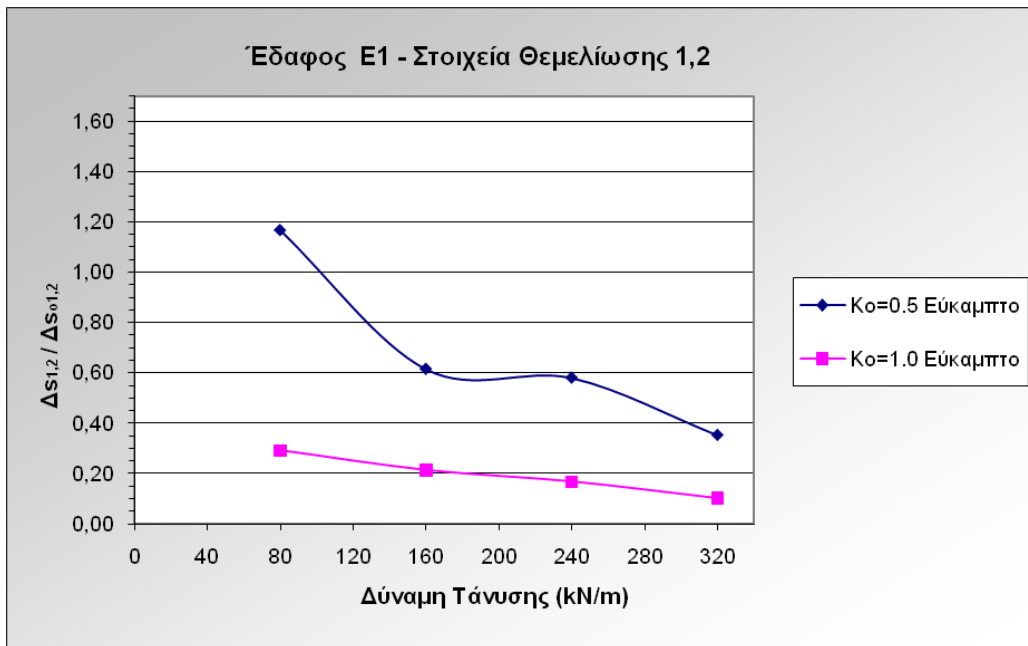


Διάγραμμα 3.65: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=80$ kN/m

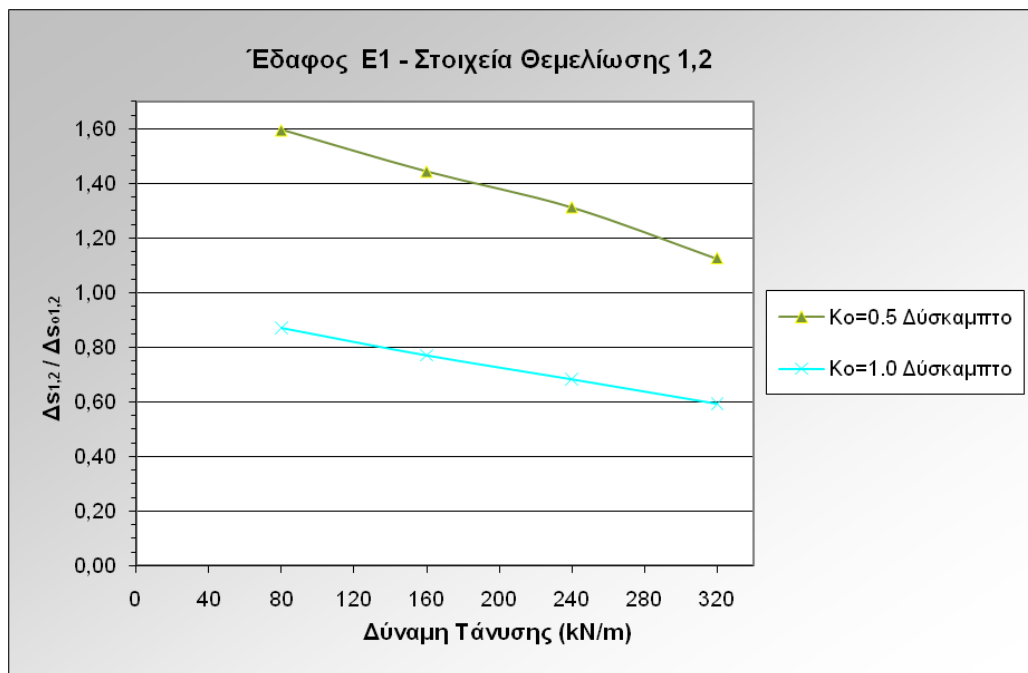
Από τα παραπάνω διαγράμματα φαίνεται ότι οι καθιζήσεις (vertical displacements) αυξάνονται με μεγαλύτερο ρυθμό κοντά στην ανοιχτή εκσκαφή συγκριτικά με τις καθιζήσεις που αναπτύσσονται στο τέλος της θεμελίωσης (σημείο A'), καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης.

- Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 επί του λόγου των διαφορικών καθιζήσεων

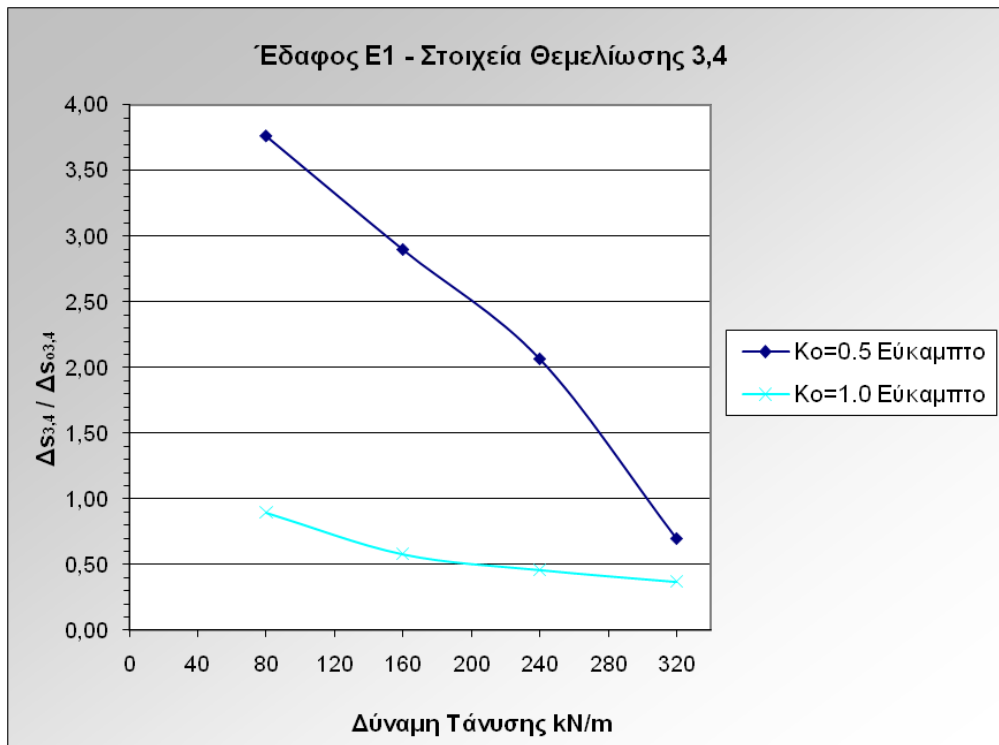
Στην περίπτωση του εδάφους E1 ο λόγος των διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ των Σ.Θ. 1,2 είναι μεγαλύτερος για $K_0 = 0.5$. Αυτό ισχύει και στις δύο περιπτώσεις δυσκαμψίας όπως χαρακτηριστικά φαίνεται και από το παρακάτω διάγραμμα. Η μεγαλύτερη διαφορά στην τιμή του λόγου εμφανίζεται για $F = 80$ kN/m, καθώς για το $K_0 = 0.5$ η τιμή του λόγου είναι ίση με 1.17 ενώ για $K_0 = 1.0$ είναι ίση με 0.29, στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου. Αντίστοιχη είναι και η συμπεριφορά του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου με την μεγαλύτερη διαφορά να εμφανίζεται για δύναμη προέντασης $F = 80$ kN/m. Ίδια εικόνα εμφανίζεται και στην περίπτωση των Σ.Θ. 3,4 όπου ο λόγος των διαφορικών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ είναι σχεδόν διπλάσιος από αυτόν για $K_0=1.0$.



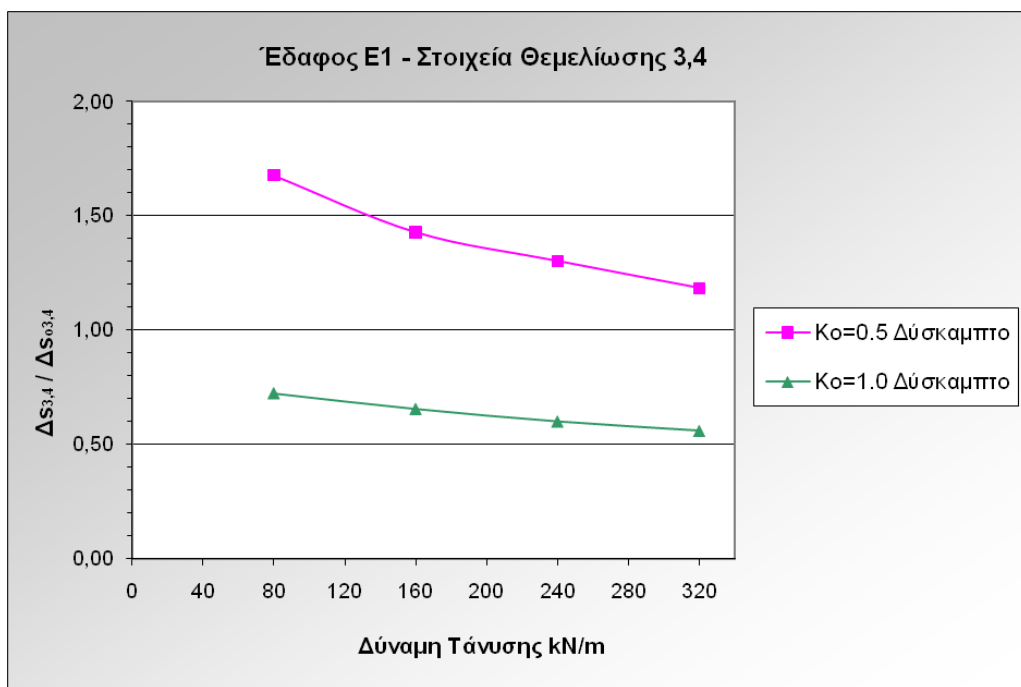
Διάγραμμα 3.66: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



Διάγραμμα 3.67: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



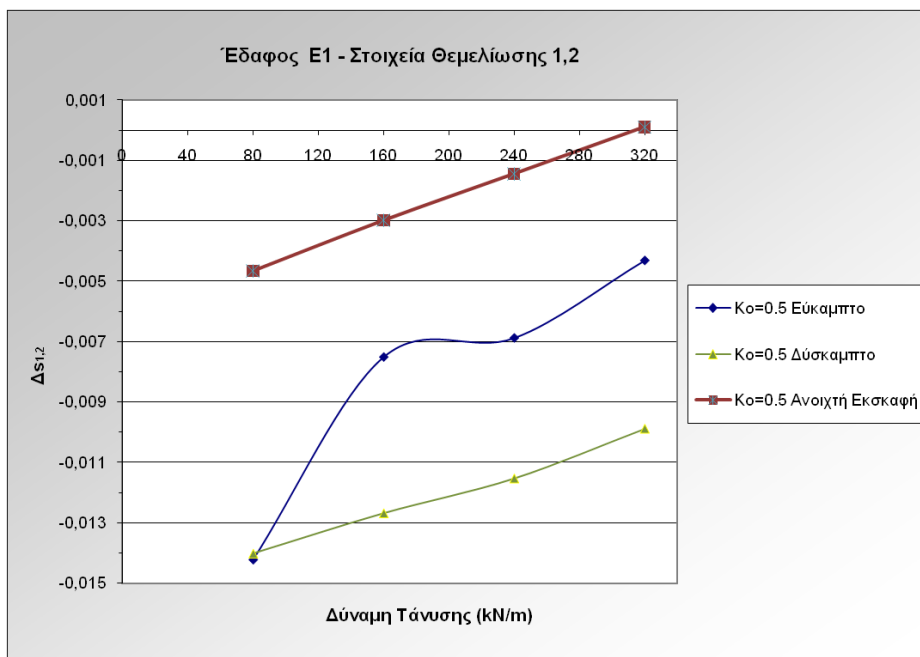
Διάγραμμα 3.68: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$



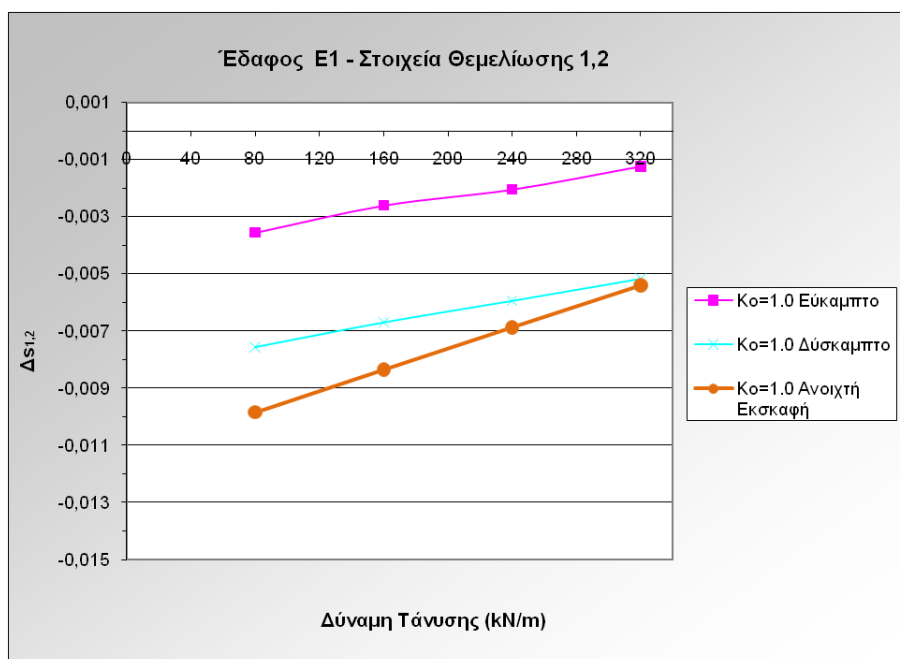
Διάγραμμα 3.69: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_o = 0.5$ και $K_o = 1.0$

Σύγκριση αποτελεσμάτων διαφορικών καθιζήσεων

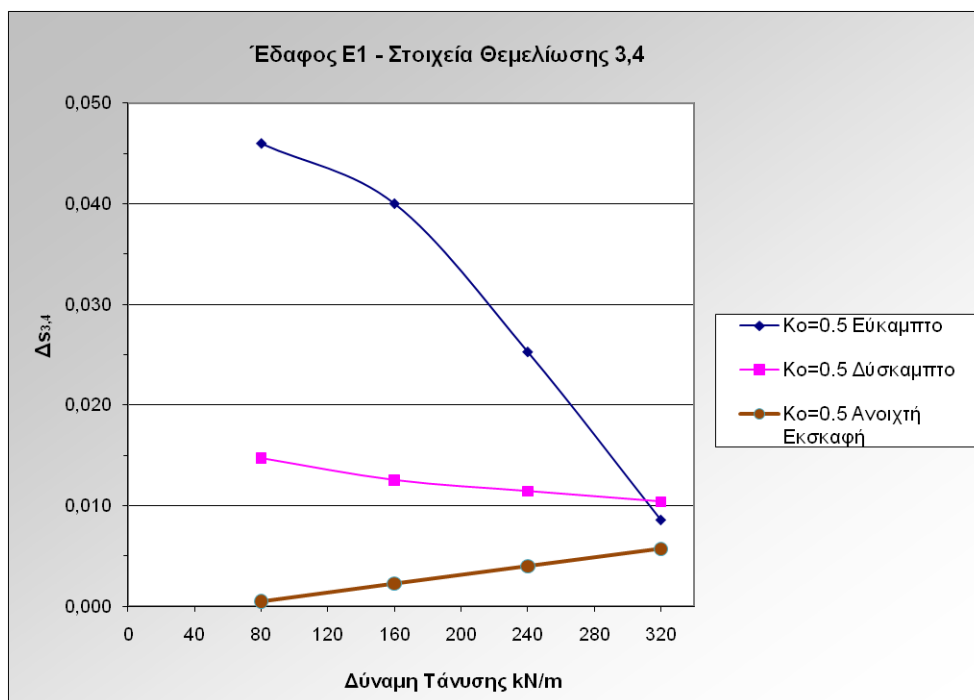
Παρακάτω παρατίθενται διαγράμματα των διαφορικών καθιζήσεων για όλες τις περιπτώσεις των δυνάμεων προέκτασης και για τις δύο περιπτώσεις δυσκαμψίας και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 . Για να είναι πιο ευκρινή τα αποτελέσματα και τα διαγράμματα πιο ευανάγνωστα, έχει γίνει ομαδοποίηση ως προς το συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 .



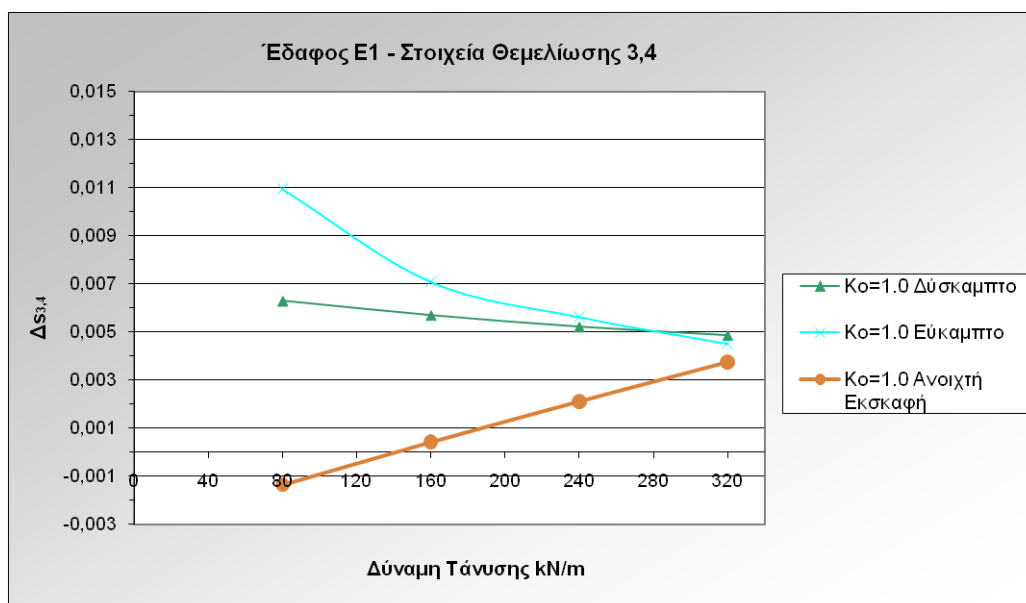
Διάγραμμα 3.70: Διάγραμμα διαφορικών καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης για $K_0=0.5$



Διάγραμμα 3.71: Διάγραμμα διαφορικών καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης για $K_0=1.0$



Διάγραμμα 3.72: Διάγραμμα διαφορικών καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης για $K_o=0.5$



Διάγραμμα 3.73: Διάγραμμα διαφορικών καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης για $K_o=1.0$

Τα συμπεράσματα τα οποία προκύπτουν από τα παραπάνω διαγράμματα ποικίλλουν. Αρχικά παρατηρείται για τα Σ.Θ.1,2 ότι οι διαφορικές καθιζήσεις ακολουθούν ακριβώς

αντίστροφη πορεία για $K_0=0.5$ και $K_0=1.0$. Για το συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με 0.5 και για το εύκαμπτο αλλά και για το δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο οι διαφορικές καθιζήσεις αυξάνονται για όλες τις δυνάμεις προέκτασης. Αυτό σημαίνει ότι οι καθιζήσεις στο επίπεδο θεμελίωσης αυξάνονται με την επιρροή του κτιρίου. Ακριβώς αντίθετη συμπεριφορά παρουσιάζουν οι καθιζήσεις στην περίπτωση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με 1.0. Οι διαφορικές καθιζήσεις εμφανίζονται μειωμένες και για το εύκαμπτο αλλά και για το δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο συγκριτικά με τις καθιζήσεις που διαμορφώθηκαν μόνο λόγω της ανοιχτής εκσκαφής.

Ως αναφορά την περίπτωση των Σ.Θ. 3,4 και για $K_0=0.5$ τα αποτελέσματα εμφανίζονται αρκετά διαφοροποιημένα συγκριτικά με αυτά των Σ.Θ 1,2. Είναι εμφανές ότι με την επίδραση του πλαισίου - κτιρίου οι διαφορικές καθιζήσεις αυξάνονται. Επίσης φαίνεται ξεκάθαρα ότι η μεγαλύτερη διαφοροποίηση εμφανίζεται για $F= 80 \text{ kN/m}$ και για $K_0=0.5$ όπου οι διαφορικές καθιζήσεις με την επίδραση του κτιρίου είναι σχεδόν πενταπλάσιες.

Για την περίπτωση του $K_0=1.0$ παρατηρείται ότι για τις μεγαλύτερες δυνάμεις προέκτασης (320 kN/m και 240 kN/m) η διαφορά των διαφορικών καθιζήσεων, λόγω της επιρροής του πλαισίου - κτιρίου, είναι μικρότερη συγκριτικά με τις διαφορές για τις μικρότερες δυνάμεις προέκτασης. Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα η μεγαλύτερη διαφορά παρατηρείται για $F=80 \text{ kN/m}$ και για το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο όπου οι διαφορικές καθιζήσεις σχεδόν δεκαπλάσιάζονται ενώ για $F=320 \text{ kN/m}$ η διαφορά είναι της τάξης του 1 mm.

3.6.2 Διαφορικές Καθιζήσεις - Περίπτωση Εδάφους E2

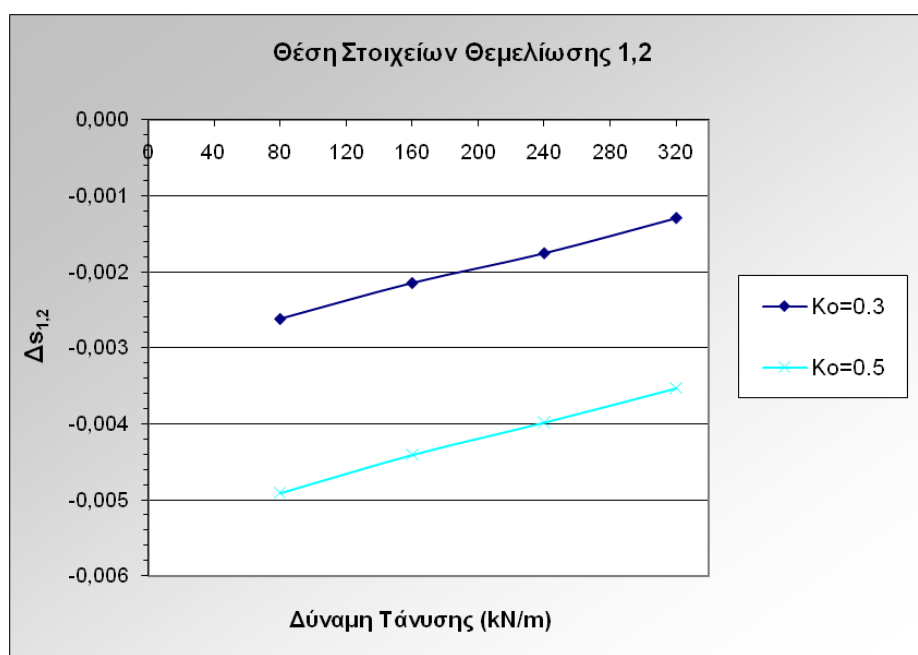
Όπως για την περίπτωση του εδάφους E1 όμοια θα εξεταστεί και η περίπτωση του εδάφους E2 με παρουσίαση των αποτελεσμάτων των διαφορικών καθιζήσεων λόγω ανοιχτής εκσκαφής και την επιρροή του πλαισίου - κτιρίου στις διαφορικές καθιζήσεις.

Επιρροή της ανοιχτής εκσκαφής επί των διαφορικών καθιζήσεων

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα των διαφορικών καθιζήσεων λόγω της ανοιχτής εκσκαφής σε βάθος 1m από την επιφάνεια του εδάφους. Το βάθος αυτό είναι το επίπεδο που βρίσκονται τα στοιχεία θεμελίωσης του πλαισίου - κτιρίου.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ $\Delta s_{1,2}$	
	(E2) $\varphi=40^\circ$ & $c=10$	
	$K_o=0.3$	$K_o=0.5$
320	-0,0013	-0,0035
240	-0,0018	-0,0040
160	-0,0021	-0,0044
80	-0,0026	-0,0049

Πίνακας 3.20. : Αποτελέσματα διαφορικών καθιζήσεων στη θέση των στοιχείων θεμελίωσης 1,2

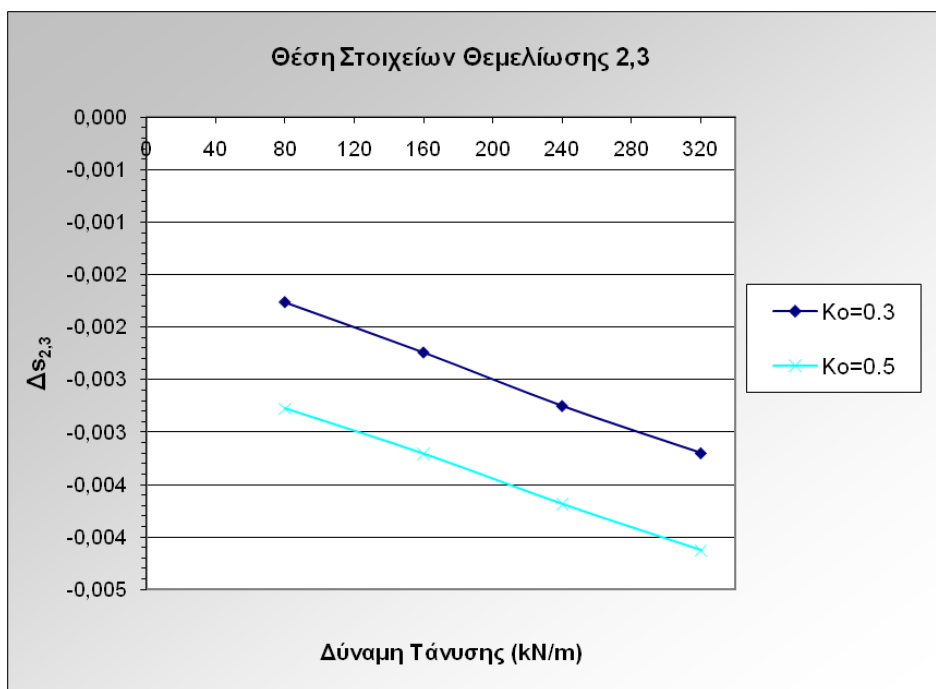


Διάγραμμα 3.74: Διαφορικών Καθιζήσεων για $K_o=0.3$ και $K_o=0.5$

Οι διαφορικές καθιζήσεις αυξάνονται καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης, ενώ και στις δύο περιπτώσεις του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_o είναι αρνητικές. Αυτό σημαίνει ότι οι καθιζήσεις στο Σ.Θ. 2 είναι μικρότερες συγκριτικά με το Σ.Θ. 1. Όσο μειώνεται η δύναμη προέντασης τόσο αυξάνονται οι διαφορικές καθιζήσεις. Αυτό σημαίνει ότι στο Σ.Θ. 1 με τη μείωση της δύναμης προέντασης οι καθιζήσεις αυξάνονται με μεγαλύτερο ρυθμό συγκριτικά με το Σ.Θ.2.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ $\Delta s_{2,3}$	
	(E1) $\varphi=15^\circ$ & c=40	
	K _o =0.3	K _o =0.5
320	-0,0032	-0,0041
240	-0,0028	-0,0037
160	-0,0022	-0,0032
80	-0,0018	-0,0028

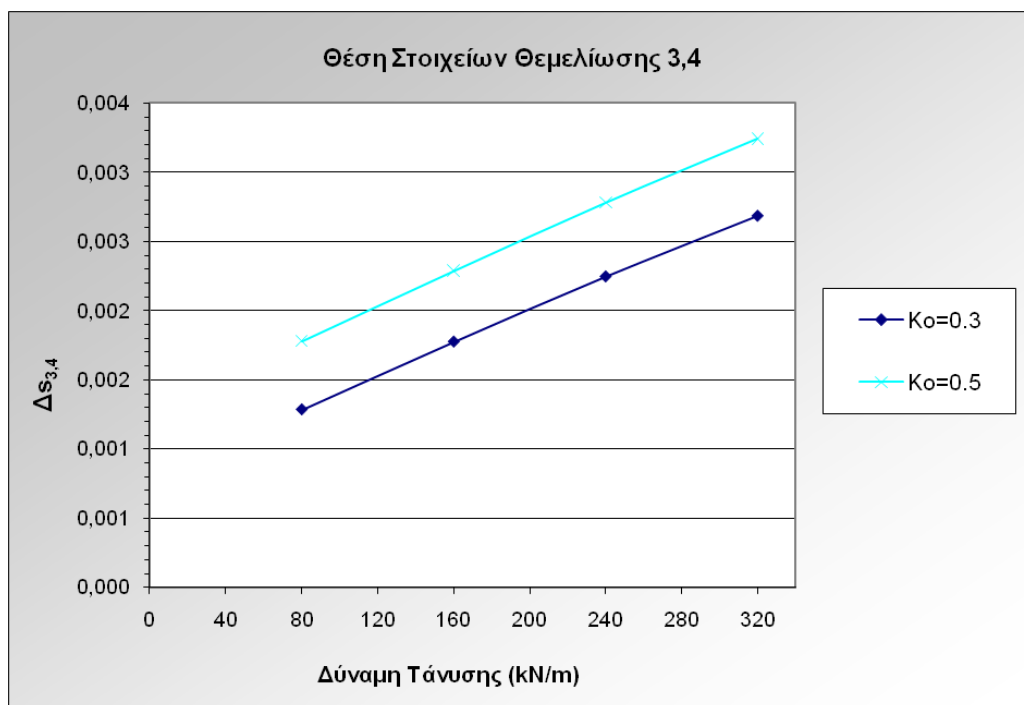
Πίνακας 3.21.: Αποτελέσματα διαφορικών καθιζήσεων στη θέση των στοιχείων θεμελίωσης 2,3



Διάγραμμα 3.75: Λόγος Διαφορικών Καθιζήσεων για K_o=0.5 και K_o=1.0

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ $\Delta s_{3,4}$	
	(E2) $\varphi=40^\circ$ & c=10	
	Ko=0.3	Ko=0.5
320	0,0027	0,0032
240	0,0022	0,0028
160	0,0018	0,0023
80	0,0013	0,0018

Πίνακας 3.22. : Αποτελέσματα διαφορικών καθιζήσεων στη θέση των στοιχείων θεμελίωσης 3,4



Διάγραμμα 3.76: Λόγος Διαφορικών Καθιζήσεων για $K_o=0.5$ και $K_o=1.0$

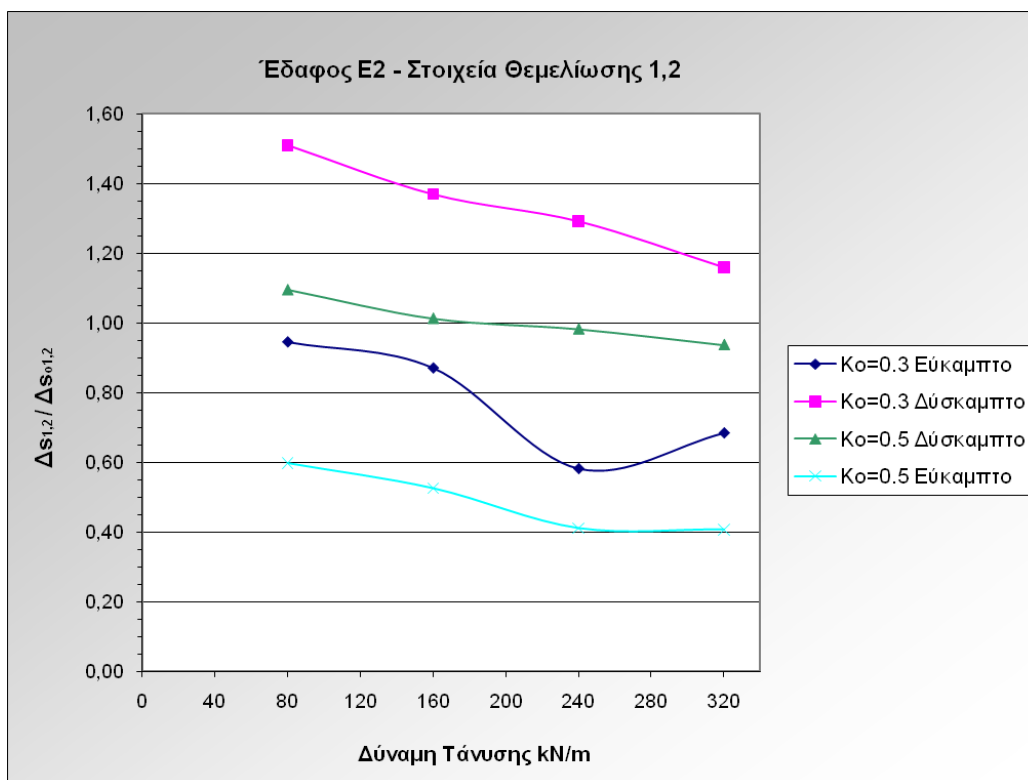
Τα αποτελέσματα στα Σ.Θ. 3,4 είναι ακριβώς αντίθετα με αυτά της παραπάνω περίπτωσης. Όσο αυξάνεται η δύναμη προέντασης αυξάνονται οι διαφορικές καθιζήσεις ενώ η διαφορά των καθιζήσεων μεταξύ των δύο συντελεστών ουδέτερων ωθήσεων είναι μικρότερη συγκριτικά με αυτή που παρουσιάζεται στη Σ.Θ 1,2.

Επιρροή του πλαισίου - κτιρίου επί των διαφορικών καθιζήσεων

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των διαφορικών καθιζήσεων με τη μορφή πινάκων και διαγραμμάτων. Όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο η αρίθμηση των στοιχείων θεμελίωσης (Σ.Θ.) έγινε από τα αριστερά προς τα δεξιά, με 1 για το Σ.Θ. που είναι δίπλα στην εκσκαφή και 4 για το πιο απομακρυσμένο από την εκσκαφή αντίστοιχα.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΔΙΑΦΟΡΙΚΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ $\Delta s_{1,2} / \Delta s_{01,2}$			
	(E2) $\varphi=40^\circ$ & $c=10$ kPa			
	K _o =0.3		K _o =0.5	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,68	1,16	0,41	0,94
240	0,58	1,29	0,41	0,98
160	0,87	1,37	0,53	1,01
80	0,95	1,51	0,60	1,09

Πίνακας 3.23. : Αποτελέσματα λόγου διαφορικών καθιζήσεων στη θέση των στοιχείων θεμελίωσης 1,2

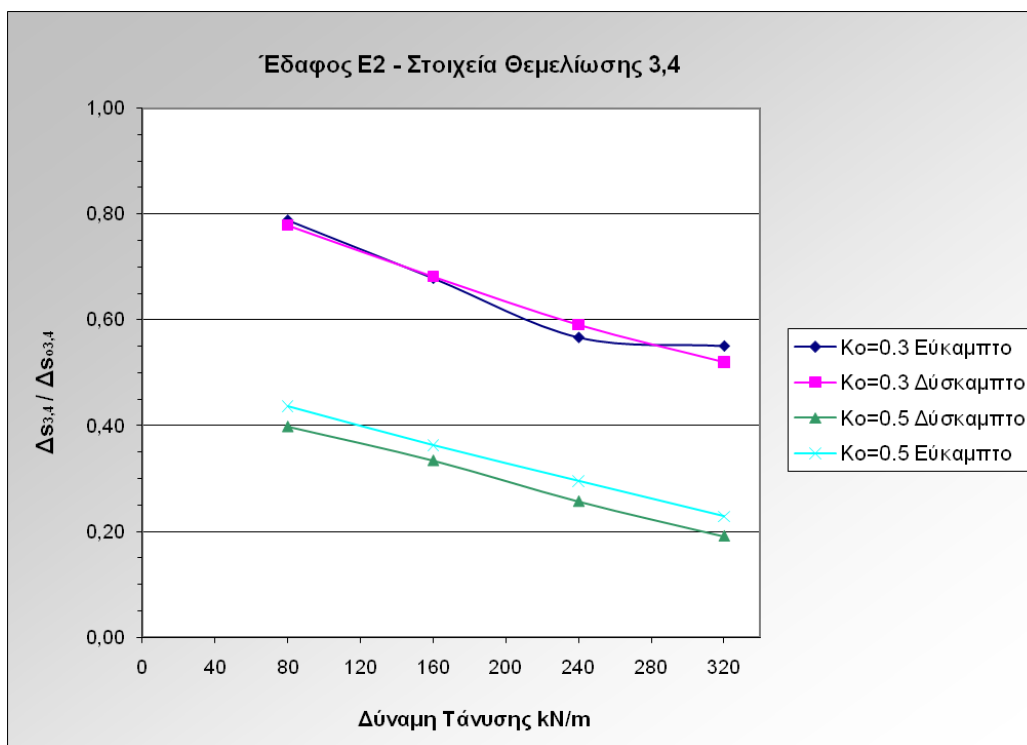


Διάγραμμα 3.77: Λόγος Διαφορικών Καθιζήσεων Σ.Θ. 1,2 για K_o=0.3 και K_o=0.5 για Εύκαμπτο και Δύσκαμπτο Πλαίσιο - Κτίριο

Από μία αρχική εκτίμηση των αποτελεσμάτων του λόγου των καθιζήσεων μεταξύ των στοιχείων θεμελίωσης 1,2 προκύπτει ότι ο λόγος αυξάνεται καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης. Στην περίπτωση του $K_0=0.3$ ο λόγος αυξάνεται με μεγαλύτερο ρυθμό και για τις δυο περιπτώσεις δυσκαμψίας.

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΛΟΓΟΣ ΔΙΑΦΟΡΙΚΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ $\Delta s_{3,4} / \Delta s_{0,3,4}$			
	(E2) $\varphi=40^\circ$ & $c=10$ kPa			
	$K_0=0.3$		$K_0=0.5$	
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ
320	0,55	0,52	0,23	0,19
240	0,57	0,59	0,30	0,26
160	0,68	0,68	0,36	0,33
80	0,79	0,78	0,44	0,40

Πίνακας 3.24. : Αποτελέσματα λόγου διαφορικών καθιζήσεων στη θέση των στοιχείων θεμελίωσης 3,4



Διάγραμμα 3.78: Λόγος Διαφορικών Καθιζήσεων Σ.Θ. 3,4 για $K_0=0.3$ και $K_0=0.5$ για Εύκαμπτο και Δύσκαμπτο Πλαίσιο - Κτίριο

Στην περίπτωση των Σ.Θ 3,4 εμφανίζονται πολύ μικρές διαφορές στις τιμές του λόγου διαφορικών καθιζήσεων για το ίδιο K_0 και διαφορετική δυσκαμψία, όπως φαίνεται και από το διάγραμμα. Εμφανίζονται δε ελαφρώς μικρότερες στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου και για $K_0=0.3$ αλλά και για $K_0=0.5$.

Επί μέρους συμπεράσματα - Διαφορικών Καθιζήσεων

- Επιρροή της δύναμης προέντασης επί του λόγου των διαφορικών καθιζήσεων

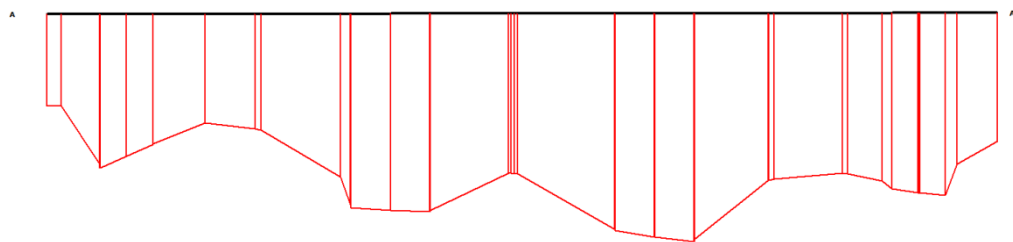
Ως αναφορά στα Σ.Θ. 1,2 ο λόγος παρουσιάζει αυξητικές τάσεις καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης. Το αποτέλεσμα αυτό είναι αναμενόμενο καθώς όσο μειώνεται η δύναμη προέντασης δίνεται η δυνατότητα για ανάπτυξη μεγαλύτερων παραμορφώσεων. Το ίδιο ισχύει και για την περίπτωση των λόγων των καθιζήσεων των Σ.Θ. 3,4. Συγκρίνοντας το λόγο των διαφορικών καθιζήσεων για δύναμη προέντασης $F=320$ kN/m και $F=80$ kN/m παρατηρείται ότι ο λόγος σχεδόν διπλασιάζεται καθώς υποτετραπλασιάζεται η δύναμη προέντασης.

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι ο λόγος των διαφορικών καθιζήσεων είναι στις περισσότερες περιπτώσεις μικρότερος της μονάδας. Αυτό σημαίνει ότι στις θέσεις των στοιχείων θεμελίωσης η τελική διαφορική καθίζηση είναι μικρότερη από την αρχική και η διαφορά τους μειώνεται καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης.

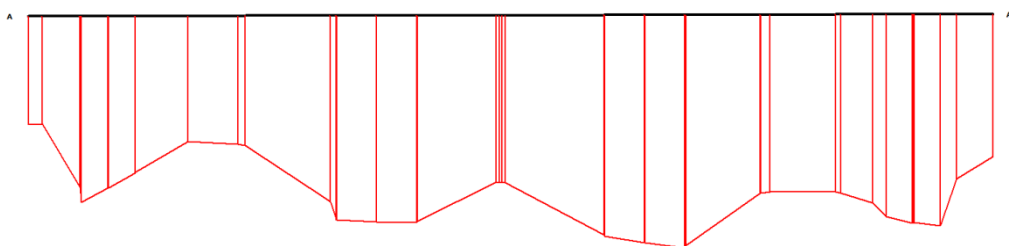
- Επιρροή της δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου επί του λόγου των διαφορικών καθιζήσεων

Ως μια γενική παρατήρηση από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι ο λόγος των διαφορικών καθιζήσεων παρουσιάζεται μεγαλύτερος στο εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο για την περίπτωση των στοιχείων θεμελίωσης 3,4, χωρίς παρόλα αυτά οι διαφορές τους να είναι πολύ μεγάλες. Στην περίπτωση των Σ.Θ. 1,2 ο λόγος είναι μεγαλύτερος στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο με αρκετά μεγάλη διαφοροποίηση η οποία ανέρχεται σε αύξηση έως και 50%. Αυτό σημαίνει ότι στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου, όπως φαίνεται και από τις παρακάτω εικόνες, στα πέδιλα που βρίσκονται κοντά στην ανοιχτή εκσκαφή εμφανίζονται μεγαλύτερες καθιζήσεις συγκριτικά με το δύσκαμπτο.

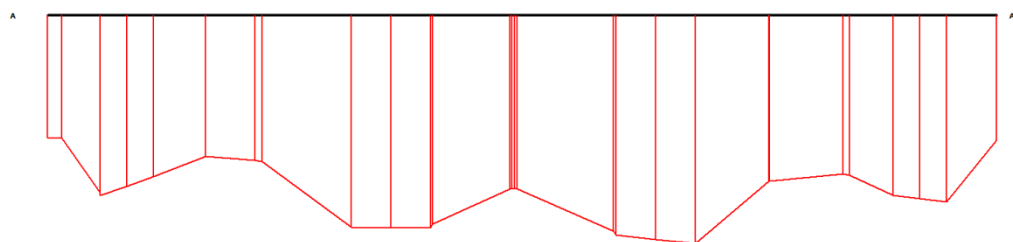
Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα των καθιζήσεων (vertical displacements) όπως αυτά προέκυψαν από τις αναλύσεις του λογισμικού PLAXIS στη στάθμη της θεμελίωσης κατά την τελική φάση της ανοιχτής εκσκαφής.



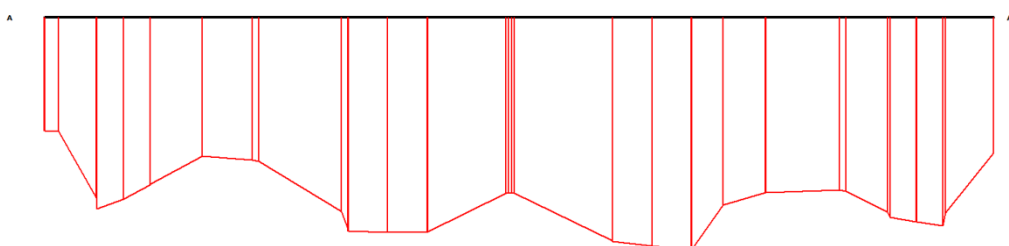
Διάγραμμα 3.79: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.3$, $F=320$ kN/m



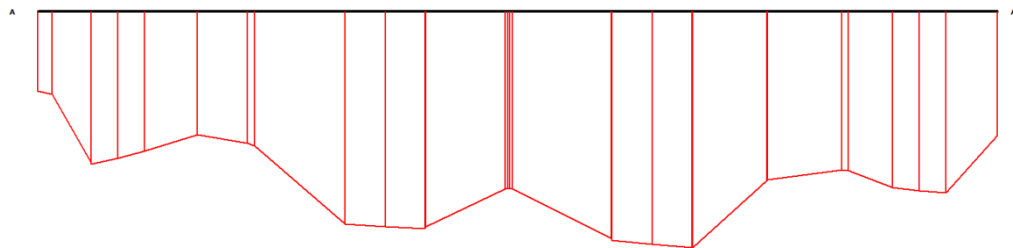
Διάγραμμα 3.80: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.3$, $F=320$ kN/m



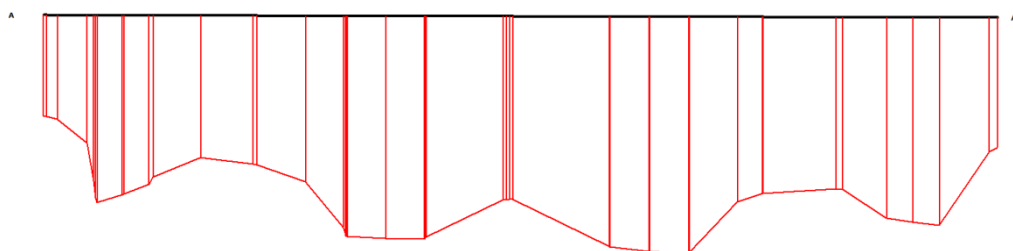
Διάγραμμα 3.81: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.3$, $F=240$ kN/m



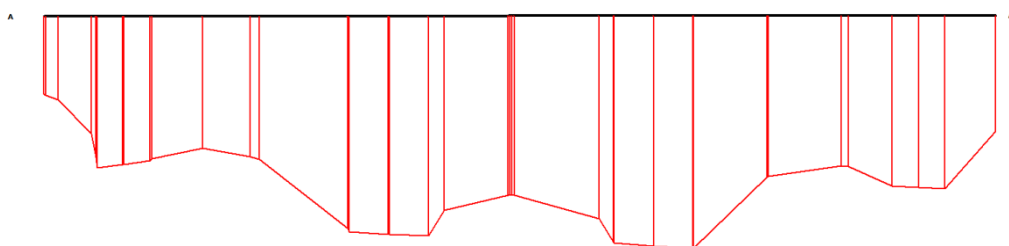
Διάγραμμα 3.82: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=240$ kN/m



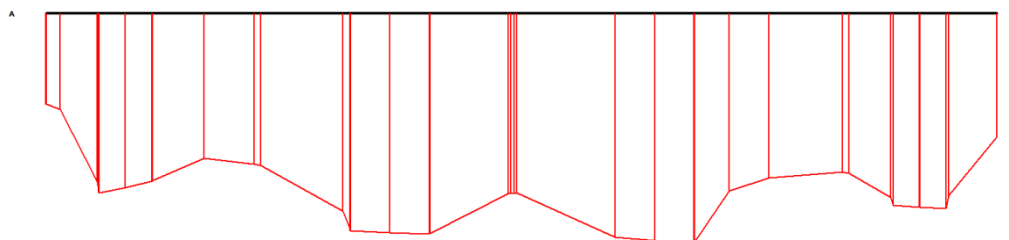
Διάγραμμα 3.83: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=160$ kN/m



Διάγραμμα 3.84: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=160$ kN/m



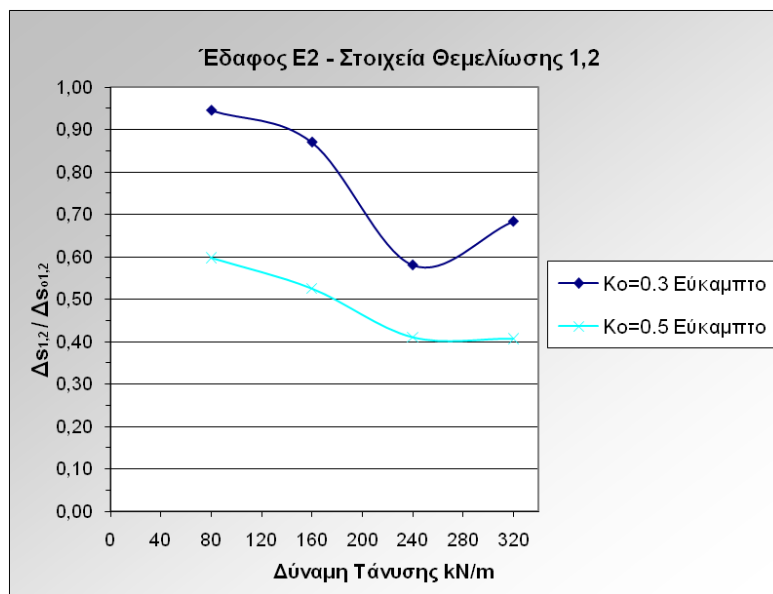
Διάγραμμα 3.85: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=80$ kN/m



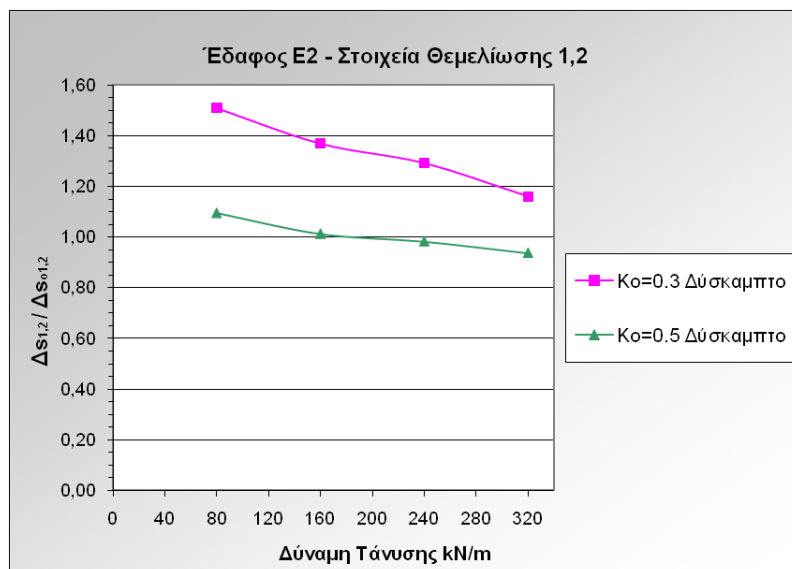
Διάγραμμα 3.86: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.5$, $F=80$ kN/m

- Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 επί του λόγου των διαφορικών καθιζήσεων

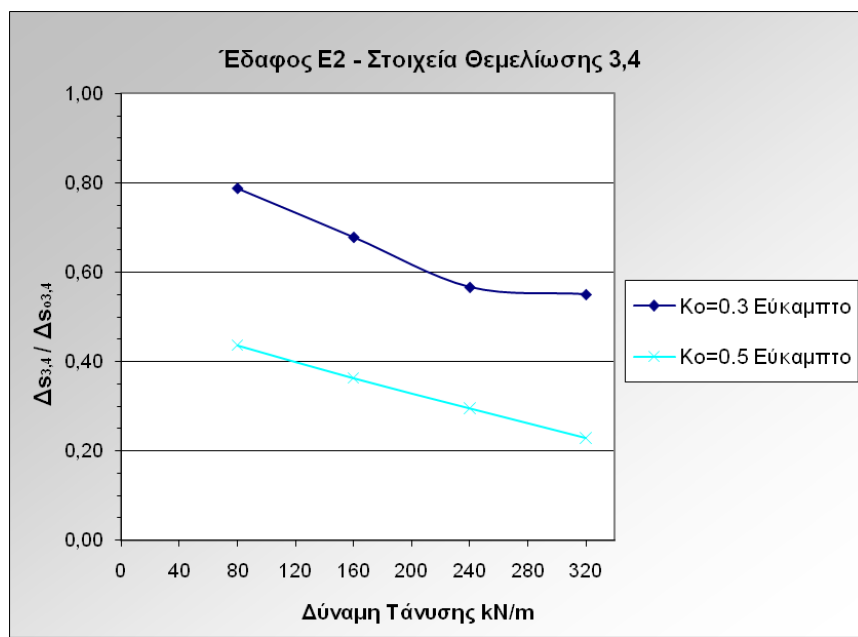
Στην περίπτωση του εδάφους E2 για τα στοιχεία θεμελίωσης Σ.Θ. 1,2 η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται στην περίπτωση του $K_0=0.5$ για το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο, ενώ για το δύσκαμπτο εμφανίζεται για $K_0=0.3$. Η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται για τη μεγαλύτερη δύναμη προέντασης.



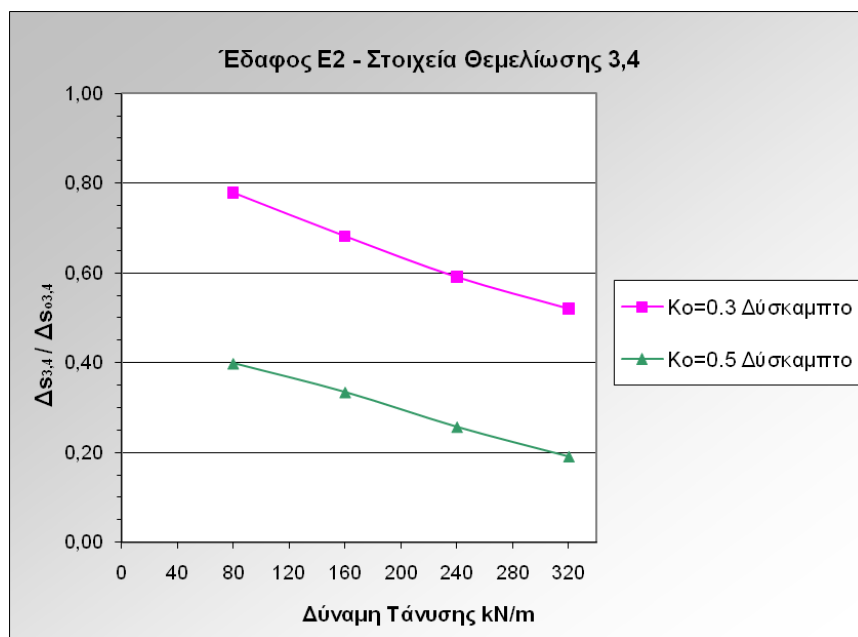
Διάγραμμα 3.87: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.3$ και $K_0=0.5$



Διάγραμμα 3.88: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.3$ και $K_0=0.5$



Διάγραμμα 3.89: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_o=0.3$ και $K_o=0.5$



Διάγραμμα 3.90: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης Δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου για $K_o=0.3$ και $K_o=0.5$

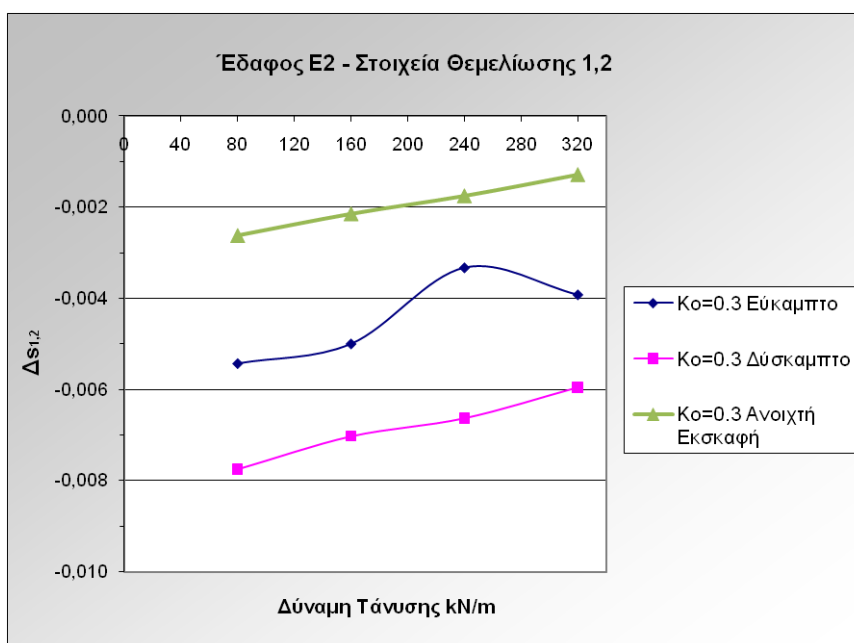
Για τα στοιχεία θεμελίωσης Σ.Θ. 3,4 η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται για $K_o=0.5$ και στις δύο περιπτώσεις δυσκαμψίας.

Σύγκριση αποτελέσματα διαφορικών καθιζήσεων

Παρακάτω παρατίθενται διαγράμματα των διαφορικών καθιζήσεων για όλες τις περιπτώσεις των δυνάμεων προέντασης και για τις δύο περιπτώσεις ακαμψίας και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων. Όπως και στην περίπτωση του εδάφους E1 η ομαδοποίηση των αποτελεσμάτων έχει γίνει ως προς το συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 .

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ $\Delta s_{1,2}$		
	(E2) $\varphi=40^\circ$ & $c=10$ kPa		
	$K_0=0.3$		
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ	ΑΝΟΙΧΤΗ ΕΚΣΚΑΦΗ
320	-0,0039	-0,0060	-0,0013
240	-0,0033	-0,0066	-0,0018
160	-0,0050	-0,0070	-0,0021
80	-0,0054	-0,0077	-0,0026

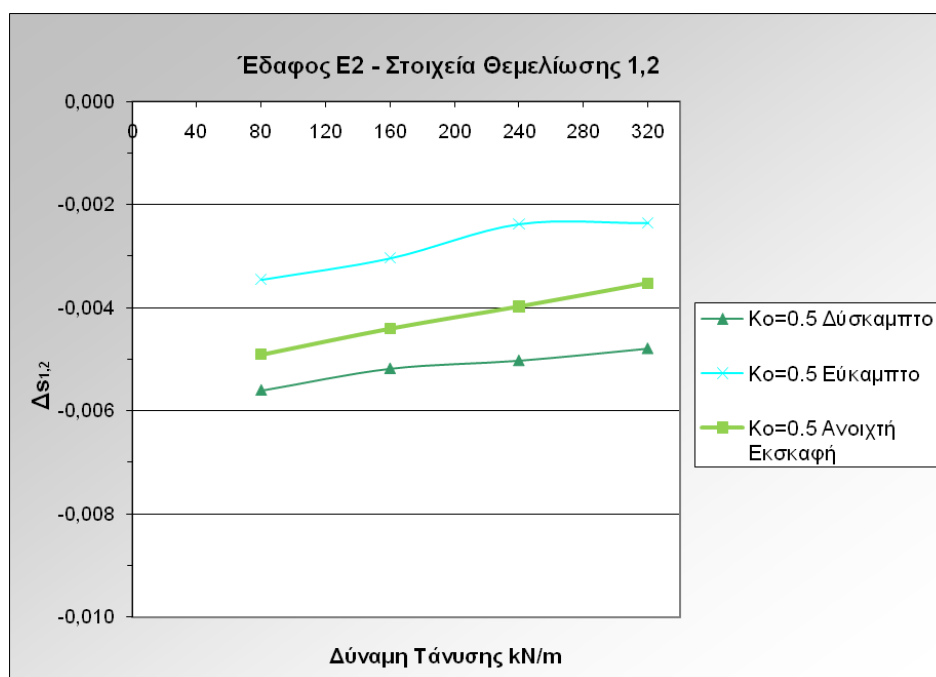
Πίνακας 3.25. : Αποτελέσματα διαφορικών καθιζήσεων στη στάθμη θεμελίωσης για $K_0=0.3$



Διάγραμμα 3.91: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης για $K_0=0.3$

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ $\Delta s_{1,2}$		
	(E2) $\varphi=40^\circ$ & $c=10$ kPa		
	K _o =0.5		
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ	ΑΝΟΙΧΤΗ ΕΚΣΚΑΦΗ
320	-0,0024	-0,0048	-0,0035
240	-0,0024	-0,0050	-0,0040
160	-0,0030	-0,0052	-0,0044
80	-0,0035	-0,0056	-0,0049

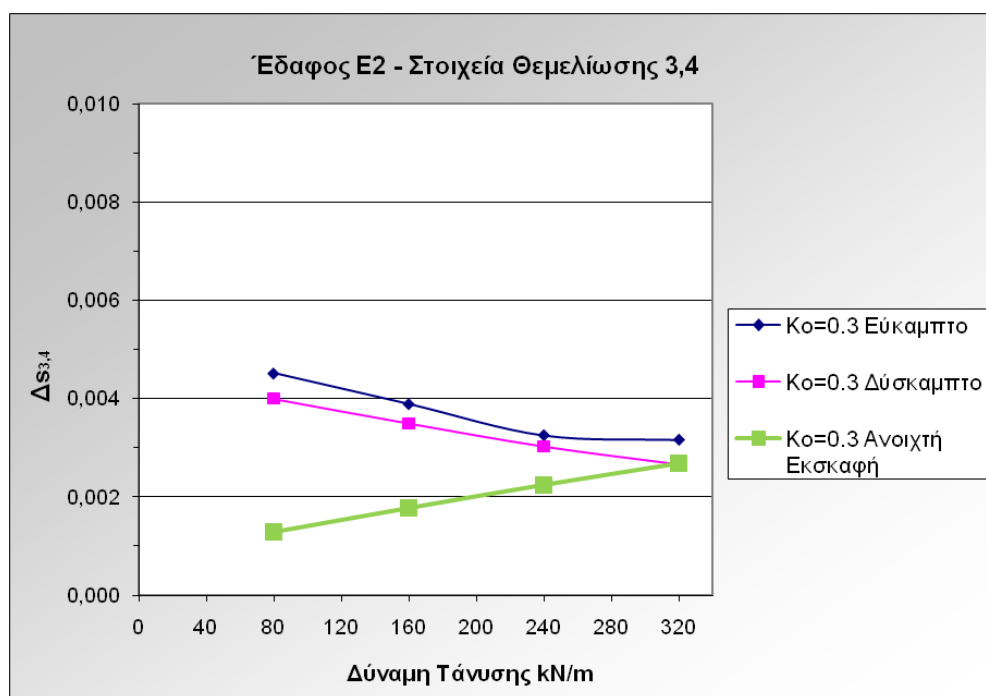
Πίνακας 3.26. : Αποτελέσματα διαφορικών καθιζήσεων στη στάθμη θεμελίωσης για K_o=0.5



Διάγραμμα 3.92: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης για K_o=0.5

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ $\Delta s_{3,4}$		
	(E2) $\varphi=40^\circ$ & $c=10$ kPa		
	$K_0=0.3$		
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ	ΑΝΟΙΧΤΗ ΕΚΣΚΑΦΗ
320	0,0032	0,0027	0,0027
240	0,0033	0,0030	0,0022
160	0,0039	0,0035	0,0018
80	0,0045	0,0040	0,0013

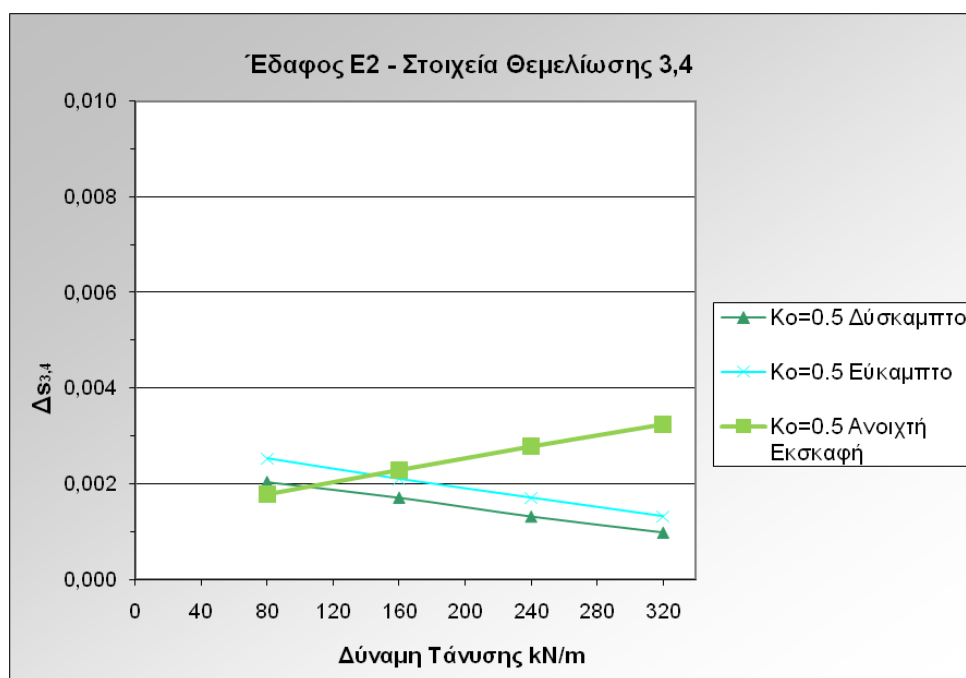
Πίνακας 3.27. : Αποτελέσματα διαφορικών καθιζήσεων στη στάθμη θεμελίωσης για $K_0=0.3$



Διάγραμμα 3.93: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης για $K_0=0.3$

ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ (kN/m)	ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ $\Delta s_{3,4}$		
	(E2) $\varphi=40^\circ$ & $c=10$ kPa		
	$K_0=0.5$		
	ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ	ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ - ΚΤΙΡΙΟ	ΑΝΟΙΧΤΗ ΕΚΣΚΑΦΗ
320	0,0013	0,0010	0,0032
240	0,0017	0,0013	0,0028
160	0,0021	0,0017	0,0023
80	0,0025	0,0020	0,0018

Πίνακας 3.28. : Αποτελέσματα διαφορικών καθιζήσεων στη στάθμη θεμελίωσης για $K_0=0.5$



Διάγραμμα 3.94: Διάγραμμα καθιζήσεων στη στάθμη της θεμελίωσης για $K_0=0.5$

Αρχικά παρατηρείται από τα διαγράμματα ότι για τα Σ.Θ.1,2 οι διαφορικές καθιζήσεις για $K_0=0.3$ και $K_0=0.5$ είναι ελαφρώς διαφοροποιημένες. Για το συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με 0.3 για το εύκαμπτο αλλά και για το δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο οι διαφορικές καθιζήσεις είναι μεγαλύτερες με την επιρροή του κτιρίου για όλες τις δυνάμεις προέντασης και μάλιστα στο Σ.Θ 2 οι καθιζήσεις είναι μεγαλύτερες συγκριτικά με αυτές

του Σ.Θ 1. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι διαφορικές καθιζήσεις με την επιρροή του πλαισίου - κτιρίου σχεδόν τριπλασιάζονται για το εύκαμπτο πλαισίου - κτίριο ενώ για το δύσκαμπτο πενταπλασιάζονται.

Ακριβώς αντίθετη συμπεριφορά παρουσιάζουν οι καθιζήσεις στην περίπτωση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με 0.5 στην περίπτωση για το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο. Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα οι καθιζήσεις που εμφανίζονται μετά την επίδραση του πλαισίου - κτιρίου είναι μικρότερες συγκριτικά με την ανοιχτή εκσκαφή. Αντίθετα στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου ακολουθούν την ίδια πορεία με αυτή για $K_0=0.3$. Η δύναμη προέντασης επενεργεί ακριβώς με τον ίδιο τρόπο και στις δύο περιπτώσεις δυσκαμψίας και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων καθώς οι καμπύλες ακολουθούν την ίδια κλίση με αύξηση των διαφορικών καθιζήσεων καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης.

Ως αναφορά την περίπτωση των Σ.Θ. 3,4 οι διαφορικές καθιζήσεις με την επίδραση του πλαισίου - κτιρίου για $K_0=0.3$ εμφανίζονται μεγαλύτερες ενώ για $K_0=0.5$ οι διαφορικές καθιζήσεις εμφανίζονται μικρότερες. Επίσης οι διαφορικές καθιζήσεις και στις δύο περιπτώσεις των συντελεστών ουδετέρων ωθήσεων ακολουθούν αντιστρόφως ανάλογη πορεία καθώς μειώνεται η δύναμη προέντασης σε σχέση με την ανοιχτή εκσκαφή. Στην περίπτωση μόνο της ανοιχτής εκσκαφής οι διαφορικές καθιζήσεις μειώνονται με την αύξηση της δύναμης προέντασης, ενώ με την επίδραση του πλαισίου - κτιρίου οι διαφορικές καθιζήσεις αυξάνονται με την αύξηση της δύναμης προέντασης. Για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K_0=0.3$ οι καμπύλες συγκλίνουν για δύναμη προέντασης $F=320$ kN/m ενώ για $K_0=0.5$ οι καμπύλες συγκλίνουν για $F=80$ kN/m.

4. ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάστηκαν θέματα που αφορούν προεντεταμένες αγκυρώσεις σε κατακόρυφα εδαφικά πρηνή και ο τρόπος που επηρεάζονται τα εντατικά μεγέθη ενός κτιρίου που βρίσκεται σε κοντινή απόσταση από την ανοιχτή εκσκαφή, αντιστηριζόμενη με προεντεταμένα αγκύρια. Τα βασικά προσομοιώματα της εργασίας είναι τέσσερα. Έγιναν παραμετρικές αναλύσεις για ένα εύκαμπτο και ένα δύσκαμπτο κτίριο - πλαίσιο και για δύο τύπους εδαφών με διαφορετικό c , φ και μέτρο ελαστικότητας. Το έδαφος E1 έχει χαρακτηριστικά συνεκτικού εδάφους, ενώ οι γεωτεχνικές παράμετροι του εδάφους E2 παραπέμπουν σε μη συνεκτικό έδαφος. Οι αναλύσεις έγιναν με βάση τέσσερις (4) διαφορετικές δυνάμεις προέντασης, οι οποίες προέκυψαν ως ποσοστό της αντοχής σχεδιασμού R_d , αλλά και διαφορετικό συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 .

Αρχικά διερευνήθηκε η επιρροή του πλαισίου - κτιρίου στην ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων και στη συνέχεια εξετάστηκε η επίδραση τόσο της δύναμης προέντασης όσο και του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 στην ανάπτυξη των ροπών κάμψεως ανοιγμάτων, στηρίξεων και των διαφορικών καθιζήσεων. Οι αναλύσεις έγιναν με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων υπό διδιάστατες συνθήκες.

4.2 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΥΠΟ ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

4.2.1. Ανάπτυξη ροπών κάμψεως ανοιγματος

Επιρροή της δύναμης προέντασης

Αρχικά μελετήθηκε η επιρροή της δύναμης προέντασης στην ανάπτυξη των ροπών κάμψεως ανοιγμάτων ανηγμένες ως προς την αρχική ροπή κάμψης ανοιγμάτων του πλαισίου - κτιρίου.

Από τα αποτελέσματα παρατηρείται ότι η δύναμη προέντασης δεν επηρεάζει σημαντικά την ανάπτυξη των ροπών κάμψεως ανοιγμάτων στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου. Αντίθετα η επιρροή της δύναμης προέντασης επί των ροπών κάμψεως είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου. Η ανηγμένη μεταβολή των ροπών κάμψεως των ανοιγμάτων, και τους δύο τύπους εδαφών, στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου κυμαίνεται από 0 - 7% και στην

περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου από 0 - 30% αντίστοιχα. Στην περίπτωση του εδάφους E1, στο εύκαμπτο αλλά και στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται για τη μικρότερη δύναμη προέντασης. Στην περίπτωση του εδάφους E2 όμως, ενώ για το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται για τη μικρότερη δύναμη προέντασης, όπως και παραπάνω, στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται στην περίπτωση της μεγαλύτερης δύναμης προέντασης.

Επιρροή της δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου

Η διαφοροποίηση της δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου, επιδρά σημαντικά στην ανάπτυξη των ροπών κάμψεως. Η μεταβολή των ροπών κάμψεως ανοιγμάτων είναι εμφανώς μεγαλύτερη όταν το κτίριο - πλαίσιο λειτουργεί ως δύσκαμπτο. Η μεγαλύτερη μεταβολή στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου εμφανίζεται στο ακραίο άνοιγμα (Γ) , και για τους δύο τύπους εδάφους. Αντίθετα στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου εμφανίζεται στο ενδιάμεσο άνοιγμα (B').

Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων

Η αύξηση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 έχει ως αποτέλεσμα την μεταβολή των ροπών κάμψεως ανοιγμάτων κυρίως στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου. Η μεταβολή ροπών κάμψεως στην περίπτωση του εύκαμπτου πλαισίου - κτιρίου είναι σχεδόν αμελητέα και στα τρία ανοίγματα φτάνοντας έως το 4%. Αντίθετα η μεταβολή των ροπών κάμψεως στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο εμφανίζεται αισθητά μεγαλύτερη φτάνοντας έως και 20%. Τα αποτελέσματα αυτά παρατηρηθήκαν τόσο στην περίπτωση του εδάφους E1 όσο και στην περίπτωση του εδάφους E2.

4.2.2. Ανάπτυξη ροπών κάμψεως στηρίξεων

Επιρροή της δύναμης προέντασης

Οι ροπές στηρίξεων που αναπτύσσονται στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο είναι αυτές που εμφανίζουν τις μεγαλύτερες μεταβολές, όπως ακριβώς συνέβη και στην περίπτωση των ροπών κάμψεως ανοιγμάτων. Στο εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο οι ροπές επηρεάζονται σε μικρότερο βαθμό με τη μεταβολή τους να κυμαίνεται από 0 - 15%. Αντίθετα στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο η μεταβολή κυμαίνεται από 0 έως 67%.

Συγκρίνοντας την επιρροή της δύναμης προέντασης στην μεταβολή των ροπών στηρίξεων και των ροπών ανοιγμάτων παρατηρείται ότι οι μεταβολές των ροπών στηρίξεων είναι μεγαλύτερες από ότι αυτές των ανοιγμάτων. Επομένως οι ροπές των στηρίξεων επηρεάζονται σε μεγαλύτερο βαθμό από τη μεταβολή της δύναμης προέντασης συγκριτικά με αυτές των ανοιγμάτων.

Επιρροή της δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου

Όπως παρατηρήθηκε στις ροπές κάμψεως των ανοιγμάτων, η διαφοροποίηση της δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου, επιδρά σημαντικά στην ανάπτυξη των ροπών κάμψεως των στηρίξεων. Με την αύξηση της δυσκαμψίας αυξάνονται σημαντικά και οι μεταβολές στις ροπές στηρίξεων. Βέβαια οι διαφοροποιήσεις στις μεταβολές των ροπών είναι μεγαλύτερες στην περίπτωση του εδάφους E1 ενώ στην περίπτωση του εδάφους E2 οι μεταβολές των ροπών, αριθμητικά, και στις τέσσερις στηρίξεις κυμαίνονται σε πολύ κοντινά επίπεδα.

Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων

Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων K_0 στην περίπτωση των ροπών στήριξης, όπως και των ροπών κάμψεως ανοιγμάτων, δεν επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τα αποτελέσματα όταν το πλαίσιο - κτίριο λειτουργεί ως εύκαμπτο. Η μεταβολή των ροπών σε αυτή την περίπτωση κυμαίνεται από 0 έως 8%. Αντίθετα στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο το μικρότερο ποσοστό μεταβολής των ροπών στήριξης είναι 3% ενώ η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται στην περίπτωση της Β' στήριξης όπου ο λόγος των ροπών σχεδόν τετραπλασιάζεται.

4.2.3. Ανάπτυξη διαφορικών καθιζήσεων

Επιρροή της δύναμης προέντασης

Ως ένα γενικό συμπέρασμα από τις αναλύσεις προκύπτει η δύναμη προέντασης παίζει σημαντικό ρόλο στην ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων τόσο στο εύκαμπτο όσο και στο δύσκαμπτο πλαίσιο - κτίριο. Παρατηρήθηκε στο για τα Σ.Θ 1,2 η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται για τη μεγαλύτερη δύναμη προέντασης, με μία εξαίρεση που εμφανίζεται στο δύσκαμπτο πλαίσιο και στους δύο τύπους εδαφών για το χαμηλό συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K_0=0.5$ και $K_0=0.3$ για το έδαφος E1 και E2 αντίστοιχα.

Για την περίπτωση των Σ.Θ. 3,4 η μεταβολή των καθιζήσεων ακολουθεί διαφορετική τάση για τους δύο τύπους εδαφών. Στην περίπτωση του εδάφους E2 η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται για τη μεγαλύτερη δύναμη προέντασης ενώ στην περίπτωση του εδάφους E1 αυτό ισχύει για $K_o=1.0$. Αντίθετα για $K_o=0.5$ η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται για τη μικρότερη δύναμη προέντασης.

Στην περίπτωση των Σ.Θ 1,2 με την επιρροή του πλαισίου - κτιρίου οι διαφορικές καθιζήσεις αυξάνονται για $K_o = 0.5$, αντίθετα για $K_o = 1.0$ οι διαφορικές καθιζήσεις μειώνονται. Ακριβώς με τον ίδιο τρόπο επηρεάζονται οι διαφορικές καθιζήσεις στην περίπτωση του εδάφους E2. Για την χαμηλή τιμή του $K_o = 0.3$ οι διαφορικές καθιζήσεις παρουσιάζουν αυξητικές τάσεις με την επιρροή του κτιρίου, με τη μεγαλύτερη μεταβολή να παρουσιάζεται στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου όπως ήταν αναμενόμενο. Για την μεγάλη τιμή του $K_o=0.5$ η κατάσταση παραμένει ίδια όπως και στην περίπτωση του εδάφους E1, καθώς οι διαφορικές καθιζήσεις λόγω ανοιχτής εκσκαφής μειώνονται μετά την επιρροή του πλαισίου - κτιρίου για το εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο ενώ αυξάνονται για το δύσκαμπτο.

Στην περίπτωση των Σ.Θ 3,4 και για το έδαφος E2 παρατηρούνται ακριβώς τα ίδια αποτελέσματα με αυτά των Σ.Θ 1,2. Αυτό σημαίνει ότι για $K_o=0.3$ οι διαφορικές καθιζήσεις αυξάνονται μετά την τοποθέτηση του πλαισίου - κτιρίου ενώ αντίθετα για $K_o=0.5$ μειώνονται.

Διαφοροποιημένα εμφανίζονται τα αποτελέσματα στην περίπτωση των Σ.Θ. 3,4 και για το έδαφος E1 καθώς μετά την τοποθέτηση του πλαισίου - κτιρίου οι διαφορικές καθιζήσεις ακολουθούν αντίθετη μεταβολή. Με την αύξηση της δύναμης προέντασης παρατηρείται μείωση των διαφορικών καθιζήσεων ενώ αντίθετα στην περίπτωση της ανοιχτής εκσκαφής με τη μείωση της δύναμης προέντασης οι διαφορικές καθιζήσεις μειώνονται.

Επιρροή της δυσκαμψίας του πλαισίου - κτιρίου

Η δυσκαμψία του πλαισίου - κτιρίου επηρεάζει σε πολύ μεγάλο βαθμό τα αποτελέσματα των διαφορικών καθιζήσεων. Η μεγαλύτερη μεταβολή στο εύκαμπτο πλαίσιο - κτίριο εμφανίζεται για τη μεγαλύτερη δύναμη προέντασης, ενώ στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου η μεγαλύτερη μεταβολή εμφανίζεται για τη μικρότερη δύναμη προέντασης. Στην περίπτωση των Σ.Θ. 1,2 που βρίσκονται πιο κοντά στην ανοιχτή εκσκαφή ο ρυθμός μεταβολής των διαφορικών καθιζήσεων, καθώς αυξάνεται η δυσκαμψία, είναι μεγαλύτερος συγκριτικά με το ρυθμό μεταβολής των Σ.Θ. 3,4 που βρίσκονται πιο απομακρυσμένα από την ανοιχτή εκσκαφή.

Επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων

Η διαφοροποίηση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό τις διαφορικές καθιζήσεις τόσο στην περίπτωση του εύκαμπτου όσο και στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου. Μεγαλύτερη είναι η μεταβολή στην περίπτωση του εδάφους E1 και κυρίως στην περίπτωση του δύσκαμπτου πλαισίου - κτιρίου όπου η μεταβολή των διαφορικών καθιζήσεων ξεπερνάει το 50%. Ο ρυθμός μεταβολής των διαφορικών καθιζήσεων, με την αύξηση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 , είναι μεγαλύτερος για τη μικρότερη δύναμη προέντασης και στις δύο περιπτώσεις εδαφών E1 και E2.

5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Αναγνωστόπουλος Α. (2000), Στοιχεία Αγκυρώσεων, Αθήνα
- Αναγνωστόπουλος Α., Μιχάλης Η., (2004), Σημειώσεις αντιστηρίξεων και καθιζήσεων λόγω εκσκαφών, Αθήνα, Εκδόσεις Ε.Μ.Π.
- Καββαδάς Μ. (2001), Στοιχεία Εδαφομηχανικής, Εκδόσεις Ε.Μ.Π.
- Καββαδάς Μ., “Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπογείων Έργων”, 2009
- Μόκα Ελ. (2008), Παραμετρική Διερεύνηση γενικής ευστάθειας με προεντεταμένες αγκυρώσεις, Μεταπτυχιακή Εργασία Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων»
- Μπουκοβάλας Γ. (2003), Σημειώσεις σε Ειδικά Θέματα Θεμελιώσεων, Αθήνα, Εκδόσεις, Ε.Μ.Π
- Κωστόπουλος, Σ., Καπής, Ν., Παρασκευόπουλος, Σ. “Αλληλεπίδραση αντιστηριζόμενης εκσκαφής - γειτονικού δομήματος”
- Eurocode 7 (2007), Geotechnical DePart 1General rules, EN 1997
- European Committee for Standardisation, EN1537:1996, Execution of special geotechnical workGround anchors, February 1996
- British Standards Institution, “British Standard Code of practice for Ground Anchorages”, (1989)
- DIN4125, Προσωρινές και Μόνιμες Αγκυρώσεις, EN 19971, Μάρτιος 2
- European Standard, “Geotechnical Investigation and testingTesting of geotechnical structures: Testing of anchorages”, 2005
- Organisation for Standardisation, Tentative Final Draft of ISO TC 182/SC 1 , “ISO 22477Geotechnical Investigation and testing Testing of geotechnical structures : Testing of anchorages”, 2009
- Merrifield, Barrley, Von matt, “The execution of Ground Anchor Works: The European Standard EN 1537”
- Εγχειρίδιο Plaxis V8