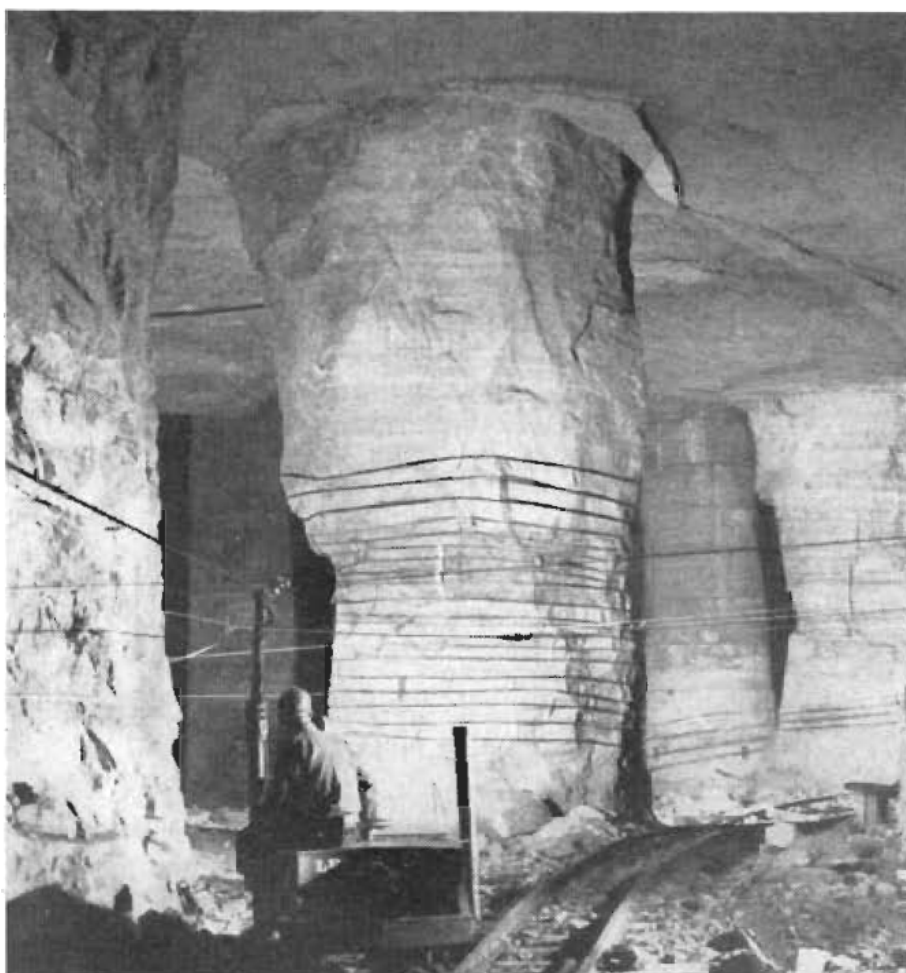




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ - ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΛΛΕΥΤΙΚΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Εκτίμηση της Αντοχής Στύλων για Περιπτώσεις Σκληρών
Πετρωμάτων και Ανάλυση της Επίδρασης Μέτρων Ενίσχυσης
στην Ευστάθεια τους**



ΠΑΠΑΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

Επιβλέπων Καθηγητής: ΜΠΕΝΑΡΔΟΣ ΑΝΔΡΕΑΣ,
Λέκτορας Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2010



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ - ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΛΛΕΥΤΙΚΗΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Εκτίμηση της Αντοχής Στύλων για Περιπτώσεις Σκληρών
Πετρωμάτων και Ανάλυση της Επίδρασης Μέτρων Ενίσχυσης
στην Ευστάθεια τους**

ΠΑΠΑΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

Επιβλέπων Καθηγητής: Μπενάρδος Ανδρέας,
Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή στις 26/10/2010

Μπενάρδος Ανδρέας, Λέκτορας,

Παναγιώτου Γεώργιος, Καθηγητής,

Καλιαμπάκος Δημήτριος, Καθηγητής,

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2010

Copyright © Παπαγιαννόπουλος Παναγιώτης, 2010
Με επιφύλαξη κάθε δικαιώματος. All rights reserved.

Πρόλογος

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως θέμα την «εκτίμηση της αντοχής στύλων για περιπτώσεις σκληρών πετρωμάτων και την ανάλυση της επίδρασης μέτρων ενίσχυσης στην ευστάθειά τους».

Τα θέματα που αναλύονται σε κάθε κεφάλαιο είναι τα εξής:

- Στο **Κεφάλαιο 1** παρουσιάζονται χαρακτηριστικά παραδείγματα αξιοποίησης υπογείων χώρων με θαλάμους και στύλους που υπάρχουν στην Ελλάδα και στο εξωτερικό, καθώς και οι εφαρμογές τους.
- Στο **Κεφάλαιο 2** δίνονται στοιχεία για τις αρχές που ακολουθούνται για το σχεδιασμό των στύλων. Επιπλέον, συγκεντρώνονται και συγκρίνονται μεταξύ τους όλες οι εμπειρικές σχέσεις που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της αντοχής στύλων για περιπτώσεις σκληρών πετρωμάτων.
- Στο **Κεφάλαιο 3** γίνεται περιγραφή των μέτρων που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση των στύλων και παρατίθενται ορισμένες χαρακτηριστικές περιπτώσεις ενίσχυσης στύλων.
- Στο **Κεφάλαιο 4** εξετάζεται η επίδραση της ενίσχυσης στην ευστάθεια στύλων μέσα από ένα αριθμό αναλύσεων σε στύλους - μοντέλα με τη βοήθεια του λογισμικού προγράμματος Phase2 και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων.
- Στο **Κεφάλαιο 5** συγκεντρώνονται και σχολιάζονται τα αποτελέσματα της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ανδρέα Μπενάρδο, Λέκτορα της Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών του ΕΜΠ, για τις συμβουλές και τις υποδείξεις του, καθώς και για την καθοριστική καθοδήγηση και επίβλεψη που μου παρείχε.

Θα ήθελα, επίσης, να ευχαριστήσω τον Καθηγητή Δ. Καλιαμπάκο για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με το συγκεκριμένο θέμα.

Τέλος ένα πολύ μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στην οικογένειά μου για την ανεκτίμητη υποστήριξή τους.

Περίληψη

Τα τελευταία χρόνια συναντούνται παγκοσμίως πολυάριθμες περιπτώσεις αξιοποίησης των υπογείων χώρων με θαλάμους και στύλους για διάφορες εφαρμογές όπως αποθηκευτικοί χώροι, χώροι διάθεσης επικίνδυνων αποβλήτων, καθώς και για μια σειρά από άλλες χρήσεις. Οι χώροι αυτοί στην πλειονότητά τους είναι κατασκευασμένοι εντός σκληρών πετρωμάτων, όπου, σε αντιδιαστολή με τα ανθρακωρυχεία, ο σχεδιασμός των στύλων δεν έχει τύχει ανάλογης εκτενούς έρευνας. Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την εκτίμηση της αντοχής των στύλων για περιπτώσεις σκληρών πετρωμάτων και την ανάλυση της επίδρασης μέτρων ενίσχυσης στην ευστάθειά τους. Βασικός στόχος της παρούσας διπλωματικής είναι να ερευνηθεί εάν η χρήση τεχνητών μέτρων για την ενίσχυση των στύλων μπορεί να επιφέρει βελτιώσεις στις συνθήκες ευστάθειάς τους, καθώς και αν αυτά μπορούν να περιορίσουν τις συνέπειες της αστοχίας των στύλων. Ένας επιπλέον στόχος είναι να δοθούν στοιχεία που θα βοηθήσουν στην κατανόηση της συμπεριφοράς της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση παραμέτρων όπως τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της βραχομάζας, ο λόγος πλάτους / ύψος του στύλου και το πλευρικό φορτίο που ασκείται στο στύλο λόγω της ενίσχυσης.

Για την επίτευξη των στόχων αυτών πραγματοποιούνται παραμετρικές αναλύσεις μέσω αριθμητικών μεθόδων σε στύλους – μοντέλα, όπου η ενίσχυση προσομοιώνεται με την εφαρμογή πλευρικού φορτίου στους στύλους. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων δείχνουν ότι η ενίσχυση μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τις συνθήκες ευστάθειας των στύλων, καθώς σε όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν υπήρξε βελτίωση της αντοχής των στύλων που ενισχύθηκαν. Πιο συγκεκριμένα, οι μέγιστες τιμές που παρατηρήθηκαν στην ποσοστιαία αύξηση του συντελεστή αντοχής, είναι 33% για τις πλευρές και 6,5 % για το κέντρο του στύλου. Επιπλέον, επιβεβαιώνεται ότι η διαφοροποίηση των παραμέτρων W_p / H_p , UCS, GSI καθώς και του μεγέθους του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης που ασκείται στο στύλο επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό τη συμπεριφορά της ενίσχυσης. Ωστόσο, φαίνεται ότι η επίδραση της ενίσχυσης είναι μεγαλύτερη όταν τα μέτρα ενίσχυσης εφαρμόζονται σε «αδύναμους στύλους».

Πρέπει τέλος να τονιστεί ότι τα μέτρα ενίσχυσης είναι προτιμότερο να εφαρμόζονται προτού η προοδευτική αστοχία φτάσει στη φάση εμφάνισης ανοιχτών ρωγματώσεων στο στύλο, δηλαδή πριν αυτή βρεθεί σε προχωρημένο στάδιο.

Abstract

In recent years numerous cases of use of underground space mined by the room and pillar method are encountered throughout the world for various applications such as storage facilities, hazardous waste disposal sites, and various other uses. These sites are mostly constructed in hard rock, where, as opposed to coal mines, the design of the pillars has not received such extensive research.

This thesis deals with the strength estimation of hard rock pillars and the analysis of the effect of reinforcement measures on their stability. The main objective is to investigate whether the use of support measures for the reinforcement of the pillars can lead to the improvements of their stability conditions and also whether this reinforcement can effectively mitigate the impacts of pillar failure. An additional aim is to provide information that will help in understanding the behavior of reinforcement with respect to the diversification of parameters such as the geotechnical characteristics of the rock mass, the pillar width / height ratio and the reinforcement's lateral load exerted on the pillar. Therefore, parametric analysis using numerical methods on a model pillar geometry are carried out, where the reinforcement is simulated by applying a lateral load on the pillar ribs. The analysis shows that reinforcement can significantly improve the pillar's stability conditions, as in all cases examined there was an improvement of the strength of reinforced pillars. More specifically, the maximum values observed in the percentage increase of the pillar strength factor, is 33 % for the ribs and 6.5 % for the core of the pillar.

Moreover, it is confirmed that the differentiation parameters W_p / H_p , UCS, GSI and the size of the lateral load applied to the pillar strongly influence the behavior of reinforcement. However, it appears that the effect of reinforcement is greater when the measures are applied to degraded pillars. Finally, it should be noted that it is preferable to apply confinement before pillar failure has progressed to the point where fractures have opened, ie before an advanced failure stage.

Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΥΠΟΓΕΙΟΙ ΧΩΡΟΙ ΜΕ ΘΑΛΑΜΟΥΣ ΚΑΙ ΣΤΥΛΟΥΣ

1.1 Εισαγωγή	2
1.2. Υπόγειοι αποθηκευτικοί χώροι με θαλάμους και στύλους.....	3
1.2.1 Το παράδειγμα του Κάνσας	3
1.2.2 Υπόγειο Συγκρότημα “Subtropolis”, Hunt Midwest, Inc	4
1.2.3 Υπόγεια αποθηκευτικά συγκροτήματα της εταιρείας Meritex Enterprises.....	6
1.3 Υπόγειοι χώροι διάθεσης επικίνδυνων αποβλήτων με θαλάμους και στύλους	9
1.3.1 Υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων Herfa Neurode	9
1.3.2 Υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων Heilbronn.....	13
1.3.3 Υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων Zielitz	15
1.3.4 Υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων Minosus	16
1.3.5 Υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων στο Τ.Π.Π.Λ.	17
1.4 Υπόγειοι χώροι με θαλάμους και στύλους για άλλες χρήσεις.....	22

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΧΩΡΩΝ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΘΑΛΑΜΩΝ ΚΑΙ ΣΤΥΛΩΝ

2.1 Εισαγωγή	26
2.2 Γενική Περιγραφή Μεθόδου.....	26
2.3 Βασικές Αρχές Σχεδιασμού	28
2.3.1 Ασκούμενες τάσεις	29
2.4 Παρατηρήσεις σε στύλους – Τρόποι αστοχίας στύλων	30
2.4.1 Κριτήρια αστοχίας στύλων	33
2.4.2 Παρατηρήσεις σε στύλους με χρήση φυσικών μοντέλων.....	34
2.4.3 Επίδραση των ασυνεχειών στην ευστάθεια των στύλων.....	37
2.5 Σχεδιασμός Στύλων	41
2.5.1 Εκτίμηση της Αντοχής των στύλων.....	48
2.5.2 Κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown.....	58

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΜΕΤΡΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΤΥΛΩΝ

3.1 Εισαγωγή	62
3.2 Στρατηγικές ενίσχυσης των στύλων	64
3.2.1 Ηλώσεις των στύλων	66
3.2.2 Άλλα μέτρα ενίσχυσης στύλων.....	71
3.3 Παραδείγματα ενίσχυσης στύλων.....	73
3.3.1 Περίδεση των στύλων.....	73
3.3.2 Ενίσχυση των στύλων του ορυχείου Exxon's Colony Pilot Mine.....	76
3.3.2.1 Ενίσχυση των στύλων του ορυχείου.....	81
3.3.2.2 Επίδραση της ενίσχυσης στους στύλους.....	83
3.3.2.3 Εκτίμηση της μακροπρόθεσμης ευστάθειας.....	87
3.4 Παρατηρήσεις	91

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΜΕΤΡΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΩΝ ΣΤΥΛΩΝ

4.1 Εισαγωγή	93
4.2 Ενίσχυση των στύλων.....	94
4.3 Προσδιορισμός παραμέτρων σχεδιασμού.....	94
4.3.1 Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων	94
4.4 Ανάλυση στο Phase2	96
4.4.1 Συντελεστής αντοχής (Strength Factor)	96
4.4.2 Προσομοίωση της εκσκαφής των κάθετων θαλάμων στη δισδιάστατη ανάλυση.....	97
4.4.3 Μέθοδος προσομοίωσης.....	98
4.4.4 Παράμετροι προσομοίωσης	99
4.4.5 Α΄ Ομάδα Αναλύσεων	101
4.4.6 Β΄ Ομάδα Αναλύσεων	102
4.4.7 Γ΄ Ομάδα Αναλύσεων.....	103
4.4.8 Δ΄ Ομάδα Αναλύσεων.....	104
4.5 Παρουσίαση αποτελεσμάτων (Interpret)	106
4.5.1 Αποτελέσματα Α΄ Ομάδας Αναλύσεων	108
4.5.1.1 Σχολιασμός - Σύγκριση A.1, A.2, A.3	120
4.5.2 Αποτελέσματα Β΄ Ομάδας Αναλύσεων.....	123

4.5.2.1 Σχολιασμός - Σύγκριση Β.1, Β.2, Β.3.....	135
4.5.3 Αποτελέσματα Γ΄ Ομάδας Αναλύσεων	138
4.5.3.1 Σχολιασμός - Σύγκριση Γ.1, Γ.2, Γ.3.....	150
4.5.4 Αποτελέσματα Δ΄ Ομάδας Αναλύσεων	153
4.5.4.1 Σχολιασμός - Σύγκριση Δ.1, Δ.2, Δ.3, Δ.4	170
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</u>	172
<u>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ</u>	177
Βιβλιογραφία	186

Λίστα Πινάκων

Πίνακας 1.1 Υπόγειοι αποθηκευτικοί χώροι με θαλάμους και στύλους	8
Πίνακας 1.2 Παραδείγματα υπογείων χώρων με θαλάμους και στύλους για διάφορες χρήσεις.....	24
Πίνακας 2.1 Εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού αντοχής στύλων για σκληρά πετρώματα.....	55
Πίνακας 3.1 Υπολογισμός αύξησης της αντοχής των στύλων ($\Delta\sigma_1$)	86
Πίνακας 3.2 Αύξηση της φέρουσας ικανότητας των στύλων λόγω της ενίσχυσης..	87
Πίνακας 4.1 Λόγος Poisson ανάλογα με τον τύπο της βραχομάζας.....	95
Πίνακας 4.2 Αρχικό τασικό πεδίο Α΄ Ομάδας Αναλύσεων.	102
Πίνακας 4.3 Αρχική τιμή (E_0) και απομειωμένη τιμή (E) του μέτρου ελαστικότητας για τη Β΄ Ομάδα Αναλύσεων.	103
Πίνακας 4.4 Αρχικό τασικό πεδίο Β΄ Ομάδας Αναλύσεων.	103
Πίνακας 4.5 Παράμετροι σχεδιασμού Γ΄ Ομάδας Αναλύσεων.	104
Πίνακας 4.6 Αρχικό τασικό πεδίο Γ΄ Ομάδας Αναλύσεων	106
Πίνακας 4.7 Αποτελέσματα Α΄ Ομάδας Αναλύσεων.	120
Πίνακας 4.8 Αποτελέσματα Β΄ Ομάδας Αναλύσεων.	135
Πίνακας 4.9 Αποτελέσματα Γ΄ Ομάδας Αναλύσεων.	150
Πίνακας 4.10 Αποτελέσματα Δ΄ Ομάδας Αναλύσεων.	170

Λίστα Σχημάτων

Σχήμα 1.1. Γεωλογική τομή της περιοχής απόθεσης Werra.	11
Σχήμα 1.2. Σκαρίφημα κάτοψης του προτεινόμενου υπόγειου συγκροτήματος.	18
Σχήμα 1.3. Σκαρίφημα επιμήκους τομής του προτεινόμενου υπόγειου συγκροτήματος.	18
Σχήμα 1.4. Κάτοψη του υπογείου χώρου και των έργων προσπέλασης.	20
Σχήμα 2.1. Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου θαλάμων και στύλων.	27
Σχήμα 2.2. Ανακατανομή τάσεων κατά την αξονική διεύθυνση του στύλου με τη διάνοιξη των θαλάμων.	30

Σχήμα 2.3. Συνήθεις τρόποι αστοχίας στύλων.	31
Σχήμα 2.4. Απεικόνιση της εξέλιξης των ρωγματώσεων και της αστοχίας σε στύλο εντός συμπαγούς πετρώματος.	32
Σχήμα 2.5. Ελαστοπλαστικό μοντέλο, που παρουσιάζει την προοδευτική αστοχία στο στύλο.	35
Σχήμα 2.6. Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης για κυβικά δείγματα ασβεστόλιθου πλάτους 15cm.	36
Σχήμα 2.7. Καμπύλες τάσης – παραμόρφωσης στύλων για διάφορους λόγους W/H	37
Σχήμα 2.8. Σύγκριση της μορφής των στύλων, του πλάτους των θαλάμων και του ύψους των στύλων για 35 περιπτώσεις τετραγωνικών στύλων	38
Σχήμα 2.9. Επίδραση των ασυνεχειών στην αντοχή ασβεστολιθικών στύλων.	39
Σχήμα 2.10. Επίδραση της κλίσης των ασυνεχειών στην αντοχή στύλων άνθρακα .	41
Σχήμα 2.11. Κάτοψη της τελικής διάταξης των θαλάμων και στύλων. Η γραμμοσκιασμένη περιοχή αποτελεί τη συνεισφέρουσα επιφάνεια του στύλου....	42
Σχήμα 2.12. Μέση κατακόρυφη τάση στύλου για διάφορες διατάξεις.	44
Σχήμα 2.13. Σχέση μεταξύ της μέσης τάσης στο στύλο, συντελεστή απόληψης και υπερκειμένων για τετραγωνικούς στύλους.	45
Σχήμα 2.14. Απλουστευμένος τρόπος αλυσιδωτής αστοχίας στύλων.	47
Σχήμα 2.15. Διάταξη στύλων φρακτών και στύλων μιας επιμέρους περιοχής εξόρυξης.	48
Σχήμα 2.16. Ιστόγραμμα κατανομής συντελεστών ασφαλείας.	50
Σχήμα 2.17. Εμπειρικά δεδομένα σχετικά με την αστοχία στύλων σε σχέση με την αντοχή του στύλου και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του	51
Σχήμα 2.18. Κατανομή των κατακόρυφων τάσεων σε λιγνιτικό στύλο κατά τις διάφορες φάσεις της αστοχίας του.....	54
Σχήμα 2.19. Σύγκριση του λόγου αντοχή στύλου/UCS, όπως προβλέπεται από διάφορες εμπειρικές σχέσεις, σε συνάρτηση με το λόγο W/H.	56
Σχήμα 2.20. Επίδραση του συντελεστή κ στην αύξηση του περιορισμού στο κέντρο του στύλου.	58
Σχήμα 3.1. Διάφορα μέτρα που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση των πλευρών των στύλων.	65
Σχήμα 3.2. Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης ήλων	68

Σχήμα 3.3. Συμβατότητα μεταξύ των μέτρων ενίσχυσης και της αναμενόμενης παραμόρφωσης στο στύλο	69
Σχήμα 3.4. Μέτρα ενίσχυσης κατάλληλα για διαρρέοντες στύλους.	69
Σχήμα 3.5. Τοποθέτηση των συρματόσχοινων σε στύλο με ασυνέχειες.	70
Σχήμα 3.6. Τα διάφορα μέρη του συρματόσχοινου.	71
Σχήμα 3.7. Ορυχείο Colony.	78
Σχήμα 3.8. Σχέση μέσης κατακόρυφης τάσης στους στύλους - χρόνου (Στύλοι 3-5,4-5)	79
Σχήμα 3.9. Σχέση μέσης κατακόρυφης τάσης στους στύλους - χρόνου (Στύλοι 2-4,2-5)	79
Σχήμα 3.10. Σχέση σύγκλισης – χρόνου για τους στύλους 2-4, 2-5, 3-5, 4-5.	80
Σχήμα 3.11. Κριτήριο αντοχής των στύλων το οποίο δείχνει την αύξηση της γωνίας α με την επέκταση της προοδευτικής αστοχίας.	84
Σχήμα 3.12. Ονομαστική αύξηση της αντοχής του στύλου 1-6 λόγω των μέτρων ενίσχυσης κατά μήκος του πλάτους του.	86
Σχήμα 3.13. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το στύλο 1-5.	88
Σχήμα 3.14. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το στύλο 1-6.	88
Σχήμα 3.15. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το στύλο 2-5.	89
Σχήμα 3.16. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το στύλο 2-6.	89
Σχήμα 3.17. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το τμήμα μεταξύ του θαλάμου 2 (Room 2) και του κάθετου θαλάμου 5 (Crosscut 5).	89
Σχήμα 3.18. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το τμήμα μεταξύ του θαλάμου 3 (Room 3) και του κάθετου θαλάμου 4 (Crosscut 4).	90
Σχήμα 3.19. Βόρειο τμήμα του ορυχείου.	90
Σχήμα 4.1. Απομείωση του γεωλογικού δείκτη GSI.	95
Σχήμα 4.2. Μοντέλο πρότυπου στύλου στο Phase2.	100
Σχήμα 4.3. Θέσεις σημείων ελέγχου του ΣΑ (queries) στο στύλο.	106
Σχήμα 4.4. Ποσοστιαία μεταβολή του ΣΑ ($\Delta SF\%$) του στύλου λόγω της ενίσχυσης.	107
Σχήμα 4.5α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (A.1) πριν και μετά την ενίσχυση.	109
Σχήμα 4.6. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (A.1).	110

Σχήμα 4.7. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.1), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	110
Σχήμα 4.8. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.1), στο μέσο του.	111
Σχήμα 4.9. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (A.1) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	111
Σχήμα 4.10. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (A.1).	112
Σχήμα 4.11α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (A.2) πριν και μετά την ενίσχυση.	113
Σχήμα 4.12. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (A.2). ..	114
Σχήμα 4.13. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.2), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	114
Σχήμα 4.14. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.2), στο μέσο του.	115
Σχήμα 4.15. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (A.2) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	115
Σχήμα 4.16. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (A.2).	116
Σχήμα 4.17α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (A.3) πριν και μετά την ενίσχυση.	117
Σχήμα 4.18. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (A.3). ..	118
Σχήμα 4.19. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.3), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	118
Σχήμα 4.20. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.3), στο μέσο του.	119
Σχήμα 4.21. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (A.3) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	119
Σχήμα 4.22. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (A.3).	120
Σχήμα 4.23. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων A.1, A.2 και A.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του	122

Σχήμα 4.24. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων A.1, A.2 και A.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου	123
Σχήμα 4.25α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (B.1) πριν και μετά την ενίσχυση.	124
Σχήμα 4.26. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (B.1). ...	125
Σχήμα 4.27. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.1), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	125
Σχήμα 4.28. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.1), στο μέσο του.	126
Σχήμα 4.29. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.1) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	126
Σχήμα 4.30. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.1).	127
Σχήμα 4.31α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (B.2) πριν και μετά την ενίσχυση.	128
Σχήμα 4.32. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (B.2). ...	129
Σχήμα 4.33. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.2), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	129
Σχήμα 4.34. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.2), στο μέσο του.	130
Σχήμα 4.35. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.2) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	130
Σχήμα 4.36. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.2).	131
Σχήμα 4.37α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (B.3) πριν και μετά την ενίσχυση.	132
Σχήμα 4.38. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (B.3). ...	132
Σχήμα 4.39. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.3), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	133
Σχήμα 4.40. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.3), στο μέσο του.	134
Σχήμα 4.41. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.3) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	134

Σχήμα 4.42. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.3).	135
Σχήμα 4.43. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων B.1, B.2 και B.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του	137
Σχήμα 4.44. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων B.1, B.2 και B.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου. ..	137
Σχήμα 4.45α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Γ.1) πριν και μετά την ενίσχυση.	139
Σχήμα 4.46. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Γ.1). ...	140
Σχήμα 4.47. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.1), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	140
Σχήμα 4.48. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.1), στο μέσο του.	141
Σχήμα 4.49. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.1) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	141
Σχήμα 4.50. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.1).	142
Σχήμα 4.51α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Γ.2) πριν και μετά την ενίσχυση.	143
Σχήμα 4.52. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Γ.2). ...	144
Σχήμα 4.53. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.2), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	144
Σχήμα 4.54. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.2), στο μέσο του.	145
Σχήμα 4.55. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.2) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	145
Σχήμα 4.56. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.2).	146
Σχήμα 4.57α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Γ.3) πριν και μετά την ενίσχυση.	147
Σχήμα 4.58. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Γ.3). ...	148
Σχήμα 4.59. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.3), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	148

Σχήμα 4.60. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.3), στο μέσο του.	149
Σχήμα 4.61. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.3) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	149
Σχήμα 4.62. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.3).	150
Σχήμα 4.63. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων Γ.1, Γ.2 και Γ.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του	152
Σχήμα 4.64. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων Γ.1, Γ.2 και Γ.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου. ..	152
Σχήμα 4.65α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Δ.1) πριν και μετά την ενίσχυση.	154
Σχήμα 4.66. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Δ.1). ...	155
Σχήμα 4.67. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.1), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	155
Σχήμα 4.68. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.1), στο μέσο του.	156
Σχήμα 4.69. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.1) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	156
Σχήμα 4.70. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.1).	157
Σχήμα 4.71α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Δ.2) πριν και μετά την ενίσχυση.	158
Σχήμα 4.72. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Δ.2). ...	159
Σχήμα 4.73. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.2), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	159
Σχήμα 4.74. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.2), στο μέσο του.	160
Σχήμα 4.75. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.2) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	160
Σχήμα 4.76. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.2).	161

Σχήμα 4.77α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Δ.3) πριν και μετά την ενίσχυση.	162
Σχήμα 4.78. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Δ.3). ...	163
Σχήμα 4.79. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.3), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	163
Σχήμα 4.80. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.3), στο μέσο του.	164
Σχήμα 4.81. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.3) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	164
Σχήμα 4.82. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.3).	165
Σχήμα 4.83α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Δ.4) πριν και μετά την ενίσχυση.	166
Σχήμα 4.84. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Δ.4). ...	167
Σχήμα 4.85. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.4), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.....	167
Σχήμα 4.86. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.4), στο μέσο του.	168
Σχήμα 4.87. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.4) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.	168
Σχήμα 4.88. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.4).	169
Σχήμα 4.89. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων Δ.1, Δ.2, Δ.3 και Δ.4 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του	171
Σχήμα 4.90. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων Δ.1, Δ.2, Δ.3 και Δ.4 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου. ..	171

Λίστα Εικόνων

Εικόνα 1.1. Υπόγειος χώρος με θαλάμους και στύλους κατάλληλα διαμορφωμένος για αποθήκευση.	3
Εικόνα 1.2. Άποψη υπογείων χώρων του Subtropolis. Διακρίνεται χαρακτηριστικά η διάταξη των στύλων του πετρώματος	5
Εικόνα 1.3. Άποψη υπογείων χώρων του Subtropolis	6
Εικόνα 1.4. Υπόγειος αποθηκευτικός χώρος στο Lenexa Park.	7
Εικόνα 1.5. Αποθήκευση αποβλήτων στις εγκαταστάσεις Herfa Neurode	10
Εικόνα 1.6. Διαδικασίες ξεσκάρωματος, κοχλίωσης οροφής, διαμόρφωσης δαπέδου στις εγκαταστάσεις της Herfa Neurode	12
Εικόνα 1.7. Αποθήκευση αποβλήτων στις υπόγειες εγκαταστάσεις της Heilbronn ..	14
Εικόνα 1.8. Μεταφορά και απόθεση αποβλήτων στους θαλάμους.....	14
Εικόνα 1.9. Αποθήκευση αποβλήτων στις εγκαταστάσεις Zielitz.....	15
Εικόνα 1.10. Αποθήκευση αποβλήτων στις εγκαταστάσεις Minosus	16
Εικόνα 1.11. Είσοδος προσπελαστικής στοάς για τον υπόγειο χώρο	20
Εικόνα 1.12. Το κτήριο της απόληξης του φρέατος προσπέλασης.....	21
Εικόνα 1.13. Υπόγειες εγκαταστάσεις έτοιμες για την απόθεση των αποβλήτων.....	21
Εικόνα 1.14. Υπόγεια βιομηχανία (Meritex Lenexa)	23
Εικόνα 1.15. Υπόγεια καντίνα	23
Εικόνα 2.1. Στύλοι που διαμορφώθηκαν με τη χρήση βαθμίδων εκμετάλλευσης.....	27
Εικόνα 2.2. Στύλος που διαμορφώθηκε με τη χρήση βαθμίδας και αστόχησε κατά μήκος δύο ασυνεχειών που έχουν κλίση περίπου 60°	40
Εικόνα 3.1. Στύλος που ενισχύθηκε με αγκύρια	63
Εικόνα 3.2. Λιθογόμωση γύρω από στύλους.....	63
Εικόνα 3.3. Χρήση πλέγματος για την ενίσχυση στύλου	72
Εικόνα 3.4. Στύλος με μορφή κλεψύδρας για την υποστήριξή του οποίου χρησιμοποιήθηκε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε συνδυασμό με πλέγμα.....	74
Εικόνα 3.5. Χρήση μεταλλικών λωρίδων σε συνδυασμό με ηλώσεις για την ενίσχυση στύλου που έχει αναπτύξει κατακόρυφες ρωγματώσεις (split pillar)	74
Εικόνα 3.6. Διαδικασία περίδεσης των στύλων.	75
Εικόνα 3.7. Στύλος που ενισχύθηκε με συρματοσχοίνα περίδεσης.	76
Εικόνα 3.8. Εγκατάσταση αγκυρίων από πλατφόρμα.	81
Εικόνα 3.9. Διάταξη κανάβου αγκυρίων στο στύλο 1-6.	82

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

ΥΠΟΓΕΙΟΙ ΧΩΡΟΙ ΜΕ ΘΑΛΑΜΟΥΣ ΚΑΙ ΣΤΥΛΟΥΣ

1.1. Εισαγωγή

Η αξιοποίηση των υπογείων χώρων με θαλάμους και στύλους είναι μια πρακτική που κερδίζει συνεχώς έδαφος σε διεθνές επίπεδο τις τελευταίες δεκαετίες. Η συγκεκριμένη μέθοδος υιοθετείται για την κατασκευή υπογείων έργων λόγω της αξιοπιστίας και της ευκολίας που παρουσιάζει στη διάνοιξη των εκσκαφών, καθώς και λόγω του ότι οι χώροι αυτοί παρουσιάζουν μια σειρά από σημαντικά πλεονεκτήματα έναντι των αντίστοιχων επιφανειακών εγκαταστάσεων.

Συνεπώς, πολυάριθμες είναι οι περιπτώσεις αξιοποίησης των υπογείων χώρων. οι οποίοι είτε έχουν προκύψει από τις εκμεταλλεύσεις με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων, είτε κατασκευάστηκαν με τη χρήση της μεταλλευτικής αυτής μεθόδου. Οι κυριότερες χρήσεις των χώρων αυτών είναι:

- Υπόγειοι αποθηκευτικοί χώροι (τροφίμων, εμπορευμάτων, αρχείων κλπ.).
- Υπόγειοι χώροι διάθεσης επικίνδυνων αποβλήτων.
- Υπόγειοι χώροι για άλλες χρήσεις: (γραφεία, βιομηχανικές χρήσεις, εκθεσιακοί χώροι, θεραπευτήρια, χώροι ωρίμανσης τυριού – κελάρια κρασιών, κλπ.).

Στη συνέχεια δίνονται σύντομες περιγραφές των παραπάνω χρήσεων μέσα από χαρακτηριστικά παραδείγματα κάθε περίπτωσης.

1.2. Υπόγειοι αποθηκευτικοί χώροι με θαλάμους και στύλους.

Οι υπόγειοι αποθηκευτικοί χώροι αποτελούν μια από τις πιο διαδεδομένες χρήσεις του υπεδάφους. Κατασκευάζονται κατά κύριο λόγο με τη μεταλλευτική μέθοδο θαλάμων και στύλων. Ο υπόγειος χώρος διαμορφώνεται κατάλληλα με τις απαραίτητες τροποποιήσεις και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την αποθήκευση εμπορευμάτων, τροφίμων, αρχείων κλπ. (Εικόνα 1.1.). Τα πλεονεκτήματα αυτών των χώρων περιλαμβάνουν τις σταθερές θερμοκρασιακές συνθήκες, κάτι που συνεπάγεται μειωμένα έξοδα για θέρμανση-ψύξη, τη δυνατότητα επέκτασης του υπόγειου χώρου, αν μεταβληθούν οι ανάγκες στο μέλλον, την αυξημένη ασφάλεια για τα προϊόντα και τους εργαζόμενους λόγω της ελεγχόμενης εισόδου στον υπόγειο χώρο και την απομόνωση του υπόγειου χώρου από την επιφάνεια, με αποτέλεσμα την απουσία θορύβων και δονήσεων.



Εικόνα 1.1. Υπόγειος χώρος με θαλάμους και στύλους κατάλληλα διαμορφωμένος για αποθήκευση.

1.2.1. Το παράδειγμα του Κάνσας.

Ίσως το πιο επιτυχημένο παράδειγμα υπόγειων αποθηκευτικών χώρων με θαλάμους και στύλους είναι αυτό του Κάνσας. Η υπόγεια εκμετάλλευση ασβεστόλιθου με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων για την παραγωγή υλικών οδοποιίας και αδρανών ξεκίνησε στα τέλη του 19^{ου} αιώνα. Η υπόγεια εκμετάλλευση συνεχίστηκε εντατικά και στον 20^ο αιώνα ενώ

παράλληλα εμφανίζονται οι πρώτες σκέψεις για την πιθανή αξιοποίηση του υπόγειου χώρου που είχε προκύψει από παλαιότερες εκμεταλλεύσεις και ουσιαστικά παρέμενε αναξιοποίητος. Ο Stauffer (1978) αναφέρει ότι η συνολική επιφάνεια του υπόγειου χώρου το 1978 ήταν 14.000.000 m² και η μέση ετήσια αύξηση ήταν 560.000 m² περίπου. Την ίδια περίοδο η έκταση του υπόγειου χώρου που αξιοποιούνταν για αποθήκευση ή άλλη χρήση ήταν 1.760.000 m².

Σήμερα η υπόγεια εκμετάλλευση ασβεστόλιθου για την παραγωγή αδρανών συνεχίζεται με εντατικό ρυθμό. Στη συγκεκριμένη περιοχή, έχουν εξορυχτεί και είναι διαθέσιμα πάνω από 30.000.000 m² υπόγειου χώρου, από τα οποία περισσότερα από 2.300.000 m² έχουν αναπτυχθεί για υπόγεια χρήση και πάνω 5.600.000 m² είναι διαθέσιμο για άμεση ανάπτυξη. Περίπου 600.000 m² υπόγειου χώρου προστίθενται κάθε χρόνο μόνο στην περιοχή του Κάνσας ενώ σε ετήσια βάση η επιφάνεια υπόγειου χώρου που διαμορφώνεται και νοικιάζεται ξεπερνά τα 100.000 m². Περίπου το 90% του χώρου χρησιμοποιείται για την αποθήκευση τροφίμων, ανταλλακτικών για αυτοκίνητα και φορτηγά, γεωργικών εργαλείων, φαρμακευτικών προϊόντων, επίπλων και εξοπλισμού γραφείων, αυτοκινήτων, δοχείων και προϊόντων από χαρτί (Gentile, 1995). Ένα μικρό ποσοστό των διαθέσιμων υπογείων χώρων λειτουργούν ως γραφεία, βιοτεχνίες και ελαφρές βιομηχανίες, εταιρείες συσκευασίας, χώροι αναψυχής (γυμναστήρια, αθλητικά κέντρα κ.ά.), κέντρα υπολογιστών και άλλες ειδικές χρήσεις. Τέλος, ορισμένες υπηρεσίες των ταχυδρομείων των Η.Π.Α. έχουν εγκατασταθεί στον υπόγειο χώρο όπως επίσης και το κέντρο αποθήκευσης και διαχείρισης αρχείων της διεύθυνσης κοινωνικής ασφάλισης, καθώς και η εθνική διεύθυνση αρχείων και μητρώων των Η.Π.Α. Στη συνέχεια δίνονται, συνοπτικά, χαρακτηριστικά παραδείγματα τέτοιων χώρων.

1.2.2. Υπόγειο Συγκρότημα “Subtropolis”, Hunt Midwest, Inc.

Το πιο ενδιαφέρον παράδειγμα υπόγειου αποθηκευτικού χώρου με θαλάμους και στύλους είναι το Subtropolis (Εικόνες 1.2., 1.3.) το οποίο βρίσκεται στο Missouri του Kansas City και σήμερα λειτουργεί ως ένα βιομηχανικό πάρκο, το μεγαλύτερο του είδους του στον κόσμο. Η εκμετάλλευση του ασβεστολιθικού κοιτάσματος άρχισε το 1945 και συνεχίζεται ακόμα και σήμερα, ενώ στα τέλη της δεκαετίας του '60 άρχισε η εμπορική εκμετάλλευση

του χώρου. Το βάθος του υπόγειου χώρου από την επιφάνεια φθάνει τα 34 m περίπου, ενώ οι στύλοι (περίπου 10.000) έχουν τετραγωνική διατομή με πλευρά 8 m. Σήμερα χρησιμοποιούνται περισσότερο από 400.000 m² χώρου, ενώ η τελική έκταση του χώρου μετά το πέρας της εκμετάλλευσης έχει υπολογισθεί ότι θα είναι περισσότερη από 4,8 εκατομμύρια m².

Σήμερα στο υπόγειο συγκρότημα στεγάζονται 50 εταιρείες, οι οποίες απασχολούν συνολικά περισσότερους από 1.300 εργαζόμενους. Οι βασικές χρήσεις που φιλοξενούνται είναι αποθήκες, ψυγεία, γραφεία, χώροι στάθμευσης, χώροι όπου κατασκευάζονται ελαφρές κατασκευές, κλπ.



Εικόνα 1.2. Αποψη υπογείων χώρων του Subtropolis. Διακρίνεται χαρακτηριστικά η διάταξη των στύλων του πετρώματος.

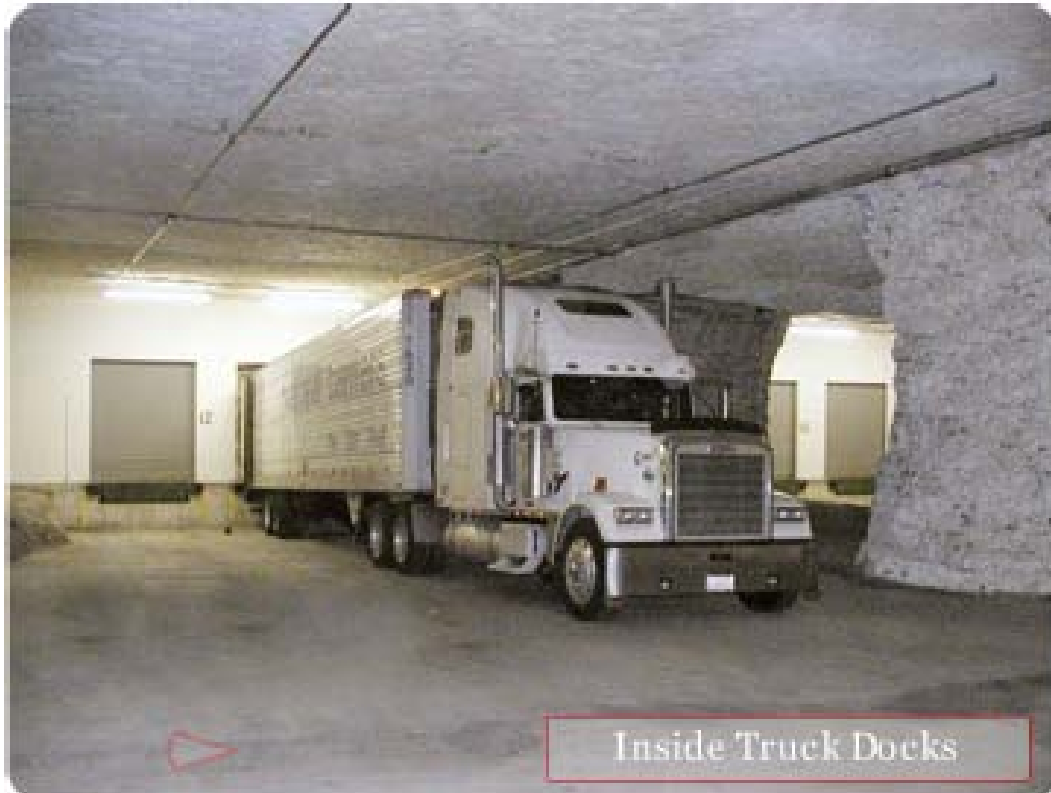


Εικόνα 1.3. Άποψη υπογείων χώρων του Subtropolis.

1.2.3. Υπόγεια αποθηκευτικά συγκροτήματα της εταιρείας Meritex Enterprises.

Η εταιρεία Meritex Enterprises ιδρύθηκε το 1919 και δραστηριοποιείται στο χώρο της αποθήκευσης και logistics στις Η.Π.Α. Διαθέτει τρία υπόγεια αποθηκευτικά κέντρα θαλάμων και στύλων συνολικής έκτασης 600.000 m²:

- Το Lenexa Executive Park στην επαρχία Johnson, Lenexa της πολιτείας του Kansas. Είναι το μεγαλύτερο από τα τρία διαθέτοντας ενοικιαζόμενη έκταση 278.810 m² (Εικόνα 1.4).
- Το Gateway Commerce Center στην επαρχία Lawrence της πολιτείας Pennsylvania. Το κέντρο βρίσκεται πολύ κοντά στην πρωτεύουσα της Πολιτείας, Pittsburgh και διαθέτει 232.342 m² ενοικιαζόμενων χώρων.
- Το Cumberland Commerce Center το οποίο βρίσκεται στην επαρχία Dickson του Tennessee, 50 περίπου km δυτικά της πόλης Nashville. Είναι το μικρότερο από τα τρία, με ενοικιαζόμενη έκταση που φτάνει τα 46.468 m².



Εικόνα 1.4. Υπόγειος αποθηκευτικός χώρος στο Lenexa Park.

Κάποια εξίσου σημαντικά παραδείγματα υπογείων αποθηκευτικών χώρων με θαλάμους και στύλους που συναντούνται παγκοσμίως, παρατίθενται στον ακόλουθο Πίνακα 1.1 (Peila et al., 1995).

Πίνακας 1.1. Υπόγειοι αποθηκευτικοί χώροι με θαλάμους και στύλους.

Χώρα	Όνομασία	Πέτρωμα	Χρήση	Άλλα στοιχεία
Η.Π.Α	Rosendale-area mines	Ασβεστόλιθος	Αποθήκευση αρχείων, καλλιέργεια μανιταριών	Χώρος 66.000 m ³ . Οριζόντιος στρωσιγενής σχηματισμός πάχους 7m. 50m υπερκείμενα.
	Cote Blanche Mine (Louisiana)	Ορυκτό άλας	Αποθήκευση αργού πετρελαίου(27M bbl)	Υπό μελέτη το 1980.
	Lime Field mine (New York state)	Ασβεστόλιθος	Αποθήκευση αργού πετρελαίου	
	Ironton mine (Ohio)	Ασβεστόλιθος	Αποθήκευση αργού πετρελαίου(21M bbl)	Υπό μελέτη το 1980
	Southwest Lime mine (Missouri)	Ασβεστόλιθος	Αποθήκευση κατεψυγμένων τροφίμων	
	Zero Mountain mine(Arkansas)	Ασβεστόλιθος	Αποθήκευση κατεψυγμένων τροφίμων	
	Western Pennsylvania limestone mines (Pennsylvania)	Ασβεστόλιθος	Αποθήκη αυτοκινήτων και σκαφών αναψυχής. Αποθήκες εγγράφων, εμπορευμάτων, γραφεία, βιομηχανικές εγκαταστάσεις, εργαστήριο δοκιμών σκυροδέματος	Χώρος 300.000 m ³ . Οριζόντιος στρωσιγενής σχηματισμός πάχους 6m. 50-70m υπερκείμενα
Ουγγαρία	Budapest-area mines	Ασβεστόλιθος	Αποθήκες κρασιού, μύρας, τυριών.	
Σουηδία	Kvamtorp mine	Ψαμμίτης	Αποθήκη αρχείων, αίθουσες συνεδριάσεων	
Ρωσία	Verkhnekamsoye area mines	Ποτάσα	Αποθήκες τροφίμων και γεωργικών προϊόντων	

1.3. Υπόγειοι χώροι διάθεσης επικίνδυνων αποβλήτων με θαλάμους και στύλους.

Μια πολύ σημαντική χρήση των υπογείων χώρων με θαλάμους και στύλους αφορά στη διάθεση επικίνδυνων αποβλήτων. Οι χώροι αυτοί, εξαιτίας του ότι αναπτύσσονται σε μεγάλο βάθος και σε συνδυασμό με την ύπαρξη γεωλογικού περιβάλλοντος που εμποδίζει τη διάδοση των ρύπων και την επαφή τους με τη βιόσφαιρα, συνιστούν ιδανικές θέσεις για την αποθήκευση επικίνδυνων αποβλήτων (Carmody and Sterling, 1993). Γεωλογικοί σχηματισμοί ορυκτού άλατος, η εκμετάλλευση των οποίων παραδοσιακά πραγματοποιείται με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων, θεωρούνται ιδιαίτερα πλεονεκτικοί σε ζητήματα απομόνωσης των αποβλήτων, ενώ και πλουτώνια πετρώματα σε συμπαγή μορφή χωρίς ασυνέχειες, όπως π.χ. τα πετρώματα της Καναδικής Ασπίδας, εμφανίζουν επιθυμητά χαρακτηριστικά για την ανάπτυξη τέτοιων χώρων. Μια εναλλακτική λύση για την αντιμετώπιση του προβλήματος της διάθεσης των αποβλήτων είναι η αξιοποίηση ανενεργών μεταλλείων. Μερικά από τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν αυτοί οι χώροι είναι το χαμηλό κόστος κατασκευής των εγκαταστάσεων, αφού περιορίζεται μόνο στην τελική διαμόρφωση του χώρου αποθήκευσης, καθώς και αυτό της φυσικής απομόνωσης μεταξύ των διαφορετικών ειδών αποβλήτων που πρόκειται να αποτεθούν, στην περίπτωση που απαγορεύεται η αποθήκευση διαφορετικών ειδών αποβλήτων στον ίδιο χώρο. Η δημιουργία υπόγειων χώρων διάθεσης επικίνδυνων αποβλήτων σε ανενεργά μεταλλεία αποτελεί μια ελκυστική λύση, η οποία μπορεί να αντιμετωπίσει πιο εύκολα τους περιορισμούς που θέτει η Ε.Ε. προσφέροντας σημαντικά περιβαλλοντικά και οικονομικά πλεονεκτήματα.

Στις ευρωπαϊκές χώρες υπάρχουν αρκετά παραδείγματα ανενεργών υπόγειων μεταλλείων με θαλάμους και στύλους, τα οποία χρησιμοποιούνται σήμερα για τη διάθεση επικίνδυνων αποβλήτων.

1.3.1. Υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων Herfa Neurode.

Οι πρώτες υπόγειες εγκαταστάσεις διάθεσης αποβλήτων στην Ευρώπη άρχισαν να λειτουργούν το 1972 στη Γερμανία και συγκεκριμένα στην πολιτεία Hesse από την εταιρεία K+S Entsorgung GmbH. Οι συγκεκριμένες εγκαταστάσεις είναι τοποθετημένες σε ένα ανενεργό υπόγειο ορυχείο ορυκτού άλατος (ποτάσας) στο οποίο η εξόρυξη

πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων, σε βάθος 800 m από την επιφάνεια της γης. Ο υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων Herfa Neurode (Εικόνα 1.5) προορίζεται για απόβλητα που δε μπορούν να θαφτούν σε χώρους υγειονομικής ταφής απορριμμάτων, γιατί η απόθεσή τους στους συγκεκριμένους χώρους θέτει σοβαρούς κινδύνους για το περιβάλλον. Τέτοιου είδους απόβλητα είναι κυρίως τα προϊόντα και τα παραπροϊόντα της χημικής βιομηχανίας.

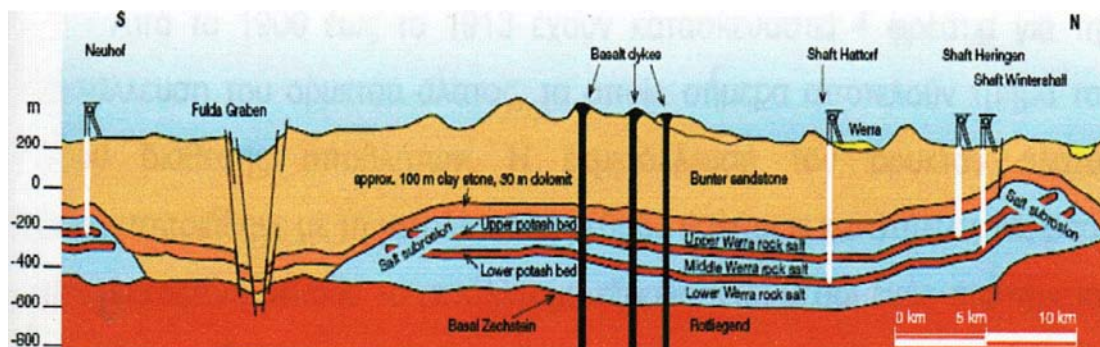


Εικόνα 1.5. Αποθήκευση αποβλήτων στις εγκαταστάσεις Herfa Neurode.

Η αποθηκευτική ικανότητα των υπογείων εγκαταστάσεων ανέρχεται σε 200.000 tn/yr.

Οι γεωλογικές συνθήκες της περιοχής παρουσιάζονται στο σχήμα 1.1. Η απόθεση του ορυκτού άλατος (Zechstein) πραγματοποιήθηκε πριν από 250 εκατομμύρια έτη από την εξάτμιση του θαλασσινού νερού. Το κοιτάσμα έχει πάχος 300-400 m. Εντός του κοιτάσματος υπάρχουν 2 φλέβες ποτάσας, η άνω φλέβα (Hessen) και η κάτω φλέβα (Thüringen), πάχους 2-8 m. Στη συνέχεια τα πυκνά στρώματα του ορυκτού άλατος καλύφθηκαν από μια ακολουθία υδατοστεγανών σχηματισμών αργίλου πάχους περίπου

100 m και έπειτα από μια στρώση ψαμμίτη (Bunter). Το ορυκτό άλας παρέμεινε ανέπαφο για 250 εκατομμύρια έτη.

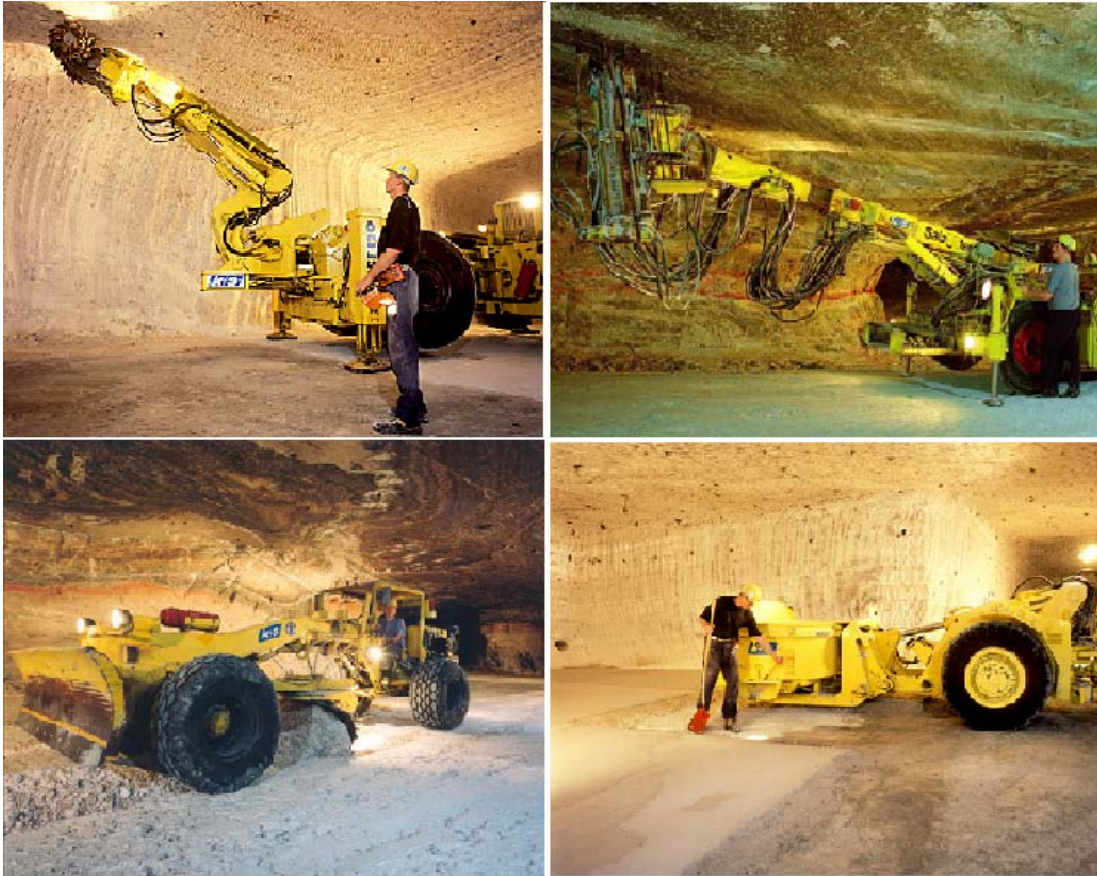


Σχήμα 1.1. Γεωλογική τομή της περιοχής απόθεσης Werra.

Πριν από περίπου 20 εκατομμύρια έτη η απόθεση του ορυκτού άλατος διαπεράστηκε σε διάφορα σημεία από βασαλτικές τάφρους με τη μορφή σωλήνων. Παρόλο τις τεράστιες θερμικές και τεκτονικές πιέσεις που αναπτύχθηκαν στη συγκεκριμένη περιοχή τα στρώματα του ορυκτού άλατος παρέμειναν σχεδόν ανεπηρέαστα. Μόνο στις περιοχές γειτνίασης με τις βασαλτικές τάφρους σχηματίστηκε αέριο CO₂ το οποίο διαπέρασε το ορυκτό άλας. Το αέριο βρίσκεται ακόμη και σήμερα στους σχηματισμούς του ορυκτού άλατος σε υγροποιημένη μορφή. Αυτό αποδεικνύει ότι το συμπαγές στρώμα του ορυκτού άλατος είναι τόσο στεγανό που ακόμη και αέρια που έχουν εγκλωβιστεί με τη μορφή μικροσκοπικών συγκεντρώσεων κάτω από συνθήκες υψηλής πίεσης στους κρυστάλλους του ορυκτού άλατος, δεν είναι σε θέση να διαφύγουν ούτε μετά την πάροδο εκατομμυρίων ετών. Άρα αποτελεί ιδανικό μέσο για μόνιμο περιορισμό και απομόνωση των αποβλήτων.

Το κύριο ορυκτό ποτάσας στη Herfa Neurode είναι το Σκληρό άλας (Hartsalz), ένα μίγμα κιζερίτη (MgSO₄*H₂O) – συλβίτη (KCl) – αλίτη (NaCl) και ανυδρίτη (CaSO₄). Η φύση και ο συνδυασμός των ορυκτών αυτών, ο σχεδιασμός της εκμετάλλευσης (συντελεστής απόληψης ~ 60%) και το βάθος της εκμετάλλευσης έχουν μειώσει σε ελάχιστο βαθμό τη σύγκλιση των υπογείων ανοιγμάτων αρκετά χρόνια μετά την εκμετάλλευση.

Η εκμετάλλευση του ορυκτού άλατος πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων. Οι χώροι που προορίζονταν για την διάθεση των αποβλήτων ανακατασκευάστηκαν έτσι ώστε να εξασφαλιστούν υψηλές συνθήκες ασφάλειας. Αυτό επετεύχθη με την απομάκρυνση των μη επισφαλών όγκων πετρώματος και με την ενίσχυση της οροφής με αγκύρια. Τέλος διαμορφώθηκε κατάλληλα το δάπεδο του ορυχείου (Εικόνα 1.6).



Εικόνα 1.6. Διαδικασίες ξεσκαρώματος, κοχλίωσης οροφής, διαμόρφωσης δαπέδου στις εγκαταστάσεις της Herfa Neurode.

Αξίζει να σημειωθεί ότι τα απόβλητα που αποθηκεύονται στις υπόγειες εγκαταστάσεις της Herfa Neurode είναι απομονωμένα από τη βιόσφαιρα μέσω ενός συνδυασμένου συστήματος φυσικών και τεχνητών φραγμών.

Οι σημαντικότεροι φυσικοί φραγμοί για τα αποθηκευμένα απόβλητα είναι:

- Σχηματισμός ορυκτού άλατος (πάχους 300 m περίπου). Χαρακτηριστικό του είναι η πλαστική συμπεριφορά που παρουσιάζει στις εφαρμοζόμενες πιέσεις με αποτέλεσμα να μην εμφανίζεται καμία ρωγμή στη μάζα του. Με τον τρόπο αυτό αποκλείεται κάθε πιθανότητα να έρθουν σε επαφή με τη βιόσφαιρα τα αποθηκευμένα απόβλητα.
- Στρώματα αργίλου (πάχους 100 m περίπου).
- Ψαμμίτης Bunter (πάχους 500 m περίπου).

Για την επιπλέον ασφάλεια των προς αποθήκευση αποβλήτων έχουν κατασκευαστεί επιπλέον και μια σειρά τεχνητών φραγμών. Αυτοί είναι οι ακόλουθοι:

- Συσκευασία. Οι τύποι των συσκευασιών που χρησιμοποιούνται είναι χαλύβδινα βαρέλια, μεγάλες τσάντες και χαλύβδινα εμπορευματοκιβώτια. Η συσκευασία πρέπει να αποτελείται από μη εύφλεκτα, αδιάβροχα, ανθεκτικά στη χημική διάβρωση και υψηλών μηχανικών ιδιοτήτων υλικά.
- Ενδιάμεση τοιχοποιία. Χρησιμοποιείται για την απομόνωση των θαλάμων αποθήκευσης αποβλήτων. Σε κάθε θάλαμο αποθηκεύεται διαφορετικό είδος αποβλήτων.
- Απομόνωση θαλάμων. Οι θάλαμοι χωρίζονται μεταξύ τους με τους στύλους του πετρώματος. Μόλις ολοκληρωθεί η απόθεση των αποβλήτων ο θάλαμος σφραγίζεται από τον υπόλοιπο χώρο με τη χρήση διαχωριστικού τοιχώματος.
- Πλήρωση των φρεάτων. Με την ολοκλήρωση της εκμετάλλευσης του ορυκτού άλατος, τα φρέατα σφραγίζονται με υδατοστεγή υλικά προκειμένου να αποκοπεί κάθε σύνδεση των θαλάμων αποθήκευσης αποβλήτων με την επιφάνεια.

1.3.2. Υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων Heilbronn.

Η απόθεση του ορυκτού άλατος εντός του οποίου βρίσκεται ο υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων της Heilbronn στη νότια Γερμανία (Εικόνα 1.7) πραγματοποιήθηκε κατά την Τριαδική περίοδο (Behnsen H., 2008). Ο σχηματισμός είναι οριζόντια στρωματώμενος και βρίσκεται σε βάθος 150-230 m από την επιφάνεια της γης. Προστατεύεται από ένα αδιαπέρατο στρώμα ανυδρίτη πάχους πάνω από 50 m. Το στρώμα του ορυκτού άλατος έχει πάνω από 40 m πάχος, αλλά μόνο τα κάτω 10-20 m του έχουν εξορυχτεί λόγω της καλύτερης ποιότητας τους. Η εξόρυξη πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων. Οι θάλαμοι έχουν 15 m πλάτος, 10-20 m ύψος και 200 m μήκος. Είναι παράλληλοι μεταξύ τους και διαχωρίζονται από στύλους πλάτους 15-18 m. Η μεταφορά των αποβλήτων στις υπόγειες εγκαταστάσεις πραγματοποιείται με φορτηγά αυτοκίνητα ή με τρένο. Μεγάλες τσάντες, χαλύβδινα βαρέλια και άλλα μεταλλικά δοχεία που περιέχουν τα απόβλητα, οδηγούνται με τη βοήθεια περονοφόρου ανυψωτή από την επιφάνεια στο επίπεδο που πρόκειται να αποτεθούν, μέσω ενός φρέατος. Στη συνέχεια φορτηγά αυτοκίνητα μεταφέρουν τις συσκευασίες των αποβλήτων στους χώρους απόθεσης που βρίσκονται σε απόσταση 4 km από το φρέαρ. Τέλος ένας γερανός στοιβάζει τα απόβλητα στους χώρους απόθεσης (Εικόνα 1.8).



Εικόνα 1.7. Αποθήκευση αποβλήτων στις υπόγειες εγκαταστάσεις της Heilbronn.



Εικόνα 1.8. Μεταφορά και απόθεση αποβλήτων στους θαλάμους.

1.3.3. Υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων Zielitz.

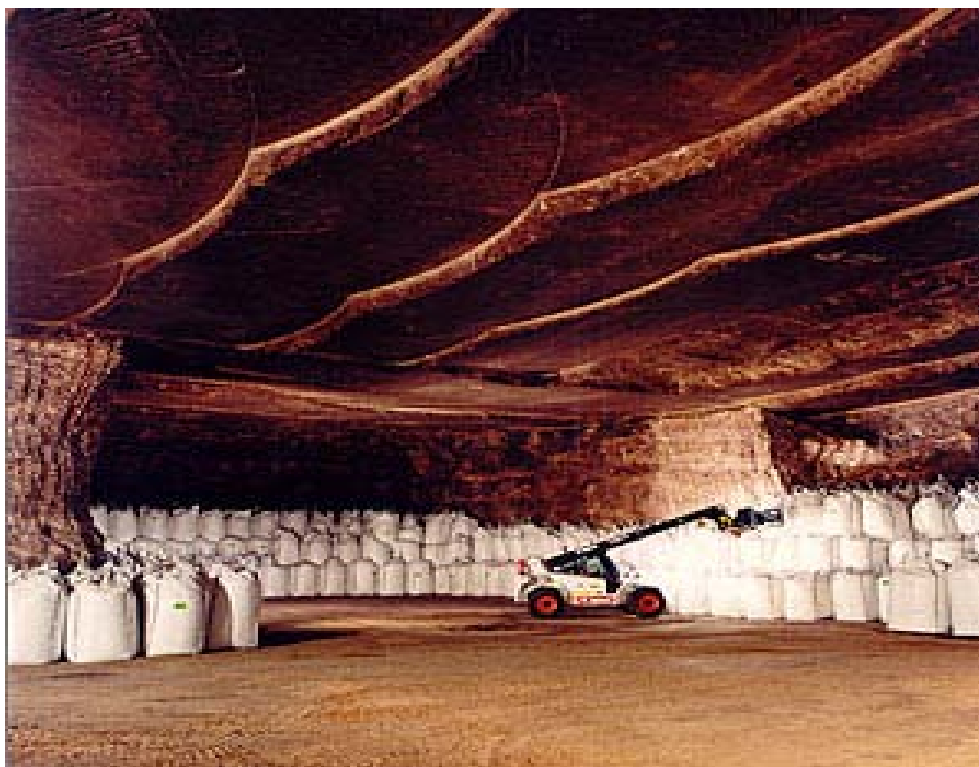
Ο υπόγειοι χώροι διάθεσης αποβλήτων που βρίσκονται στην περιοχή Zielitz της Γερμανίας ανήκουν στην εταιρεία K+S Entsorgung GmbH και άρχισαν να λειτουργούν το 1995. Οι συγκεκριμένοι χώροι έχουν εγκατασταθεί εντός ενός ανενεργού ορυχείου ποτάσας, η εξόρυξη του οποίου πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων. Η αποθηκευτική ικανότητα των υπογείων εγκαταστάσεων Zielitz φτάνει τους 70.000 tn/yr. Τα απόβλητα διατίθενται στους θαλάμους που έχουν μέχρι και 16 m ύψος. Γενικά, το σύστημα διάθεσης των αποβλήτων στο Zielitz είναι παρόμοιο με αυτό των υπογείων εγκαταστάσεων της Herfa - Neurode. Ωστόσο, λόγω των απότομων κλίσεων, κατά τη διαδρομή τους προς τους θαλάμους απόθεσης, οι συσκευασίες των αποβλήτων (μεγάλες τσάντες, χαλύβδινα βαρέλια, χαλύβδινα εμπορευματοκιβώτια) μεταφέρονται με κλειστά τροχοφόρα ρυμουλκά. Αρχικά, το ρυμουλκό φορτώνεται με τις συσκευασίες των αποβλήτων στην επιφάνεια, και στη συνέχεια αφού κατέβει μέσω ενός φρέατος, σύρεται από έναν ελκυστήρα στο θάλαμο απόθεσης. Τέλος, με τη χρήση περονοφόρου ανυψωτή, οι συσκευασίες με τα απόβλητα στοιβάζονται σε βαθμίδες (Εικόνα 1.9).



Εικόνα 1.9. Αποθήκευση αποβλήτων στις εγκαταστάσεις Zielitz.

1.3.4. Υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων Minosus.

Ο υπόγειος χώρος Minosus (Εικόνα 1.10), που βρίσκεται στο Winsford κοντά στην περιοχή Cheshire, αποτελεί την πρώτη υπόγεια εγκατάσταση για τη διάθεση επικίνδυνων αποβλήτων στο Ηνωμένο Βασίλειο. Η διάθεση των αποβλήτων ξεκίνησε το 2005. Ο χώρος είναι κατασκευασμένος εντός ενός ανενεργού αλατωρυχείου και ανήκει στην εταιρία Veolia Environnement. Η εξόρυξη στο αλατωρυχείο συνεχίζεται ακόμη και σήμερα, βόρεια του υπογείου χώρου διάθεσης των αποβλήτων. Τα αποθέματα ορυκτού άλατος είναι εκτεταμένα και η εξόρυξη αναμένεται να συνεχιστεί για ακόμη 50 με 70 χρόνια σε σημερινούς ρυθμούς παραγωγής. Η γεωλογία της περιοχής αποτελείται από στρώματα ορυκτού άλατος και ακολουθία ιζηματογενών πετρωμάτων που αποτέθηκαν κατά την Τριαδική περίοδο, περίπου 200 εκατομμύρια χρόνια πριν. Η εξόρυξη του ορυκτού άλατος στο Winsford ξεκίνησε 155 χρόνια πριν. Πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων, σε βάθος περίπου 140 με 220 m, με θαλάμους περίπου 20 m πλάτος και 7,5 m ύψος, που διαχωρίζονται από τετραγωνικούς στύλους ορυκτού άλατος με πλάτος μέχρι και 24 m. Ο υπόγειος χώρος παρουσιάζει το πλεονέκτημα της φυσικής απομόνωσης μεταξύ των διαφορετικών ειδών αποβλήτων που πρόκειται να αποθηκευτούν μέσω του εκτεταμένου δικτύου των θαλάμων οι οποίοι διαχωρίζονται από τους στύλους. Η συνολική επιφάνεια της εγκατάστασης ανέρχεται σε 498.100 m² (49,81 εκτάρια) και οι χώροι που καταλαμβάνει είναι περίπου 2.000.000 m³, λιγότερο από το 10% του συνόλου του υπογείου αλατωρυχείου εντός του οποίου βρίσκεται. Η αποθηκευτική ικανότητα των εγκαταστάσεων Minosus φτάνει τους 70.000 tn/yr και αναμένεται να πληρωθεί με απόβλητα σε 15 χρόνια περίπου. Όταν οι χώροι πληρωθούν, θα τοποθετηθούν διαφράγματα, που θα σφραγίσουν την αποθηκευτική εγκατάσταση από τους υπόλοιπους χώρους του ορυχείου. Τα προς αποθήκευση απόβλητα θα πρέπει να είναι είτε στερεά, είτε κοκκώδη, είτε σε μορφή σκόνης. Απαγορεύεται η αποθήκευση αποβλήτων τα οποία είναι εύφλεκτα, πτητικά, βιοαποικοδομήσιμα ή ραδιενεργά. Η παραλαβή των αποβλήτων γίνεται είτε σε χαλύβδινα βαρέλια είτε σε μεγάλες τσάντες. Μόλις ολοκληρωθεί η απόθεση των αποβλήτων στο θάλαμο, ακολουθεί η κατασκευή ενδιάμεσης τοιχοποιίας, η οποία λειτουργεί ως τεχνητός φραγμός, προκειμένου να εξασφαλιστεί η απομόνωση μεταξύ των διαφορετικών ειδών των αποβλήτων.



Εικόνα 1.10. Αποθήκευση αποβλήτων στις εγκαταστάσεις Minosus.

1.3.5. Υπόγειος χώρος διάθεσης αποβλήτων στο Τ.Π.Π.Α.

Ο υπόγειος χώρος που έχει κατασκευαστεί εντός του Τεχνολογικού – Πολιτιστικού Πάρκου Λαυρίου αποτελεί τον πρώτο υπόγειο χώρο διάθεσης επικίνδυνων αποβλήτων στην Ελλάδα. Κατασκευάστηκε με σκοπό να δεχθεί ειδικά απόβλητα τα οποία προήλθαν από τη μεταλλευτική / μεταλλουργική δραστηριότητα που αναπτύχθηκε στο παρελθόν στο χώρο του Πάρκου, και βρίσκονται σήμερα εντός του Πάρκου. Τα απόβλητα έχουν υψηλή συγκέντρωση σε βαρέα μέταλλα και τοξικά μεταλλοειδή όπως αρσενικό, μόλυβδο, κάδμιο και ψευδάργυρο και θα μεταφερθούν στον υπόγειο χώρο τοποθετημένα σε μεταλλικά βαρέλια.

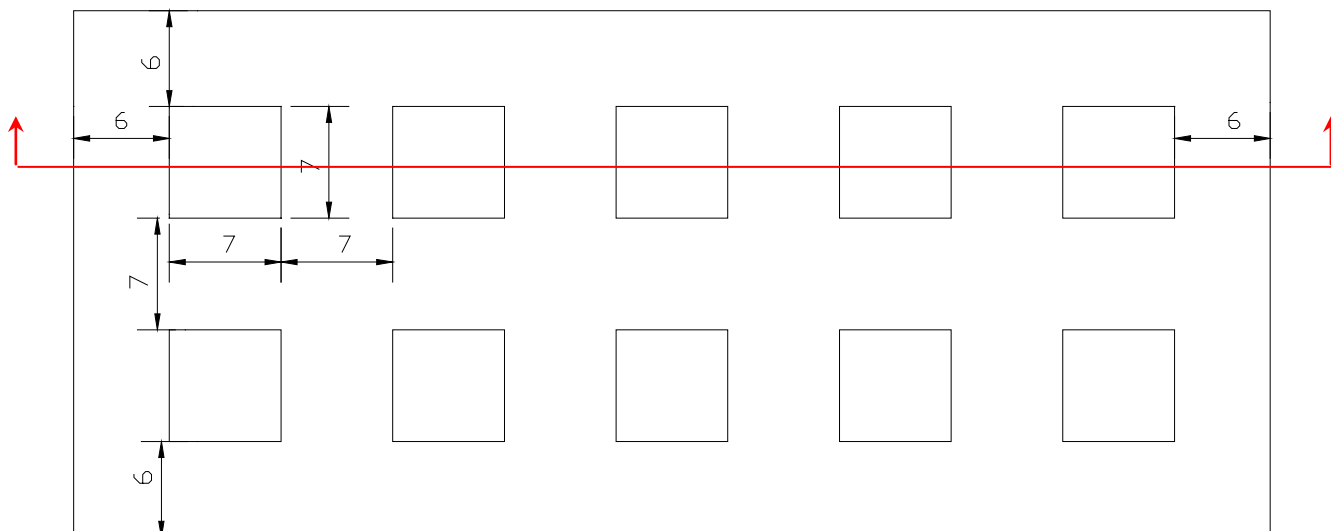
Η θέση κατασκευής του έργου εντοπίζεται στο βορειοδυτικό τμήμα του Πάρκου, εντός της λοφώδους δομής που αναπτύσσεται εκεί με μέγιστο υψόμετρο (εντός των ορίων του Τ.Π.Π.Α.) που φτάνει τα 54 m. Βρίσκεται σε ασφαλή απόσταση από το επίπεδο του υδροφόρου ορίζοντα και γενικά προσφέρει πλεονεκτικό γεωλογικό υπόβαθρο. Συγκεκριμένα, τα ανώτερα στρώματα της λοφώδους δομής αποτελούνται από χαμηλής

αντοχής αλλά αδιαπέρατους σχηματισμούς όπως σχιστόλιθους, φυλλίτες και γραφιτικούς σχιστόλιθους, ενώ στο κατώτερο τμήμα το στρώμα μαρμάρου («ανώτερο μάρμαρο»), εντός του οποίου είναι κατασκευασμένος και ο υπόγειος χώρος, προσφέρει ευστάθεια στην κατασκευή.

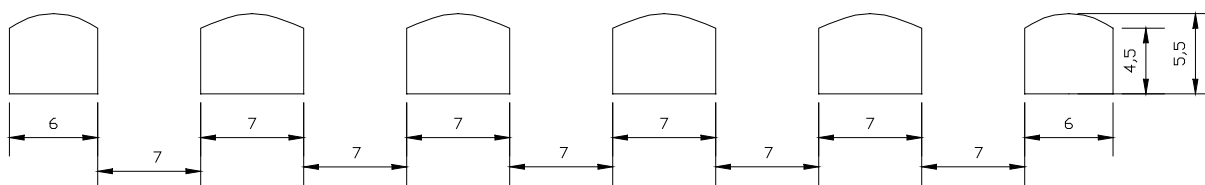
Γενικά, οι γεωτεχνικές συνθήκες στο επίπεδο κατασκευής του υπογείου χώρου ήταν καλές. Η μέση αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του «ανώτερου μαρμάρου» λαμβάνει την τιμή 70 MPa, με εύρος από 39 – 116 MPa, το μέτρο ελαστικότητας (Young modulus) είναι 12 GPa (7 – 17 GPa), και ο λόγος Poisson εκτιμήθηκε 0,26. Τα δεδομένα έδειξαν ότι η βραχομάζα μπορεί να χαρακτηριστεί «μέτριας έως καλής ποιότητας» με το RMR να λαμβάνει τιμές από 52 – 67 και το GSI από 55 – 60.

Το υπόγειο έργο κατασκευάστηκε εφαρμόζοντας τη μεταλλευτική μέθοδο θαλάμων και στύλων με τη χρήση εκρηκτικών υλών. Έχει διαστάσεις 75 m x 33 m, καταλαμβάνοντας μια συνολική έκταση 2.475 m², ενώ το μέγιστο ύψος του φτάνει στα 5,5 m. Το ωφέλιμο εμβαδόν του είναι περίπου 1900 m².

Οι στύλοι έχουν τετραγωνική διατομή με πλάτος $W_P = 7$ m. Οι θάλαμοι έχουν επίσης πλάτος $W_R = 7$ m. Οι στύλοι δομούνται σε δύο σειρές, ενώ οι αποστάσεις τους από τις παρειές του χώρου είναι 6 m. Το μέγιστο ύψος του χώρου είναι 5,5 m, ενώ έχει επιλεγεί αψιδωτή διατομή, με ωφέλιμο ύψος 4,5 m. Το υπόγειο έργο βρίσκεται εντός του σχηματισμού του Ανώτερου Μαρμάρου, με δάπεδο που αναπτύσσεται στο επίπεδο των +12 m και ύψος που φτάνει τα 5,5 m (επίπεδο +17,5 m). Μετά την εξέταση του τοπογραφικού αναγλύφου στη θέση κατασκευής υπολογίζεται ότι το ύψος των υπερκειμένων κυμαίνεται από 20 m έως 35 m περίπου. Το σκαρίφημα του προτεινόμενου χώρου δίνεται στα Σχήματα 1.2 και 1.3.



Σχήμα 1.2. Σκαρίφημα κάτοψης του προτεινόμενου υπόγειου συγκροτήματος.



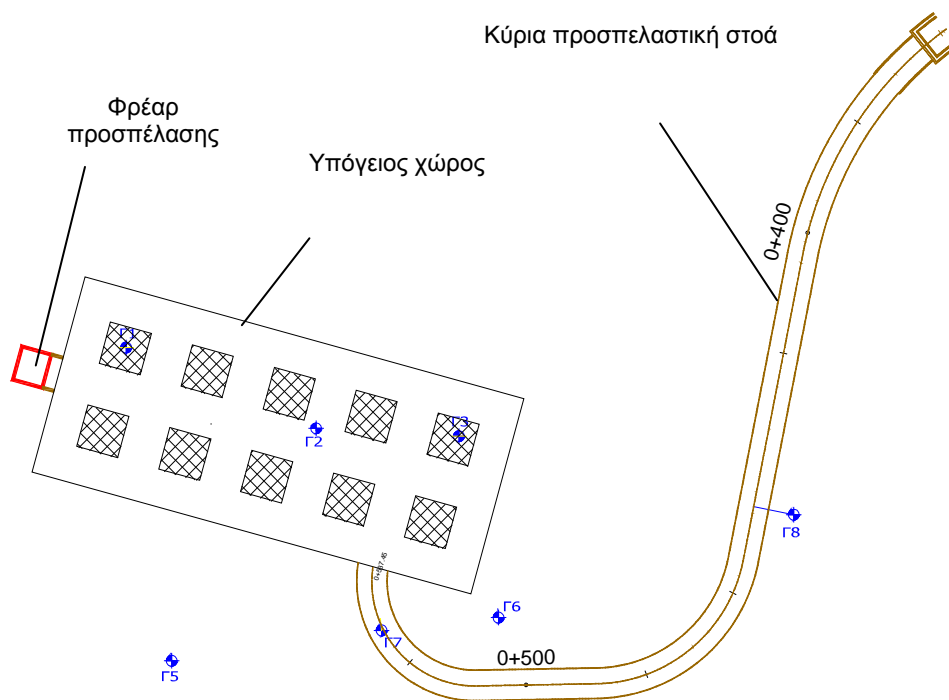
Σχήμα 1.3. Σκαρίφημα επιμήκουσ τομής του προτεινόμενου υπόγειου συγκροτήματος.

Τα μέτρα υποστήριξης περιλαμβάνουν συστηματική ήλωση της οροφής με αγκύρια συνεχούς πρόσφυσης Swellex, μήκους 4 m σε κάναβο 1,4 m x 1,4 m, σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενισχυμένο με χαλύβδινες ίνες, με πάχος στρώματος 250 mm στην οροφή και τις πλευρές. Για την ενίσχυση των στύλων θα χρησιμοποιούνταν τοπικά διαμπερή αγκύρια περίσφιξης βράχου μήκους 7 m ή παθητικές αγκυρώσεις πλήρους πάκτωσης ή αγκύρια βράχου ($L=3,5$ m), κάτι τέτοιο όμως δεν κρίθηκε αναγκαίο.

Η πρόσβαση στον υπόγειο χώρο πραγματοποιείται μέσω 2 προσπελαστικών έργων, μιας σήραγγας, που αποτελεί την κύρια είσοδο στον υπόγειο χώρο, και ενός φρέατος (Σχήμα 1.4).

Η σήραγγα, πεταλοειδούς διατομής (Εικόνα 1.11), έχει 5 m πλάτος, 5,5 μ ύψος και το μήκος της είναι 170 m και μέσω αυτής θα μεταφερθούν τα απόβλητα στον υπόγειο χώρο.

Το φρέαρ έχει βάθος 30 m, βρίσκεται στο δυτικό τμήμα του έργου και εξυπηρετεί στην ασφάλεια του προσωπικού και τον εξαερισμό (Εικόνα 1.12).



Σχήμα 1.4. Κάτοψη του υπογείου χώρου και των έργων προσπέλασης. (Καλιαμπρακος and Benardos, 2009)



Εικόνα 1.11. Είσοδος προσπελαστικής στοάς για τον υπόγειο χώρο.

Η εκσκαφή του υπογείου χώρου ολοκληρώθηκε στα τέλη του 2008, ενώ στα τέλη του 2009 ο χώρος ήταν πλήρως λειτουργικός (Εικόνα 1.13).



Εικόνα 1.12. Το κτήριο της απόληξης του φρέατος προσπέλασης.



Εικόνα 1.13. Υπόγειες εγκαταστάσεις έτοιμες για την απόθεση των αποβλήτων.

Η απομόνωση των αποβλήτων θα επιτευχθεί μέσω συνδυασμένου συστήματος φυσικών και τεχνητών φραγμών. Οι φυσικοί φραγμοί αποτελούνται από τους αδιαπέρατους γεωλογικούς σχηματισμούς που περιβάλλουν την κατασκευή, ενώ αντίστοιχα οι τεχνητοί φραγμοί αποτελούνται από: τη χρήση ειδικού τύπου εκτοξευόμενου σκυροδέματος με σκοπό τη στεγάνωση της οροφής και των τοιχωμάτων, την εγκατάσταση ειδικού, χημικά ανθεκτικού και αδιαπέρατου βιομηχανικού δαπέδου και τέλος την τοποθέτηση των αποβλήτων σε ειδικά μεταλλικά βαρέλια.

Η αποθηκευτική ικανότητα του υπογείου χώρου ανέρχεται σε περίπου 3.000 m³ (5.000 tn) αποβλήτων. Το κόστος κατασκευής του έφτασε περίπου τα 2,7 εκ. €, ενώ το αντίστοιχο κόστος για τη μεταφορά και απόθεση σε ειδικό χώρο στο εξωτερικό αυτής της ποσότητας ειδικών αποβλήτων θα έφτανε τα 7,5 εκ. € (Kaliampakos and Benardos, 2009).

1.4. Υπόγειοι χώροι με θαλάμους και στύλους για άλλες χρήσεις.

Εκτός από το παράδειγμα του Kansas που αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο, σήμερα συναντούμε παγκοσμίως μια πληθώρα περιπτώσεων υπογείων χώρων με θαλάμους και στύλους για χρήσεις (Εικόνες 1.14, 1.15) όπως:

- Γραφεία.
- Υπόγειοι χώροι για την ωρίμανση τυριών και κρασιών.
- Θεραπευτήρια.
- Συνεδριακοί χώροι.
- Αθλητικές εγκαταστάσεις.
- Υπόγειες βιοτεχνίες / βιομηχανίες.

Οι υπόγειοι αυτοί χώροι παρουσιάζουν μια σειρά από σημαντικά πλεονεκτήματα έναντι των αντίστοιχων επιφανειακών εγκαταστάσεων όπως: η προστασία από θορύβους και κραδασμούς, η φυσική απομόνωση που παρέχεται από το γεωλογικό σχηματισμό εντός του οποίου βρίσκονται, η εξοικονόμηση ενέργειας, η αυξημένη ασφάλεια και το μειωμένο λειτουργικό κόστος.



Εικόνα 1.14. Υπόγεια βιομηχανία (Meritex Lenexa).



Εικόνα 1.15. Υπόγεια καντίνα.

Ο ακόλουθος πίνακας 1.2 παρουσιάζει μερικά σημαντικά παραδείγματα υπογείων χώρων με θαλάμους και στύλους για διάφορες χρήσεις που συναντούνται παγκοσμίως:

Πίνακας 1.2. Παραδείγματα υπογείων χώρων με θαλάμους και στύλους για διάφορες χρήσεις.

Χώρα	Ονομασία	Πέτρωμα	Χρήση	Άλλα στοιχεία
Γαλλία	Abandoned mines	Building stones	Αποθηκευτικοί χώροι του μεταλλείου, ωρίμανση τυριών, καλλιέργεια μανιταριών, εκθεσιακοί χώροι, μουσείο	
	Mendon mines	Limestone and construction materials	Βιομηχανική δραστηριότητα, ορυχείο-μουσείο(υπό μελέτη), καλλιέργεια μανιταριών (από το 1960)	Quarries exploited since the 18th century.
Ουγγαρία	Eger-area mines	Ρυόλιθος	Παμπ, αποθήκη κρασιών, μουσείο διαδικασιών οινοποίησης	
	Fertorakos mine	Ασβεστόλιθος	Θέατρο	
Ιαπωνία	Ohya mine	Building stone	Βιομηχανικές εφαρμογές, αποθήκευση τροφίμων, εκθέσεις τέχνης	
Ολλανδία	Valkenburg ore mines	Ασβεστόλιθος	Τουρισμός	Η εξόρυξη ξεκίνησε από τα προϊστορικά χρόνια και συνεχίζεται μέχρι σήμερα.
Πολωνία	Wieliczka mine	Ορυκτό άλας	Μεταλλείο-μουσείο, Αθλητικές εγκαταστάσεις, θεραπευτήριο για πνευμονικές παθήσεις	Mines exploited since the Middle Ages
Ρουμανία	Slanic Prahova mine	Ορυκτό άλας	Θεραπευτήριο για πνευμονικές παθήσεις	
Ρωσία	Berezniki-1 mine (Verchnekamsky salt and potash deposit -West Urals)	Ποτάσα	Θεραπευτήριο για πνευμονικές παθήσεις	Κατασκευάστηκε το 1975
Η.Π.Α.	Randolph mine (Missouri)	Ασβεστόλιθος	Χαλυβουργία κατασκευής μεταφορικών ταινιών και δεξαμενών. Κατασκευή σωλήνων σκυροδέματος. Αποθήκευση εμπορευμάτων	
	Pixley Co. mine (Missouri)	Ασβεστόλιθος	Βιομηχανία κατασκευής ιστιοπλοϊκών σκαφών από πλαστικό ενισχυμένο με υαλοΐνες	
	Boyce limestone mines (Pennsylvania)	Ασβεστόλιθος	Γραφεία. 300 υπάλληλοι εργάζονται υπόγεια. 45.000 m ³ υπογείου χώρου	Οριζόντιος στρωσιγενής σχηματισμός πάχους 6m. 50-70m υπερκείμενα
	Louisville Crushed Stone Company mine (Kentucky)	Ασβεστόλιθος	Εμπορικές και βιομηχανικές εφαρμογές	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΧΩΡΩΝ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΘΑΛΑΜΩΝ ΚΑΙ ΣΤΥΛΩΝ

2.1. Εισαγωγή

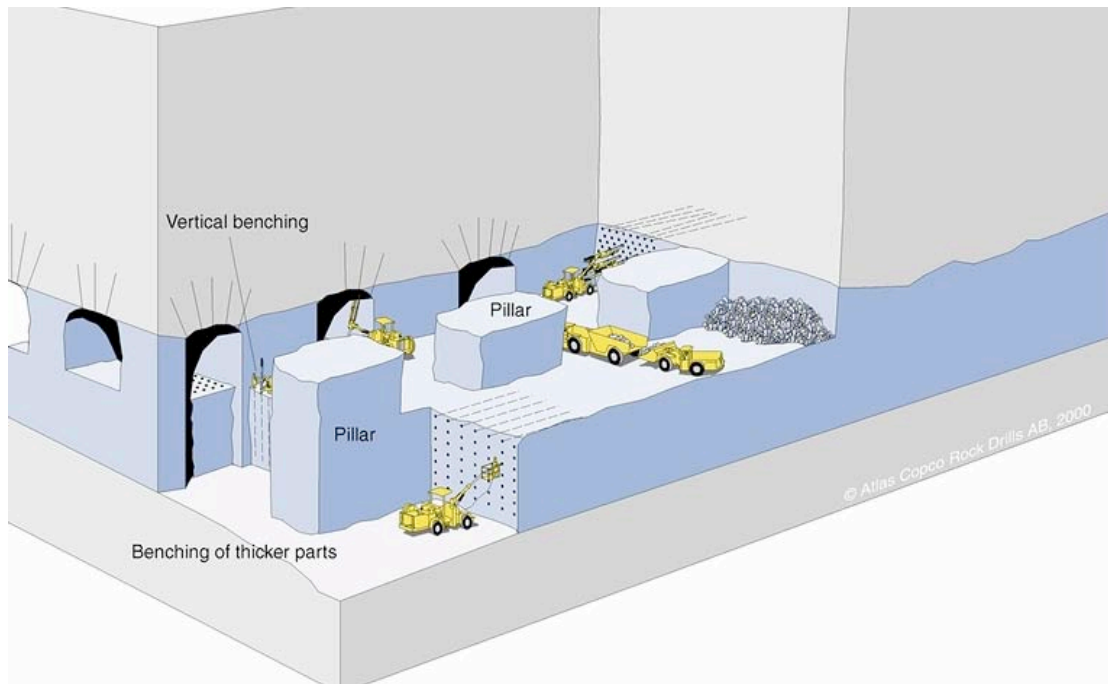
Η μέθοδος θαλάμων και στύλων (rooms and pillars) ανήκει στην κατηγορία των μεθόδων εκμετάλλευσης με κενά μέτωπα (open stores), δηλαδή χαρακτηρίζεται από το γεγονός ότι ο κενός χώρος που δημιουργείται, διατηρείται ανοιχτός με τη βοήθεια φυσικής υποστήριξης. Το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου είναι τα οριζόντια ως μέτριας κλίσης στρωσιγενή κοιτάσματα, μικρού ή μεγάλου πάχους, τα οποία εντοπίζονται σε μικρό ως μέσο βάθος και έχουν ανθεκτική οροφή. Η κλίση των στρωμάτων πρέπει να είναι μικρότερη των 30° , το δε πάχος φτάνει συνήθως τα 10 – 12 m, μπορεί όμως να είναι και πολύ παραπάνω (Τερεζόπουλος,2000).

Η επιλογή αυτής της μεθόδου για τη δημιουργία μεγάλων υπογείων χώρων βασίζεται στους εξής λόγους (Benardos et al.,2001):

- Η μέθοδος παρέχει τη δυνατότητα για ικανοποιητική και λειτουργική αξιοποίηση του χώρου μετά το πέρας της εκμετάλλευσης.
- Η εμπειρία στη συγκεκριμένη μέθοδο είναι αρκετά μεγάλη, τυγχάνει εφαρμογής σε πολλές περιπτώσεις στο διεθνή χώρο για την κατασκευή υπογείων χώρων μεγάλης επιφάνειας, ενώ χρησιμοποιείται στη συντριπτική πλειοψηφία των περιπτώσεων στον ελληνικό μεταλλευτικό κλάδο.
- Η μέθοδος δεν εμφανίζει ιδιαίτερες δυσκολίες, είναι απλή και δεν έχει ιδιαίτερες απαιτήσεις σε εξοπλισμό και τεχνικές.

2.2. Γενική Περιγραφή Μεθόδου

Στη γενική εφαρμογή της μεθόδου, το πέτρωμα εξορύσσεται μέσω ενός συστήματος παράλληλων θαλάμων οι οποίοι διαχωρίζονται από στύλους (Σχήμα 2.1). Οι θάλαμοι ορύσσονται ως στοές και οι άξονές τους συνήθως ισαπέχουν. Στη συνέχεια ορύσσονται νέες στοές κάθετα ή με κάποια κλίση ως προς τις πρώτες. Με αυτό τον τρόπο δημιουργούνται στύλοι πετρώματος που στηρίζουν την οροφή. Η ευστάθεια δηλαδή των θαλάμων επιτυγχάνεται χάρη στους στύλους και συγκεκριμένα χάρη στην εκμετάλλευση της φέρουσας ικανότητας αυτών. Τόσο η διάταξη των στύλων στο χώρο, όσο και η διατομή τους μπορεί να είναι κανονική (τετραγωνική ή ορθογωνική) ή ακανόνιστη.



Σχήμα 2.1. Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου θαλάμων και στύλων.

Όταν το προς εκμετάλλευση κοίτασμα έχει μεγάλο ύψος ή ζητείται η δημιουργία χώρου μεγάλου ύψους, η εξόρυξη του πετρώματος είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί με τη χρήση βαθμίδων εκμετάλλευσης (bench mining), όπως δείχνει η Εικόνα 2.1.



Εικόνα 2.1. Στύλοι που διαμορφώθηκαν με τη χρήση βαθμίδων εκμετάλλευσης.
(Esterhuizen et al., 2007)

Στην μεταλλευτική εφαρμογή της μεθόδου, η ύπαρξη στύλων από το ίδιο το κοίτασμα αποτελεί απώλεια χρήσιμου υλικού. Για το λόγο αυτό, συχνά η εκμετάλλευση συνεχίζεται με τη φάση της εξόφλησης, δηλαδή τη φάση της μείωσης των διαστάσεων των στύλων με σκοπό τη μεγιστοποίηση του συντελεστή απόληψης. Στην περίπτωση κατά την οποία επιλογή είναι η δημιουργία / παραγωγή υπόγειου χώρου, η συγκεκριμένη φάση είτε δεν υφίσταται είτε υπόκειται σε αρκετούς περιορισμούς, καθώς η μείωση της διατομής των στύλων συνεπάγεται και μείωση της αντοχής τους. Χρειάζεται επομένως να υπάρξει κατάλληλη επιλογή των χαρακτηριστικών της εκμετάλλευσης ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις για αυξημένο χώρο, χωρίς όμως να διακυβεύεται η ασφάλεια του ίδιου του χώρου.

2.3. Βασικές Αρχές Σχεδιασμού

Ο σχεδιασμός μιας εκμετάλλευσης με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων ήταν πάντα ένα σύνθετο πρόβλημα. Συχνά κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού, τουλάχιστον στο αρχικό του στάδιο, γίνονται διάφορες παραδοχές, προκειμένου να είναι δυνατή μια μοντελοποίηση αυτού. Στη συνέχεια και όσο η εκμετάλλευση προχωρεί, οι παραδοχές αυτές αξιολογούνται μέσα από την πραγματική συμπεριφορά των πετρωμάτων και ανάλογα τροποποιούνται.

Στην παραδοσιακή μεταλλευτική, στόχος του σχεδιασμού είναι ουσιαστικά ο προσδιορισμός των βέλτιστων διαστάσεων των στύλων, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ταυτόχρονα ασφάλεια, εκμετάλλευση και λειτουργικότητα χώρου. Τα ίδια ακριβώς κριτήρια πρέπει να πληρούνται και στην περίπτωση δημιουργίας ενός υπόγειου συγκροτήματος, με τη διαφορά ότι η λειτουργικότητα προέχει της εκμετάλλευσης.

Οι βέλτιστες διαστάσεις των στύλων υπολογίζονται κυρίως με βάση δύο παράγοντες:

- Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του πετρώματος (από το οποίο αποτελούνται οι στύλοι), τα οποία συνήθως προσδιορίζονται με εργαστηριακές δοκιμές.
- Τις ασκούμενες τάσεις στους στύλους.

Σύμφωνα με τους Deng et al (2003) ένα θεμελιώδες μέγεθος που πρέπει να υπολογιστεί κατά το σχεδιασμό μιας υπόγειας εκμετάλλευσης με τη μέθοδο «θαλάμων και στύλων» είναι το μέγεθος των στύλων. Οι διαστάσεις των στύλων πρέπει να είναι επαρκείς ώστε με βάση τις συγκεκριμένες γεωλογικές συνθήκες τόσο του μεταλλεύματος όσο και των περιβαλλόντων πετρωμάτων να προσφέρει ικανοποιητική ευστάθεια στον υπόγειο χώρο.

2.3.1. Ασκούμενες τάσεις

Οι τάσεις που ασκούνται στα πετρώματα διακρίνονται σε λιθοστατικές και τεκτονικές. Οι πρώτες οφείλονται στη βαρύτητα και είναι ανάλογες του βάθους που βρίσκεται το υπό εξέταση πέτρωμα. Οι δεύτερες οφείλονται σε ιδιαίτερα χαρακτηριστικά (γεωλογικά, τεκτονικά κλπ.) της κάθε περιοχής. Συνήθως, στο πρώτο στάδιο του σχεδιασμού οι γνώσεις για αυτά τα χαρακτηριστικά είναι ουσιαστικά περιορισμένες. Για αυτό το λόγο, ο αρχικός σχεδιασμός θεωρεί ότι στους στύλους ασκούνται μόνο λιθοστατικές τάσεις (Παναγιώτου, 1982). Προφανώς, στην πορεία του έργου αν τα δεδομένα μεταβληθούν, τότε οι αλλαγές λαμβάνονται υπόψη.

Στις λιθοστατικές τάσεις διακρίνουμε την κατακόρυφη τάση και την οριζόντια τάση.

Η κατακόρυφη τάση (S_v) που ασκείται σε ένα τμήμα του κοιτάσματος δίνεται από τη σχέση:

$$S_v = \gamma \cdot H \quad (1)$$

όπου γ : το ειδικό βάρος του υπερκείμενου πετρώματος.

H: το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους.

Η οριζόντια τάση (S_h) που ασκείται στο ίδιο τμήμα δίνεται από τη σχέση:

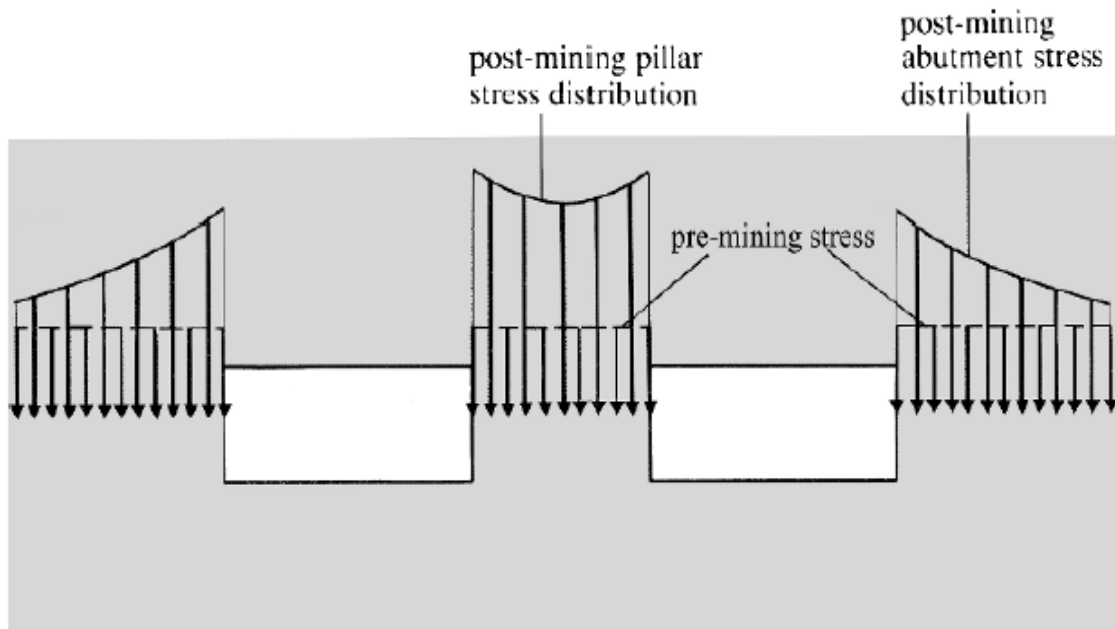
$$S_h = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot S_v \quad (2)$$

όπου ν : ο λόγος του Poisson του πετρώματος, συνήθως μεταξύ 0,2 και 0,33.

2.4. Παρατηρήσεις σε στύλους – Τρόποι αστοχίας στύλων

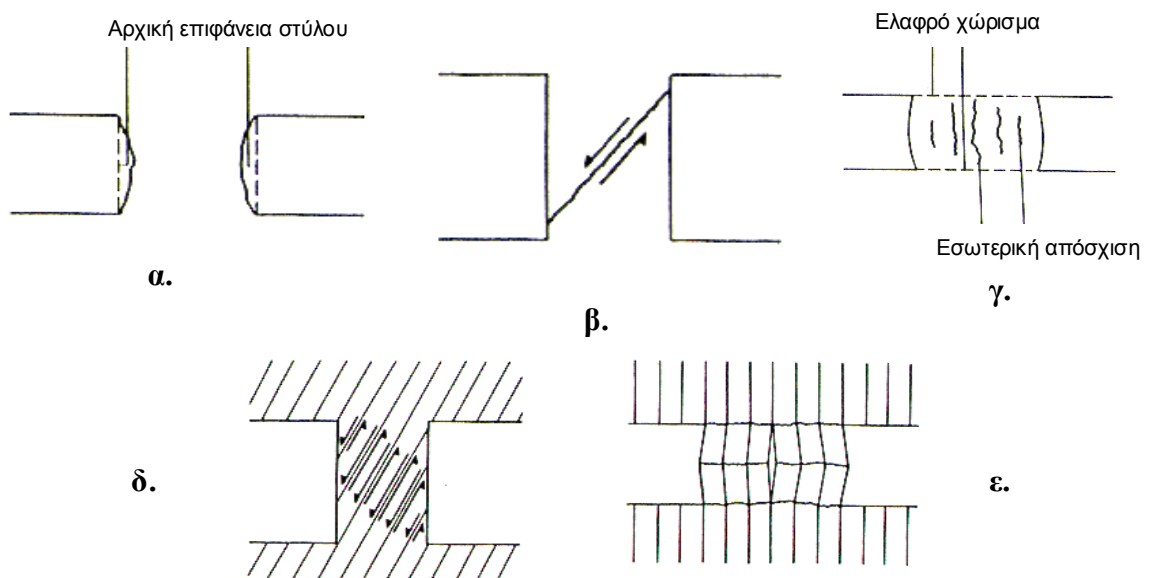
Σύμφωνα με τους Brady et al. (2004), λεπτομερείς παρατηρήσεις και μετρήσεις της συμπεριφοράς των στύλων στις τάσεις που τους ασκούνται, έχουν αναφερθεί από πολλούς ερευνητές συμπεριλαμβανομένων των Bunting (1911), Greenwald et al. (1939, 1941), Hedley & Grant (1972), Wagner (1974, 1980), Van Heerden (1975), Hardy and Agapito (1977), και Hedley et al. (1984). Ορισμένες πολύ χρήσιμες θεωρίες σχετικά με την συμπεριφορά των στύλων, την ανάλυση της φέρουσας ικανότητάς τους, καθώς και το σχεδιασμό τους, έχουν προταθεί επίσης από τους Salamon και Munro (1967), Coates (1981) και Lunder & Pakalnis (1997). Τα παρακάτω αφορούν στύλους οι οποίοι υπόκεινται σε μονοαξονική φόρτιση.

Η εκμετάλλευση ενός κοιτάσματος έχει σαν αποτέλεσμα την ανακατανομή τάσεων και αύξηση της φόρτισης των στύλων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2. Όταν οι τάσεις που ασκούνται είναι μικρότερες από την επί τόπου αντοχή του στύλου, ο στύλος παραμένει ανέπαφος και συμπεριφέρεται ελαστικά στην αύξηση των τάσεων. Το ενδιαφέρον επικεντρώνεται συνήθως στη μέγιστη φόρτιση του στύλου. Επακόλουθα, το ενδιαφέρον εστιάζεται στη συμπεριφορά του στύλου στο αμέσως επόμενο στάδιο δηλαδή όταν το φορτίο ξεπεράσει τη μέγιστη φέρουσα ικανότητά του.



Σχήμα 2.2. Ανακατανομή τάσεων κατά την αξονική διεύθυνση του στύλου με τη διάνοιξη των θαλάμων.

Η δομική συμπεριφορά του στύλου σε φορτία λόγω της εκμετάλλευσης καθορίζεται από τις απόλυτες και σχετικές διαστάσεις του στύλου, τη γεωλογική του δομή και τη φύση των επιφανειακών περιορισμών που εφαρμόζονται στο στύλο από το περιβάλλον πέτρωμα. Έχουν αναγνωριστεί τρεις κύριοι τρόποι συμπεριφοράς των στύλων κάτω από τάσεις που πλησιάζουν την αντοχή της βραχώμαζας, οι οποίοι αναπαράγονται ποιοτικά σε μοντέλα στύλων μέσω εργαστηριακών δοκιμών. Οι τρόποι αυτοί παρουσιάζονται στο σχήμα 2.3. Σε συμπαγές πέτρωμα, ο κύριος τρόπος διάρρηξης του στύλου περιλαμβάνει ξεφλούδισμα των επιφανειών του στύλου – θρυμματισμό πετρώματος (spalling) από τις πλευρές του (Σχήμα 2.3^α). Παρατηρείται φθορά ή δημιουργία λαιμού. Με τον τρόπο αυτό μειώνεται προοδευτικά η ενεργός διατομή του στύλου, που έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της κατακορύφου τάσεως που ασκείται σε αυτόν και που οδηγεί στην αστοχία του.

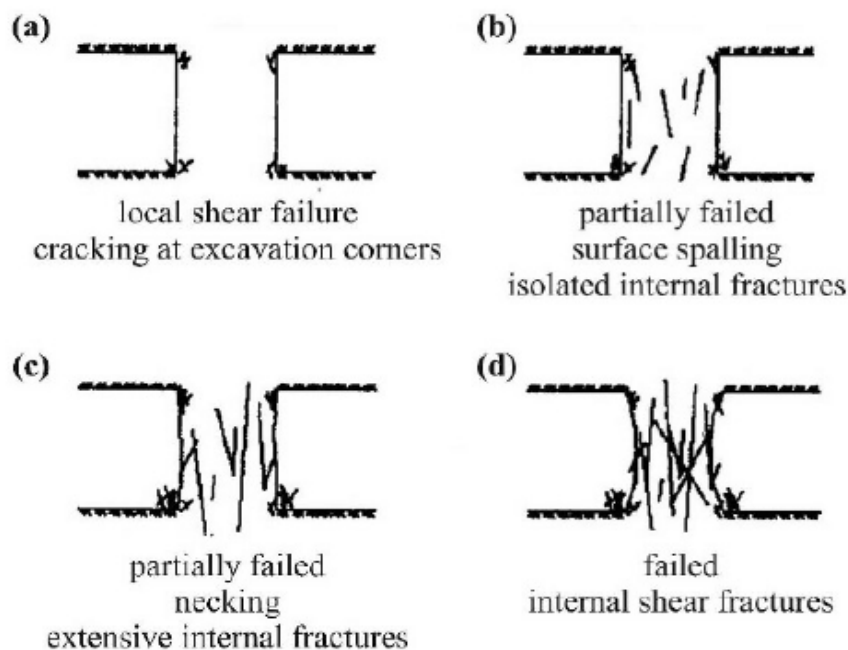


Σχήμα 2.3. Συνήθειες τρόποι αστοχίας στύλων.

Η επίδραση των σχετικών διαστάσεων ενός στύλου στον τρόπο αστοχίας του φαίνεται στο Σχήμα 2.3^β. Σε ομοιόμορφα ρωγματωμένο κοίτασμα, ένας χαμηλός λόγος πλάτους / ύψος στύλου μπορεί να ευνοεί το σχηματισμό κεκλιμένων διατμητικών ρωγμών που να τέμνουν το στύλο. Υπάρχουν καθαρά κινηματικοί παράγοντες που προάγουν την ανάπτυξη διεσδυτικών, τοπικών διατμητικών ζωνών αυτού του τύπου. Η ύπαρξη ενός επιπέδου ή συστήματος επιπέδων ασυνέχειας οδηγεί στην αστοχία του στύλου σε διάτμηση. Σε διάτμηση είναι δυνατόν να αστοχήσει ο στύλος και όταν δεν υπάρχει επίπεδο ασυνέχειας, εφόσον ικανοποιείται το σχετικό κριτήριο αστοχίας. Ο τρίτος τρόπος αστοχίας του στύλου

εμφανίζεται σε κοιτάσμα με ισχυρά παραμορφώσιμα επίπεδα αδυναμίας τα οποία σχηματίζουν τις διεπιφάνειες ανάμεσα σε στύλους και περιβάλλοντα πετρώματα. Διαρροή των μαλακών στρωμάτων, που υπάρχουν στην επαφή του στύλου με το δάπεδο ή την οροφή, παράγει εγκάρσιες έλξεις πάνω στις ακραίες / εξωτερικές επιφάνειες του στύλου και προάγει τον εσωτερικό αξονικό διαχωρισμό (εσωτερική απόσχιση – ανάπτυξη κατακόρυφων ρωγμών στο κέντρο του στύλου) (splitting) του στύλου. Αυτό παρατηρείται ως πλευρική διόγκωση ή επιφάνειες στύλου με μορφή βαρελιού. Οι γεωμηχανικές συνθήκες που ευνοούν αυτό τον τρόπο συμπεριφοράς μπορούν να συμβούν σε στρωσιγενή κοιτάσματα, όπου τμήματα των μαλακών επιπέδων στρώσης ορίζουν το δάπεδο και την οροφή του κοιτάσματος. Αυτός ο τρόπος αστοχίας φαίνεται στο Σχήμα 2.3^γ. Άλλες ειδικές μορφές συμπεριφοράς του στύλου μπορεί να σχετίζονται άμεσα με τη γεωλογία του στύλου. Για παράδειγμα, ένας στύλος με μια οικογένεια φυσικών ρωγμών όπως αυτές του Σχήματος 2.3^δ, μπορεί να αναμένεται να αστοχήσει αν η γωνία κλίσης των ρωγμών στο κύριο επίπεδο του στύλου, το οποίο είναι κάθετο στον άξονα του στύλου, υπερβαίνει την ενεργό γωνία τριβής. Τέλος ένας στύλος με καλά αναπτυγμένη φύλλωση ή σχιστότητα παράλληλα στον κύριο άξονα φόρτισης, θα αστοχήσει με μορφή λυγισμού (Σχήμα 2.3^ε).

Τα στάδια της προοδευτικής υποβάθμισης του στύλου, όσον αφορά τους τρόπους της παραμόρφωσής του, παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.4.



Σχήμα 2.4. Απεικόνιση της εξέλιξης των ρωγματώσεων και της αστοχίας σε στύλο εντός συμπαγούς πετρώματος.

Έτσι αν και τα αρχικά σημάδια της διάρρηξης μπορεί να είναι τοπική αστοχία σε διάτμηση όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.4^a, το ξεφλούδισμα των επιφανειών του στύλου όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.4^b είναι μια πιο εκτενής αστοχία ενδεικτική των υψηλών τάσεων που ευνοούν τις συνθήκες δημιουργίας ρωγματώσεων στο εξωτερικό τμήμα του στύλου. Σε αυτή την φάση ο στύλος έχει υποστεί μερική αστοχία αλλά ο πυρήνας του είναι ακόμη άθικτος. Η αύξηση των τάσεων οδηγεί στην εμφάνιση εσωτερικών ρωγματώσεων – ασυνεχειών και επέκτασή τους, καθώς και στην αλληλεπίδραση του δικτύου των ασυνεχειών όπως δείχνει το Σχήμα 2.4^c. Όταν κινητοποιηθεί πλήρως η τριβή μεταξύ των ρωγματώσεων που έχουν σχηματιστεί, ο στύλος βρίσκεται στη μέγιστη αντοχή του και έχει αστοχήσει όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.4^d.

2.4.1. Κριτήρια αστοχίας στύλων

Οι στύλοι αστοχούν σε θλίψη όταν η ασκούμενη σε αυτούς θλιπτική τάση (σ_p) υπερβεί την αντοχή τους σε μονοαξονική θλίψη (C_p). Το κριτήριο εκφράζεται από τη σχέση:

$$\sigma_p \geq \frac{C_p}{F} \quad (3)$$

όπου F : ο συντελεστής ασφαλείας σε θλίψη.

Σύμφωνα με το US Bureau of Mines ο συντελεστής ασφαλείας των στύλων κυμαίνεται τις περισσότερες φορές μεταξύ 2 και 4. Η ακριβής τιμή του εξαρτάται από την ύπαρξη ή μη ασυνεχειών, καθώς και από τη μονιμότητα του έργου. Στην περίπτωση υπογείων έργων που κατασκευάζονται για την εγκατάσταση χρήσεων μέσα σε αυτά, ο συντελεστής ασφαλείας θα πρέπει να λαμβάνεται στα υψηλότερα όρια του διαστήματος αυτού.

Η αστοχία του στύλου σε διάτμηση περιγράφεται από το κριτήριο του Coulomb τόσο σε περίπτωση παρουσίας, όσο και μη παρουσίας επιπέδου ασυνέχειας. Σε κάθε περίπτωση, η σχέση είναι:

$$\tau_p \geq S_p + \sigma_n \cdot \mu_f \Rightarrow \tau_p \geq S_p + \sigma_n \cdot \tan \varphi_f \quad (4)$$

όπου, τ_p : η διατμητική τάση στο επίπεδο αστοχίας ή ασυνέχειας

S_p : η αντοχή σε διάτμηση του πετρώματος ή του επιπέδου ασυνέχειας

σ_n : η κάθετη τάση στο επίπεδο αστοχίας ή ασυνέχειας

μ_f : ο συντελεστής εσωτερικής τριβής του πετρώματος ή του επιπέδου

ασυνέχειας

φ_f : η γωνία εσωτερικής τριβής του πετρώματος ή του επιπέδου ασυνέχειας.

2.4.2. Παρατηρήσεις σε στύλους με χρήση φυσικών μοντέλων.

Για την εξέταση της συμπεριφοράς των στύλων ο A.T. Iannachionne (1999) πραγματοποίησε αριθμητικές προσομοιώσεις με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Τα μοντέλα - δείγματα που χρησιμοποίησε αντιπροσώπευαν στύλους μεγάλου μήκους. Θεωρήθηκε πως τα επιμέρους στοιχεία των μοντέλων - στύλων συμπεριφέρονταν με ελαστοπλαστικό τρόπο. Η γενική συμπεριφορά τους περιελάμβανε ωστόσο ενδοτράχυνση καθώς και χαλάρωση (strain softening and strain hardening). Η μορφή των μοντέλων αντικατόπτριζε τους στύλους που είχαν παρατηρηθεί επί τόπου και κυμαινόταν από λεπτούς στύλους με λόγο πλάτους / ύψος = 0,4 ως στύλους μέσου πλάτους με λόγο πλάτους / ύψος = 1,4. Χρησιμοποίησε επίσης συμμετρία μοντέλου για να προσομοιώσει μια επαναλαμβανόμενη διάταξη θαλάμων και στύλων ισοδύναμων διαστάσεων. Τα υλικά της οροφής και του δαπέδου θεωρήθηκαν ελαστικά.

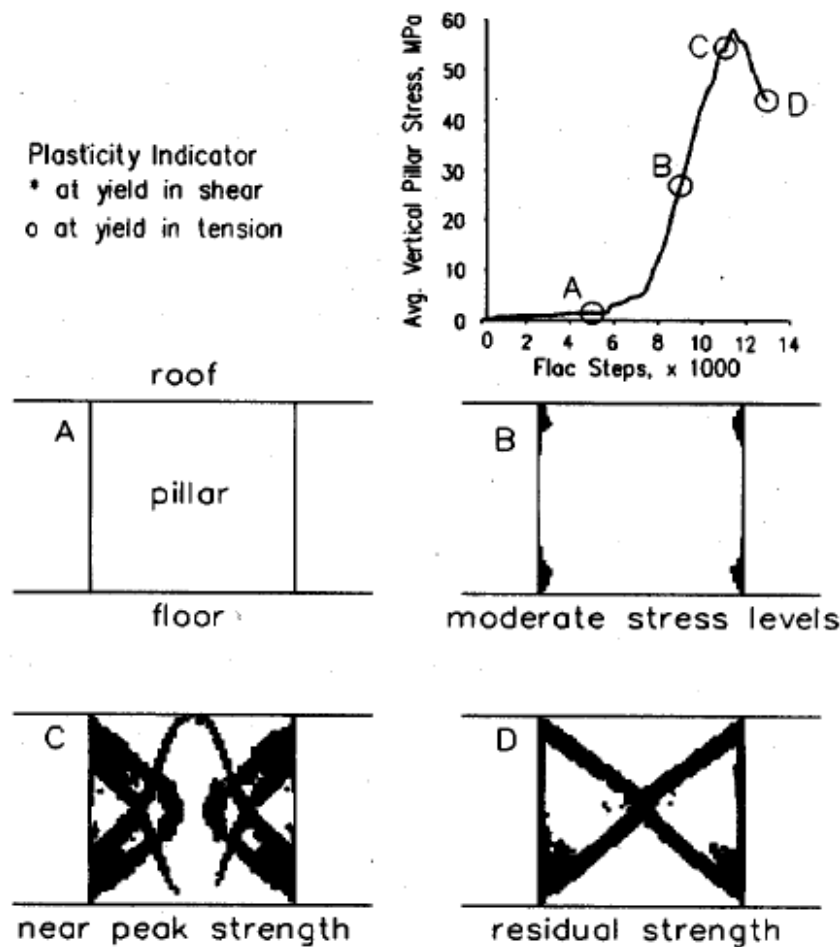
Σύμφωνα με την προσομοίωση αυτή, οι λεπτοί στύλοι αστοχούσαν ραγδαία διαρρέοντας από τις πλευρές προς τα μέσα στον πυρήνα του στύλου, το οποίο υποδήλωνε μια δομή σχετικά χαμηλής αντοχής. Καθώς οι στύλοι γίνονταν πιο χονδροί (squat), ο αυξημένος οριζόντιος περιορισμός αύξανε σημαντικά την αντοχή τους.

Οι στύλοι μοντέλα είχαν μέτρο ελαστικότητας 41,4 GPa, γωνία εσωτερικής τριβής 40° και συνοχή 6,9 MPa όπως τα δεδομένα που προέκυψαν από τις εργαστηριακές δοκιμές σε ασβεστόλιθο Layolhanna της Pennsylvania. Οι στύλοι - μοντέλα υποβλήθηκαν σε βαθμιαία φόρτιση όπως δείχνει το διάγραμμα τάσεως – βραχύνσεως του Σχήματος 2.5. Κατά το αρχικό στάδιο φόρτισης ο στύλος – μοντέλο παρουσιάζει σχετικά ελαστική συμπεριφορά (Σχήμα 2.5,σημεία A-B), με την παραμόρφωση στο στύλο να είναι ανάλογη της αύξησης της μέσης κατακόρυφης τάσης σε αυτόν.

Κατά την ελαστική φάση ξεκινά να επέρχεται διαρροή στα άκρα του στύλου. Η συνέχεια της προοδευτικής αστοχίας της εξωτερικής περιμέτρου του στύλου οδηγεί στο σχηματισμό

ενός ελαστικού πυρήνα με μορφή κλειψύδρας (hourglass-shaped elastic core). Επίσης έχει το αποτέλεσμα της μεταφοράς της μέγιστης κατακόρυφης τάσης από την άκρη του στύλου στο κέντρο του (Σχήμα 2.5, σημεία B-C).

Η μέγιστη αντοχή του στύλου σημειώνεται όταν η μέγιστη κατακόρυφη τάση που ασκείται στον ελαστικό ακόμη πυρήνα, υποστηρίζεται από το μέγιστο διαθέσιμο οριζόντιο περιορισμό στο στύλο (Σχήμα 2.5, σημείο C). Πέρα από αυτό το σημείο, επιπλέον φόρτιση στο στύλο έχει σαν αποτέλεσμα ραγδαία απώλεια της αντοχής.

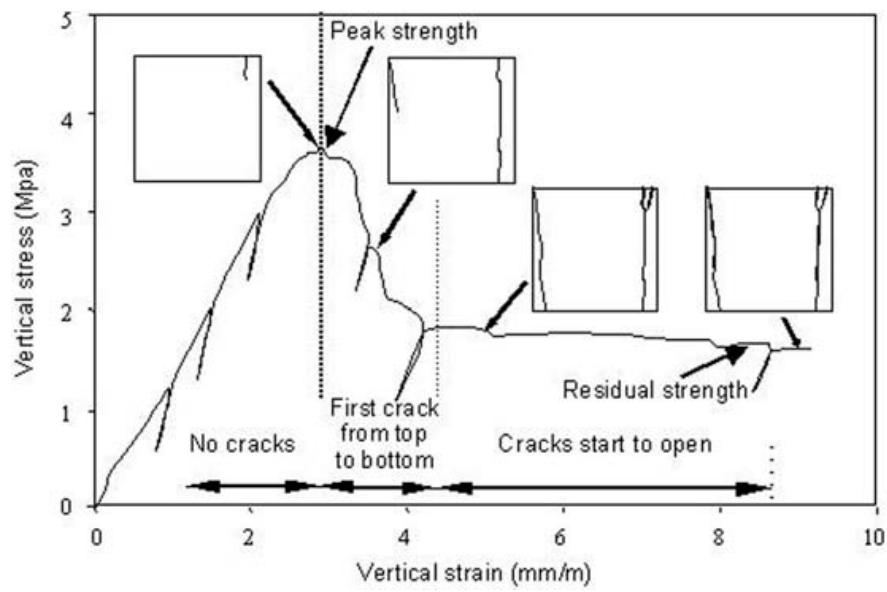


Σχήμα 2.5. Ελαστοπλαστικό μοντέλο, που παρουσιάζει την προοδευτική αστοχία στο στύλο.

Η ζώνη πλαστικής διαρροής επεκτείνεται σε όλο τον όγκο του στύλου, ο οποίος παρουσιάζει μια παραμένουσα αντοχή (Σχήμα 2.5, σημείο D) η οποία είναι σημαντικά μικρότερη από τη μέγιστη αντοχή του στύλου.

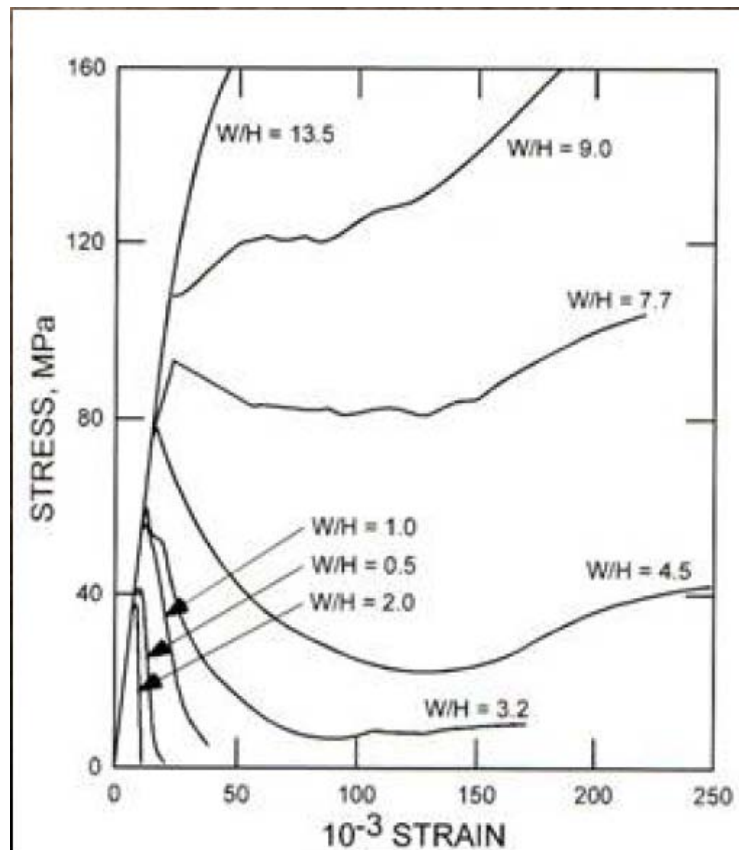
Το διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης του σχήματος 2.6, που προέκυψε από θλιπτικές δοκιμές σε στύλους μοντέλα ασβεστολιθικού πετρώματος (Bekendam, 2004), δείχνει ότι

δεν υφίσταται μια μοναδική τιμή παραμένουσας αντοχής. Ωστόσο, μετά από ορισμένη παραμόρφωση πέρα από την αστοχία, η αντοχή των δοκιμίων δεν μειώνεται περισσότερο (οριζόντιος κλάδος του διαγράμματος). Έτσι, η παραμένουσα αντοχή ορίστηκε ως η αντοχή των δοκιμίων που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση τριπλάσια της παραμόρφωσης των δοκιμίων κατά την αστοχία τους.



Σχήμα 2.6. Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης για κυβικά δείγματα ασβεστόλιθου πλάτους 15cm.

Στο Σχήμα 2.7 παρουσιάζονται καμπύλες τάσης – παραμόρφωσης στύλων για διάφορους λόγους W/H. Όπως φαίνεται, η παραμένουσα αντοχή (residual strength) των στύλων είναι εξαρτώμενη από το λόγο W/H των στύλων. Με την αύξηση του λόγου W/H η παραμένουσα αντοχή αυξάνεται, ενώ για λόγο W/H μικρότερο του 4 τότε οι στύλοι δεν παρουσιάζουν παραμένουσα αντοχή και αστοχούν ακαριαία.



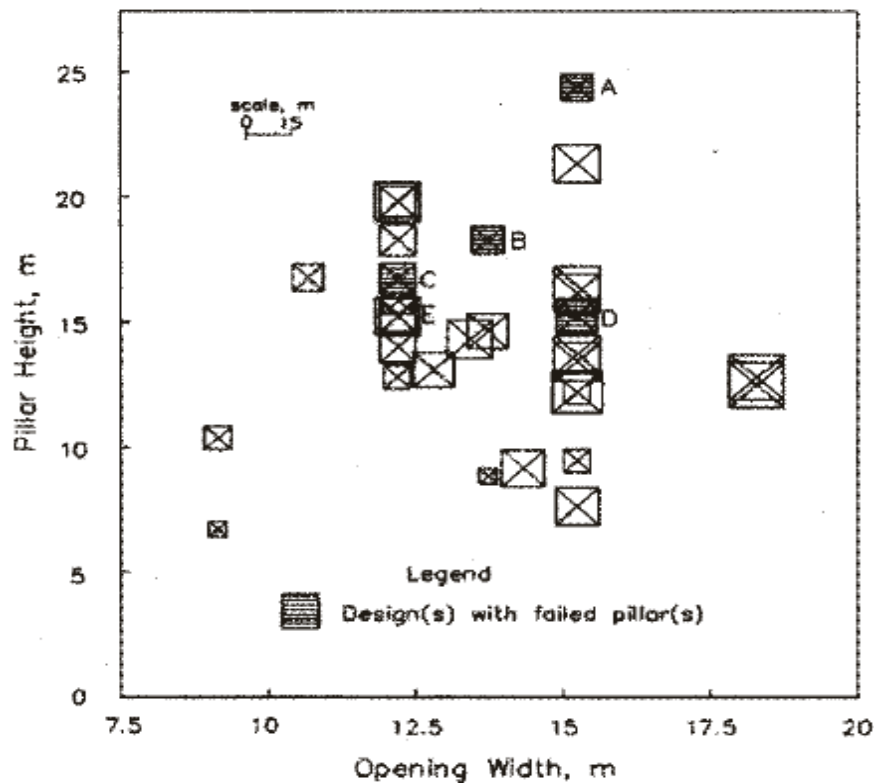
Σχήμα 2.7. Καμπύλες τάσης – παραμόρφωσης στύλων για διάφορους λόγους W/H .

2.4.3. Επίδραση των ασυνεχειών στην ευστάθεια των στύλων.

Η ευστάθεια των στύλων μπορεί να επηρεαστεί σημαντικά από την παρουσία προϋπαρχόντων ασυνεχειών σε αυτόν. Παρατηρήσεις των συνθηκών των στύλων έχουν δείξει ότι η παρουσία προϋπαρχόντων ασυνεχειών είναι πιθανότερο να παρουσιάσει απειλή για την ασφάλεια των εργαζομένων, παρά οι αυξημένες τάσεις σε αυτούς. Η αύξηση του ύψους των θαλάμων έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της επιφάνειας των πλευρών των στύλων. Με αυτό τον τρόπο εκτίθενται περισσότερες ασυνέχειες (geological discontinuities) και αυξάνεται το ενδεχόμενο πρόκλησης αστοχίας στις πλευρές των στύλων λόγω των εργασιών εκμετάλλευσης όπως η διάτρηση, η ανατίναξη και το ξεσκάρωμα.

Ο πιο κατάλληλος τρόπος να αναλυθεί η επίδραση των ασυνεχειών στην ευστάθεια των στύλων, είναι να αξιολογηθεί η συμπεριφορά των στύλων όταν πραγματοποιείται εξόρυξη με τη χρήση βαθμίδων εκμετάλλευσης, όπου το σχήμα των στύλων είναι γενικά λεπτό. Στο Σχήμα 2.8 δίνεται μια σύγκριση μεταξύ της μορφής των στύλων, του πλάτους των

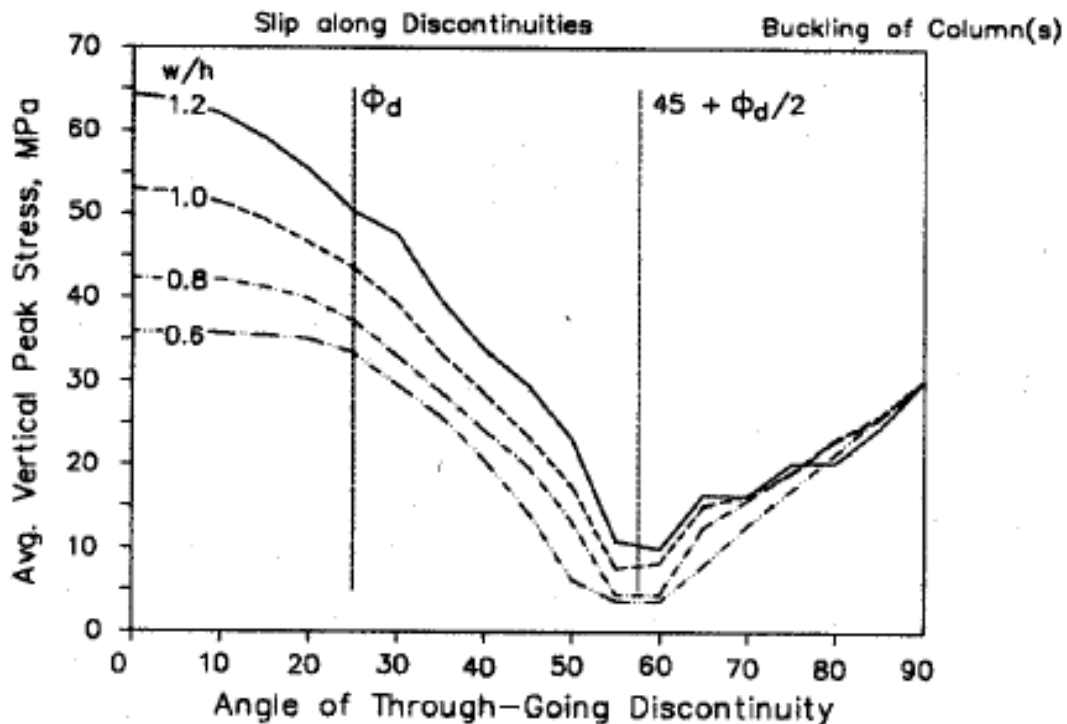
θαλάμων και του ύψους των στύλων για 35 διαφορετικές περιπτώσεις τετραγωνικών στύλων, όπου η εξόρυξη πραγματοποιήθηκε με τη χρήση βαθμίδων εκμετάλλευσης.



Σχήμα 2.8. Σύγκριση της μορφής των στύλων, του πλάτους των θαλάμων και του ύψους των στύλων για 35 περιπτώσεις τετραγωνικών στύλων (Iannachionne, 1999).

Φαίνεται πως δεν υπάρχει σαφής συσχετισμός μεταξύ του ύψους των στύλων ή του πλάτους των θαλάμων και της αστοχίας στους στύλους. Πράγματι, τρεις από τις τέσσερις περιπτώσεις με στύλους που αστόχησαν είχαν μέτριο ύψος και πλάτος στύλου (Σχήμα 2.8, σημεία B,C και D). Όμως αυτές οι εκμεταλλεύσεις πραγματοποιούνταν σε σχηματισμό όπου η εμφάνιση μεγάλων κεκλιμένων ασυνεχειών ήταν υψηλότερη από τα συνήθη.

Αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν σε αριθμητικά μοντέλα από τον A.T. Iannachionne (1999), με σκοπό να αξιολογηθεί η επίδραση των ασυνεχειών στην αντοχή των στύλων για περιπτώσεις σκληρών πετρωμάτων, έδειξαν ότι η αντοχή των στύλων παρουσιάζει τη χαμηλότερη τιμή όταν η κλίση των ασυνεχειών λαμβάνει την τιμή $\beta_{\min} = 45^\circ + \Phi_d/2$, όπου, Φ_d : η γωνία εσωτερικής τριβής της ασυνέχειας (Σχήμα 2.9).



Σχήμα 2.9. Επίδραση των ασυνεχειών στην αντοχή ασβεστολιθικών στύλων.

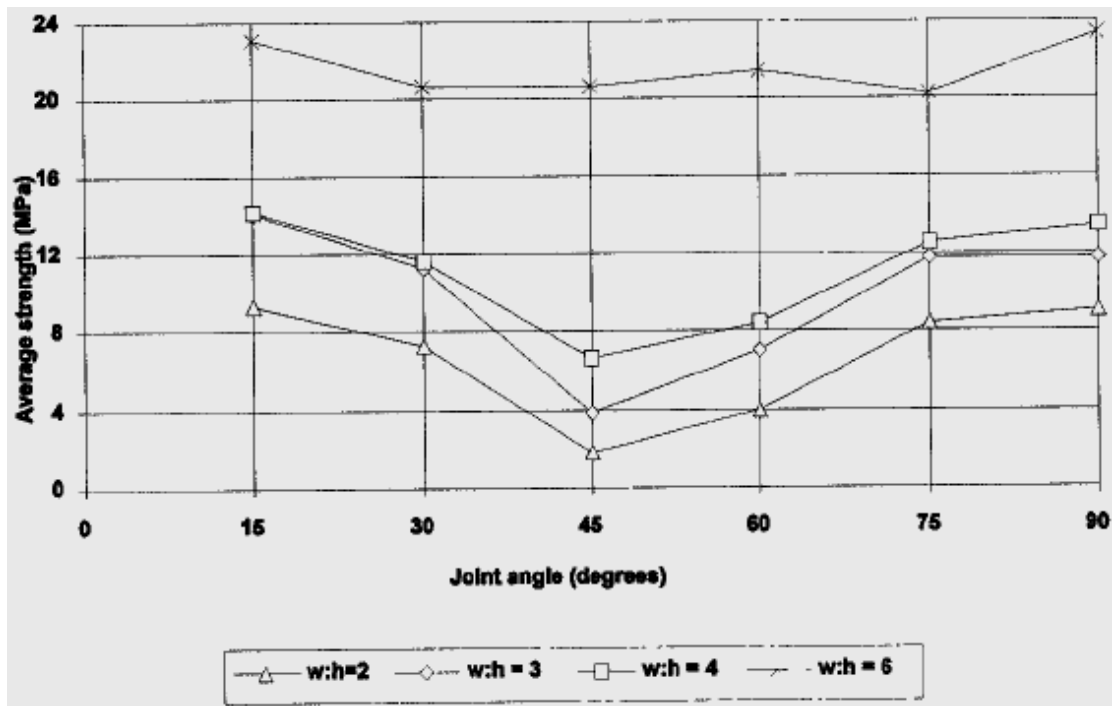
Μερικά χαρακτηριστικά που καθορίζουν τη σημασία μιας γεωλογικής ασυνέχειας για την αντοχή των στύλων είναι:

- Συνέχεια της ασυνέχειας (persistence) – το μήκος (έκταση) μιας ασυνέχειας πρέπει να είναι της ίδιας κλίμακας με τον στύλο έτσι ώστε η αντοχή του να επηρεαστεί σημαντικά.
- Κλίση της ασυνέχειας (dip) – η κλίση μιας ασυνέχειας μπορεί να επηρεάσει δραματικά την αντοχή του στύλου (Εικόνα 2.2).
- Απόσταση ασυνεχειών – η απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών είναι πολύ σημαντική για να καθοριστεί το ενδεχόμενο αστοχίας των στύλων σε μια μεγάλη έκταση εκμετάλλευσης.
- Μηχανικές ιδιότητες των ασυνεχειών (material properties) – οι μηχανικές ιδιότητες μιας ασυνέχειας μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αξιολογηθεί το μέγεθος της μείωσης της αντοχής.
- Διεύθυνση (orientation) – η διεύθυνση της ασυνέχειας είναι σημαντικό χαρακτηριστικό όταν οι στύλοι είναι ορθογώνιοι. Η αντοχή επηρεάζεται περισσότερο όταν η ασυνέχεια είναι ευθυγραμμισμένη (aligned) με το διαμήκη άξονα του στύλου.



Εικόνα 2.2. Στύλος που διαμορφώθηκε με τη χρήση βαθμίδας και αστόχησε κατά μήκος δύο ασυνεχειών που έχουν κλίση περίπου 60° (Esterhuizen, 2006).

Τέλος, μελέτες που πραγματοποίησε ο Esterhuizen (Esterhuizen, 1998) σε στύλους άνθρακα (coal pillars) με σκοπό να αξιολογηθεί η επίδραση της κλίσης των ασυνεχειών στην αντοχή των στύλων σε ανθρακορυχεία, έδειξαν ότι οι ασυνέχειες με κλίση 45° έχουν τις πιο σοβαρές επιπτώσεις για την αντοχή των στύλων (Σχήμα 2.10). Το σχήμα δείχνει επίσης ότι με την αύξηση του λόγου πλάτους / ύψος του στύλου, η επίδραση της κλίσης των ασυνεχειών στην αντοχή του στύλου είναι λιγότερο έντονη. Αυτό οφείλεται στο ότι με την αύξηση του περιορισμού που ασκείται στον πυρήνα του στύλου, αυξάνεται και η αντοχή σε διάτμηση κατά μήκος των ασυνεχειών.



Σχήμα 2.10. Επίδραση της κλίσης των ασυνεχειών στην αντοχή στύλων άνθρακα.

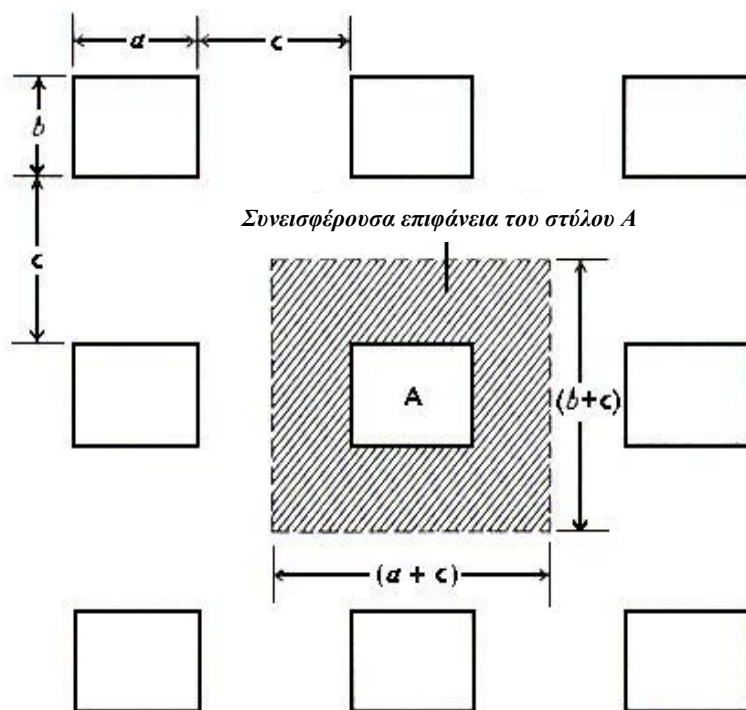
2.5. Σχεδιασμός Στύλων

Ο σχεδιασμός των στύλων βασίζεται σε απλά γεωμηχανικά μοντέλα. Μέσω αυτών υπολογίζεται η αντοχή του στύλου σε θλίψη (C_p) και η τάση που ασκείται στο στύλο (σ_p). Ο λόγος των δύο αυτών μεγεθών καλείται συντελεστής ασφαλείας (SF): $SF = C_p / \sigma_p$. Όταν $SF > 1$ τότε ο στύλος θεωρείται ευσταθής ενώ στην αντίθετη περίπτωση ασταθής. Η πλέον συνηθισμένη μέθοδος για το σχεδιασμό των στύλων στηρίζεται στη θεωρία της συνεισφέρουσας επιφάνειας (tributary load area). Σύμφωνα με αυτή, και όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.11, κάθε στύλος φέρει το φορτίο του πετρώματος που βρίσκεται μέσα στο κατακόρυφο ορθογώνιο παραλληλεπίπεδο, του οποίου γενέτειρα είναι οι άξονες που χωρίζουν στη μέση τους διαδρόμους που περιβάλλουν το στύλο. Η οριζόντια αυτή επιφάνεια ονομάζεται συνεισφέρουσα. Τα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι:

- Χρειάζονται περιορισμένες πληροφορίες όσον αφορά το σχεδιασμό, κυρίως τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των στύλων, το ύψος και το ειδικό βάρος των υπερκειμένων, κάτι που την κάνει ιδιαίτερα εύχρηστη κατά τον αρχικό σχεδιασμό τέτοιων έργων.

- Προσφέρει πολύ γρήγορα τα αποτελέσματα της ανάλυσης, είναι πολύ απλή και σε περιπτώσεις ομοιόμορφων εκσκαφών δίνει αρκετά μεγάλη ακρίβεια.
- Υπολογίζεται η μέγιστη φόρτιση που μπορεί να εφαρμοστεί στους στύλους, οπότε δίνει τα πιο συντηρητικά και ασφαλή αποτελέσματα.

Στα μειονεκτήματα της μεθόδου καταγράφεται το γεγονός ότι λαμβάνει υπ' όψη της το τασικό πεδίο και ιδιαίτερα τις κατακόρυφες τάσεις που υφίστανται πριν τη δημιουργία της εκσκαφής, δεν μπορεί να δώσει ακριβή αποτελέσματα σε περιπτώσεις μη ομοιόμορφων στύλων και τέλος πολλές φορές μπορεί να είναι υπέρ του δέοντος συντηρητική.



Σχήμα 2.11. Κάτοψη της τελικής διάταξης των θαλάμων και στύλων. Η γραμμοσκιασμένη περιοχή αποτελεί τη συνεισφέρουσα επιφάνεια του στύλου.

Η μαθηματική προσέγγιση της θεωρίας της συνεισφέρουσας επιφάνειας δίνεται ακολούθως. Αν (A_R) η επιφάνεια που αντιστοιχεί σε κάθε στύλο (γραμμοσκιασμένο τμήμα) και (A_p) η επιφάνεια του στύλου, τότε το άθροισμα των δυο παραπάνω επιφανειών (A_t) είναι:

$$A_t = A_R + A_p \quad (5)$$

Η τάση (σ_p) που ασκείται σε ένα στύλο δίνεται από εξίσωση της μορφής:

$$\sigma_p = f(H, W_p, W_R) \quad (6)$$

όπου, H : το βάθος στο οποίο πραγματοποιείται η εκμετάλλευση

W_p : το πλάτος του στύλου

W_R : το πλάτος του θαλάμου μεταξύ δύο διαδοχικών στύλων

Γενικά οι στύλοι μπορεί να ακολουθούν κάποιο συγκεκριμένο κάναβο, έτσι ώστε τα κέντρα τους να απέχουν συγκεκριμένες αποστάσεις σε σχέση με τους γειτονικούς στύλους (regular pattern) ή η κατανομή τους είναι ακανόνιστη (Σχήμα 2.12).

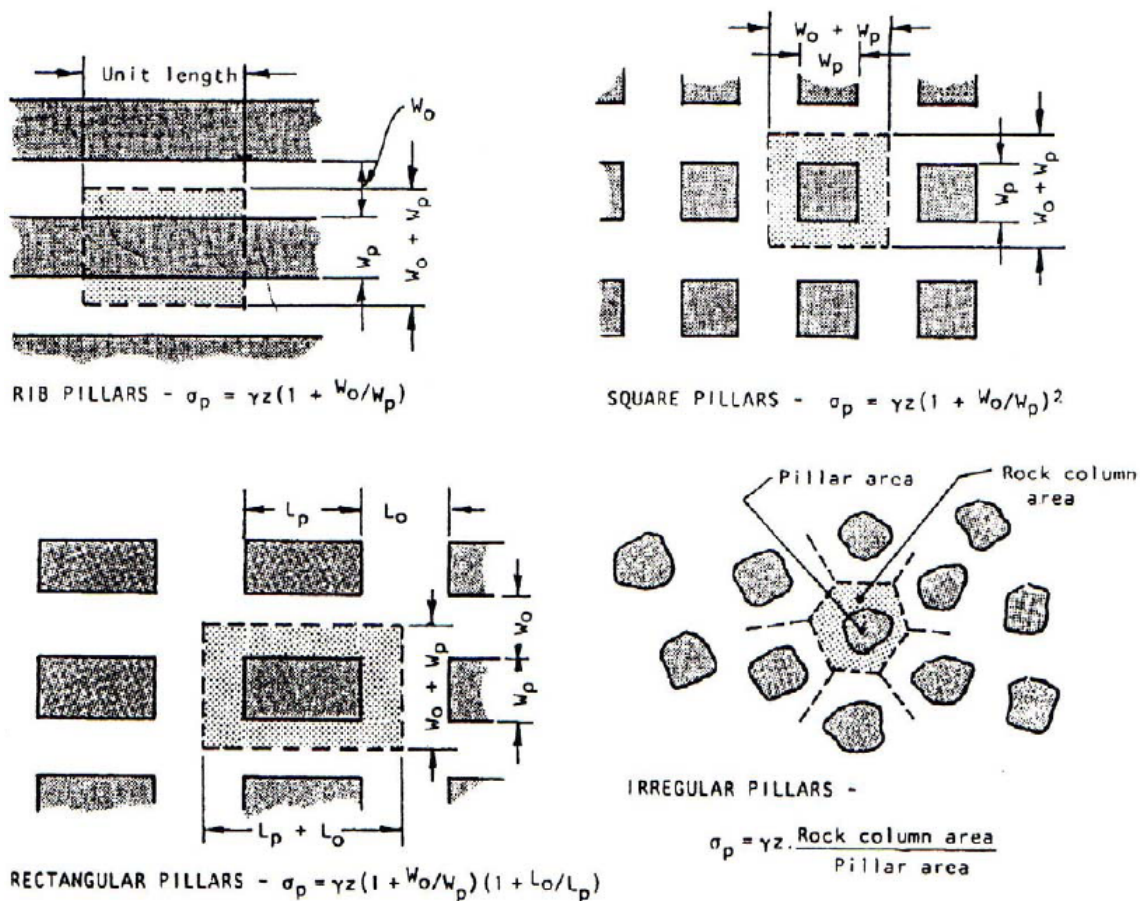
Στην πιο απλή περίπτωση όπου οι στύλοι έχουν κανονική διάταξη και τετραγωνική διατομή, η μέση ορθή τάση που αναπτύσσεται σε αυτούς δίνεται από την εξίσωση (7). Αντίστοιχα, σε περιπτώσεις ορθογωνίων στύλων η τάση δίνεται στη σχέση (8).

$$\sigma_p = S_v \cdot \frac{A_t}{A_p} \Rightarrow \sigma_p = \gamma \cdot H \cdot \frac{(W_R + W_p)^2}{W_p^2} \Rightarrow \sigma_p = \gamma \cdot H \cdot \left(1 + \frac{W_R}{W_p}\right)^2 \quad (7)$$

$$\sigma_p = \gamma \cdot H \cdot \left(1 + \frac{W_R}{W_p}\right) \cdot \left(1 + \frac{L_R}{L_p}\right) \quad (8)$$

όπου L_p : το μήκος του στύλου

L_R : το μήκος του θαλάμου μεταξύ δύο διαδοχικών στύλων



Σχήμα 2.12. Μέση κατακόρυφη τάση στύλου για διάφορες διατάξεις.

Οι σχέσεις (7),(8) μπορούν να γραφούν αντίστοιχα και ως εξής:

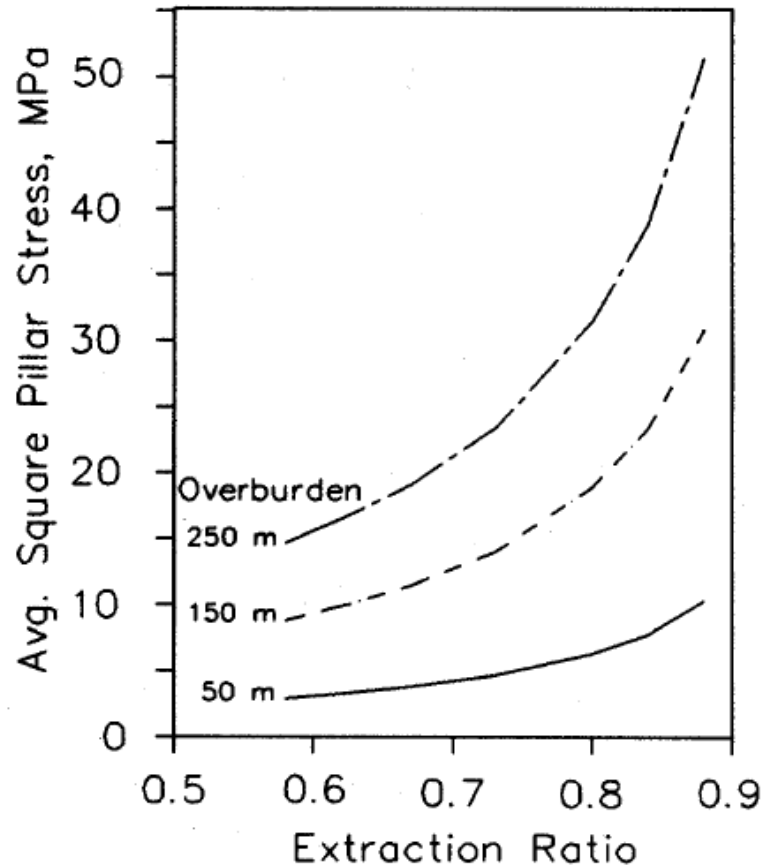
$$\sigma_p = \gamma \cdot H / (1 - e) \quad (9)$$

$$R = A_b / (A_b + A_p) \quad (10)$$

όπου R: ο συντελεστής απόληψης, A_o : το εμβαδόν της επιφάνειας απόληψης, A_p : το εμβαδόν της διατομής του στύλου. Στην περίπτωση τετραγωνικών στύλων ο συντελεστής απόληψης δίνεται από τη σχέση:

$$R = 1 - \left[W_p / (W_o + W_p) \right]^2 \quad (11)$$

Όπως βλέπουμε στο Σχήμα 2.13, η αύξηση του βάθους των υπερκειμένων και του συντελεστή απόληψης, προκαλούν εκθετική αύξηση της μέσης τάσης στο στύλο.



Σχήμα 2.13. Σχέση μεταξύ της μέσης τάσης στο στύλο, συντελεστή απόληψης και υπερκειμένων για τετραγωνικούς στύλους.

Μεταβολές στο βάθος των υπερκειμένων προκαλούν μια παράλληλη μεταβολή της μέσης τάσης στο στύλο για ένα συγκεκριμένο συντελεστή απόληψης. Ομοίως, η αύξηση του συντελεστή απόληψης προκαλεί εκθετική αύξηση της μέσης τάσης στο στύλο για συγκεκριμένο βάθος υπερκειμένων. Αυτό το χαρακτηριστικό εξηγεί γιατί συντελεστές απόληψης μεγαλύτεροι από 0,75 είναι σπάνιοι στις περιπτώσεις που χρησιμοποιείται αποκλειστικά μέθοδος φυσικής υποστήριξης με στύλους. Κάτω από αυτή την τιμή του R, αυξήσεις της μέσης τάσης στο στύλο με αλλαγή του R είναι μικρές.

Το μέσο βάθος υπερκειμένων για τα περισσότερα υπόγεια ορυχεία εντός σκληρών πετρωμάτων είναι 80 m, οπότε αιτία της αστοχίας των στύλων δεν αναμένεται να είναι οι αυξημένες τάσεις. Το σχετικά μικρό βάθος των περισσότερων υπογείων εκμεταλλεύσεων (underground stone mines) ήταν πολλές φορές ο λόγος για το ότι το σχήμα και το μέγεθος των στύλων συχνά παραβλέπονται ως θέμα ασφαλείας κατά το σχεδιασμό και την ανάπτυξη της εκμετάλλευσης.

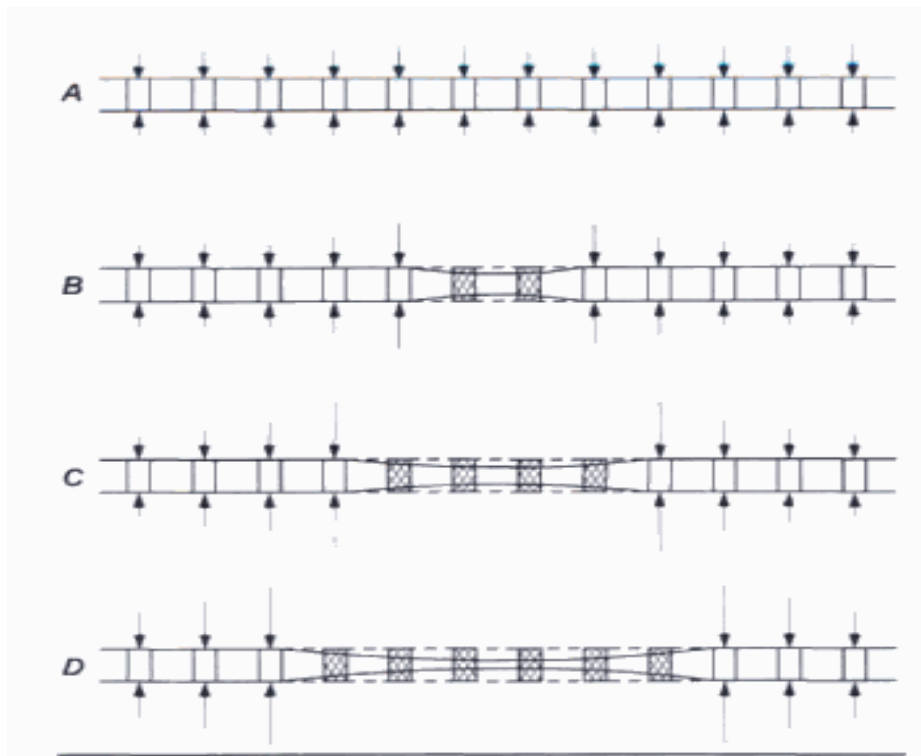
Έχει παρατηρηθεί ότι για κάθε γεωμετρικά ομοιόμορφη διάταξη των στύλων ενός ορυχείου, η μέση αξονική τάση στο στύλο καθορίζεται άμεσα από το συντελεστή απόληψης της περιοχής.

Σύμφωνα με τους Brady et al. (2004), όταν υπολογίζονται οι αξονικές τάσεις σε στύλους με χρήση της μεθόδου της συνεισφέρουσας επιφάνειας, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι εξυπακουόμενοι περιορισμοί της διαδικασίας. Η μέση αξονική τάση στο στύλο είναι καθαρά μια βολική ποσότητα η οποία αντιπροσωπεύει την κατάσταση φόρτισης ενός στύλου σε μια διεύθυνση παράλληλη στην κύρια διεύθυνση του περιορισμού του. Πρώτον, δεν είναι απλά ή άμεσα συσχετισμένη με την κατάσταση των τάσεων σε ένα στύλο η οποία θα μπορούσε να καθοριστεί από μια πλήρη ανάλυση των τάσεων. Δεύτερον, η ανάλυση με τη μέθοδο της συνεισφέρουσας επιφάνειας περιορίζει την προσοχή στο συντελεστή της ορθής τάσης πριν την εκμετάλλευση με διεύθυνση παράλληλη στον κύριο άξονα του συστήματος υποστήριξης του στύλου. Η υπόθεση ότι οι άλλες συνιστώσες του πεδίου των τάσεων δεν έχουν καμία επίδραση στη λειτουργία του στύλου δεν είναι γενικά υποστηρίξιμη. Τέλος, η επίδραση της θέσης του στύλου μέσα στο κοίτασμα ή στο πλαίσιο του μεταλλείου αγνοείται.

Η μέθοδος της συνεισφέρουσας επιφάνειας αποτελεί μια απλή μέθοδο για τον προσδιορισμό της μέσης κατάστασης των τάσεων σε ένα στύλο. Η πρόβλεψη της επί τόπου λειτουργίας ενός στύλου απαιτεί μια μέθοδο που να υπολογίζει την αντοχή ή τη μέγιστη αντίσταση του στύλου σε αξονική θλίψη. Η ανάδρομη ανάλυση της επί τόπου λειτουργίας των στύλων, με χρήση της μεθόδου της συνεισφέρουσας επιφάνειας για την εκτίμηση των επιβαλλόμενων τάσεων στους στύλους, θεωρεί ότι η αντοχή του στύλου σχετίζεται με τον όγκο του και με το γεωμετρικό του σχήμα. Η επίδραση του όγκου στην αντοχή μπορεί να κατανοηθεί λαμβάνοντας υπόψη την κατανομή των ασυνεχειών, των φυσικών ρωγμών και άλλων ελαττωμάτων εντός της μάζας του στύλου. Η αύξηση του όγκου του στύλου εξασφαλίζει ότι το πλήθος αυτών των ελαττωμάτων περιλαμβάνονται με αντιπροσωπευτικό τρόπο στο στύλο. Η επίδραση του σχήματος προκύπτει από τρεις πιθανές πηγές:

- Τον περιορισμό, ο οποίος αναπτύσσεται στο σώμα του στύλου λόγω της παρεμπόδισης στην οριζόντια διεύρυνσή του, η οποία επιβάλλεται από το περιβάλλον πέτρωμα.
- Ανακατανομή των συνιστωσών του πεδίου τάσεων διαφορετική από τη συνιστώσα που είναι παράλληλη στον άξονα του στύλου, μέσα στο τμήμα του στύλου.
- Αλλαγή στον τρόπο αστοχίας με αλλαγή του λόγου δύο διαστάσεων (π.χ. πλάτος / ύψος).

Κατά την εφαρμογή αυτού του τύπου του σχεδιασμού, σε περίπτωση αστοχίας κάποιου στύλου, οι γειτονικοί στύλοι παραλαμβάνουν το φορτίο του. Ωστόσο, αυτή η μεταφορά φορτίων μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα την υπερφόρτισή τους και ενδέχεται να οδηγήσει σε μια αλυσιδωτή αστοχία μιας ομάδας στύλων και σε ένα γενικευμένο φαινόμενο ντόμινο (Σχήμα 2.14). Το φαινόμενο αυτό μπορεί να προκληθεί λόγω συγκέντρωσης αυξημένων τάσεων, οι οποίες μπορεί να έχουν ως επακόλουθο την ακαριαία θραύση στους στύλους (rockburst).



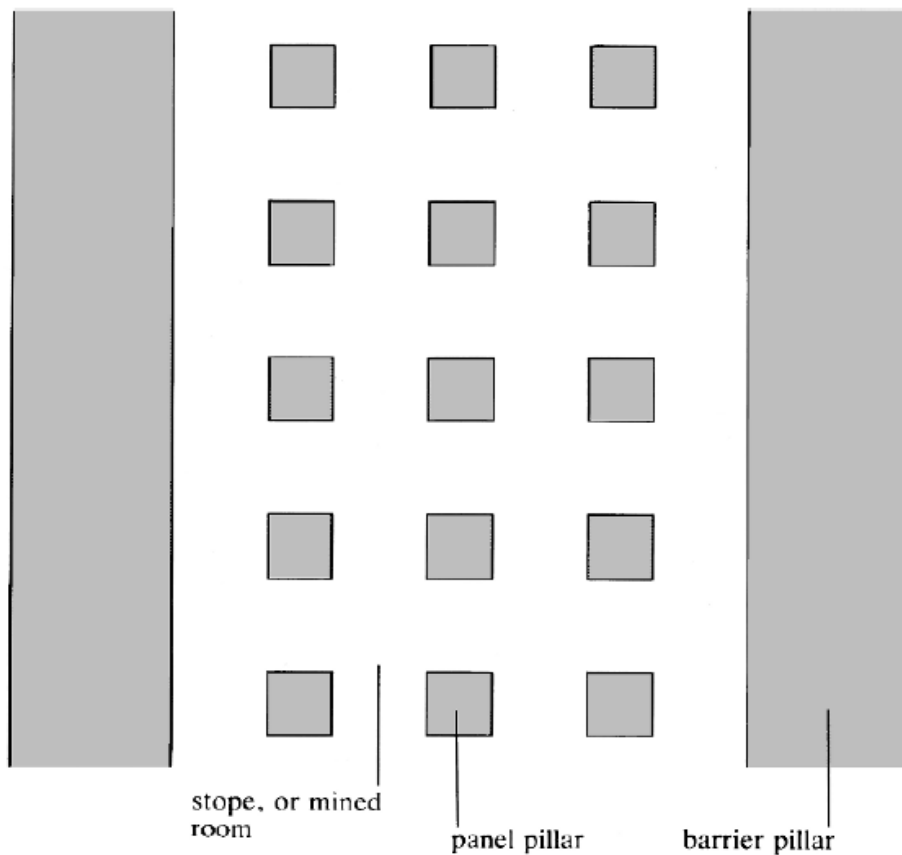
Σχήμα 2.14. Απλουστευμένος τρόπος αλυσιδωτής αστοχίας στύλων.

(Hustrulid et al, 2001)

Σε ένα κοίτασμα μεγάλης έκτασης στις δυο διαστάσεις, προκειμένου να εξασφαλιστεί η εκμετάλλευση από μια τέτοια αλυσιδωτή κατάρρευση, διαμορφώνονται επιμέρους περιοχές εξόρυξης, που διαχωρίζονται από στύλους φράκτες (barrier pillars), (Σχήμα

2.15). Οι στύλοι φράκτες έχουν σχεδιαστεί έτσι ώστε να είναι σχεδόν άφθαρτοι. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα η μέγιστη έκταση της αστοχίας να περιορίζεται στο χώρο της επιμέρους περιοχής εξόρυξης.

Προφανώς, οι αρχές που εφαρμόζονται στο σχεδιασμό των στύλων θα είναι διαφορετικές από εκείνες για το σχεδιασμό των στύλων φρακτών λόγω των διαφορετικών λειτουργιών τους.



Σχήμα 2.15. Διάταξη στύλων φρακτών και στύλων μιας επιμέρους περιοχής εξόρυξης.

2.5.1. Εκτίμηση της Αντοχής των στύλων

Το βασικό εργαλείο που χρησιμοποιείται προκειμένου να διερευνηθεί η αντοχή των στύλων είναι ο «ανάστροφος υπολογισμός» (back-calculation), δηλαδή η προσπάθεια ανάπτυξης μιας εμπειρικής σχέσης, η οποία θα εκτιμά την αντοχή των στύλων, από παρατηρήσεις και μετρήσεις σε στύλους που έχουν αστοχήσει.

Για τον υπολογισμό της αντοχής του στύλου σε θλίψη (C_p) έχουν διατυπωθεί αρκετές εμπειρικές σχέσεις, κυρίως έπειτα από μελέτες πάνω σε συγκεκριμένες περιπτώσεις, κυρίως αστοχίας στύλων.

Οι Holland & Gaddy (1956), για τον υπολογισμό της αντοχής στύλων άνθρακα, πρότειναν την ακόλουθη σχέση στην οποία εκτός από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του στύλου και την αντοχή του αδιατάρακτου πετρώματος συμμετέχουν και οι σταθερές

α, β :

$$C_p = C_1 \frac{W^\beta}{H^\alpha} \xrightarrow{\alpha=1, \beta=0,5} C_p = C_1 \frac{\sqrt{W}}{H} \quad (12)$$

Όπου:

C_p : η αντοχή του στύλου σε θλίψη (MPa).

C_1 : η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη δοκιμίου του πετρώματος από το οποίο αποτελείται ο στύλος με λόγο $d/h = 1$ (MPa).

Ο συντελεστής ασφαλείας SF για τον συγκεκριμένο τύπο κυμαίνεται μεταξύ 1,8 και 2,2.

Οι Salamon and Munro (1960) μελετώντας 125 περιπτώσεις αστοχίας στύλων από άνθρακα πρότειναν την ακόλουθη σχέση:

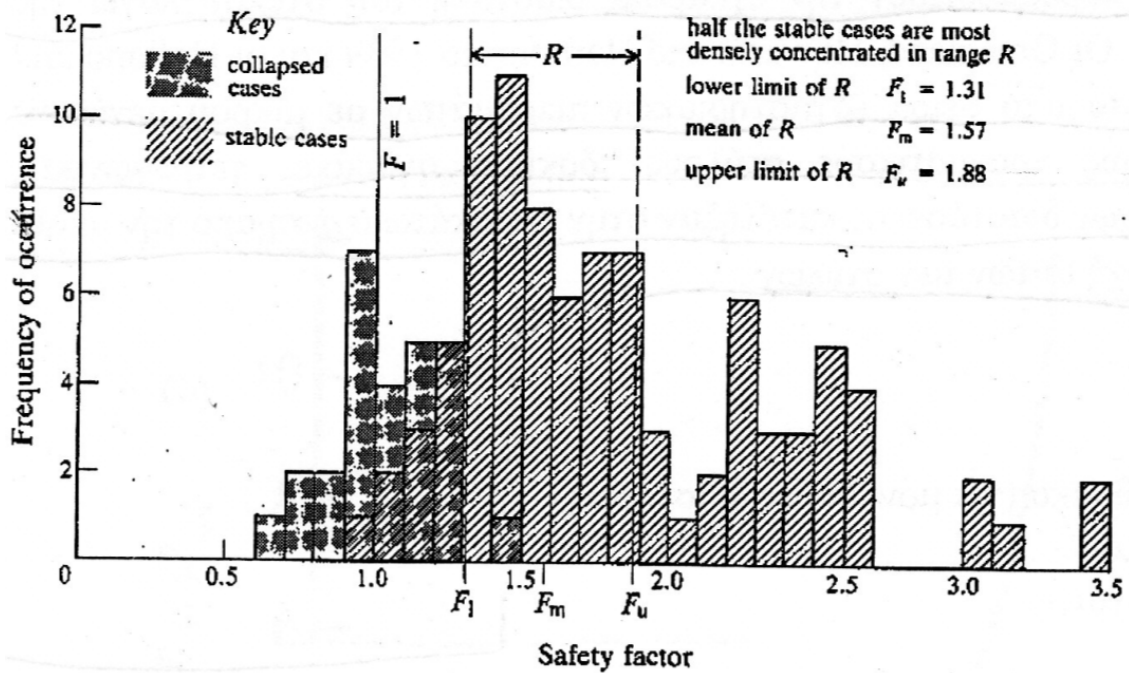
$$C_p = K \left(W_p^{0,46} / H_p^{0,66} \right) \quad (13)$$

όπου K είναι η αντοχή σε θλίψη ενός κυβικού δοκιμίου άνθρακα με τιμή $K=7,176$ MPa και W_p, H_p το πλάτος και ύψος του στύλου αντίστοιχα. Η παραπάνω σχέση και οι τιμές των παραμέτρων έχουν εφαρμογή σε ανθρακωρυχεία της Νότιας Αφρικής και είναι πολύ πιθανό να μη μπορεί να προβλέψει ικανοποιητικά τη συμπεριφορά άλλων πετρωμάτων.

Ο συντελεστής ασφαλείας επομένως μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση :

$$SF = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{7,176 \cdot W_p^{0,46} (1-R)}{\gamma \cdot H \cdot H_p^{0,66}} \quad (14)$$

Στο ιστόγραμμα του Σχήματος 2.16 φαίνεται η κατανομή των συντελεστών ασφαλείας των 125 περιπτώσεων. Οι συντελεστές ασφαλείας των στύλων που αστόχησαν κυμαίνονται από 0,9 έως 1,5. Το διάστημα μέσα στο οποίο βρίσκονται οι μισές περιπτώσεις των σταθερών στύλων είναι από 1,31 έως 1,88 με μέση τιμή το 1,57. Με βάση τα αποτελέσματα αυτά συμπεραίνεται ότι η επιλογή ενός συντελεστή ασφαλείας $SF = 1,6$ αποτελεί το συμβιβασμό μεταξύ οικονομίας και ασφάλειας.



Σχήμα 2.16. Ιστόγραμμα (Salamon and Munro, 1967)

Άλλες εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού της αντοχής των στύλων είναι οι παρακάτω:

- Bieniawski (1967):
$$C_p = C_1 \left(0,64 + 0,36 \frac{W_p}{H_p} \right) \quad (15)$$

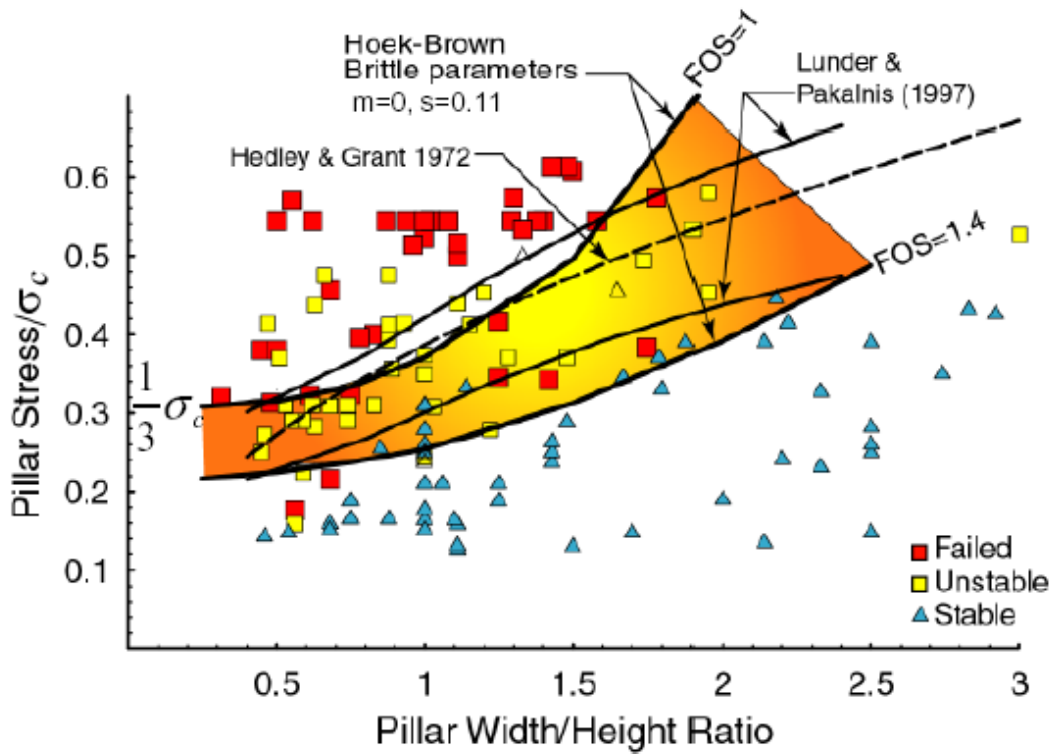
Ο συντελεστής ασφαλείας SF για το συγκεκριμένο τύπο κυμαίνεται μεταξύ 2 και 4.

- Obert & Duvall (1967):
$$C_p = C_1 \left(0,778 + 0,222 \frac{W_p}{H_p} \right) \quad (16)$$

Ο συντελεστής ασφαλείας SF για το συγκεκριμένο τύπο κυμαίνεται μεταξύ 2 και 4.

- Hedley & Grant:
$$C_p = C_1 \frac{W_p^{0,5}}{H_p^{0,75}} \quad (17)$$

Ο λόγος W_p / H_p πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ 0,5 και 4. Η αύξηση του λόγου αυτού οδηγεί και στην βελτίωση της αντοχής των στύλων (Iannacchione, 1999) και συνήθως επιλέγεται να παίρνει τιμές μεγαλύτερες της μονάδας, δηλαδή $(W/H) \geq 1$. Στο Σχήμα 2.17 παρουσιάζονται δεδομένα αστοχίας στύλων σε σχέση με τις τάσεις που αναπτύσσονται στο στύλο και το λόγο ύψους / πλάτους, όπως επίσης και η γραφική απεικόνιση κριτηρίων αστοχίας όπως δίνονται από διάφορους ερευνητές.



Σχήμα 2.17. Εμπειρικά δεδομένα σχετικά με την αστοχία στύλων σε σχέση με την αντοχή του στύλου και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του (Martin et al, 2000).

Πρέπει να αναφερθεί ότι ο ακριβής προσδιορισμός της αντοχής ενός στύλου είναι δυνατόν να γίνει μόνο επί τόπου προκαλώντας με κατάλληλη διάταξη την αστοχία του. Επίσης, πρέπει να τονιστεί η σημασία των επιπέδων ασυνεχειών ή μικρορωγματώσεων για την αντοχή των στύλων, τα οποία μπορούν πολύ εύκολα να ανατρέψουν τους εργαστηριακούς προσδιορισμούς της αντοχής τους.

Για μη λιγνιτικούς στύλους (non coal pillars) εμπειρικοί τύποι που έχουν προταθεί, προέρχονται από μια μορφή της ακόλουθης εκθετικής σχέσης:

$$C_p = \sigma_m \cdot \frac{W_p^a}{H_p^b} \quad (18)$$

όπου C_p : η τελική αντοχή του στύλου.

σ_m : η αντοχή του υλικού.

H_p : το ύψος του στύλου.

W_p : το πλάτος του στύλου.

Η σ_m γενικά υπολογίζεται μειώνοντας την UCS (C_1) δηλαδή τη μονοαξονική αντοχή του άθικτου πετρώματος που προκύπτει από τις εργαστηριακές δοκιμές (μικρών κυλινδρικών ή κυβικών δειγμάτων). Τα δείγματα των εργαστηριακών δοκιμών συνήθως υπερεκτιμούν την αντοχή (rock material strength values) αφού είναι γνωστό ότι με την αύξηση του μεγέθους του δείγματος παρουσιάζονται περισσότερες και μεγαλύτερες ατέλειες / ασυνέχειες. Από κάποιο βαθμό και μετά το μέγεθος του δείγματος είναι επαρκώς μεγάλο, που περαιτέρω μείωση στην αντοχή του είναι ασήμαντη. Το σημείο στο οποίο συμβαίνει αυτό αναφέρεται συχνά ως αντοχή του πετρώματος. Για παράδειγμα ο Bieniawski πρότεινε ως αντιπροσωπευτικά των χαρακτηριστικών της βραχομάζας, κυβικά δείγματα πλευράς 1x1 m. Οι Hedley & Grant χρησιμοποίησαν κυβικό δείγμα χαλαζίτη 0,3x0,3 m. Άλλοι χρησιμοποίησαν συντελεστές μείωσης της UCS με εύρος από 40 % - 80 % για να υπολογίσουν την τελική αντοχή του στύλου.

Κατά τους Hardy και Agarito (1977), οι επιδράσεις του όγκου και του γεωμετρικού σχήματος του στύλου στην αντοχή C_p (ή S) συνήθως εκφράζονται από μια εμπειρική εκθετική σχέση του τύπου:

$$S = S_o \cdot v^a \left(\frac{W_p}{H_p} \right)^b = S_o \cdot v^a \cdot R^b \quad (19)$$

Σε αυτή την έκφραση το S_o είναι μια παράμετρος αντοχής αντιπροσωπευτική τόσο της βραχομάζας όσο και του γεωμηχανικού περιβάλλοντός της, τα v , W_p και H_p είναι ο όγκος του στύλου, το πλάτος και το ύψος αντίστοιχα, R είναι ο λόγος πλάτος/ύψος του στύλου και τα a και b αντικατοπτρίζουν τις γεωδομικές και γεωμηχανικές συνθήκες του κοιτάσματος. Η εξέταση της σχέσης 19 μπορεί να υπονοήσει ότι αν γίνουν δοκιμές αντοχής σε έναν κύβο μοναδιαίου όγκου ενός κοιτάσματος (π.χ. πλευράς 1x1 m), η τιμή της αντιπροσωπευτικής παραμέτρου αντοχής S_o , θα μπορούσε να μετρηθεί άμεσα. Μια τέτοια ερμηνεία είναι λανθασμένη, αφού στην Εξίσωση 19 δεν έχουμε ισορροπία

μονάδων. Αποδεκτές τιμές για την τιμή του S_o θα ήταν μια ανάδρομη ανάλυση μιας ομάδας παρατηρούμενων αστοχιών στύλων, σε κάποιο γεωμηχανικό περιβάλλον ενδιαφέροντος, ή με προσεκτικά σχεδιασμένες επί τόπου δοκιμές φόρτισης σε στύλους μοντέλα.

Μια εναλλακτική έκφραση για την επίδραση του μεγέθους και του σχήματος στην αντοχή του στύλου γίνεται με τη διατύπωση της εξίσωσης 19 με την παρακάτω μορφή:

$$S = S_o \cdot H_p^a W_p^b \quad (20)$$

Για τετραγωνικούς στύλους, τα α, β, a, b των Σχέσεων (19) και (20) σχετίζονται ως εξής:

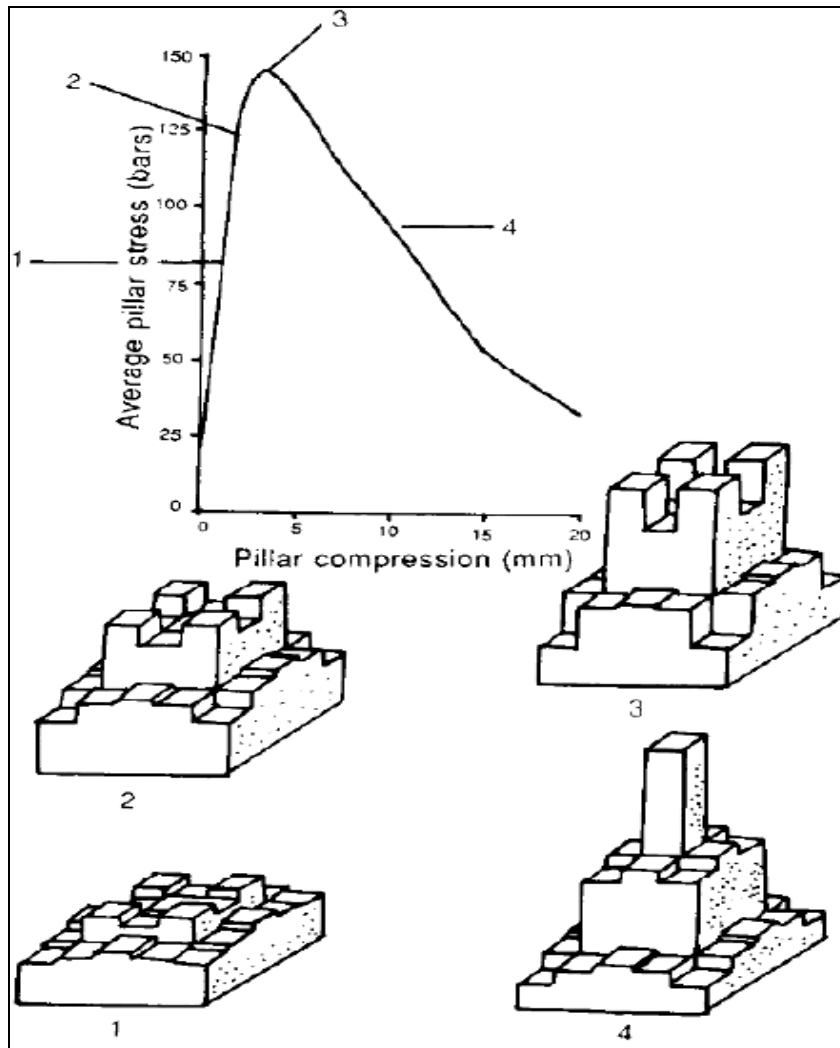
$$a = \frac{1}{3}(\alpha + \beta) \quad (21)$$

$$b = \frac{1}{3}(\beta - 2\alpha) \quad (22)$$

Η παραπάνω εξίσωση υπονοεί ότι η αντοχή των στύλων είναι μια απλή συνάρτηση του πλάτους και του ύψους του στύλου. Όμως, μια μελέτη που πραγματοποίησε ο Wagner (1980) έδειξε ότι η περιοχή δράσης (που ορίζεται από τις διαστάσεις του στύλου κάθετα στον άξονα του στύλου) είναι σημαντική. Μέτρηση της κατανομής του φορτίου σε διάφορες καταστάσεις φόρτισης, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.18, έδειξε ότι η αστοχία ξεκινάει στα όρια του στύλου και προχωράει προς το κέντρο. Στο στάδιο όπου έχει συμβεί αστοχία της δομής του στύλου, ο πυρήνας του στύλου δεν έχει φτάσει την πλήρη φέρουσα ικανότητά του σε φορτίο. Επιπλέον, προτάθηκε ότι οι σχετικές διαστάσεις της περιοχής δράσης του στύλου έχουν σημαντική επίδραση στην αντοχή του στύλου. Αυτό οδήγησε στον ορισμό του ενεργού πλάτους W_p^e , ενός στύλου ακανόνιστου σχήματος, το οποίο δίνεται από τη σχέση:

$$W_p^e = 4A_p / C \quad (23)$$

όπου A_p είναι η περιοχή δράσης του στύλου και C είναι η περιφέρεια του στύλου. Στην εφαρμογή αυτής της έκφρασης για το ενεργό πλάτος του στύλου, η αντοχή του στύλου μπορεί να υπολογιστεί από τις Εξισώσεις 19 και 20 με αντικατάσταση του W_p από W_p^e .



Σχήμα 2.18. Κατανομή των κατακόρυφων τάσεων σε λιγνιτικό στύλο κατά τις διάφορες φάσεις της αστοχίας του (Wagner, 1980).

Σε αντιδιαστολή με τα ανθρακωρυχεία, ο σχεδιασμός στύλων σε υπόγεια ορυχεία εντός σκληρών πετρωμάτων δεν έχει τύχει ανάλογης προσοχής. Σύμφωνα με τους Martin και Maybee (2000) το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι ελάχιστα ορυχεία εντός σκληρών πετρωμάτων αναπτύσσονται σε βάθη τέτοια που να μπορεί να προκληθεί αστοχία των στύλων και επιπλέον η διάταξη των στύλων στα περισσότερα από αυτά είναι ακανόνιστη με αποτέλεσμα να μη μπορεί να υπολογιστεί με ακρίβεια το φορτίο του κάθε στύλου. Διάφορες εμπειρικές σχέσεις που έχουν προταθεί από ερευνητές για το σχεδιασμό στύλων σε σκληρά πετρώματα συνοψίζονται στον ακόλουθο Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1. Εμπειρικές σχέσεις αντοχής στύλων για σκληρά πετρώματα.

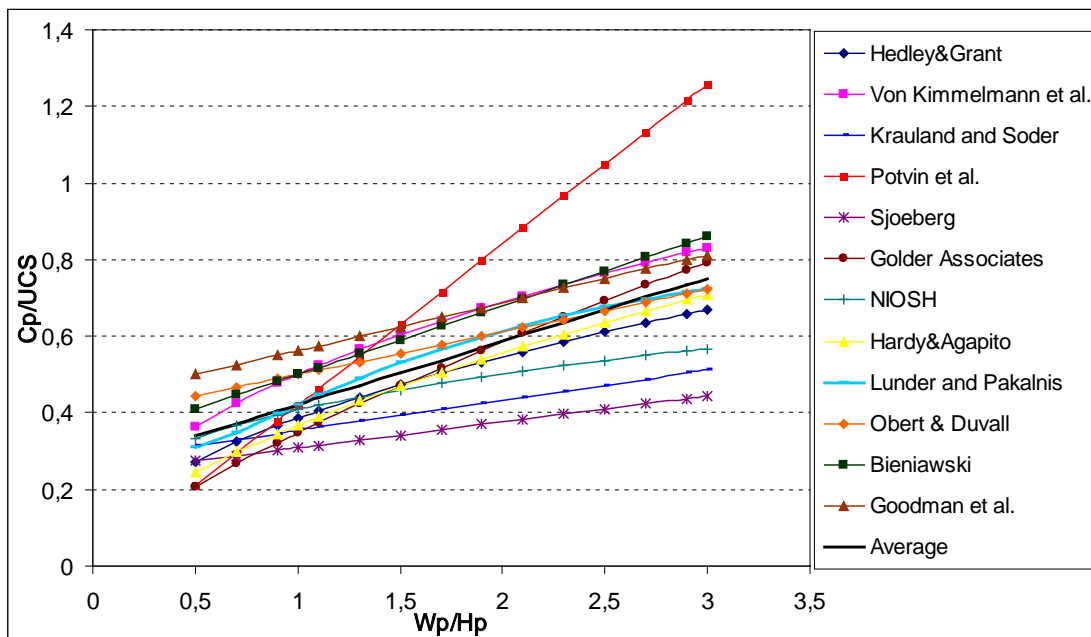
	Αντοχή στύλου C_p (MPa)	UCS (MPa)	Πέτρωμα	Αριθμ. στύλων	SF
Hedley & Grant (1972)	$133 \cdot \left(\frac{W_p^{0,5}}{H_p^{0,75}} \right)$	230	Χαλαζίτης	28	1,6
Von Kimmelman et al. (1984)	$65 \cdot \left(\frac{W_p^{0,46}}{H_p^{0,66}} \right)$	94	Μεταμορφω- μένα ιζηματογενή	57	
Krauland and Soder (1987)	$35,4 \cdot \left(0,778 + 0,222 \cdot \left(\frac{W_p}{H_p} \right) \right)$	100	Ασβεστόλιθος	287	
Potvin et al. (1989)	$0,42 \cdot UCS \cdot \left(\frac{W_p}{H_p} \right)$		Καναδική ασπίδα	47	
Sjoeberg (1992)	$74 \cdot \left(0,778 + 0,222 \cdot \left(\frac{W_p}{H_p} \right) \right)$	240	Ασβεστόλιθος/ scarns	9	
Hardy and Agapito (1982)	$UCS \cdot \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^{0,118} \left[\frac{(W_p \cdot h_s)}{(w_s \cdot h_p)} \right]^{0,833}$		Πετρελαιοφόροι σχιστόλιθοι (Δυτικού Colorado)		
Golder Associates	$0,3478 \cdot UCS \cdot \left(\frac{W_p}{H_p} \right)^{0,75}$		Σκληρά πετρώματα		1,5-2
NIOSH (2008)	$0,65 \cdot UCS \cdot \frac{W_p^{0,3}}{H_p^{0,59}}$		Σκληρά πετρώματα		SF>1,8
Lunder & Pakalnis (1997)	$0,44 \cdot UCS \cdot (0,68 + 0,52\kappa)$		Σκληρά πετρώματα	178	
Obert & Duvall (1967)	$\sigma_c \cdot \left(0,778 + 0,222 \left(\frac{W_p}{H_p} \right) \right)$		Σκληρά πετρώματα		4
Bieniawski (1968)	$\sigma_c \cdot \left(0,64 + 0,36 \cdot \left(\frac{W_p}{H_p} \right) \right)$		Μαλακά & σκληρά πετρώματα		
Goodman et al. (1980)	$\sigma_c \cdot \left(0,875 + 0,25 \cdot \left(\frac{W_p}{H_p} \right) \right)$		Ασβεστόλιθος		1,5-2

Στο Σχήμα 2.19 δίνεται η γραφική παράσταση του λόγου της αντοχής ενός στύλου, όπως αυτή υπολογίζεται από τις σχέσεις του Πίνακα 1, προς την αντοχή του πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη (UCS), σε συνάρτηση με το λόγο πλάτους / ύψους του στύλου, για σταθερό ύψος $H_p = 5$ m.

Ο λόγος W_p / H_p κυμαίνεται μεταξύ 0,5 και 3 στο συγκεκριμένο γράφημα. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι περισσότερες αστοχίες στύλων έχουν παρατηρηθεί στην περιοχή W_p / H_p μεταξύ 0,5 – 2,5. Στις σχέσεις Obert & Duvall, Bieniawski και Goodman et al. χρησιμοποιείται συντελεστής μείωσης της UCS ίσος με 50% για να υπολογιστεί η τελική αντοχή του στύλου, ενώ στη σχέση των Hardy & Agapito, θεωρήθηκε ότι τα εργαστηριακά δοκίμια που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό της αντοχής, είναι κυλινδρικά με ονομαστική διάμετρο (πλάτος) $w_s = 0,05m$, ύψος $h_s = 0,1m$ και, κατά συνέπεια, με όγκο $V_s = 0,000196m^3$.

Στο γράφημα επίσης δίνεται και η εξίσωση της μέσης C_p/UCS (Average) που προκύπτει από τους διάφορους εμπειρικούς τύπους και, όπως προέκυψε, εκφράζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$C_p / UCS = 0,2566 + \left(0,165 \cdot \frac{W_p}{H_p} \right) \quad (23)$$



Σχήμα 2.19. Σύγκριση του λόγου αντοχή στύλου/UCS, όπως προβλέπεται από διάφορες εμπειρικές σχέσεις, σε συνάρτηση με το λόγο W/H .

Σύμφωνα με το γράφημα, οι πιο συντηρητικές προσεγγίσεις για την εκτίμηση της αντοχής των στύλων προέρχονται από τις σχέσεις των Sjoeberg (1992) και Krauland & Soder

(1987), ενώ αντίθετα, οι σχέσεις των Potvin et al. (1989) (για αυξημένους λόγους W_p / H_p του στύλου), καθώς και Goodman et al. (1980) είναι οι λιγότερο συντηρητικές.

Ωστόσο, παρατηρείται ότι σε γενικές γραμμές οι περισσότερες σχέσεις προβλέπουν παρόμοια συμπεριφορά για την αντοχή του στύλου. Ακόμη και η σχέση των Lunder and Pakalnis (1997), οι οποίοι εκφράζουν την επίδραση της σ_3 μέσω του συντελεστή κ , δεν εμφανίζει μεγάλες διαφορές με τις άλλες σχέσεις.

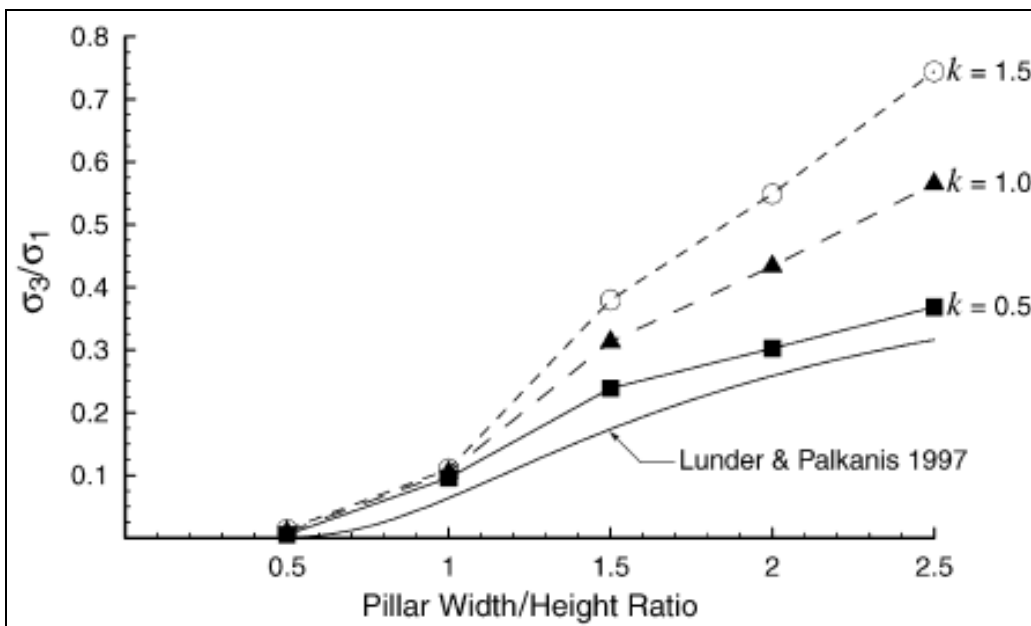
Όπως προκύπτει, σε όλες τις περιπτώσεις, εκτός από τον τύπο που παρουσιάζουν οι Lunder και Pakalnis, οι τύποι αντοχής του στύλου αγνοούν την επίδραση της σ_3 . Παρά το γεγονός ότι οι Lunder και Pakalnis προσπάθησαν να συμπεριλάβουν την επίδραση της σ_3 μέσω της παραμέτρου κ (Σχήμα 2.20), η σχέση τους δίνει τιμές αντοχής παρόμοιες με αυτές των υπόλοιπων εμπειρικών σχέσεων. Πιο συγκεκριμένα, για «ψηλόλιγνους» στύλους ($W/H=0,5$) η αστοχία ξεκινά περίπου στο $1/3$ της αντοχής του πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη. Αντίστοιχα, για «κοντόχοντρους» στύλους ($W/H>1,5$) οι εμπειρικές σχέσεις προβλέπουν μια αύξηση της αντοχής του στύλου, γεγονός που αποδίδεται στον περιορισμό του πυρήνα του στύλου. Λόγω του περιορισμού αυτού ένα μεγάλο τμήμα της διατομής του στύλου βρίσκεται υπό συνθήκες τριαξονικής φόρτισης με συνέπεια να εμφανίζει αυξημένη αντοχή σε θλίψη. Τονίζεται ότι για λόγο $W/H>2$ οι παραπάνω εμπειρικές σχέσεις δε θα πρέπει να χρησιμοποιούνται δεδομένου ότι έχουν παρατηρηθεί ελάχιστες περιπτώσεις στύλων με λόγο $W/H>2$, οι οποίοι έχουν αστοχήσει. Αυτό επαληθεύεται και από το γεγονός ότι, από τις 178 περιπτώσεις στύλων που εξετάστηκαν από τους Lunder & Pakalnis (1997) και που αφορούσαν στύλους σε σκληρά πετρώματα, σχεδόν όλες οι αστοχίες συμβαίνουν για λόγο $W/H<2,5$. Η κύρια μορφή της αστοχίας είναι προοδευτική αποκόλληση πλακών από τα πλευρά του στύλου (slabbing) και θρυμματισμός της μάζας του στύλου (spalling), τα οποία οδηγούν σε μείωση των διαστάσεων του (Martin and Maybee, 2000).

Η επίδραση της σ_3 ουσιαστικά αγνοείται από τις εμπειρικές σχέσεις ώστε να ταιριάζουν στις παρατηρούμενες αστοχίες. Η ελαστική κατανομή των τάσεων σε στύλους είναι συνάρτηση της γεωμετρίας του στύλου. Αυτές οι κατανομές μπορούν άμεσα να καθοριστούν μέσα από αριθμητικά προγράμματα υπολογιστών. Οι Lunder και Pakalnis εξέτασαν την κατανομή των τάσεων σε στύλους σκληρού πετρώματος και πρότειναν ότι ο μέσος περιορισμός στον στύλο (C_{pav}) θα μπορούσε να εκφραστεί ως ο λόγος σ_3/σ_1 . Έπειτα εξέφρασαν το λόγο αυτό ως συνάρτηση του πλάτους του στύλου και του ύψους του στύλου ως:

$$C_{pav} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = 0,46 \left[\log \left(\frac{W}{H} + 0,75 \right) \right]^{1,4} \quad (24)$$

Η τιμή της παραμέτρου κ προκύπτει από τη σχέση:

$$\kappa = \tan \left[\cos^{-1} \left(\frac{1 - C_{pav}}{1 + C_{pav}} \right) \right] \quad (25)$$



Σχήμα 2.20. Επίδραση του συντελεστή κ στην αύξηση του περιορισμού στο κέντρο του στύλου. (Lunder and Pakalnis, 1997).

2.5.2. Κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown.

Η εκτίμηση της αντοχής των στύλων μπορεί επίσης να πραγματοποιηθεί με το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown.

Σύμφωνα με τον Hoek (2004), οι Hoek και Brown πρότειναν μια μέθοδο που να παρέχει εκτιμήσεις της αντοχής της ρωγματωμένης βραχομάζας, που να βασίζεται στον υπολογισμό της αλληλοεξάρτησης των όγκων πετρώματος και την κατάσταση των επιφανειών ανάμεσα στους όγκους. Αυτή η μέθοδος τροποποιήθηκε με τα χρόνια ώστε να

ικανοποιεί τις ανάγκες χρηστών που την εφαρμόζαν και σε προβλήματα τα οποία δε λήφθηκαν υπόψη όταν διατυπώθηκε το αρχικό κριτήριο. Η εφαρμογή της μεθόδου σε πολύ χαμηλής ποιότητας βραχομάζες απαιτούσε επιπλέον αλλαγές και κατέληξε στην ανάπτυξη μιας νέας ταξινόμησης που καλείται Γεωλογικός Δείκτης Αντοχής (Geological Strength Index – GSI).

Το γενικευμένο κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown για ρωγματωμένες βραχομάζες ορίζεται από τη σχέση :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (26)$$

όπου:

σ_1 = η μέγιστη κύρια ενεργός τάση στην κατάσταση αστοχίας.

σ_3 = η ελάχιστη κύρια ενεργός τάση στην κατάσταση αστοχίας.

σ_{ci} = αντοχή του άρρηκτου πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη.

m_b , s , a = σταθερές που χαρακτηρίζουν την ποιότητα της βραχομάζας.

Οι σταθερές (m_b , s , a) εκφράζουν το βαθμό κερματισμού και αποσάθρωσης της βραχομάζας και υπολογίζονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (27)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (28)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (29)$$

όπου:

m_i = σταθερά του άρρηκτου πετρώματος.

D = παράγοντας που εξαρτάται από το βαθμό της διαταραχής που έχει υποστεί η βραχομάζα λόγω των εκρήξεων και της χαλάρωσης λόγω των τάσεων. Η τιμή του κυμαίνεται από $D = 0$ για αδιατάραχτη επί τόπου βραχομάζα έως $D = 1$ για πολύ διαταραγμένη βραχομάζα.

Το διάγραμμα Mohr – Coulomb, που συσχετίζει τις ορθές με τις διατμητικές τάσεις, μπορεί να προσδιοριστεί από τη μέθοδο που προτείνουν οι Hoek – Brown. Η Εξίσωση 26 χρησιμοποιείται για την παραγωγή μιας σειράς τριαξονικών δοκιμών, προσομοιώνοντας μεγάλης κλίμακας δοκιμές υπαίθρου. Σαν αποτέλεσμα προκύπτει καμπύλη περιβάλλουσα των κύκλων Mohr για την ρηγματωμένη βραχομάζα στην κατάσταση αστοχίας. Οπότε για να προκύψει το διάγραμμα Mohr – Coulomb χρησιμοποιείται μια διαδικασία προσαρμογής στατιστικής καμπύλης. Το διάγραμμα θα ορίζεται από την εξίσωση

$$\tau = A \cdot \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (30)$$

όπου:

A και B είναι σταθερές των υλικών

σ_n είναι η ορθή ενεργός τάση και

σ_{tm} είναι η εφελκυστική αντοχή της βραχομάζας και δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left(m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right) \quad (31)$$

Για να μπορέσουμε να χρησιμοποιήσουμε το κριτήριο Hoek - Brown για την εκτίμηση της αντοχής και της παραμορφωσιμότητας της ρηγματωμένης βραχομάζας, θα πρέπει να εκτιμηθούν τρεις ιδιότητες της βραχομάζας. Αυτές είναι:

1. Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη σ_{ci} των άρρηκτων τεμαχών του πετρώματος.
2. Η τιμή της σταθεράς Hoek – Brown m_i για τα άρρηκτα τεμάχια πετρώματος, και
3. Η τιμή του GSI για τη βραχομάζα.

Τέλος για τεμάχια άρρηκτου πετρώματος που απαρτίζουν τη βραχομάζα, η Εξίσωση 25 γίνεται :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (32)$$

Επομένως, ο συντελεστής ασφαλείας του στύλου μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση:

$$SF = \frac{\sigma_1}{\sigma_p}, \text{ με } SF > 1. \quad (33)$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο
ΜΕΤΡΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΤΥΛΩΝ

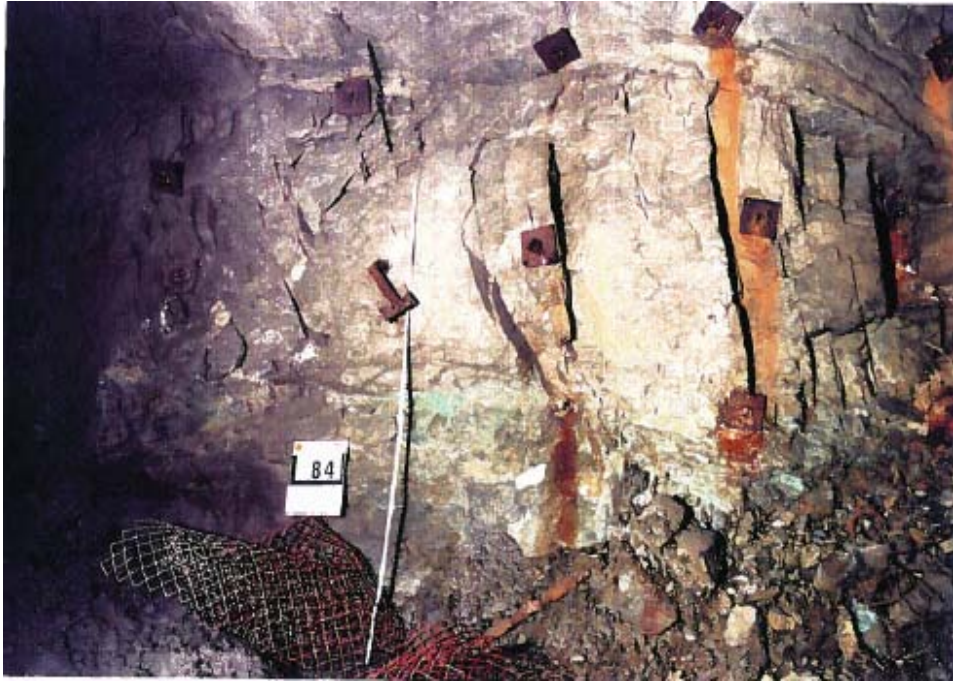
3.1. Εισαγωγή

Η ευστάθεια των στύλων αποτελεί το κλειδί για την ασφαλή και οικονομική λειτουργία μιας υπόγειας εκμετάλλευσης. Αναγνωρίζοντας τη σημασία της, όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, μια εκτενής ερευνητική προσπάθεια έχει στραφεί προς το σχεδιασμό τους. Οι προσπάθειες αυτές είχαν ως αποτέλεσμα αξιοποιήσιμες προσεγγίσεις σχεδιασμού, καθώς επίσης και η τρέχουσα έρευνα εξακολουθεί να βελτιώνει και να αναπτύσσει νέες τεχνικές ανάλογα με τις μεταβολές της μεταλλευτικής τεχνολογίας.

Σε μεγάλο βαθμό, ο σχεδιασμός των στύλων μπορεί να εξισωθεί με τον καθορισμό των κατάλληλων διαστάσεων τους, προκειμένου να διασφαλιστεί η ευστάθειά τους, η ευστάθεια των πλευρών τους και της εισόδου (θαλάμων). Σύμφωνα με τις συνήθεις μεθοδολογίες σχεδιασμού, το μέγεθος των στύλων πρέπει να είναι τέτοιο ώστε η φέρουσα ικανότητά τους να υπερβαίνει τα αναμενόμενα φορτία κατά τη διάρκεια ζωής τους. Ωστόσο, όταν ένας στύλος δεδομένων διαστάσεων σχηματιστεί, οι υφιστάμενες γνώσεις είναι ανεπαρκείς, εάν το μέγεθος του αποδειχθεί ανεπαρκές. Συνεπώς, η αντοχή του μπορεί μόνο να αυξηθεί με ορισμένα τεχνητά μέτρα (Zelanko, 1992). Πιθανά μέτρα ενίσχυσης στύλων μπορούν να περιλαμβάνουν τα ακόλουθα:

- Ηλώσεις και εφαρμογή συρματόσχοινων (καλωδίων) σε στύλους (pillar bolting / cable bolting) (Εικόνα 3.1)
- Περίδεση των στύλων (pillar wrapping/roping)
- Λιθογόμωση γύρω από τους στύλους (Εικόνα 3.2)
- Χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος στις παρειές των στύλων (shotcreting)
- Εισπίεση ενέματος στους στύλους (grout injection).

Ωστόσο, μικρή προσπάθεια έχει σημειωθεί για τον καθορισμό της αποτελεσματικότητας των εν λόγω μέτρων ενίσχυσης στην αύξηση της αντοχής των στύλων.



Εικόνα 3.1. Στόλος που ενισχύθηκε με αγκύρια.



Εικόνα 3.2. Λιθογόμωση γύρω από στόλους.

Η ιδέα της χρήσης μέτρων ενίσχυσης σε στύλους δεν είναι νέα για την υπόγεια μεταλλευτική βιομηχανία. Περίδεση των στύλων, ηλώσεις και καλωδιώσεις έχουν χρησιμοποιηθεί επιτυχώς για την αποκατάσταση των στύλων που έχουν αστοχήσει ή για να διασφαλιστεί η ακεραιότητα τους απέναντι στις αναμενόμενες αυξήσεις των επιβαλλόμενων φορτίων λόγω της εξόρυξης. Η χρήση των μέτρων αυτών έχει σαν αποτέλεσμα να αυξάνεται ο περιορισμός που ασκείται στην περιφέρεια του στύλου, υποβάλλοντάς τον σε συνθήκες τριαξονικής φόρτισης, και επιτυγχάνοντας μ' αυτόν τον τρόπο την αύξηση της μέγιστης αντοχής του ή της παραμένουσας αντοχής του, στην περίπτωση που τα μέτρα χρησιμοποιούνται σε στύλο που έχει αστοχήσει. Δηλαδή, η πλευρική παρεμπόδιση αυξάνει την αντοχή του στύλου και εμποδίζει την προοδευτική αστοχία. Με το να συγκρατείται το θραυσμένο πέτρωμα στη θέση του παρεμποδίζεται ο περαιτέρω θρυμματισμός και δημιουργείται πλευρική φόρτιση στον πυρήνα του στύλου.

Ωστόσο, η συμπεριφορά των μεμονωμένων μέτρων ενίσχυσης στύλων, καθώς και η επιρροή τους στην αντοχή του πετρώματος δεν έχει καθοριστεί επακριβώς και αποτελεί έως σήμερα πεδίο έρευνας.

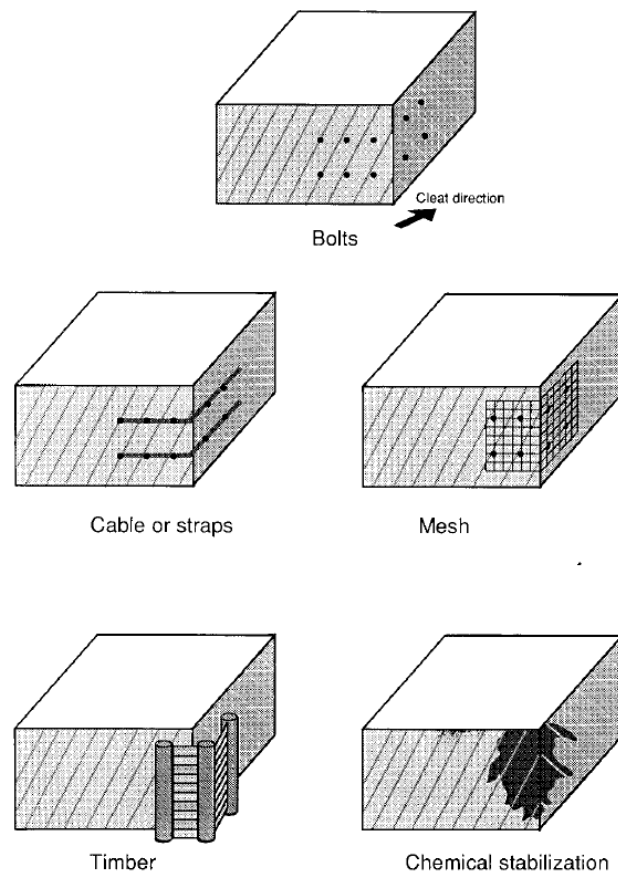
3.2. Στρατηγικές ενίσχυσης των στύλων.

Σύμφωνα με τον Smith (1992) η απόφαση για χρήση συγκεκριμένων μέτρων ενίσχυσης στύλων, δηλαδή το είδος των μέτρων και σε τι βαθμό αυτά θα χρησιμοποιηθούν, βασίζεται σε συγκεκριμένους παράγοντες που εξαρτώνται από τις επί τόπου συνθήκες όπως:

1. Το μέγεθος, η θέση και η κατεύθυνση των ζωνών υψηλών τάσεων εντός του στύλου και της γειννιάσής του.
2. Τον προσανατολισμό των ασυνεχειών που υπάρχουν στο στύλο σε σχέση με το τασικό πεδίο εντός αυτού.
3. Τα χαρακτηριστικά των ασυνεχειών και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του πετρώματος του στύλου σε σύγκριση με τα χαρακτηριστικά των μέτρων ενίσχυσης.
4. Το βάθος και την έκταση της ζώνης ρωγμάτωσης στο στύλο.
5. Την έκταση και τη μορφή της αστοχίας του προς ενίσχυση στύλου.

6. Το βαθμό και το μέγεθος της επιτρεπόμενης αστοχίας καθώς και τη διάρκεια ζωής του υπογείου χώρου.

Το ζήτημα είναι η επαρκής υποστήριξη του στύλου και των πλευρών του κατά τη διάρκεια της εκμετάλλευσης είτε της λειτουργίας του υπογείου χώρου. Το σχήμα 3.1 δείχνει ορισμένες από τις πρακτικές ενίσχυσης των στύλων και των πλευρών τους, που χρησιμοποιούνται σε εκμεταλλεύσεις, όπως: εφαρμογή ηλώσεων, χρήση μεταλλικών λωρίδων (cable or straps), χρήση πλέγματος, ξύλινες δοκούς καθώς και χημική σταθεροποίηση.



Σχήμα 3.1. Διάφορα μέτρα που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση των πλευρών των στύλων.

3.2.1. Ηλώσεις των στύλων.

Σε στύλους όπου η αστοχία παρουσιάζεται κυρίως με τη μορφή θρυμματισμού ή αποκόλλησης πλακών από τα πλευρά τους (slabbing), μπορούν να χρησιμοποιηθούν ηλώσεις για τη διατήρηση της ευστάθειάς τους. Θα πρέπει να τοποθετούνται το ταχύτερο δυνατόν μετά την εκσκαφή πριν ο θρυμματισμός ή η απόσχιση καταστρέψουν το στύλο, έστω και μερικά.

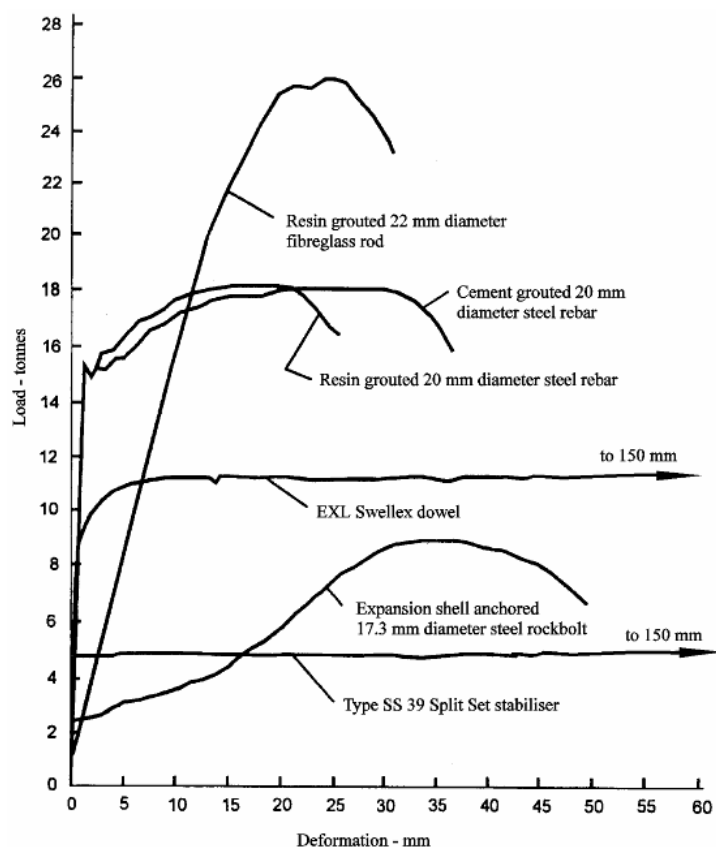
Η σωστή τοποθέτησή τους επιτυγχάνει την αύξηση των δυνάμεων τριβής μεταξύ των πλακών (slabs) με αποτέλεσμα να περιορίζονται οι οριζόντιες και οι κατακόρυφες μετακινήσεις όπως ανατροπή, λυγισμός ή ολισθήσεις. Αυτό προϋποθέτει ότι, ανεξάρτητα από τον προσανατολισμό των σφηνών ή των ασυνεχειών στο στύλο, η διατμητική αντοχή των αγκυρίων πρέπει είναι αρκετά υψηλή ώστε να αποφευχθεί η αστοχία τους. Το U.S. Bureau of Mines έχει αναπτύξει μια προσέγγιση ενίσχυσης σύμφωνα με την οποία ο σχεδιασμός του καννάβου αγκυρίων βασίζεται σε στατιστική εξίσωση η οποία συσχετίζει ποσοτικά την έκταση της υποστηριζόμενης πλευράς του στύλου, την απόσταση των αγκυρίων μεταξύ τους και το μέσο πλάτος της ζώνης θρυμματισμού στο στύλο. Στις περισσότερες περιπτώσεις, ανάλογα με τη μορφή των σχηματιζόμενων πλακών, μία ή δύο σειρές αγκυρίων αρκούν για να αντιμετωπιστεί η αποκόλληση (slabbing) των πλακών. Στην περίπτωση που το πέτρωμα του στύλου δεν έχει διαρεύσει σε σημαντικό βαθμό, μπορούν να χρησιμοποιηθούν ήλοι πλήρους ενεμάτωσης με ρητίνη (resin grouted rockbolts) ή ήλοι μηχανικής αγκύρωσης, όπως ήλοι με διευρυνόμενο κέλυφος (expansion shell anchors), σε συνδυασμό με πλέγμα (mesh), για να ασκούν επιπρόσθετο περιορισμό στα μικρότερα τεμάχια του πετρώματος των πλευρών του στύλου που ενδέχεται να αποκολληθούν.

Το ζήτημα που τίθεται είναι το ποιο θα πρέπει να είναι το μήκος των ήλων. Μια προφανής απάντηση είναι ότι το μήκος των ήλων να είναι τέτοιο, ώστε να διασφαλιστεί η ευστάθεια του στύλου. Η δημιουργία μιας ζώνης – κελύφους σταθεροποίησης του θρυμματισμένου πετρώματος (integral shell), όπου περιορίζονται επαρκώς τα θρυμματισμένα τεμάχια γύρω από τα πλευρά του στύλου θα μπορούσε να είναι μια επιτυχημένη προσέγγιση. Όμως δεν είναι εύκολο να καθορίσει το ποιο πρέπει να είναι το πάχος του κελύφους. Σύμφωνα με τις συνήθειες πρακτικές, το απαιτούμενο μήκος των ήλων βρίσκεται μέσα από μια σειρά δοκιμών έως ότου να επιτευχθεί η ευστάθεια των πλευρών του στύλου.

Μια καλή λύση ενίσχυσης ενός ρωγματομένου στύλου μπορεί να αποτελέσει η τοποθέτηση ηλώσεων υπό γωνία, από τα πλευρά του στύλου προς την οροφή, αφού η ανθεκτική οροφή λειτουργεί ως βάση αγκύρωσης.

Ένα δεύτερο ζήτημα που μπορεί να τεθεί, αφορά το είδος των ήλων που πρέπει να χρησιμοποιηθούν για την ενίσχυση του στύλου ανάλογα με την κάθε περίπτωση. Η απάντηση είναι πως πρέπει να χρησιμοποιούνται ήλοι, προεντεταμένοι ή μη, που να αλληλεπιδρούν με το πέτρωμα κατά τέτοιο τρόπο ώστε να αναπτύσσονται οι δυνάμεις που ευνοούν την σταθεροποίηση της βραχομάζας. Με άλλα λόγια, τα χαρακτηριστικά παραμόρφωσης (deformability characteristics) της βραχομάζας και των ήλων πρέπει να είναι συναφή μεταξύ τους. Όταν το πέτρωμα του στύλου είναι δύσκαμπτο και υψηλής αντοχής, για την ενίσχυσή του μπορεί να χρησιμοποιηθούν δύσκαμπτα μέτρα, ενώ αντίστοιχα ένα εύκαμπτο πέτρωμα απαιτεί εύκαμπτη υποστήριξη. Διαφορετικά, θα προκύψει αστοχία είτε του πετρώματος είτε της υποστήριξης, πριν την επίτευξη της ευστάθειας. Ο Stillborg (1994), προκειμένου να δοθεί ακριβέστερη αναπαράσταση των συνθηκών παραμόρφωσης ήλων, πραγματοποίησε δοκιμές σε ήλους εγκατεστημένους εγκάρσια σε μια τεχνητή ασυνέχεια, χρησιμοποιώντας δύο μπλοκ από ενισχυμένο σκυρόδεμα μονοαξονικής αντοχής 60 MPa. Η δοκιμή πραγματοποιήθηκε τραβώντας τα δύο μπλοκ, εντός των οποίων είχε τοποθετηθεί ο ήλος, σε αντίθετες κατευθύνσεις με σταθερό ρυθμό και μετρώντας την κάθετη μετατόπιση μεταξύ των τοιχωμάτων της ασυνέχειας. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι δοκιμές αυτές αναπαριστούν ακριβέστερα τις συνθήκες ενίσχυσης σε σχέση με μια τυπική δοκιμή εξόλκευσης.

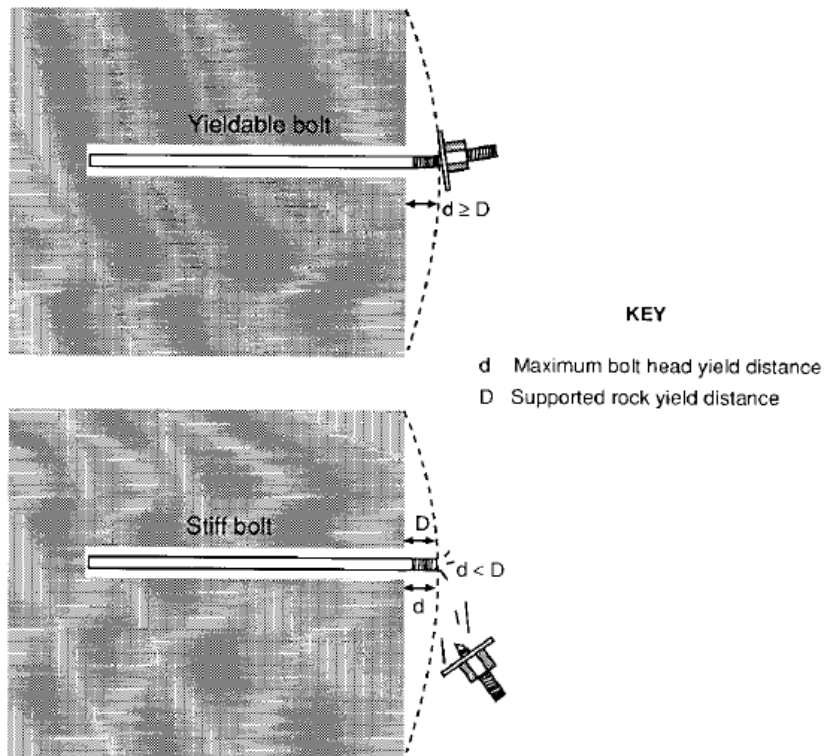
Το σχήμα 3.2 παρουσιάζει τα χαρακτηριστικά παραμόρφωσης για τα διάφορα είδη ήλων όπως προέκυψαν από τα αποτελέσματα των δοκιμών. Η προοδευτική ρωγμάτωση των πλευρών των στύλων μπορεί να ελεγχθεί με δύο τρόπους: (1) μείωση των τοπικών τάσεων, ή (2) αύξηση των τάσεων περιορισμού. Λόγω των αυξημένων τάσεων τριβής (high frictional energies) που συχνά σχετίζονται με αυτό το είδος αστοχίας, η επιθυμητή προσέγγιση για τη βελτίωση της ευστάθειας των στύλων είναι η χρήση εύκαμπτων μέτρων υποστήριξης τα οποία μειώνουν τις τοπικές τάσεις με το να επιτρέπουν μικρές, ελεγχόμενες μετατοπίσεις των πλευρών των στύλων ενώ συγχρόνως ασκούν επαρκή τάση περιορισμού.



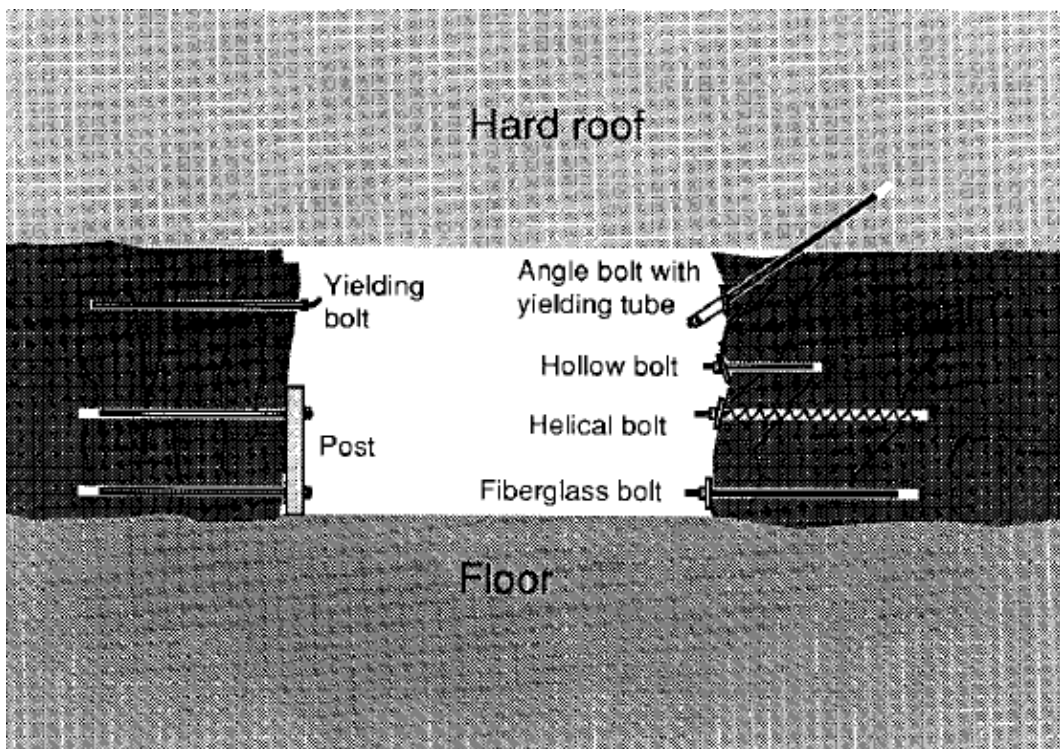
Σχήμα 3.2. Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης ήλων (Stillborg, 1994).

Σε αρκετές περιπτώσεις έχει παρατηρηθεί αστοχία ήλων ρητίνης ή ήλων με διευρυνόμενο κέλυφος όταν χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση στύλων άνθρακα. Αντίθετα, όταν για την ενίσχυση των στύλων χρησιμοποιήθηκαν εύκαμπτοι ήλοι, η ευστάθεια των πλευρών των στύλων επιτεύχθηκε με το να επιτρέψουν με τις ελεγχόμενες μετατοπίσεις του πετρώματος να μειωθεί η τοπική συσσώρευση τάσεων. Πριν από την τοποθέτηση εύκαμπτων ήλων πρέπει να εκτιμούνται: το μέγεθος των τάσεων στο στύλο, το μέγεθος της αστάθειας που θα συναντηθεί και στη συνέχεια οι μέγιστες επιτρεπόμενες παραμορφώσεις που μπορεί να αναμένονται και να είναι αποδεκτές από τα μέτρα ενίσχυσης.

Το σχήμα 3.3 δείχνει τη σημασία της συμβατότητας μεταξύ των μέτρων ενίσχυσης και της αναμενόμενης παραμόρφωσης στο στύλο. Στο πάνω μέρος ο εύκαμπτος ήλος είναι συμβατός με τα χαρακτηριστικά παραμόρφωσης του στύλου. Αντίθετα, στο κάτω μέρος ο δύσκαμπτος ήλος δεν είναι συμβατός με τα χαρακτηριστικά παραμόρφωσης του στύλου, με αποτέλεσμα την αστοχία της κεφαλής του. Το σχήμα 3.4 δείχνει παρόμοια μέτρα ενίσχυσης που έχουν χρησιμοποιηθεί επιτυχώς σε στύλους ανθρακορυχείων.



Σχήμα 3.3. Συμβατότητα μεταξύ των μέτρων ενίσχυσης και της αναμενόμενης παραμόρφωσης στο στύλο.

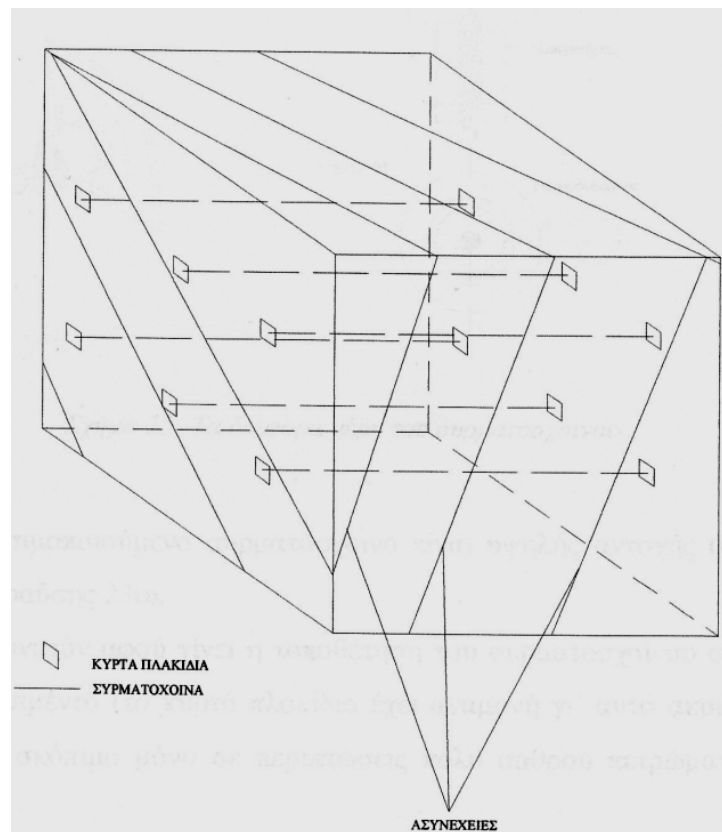


Σχήμα 3.4. Μέτρα ενίσχυσης κατάλληλα για διαρρέοντες στύλους (yielding rib).

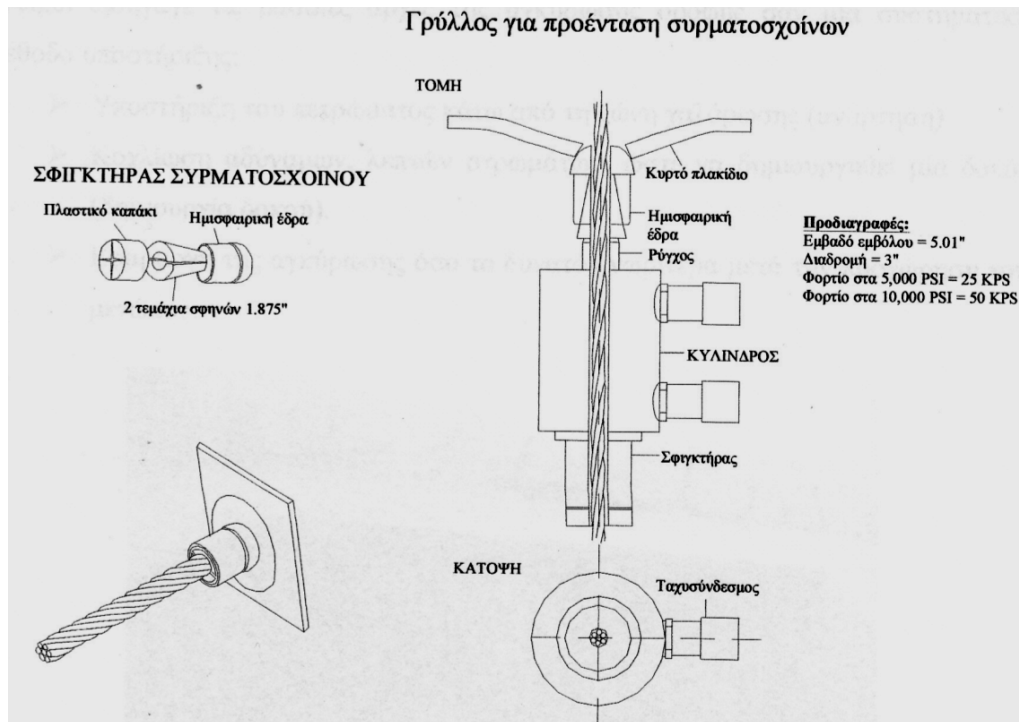
Αξίζει να σημειωθεί ότι στην Ελλάδα, και συγκεκριμένα στις υπόγειες εκμεταλλεύσεις μαρμάρου Διονύσου – Πεντέλης, έχουν εφαρμοστεί με επιτυχία καλωδιώσεις για την ενίσχυση των στύλων. Τα συρματόσχοινα που χρησιμοποιούνται είναι προεντεταμένα. Η προένταση αυξάνει τις κάθετες δυνάμεις που αναπτύσσονται στην επιφάνεια των ασυνεχειών που υπάρχουν στο στύλο, εμποδίζοντας την σχετική κίνηση μεταξύ των διάφορων όγκων πετρώματος που θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε αστοχία (Σχήμα 3.5).

Χρησιμοποιήθηκαν συρματόσχοινα είναι υψηλής αντοχής (Casar / Starlift) Φ16 με όριο θραύσης 23 tn τα οποία τοποθετήθηκαν ως εξής:

Καταρχήν ορύσσονται διαμπερή διατρήματα μικρής διαμέτρου (Φ42) στο στύλο, κάθετα στις κύριες οικογένειες των ασυνεχειών. Κατόπιν τοποθετείται το συρματόσχοινο, του οποίου τα άκρα παγιδούνται από τις σφήνες των ημισφαιρικών εδρών. Το συρματόσχοινο τανύζεται χειρονακτικά αρχικά και μετά τοποθετείται ο υδραυλικός γρύλος ο οποίος δίνει και την τελική προένταση των 10 – 12 tn (Σχήμα 3.6). Σε περιπτώσεις πολύ σαθρού πετρώματος με πολλές ασυνέχειες το διάτρημα πληρώνεται με ένεμα.



Σχήμα 3.5. Τοποθέτηση των συρματόσχοινων σε στύλο με ασυνέχειες.



Σχήμα 3.6. Τα διάφορα μέρη του συρματοσχοίνου.

3.2.2. Άλλα μέτρα ενίσχυσης στύλων.

Όπως αναπτύχθηκε και πρωτίτερα, εκτός από τις ηλώσεις, άλλα μέτρα που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση των στύλων (και για τον περιορισμό του χαλαρωμένου πετρώματος των πλευρών τους) περιλαμβάνουν: πλέγματα (mesh), μεταλλικά καλώδια περίδεσης των στύλων (cable slings), χαλύβδινες ταινίες (steel bands), ξύλινες δοκούς (post and timbers), καθώς και χημική σταθεροποίηση - χρήση ενέματος (chemical stabilization). Τα μέτρα αυτά (εκτός από τις ξύλινες δοκούς και τη χημική σταθεροποίηση) συνήθως χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με ηλώσεις στους στύλους.

Έρευνες (Brady et al., 1974) έχουν δείξει ότι η εφαρμογή μικρών ακτινικών δυνάμεων στους στύλους μπορεί να επιφέρει σημαντική μείωση της προοδευτικής αστοχίας τους. Ο περιορισμός στο στύλο είναι προτιμότερο να εφαρμόζεται προτού η προοδευτική αστοχία φτάσει στη φάση εμφάνισης ανοιχτών ρωγματώσεων στο στύλο (open fractures), παρά μετά την εμφάνισή τους.

Όταν το πέτρωμα των στύλων είναι εύθρυπτο, για την ευστάθεια των πλευρών τους απαιτείται η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος ή χαλύβδινου πλέγματος ή μεταλλικών λωρίδων (strapping) για να συγκρατείται το θρυμματισμένο πέτρωμα στη θέση του. Η εικόνα 3.3 δείχνει τη χρήση πλέγματος (wire mesh) σε συνδυασμό με ηλώσεις για την ενίσχυση στύλου.



Εικόνα 3.3. Χρήση πλέγματος για την ενίσχυση στύλου.

Περίδεση των στύλων με συρματόσχοινα έχει επίσης χρησιμοποιηθεί για την πλευρική παρεμπόδισή τους σε περιπτώσεις που αναμένεται αποκόλληση μεγαλύτερου μεγέθους πλακών από τα πλευρά τους. Η μέθοδος αυτή είναι αποτελεσματική στη μείωση των υψηλών διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται κατά μήκος των ρωγματώσεων των στύλων και της οροφής. Επίσης έχει αποδειχθεί πως η μέθοδος αυτή προλαμβάνει την αποφλοίωση / ξεφλούδισμα (face sloughing) του πετρώματος από τα πλευρά των στύλων.

Δοκιμές εισπίεσης ενέματος σε στύλους αναφέρονται επίσης στη βιβλιογραφία (D.K. Nag, 1999). Για παράδειγμα, για την ενίσχυση των στύλων του ορυχείου σχεελίτη Dolphin mine

στην Αυστραλία, προκειμένου να περιοριστεί η αστοχία τους και να αυξηθεί η αντοχή τους, χρησιμοποιήθηκε ένεμα ρητίνης το οποίο εισπύστηκε με υψηλή πίεση στους στύλους. Ο σκοπός της εισπίεσης του ενέματος ήταν να αυξηθούν οι δεσμοί μεταξύ των ανεξάρτητων τεμαχίων πετρώματος στους στύλους και να αυξηθεί η συνοχή των ασυνεχειών. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν με επιτυχία, ωστόσο, τα προβλήματα που παρουσιάστηκαν είχαν να κάνουν με το ότι το ένεμα ρητίνης που χρησιμοποιήθηκε ήταν τοξικό και συνεπώς απαιτήθηκε η χρήση υψηλά ειδικευμένου προσωπικού.

3.3. Παραδείγματα ενίσχυσης στύλων.

3.3.1. Περίδεση των στύλων.

Ένα σύνολο επί τόπου ερευνών σε ορυχεία σκληρών πετρωμάτων και ανθρακωρυχεία, καθώς και εργαστηριακές έρευνες που έχουν πραγματοποιηθεί, επιδεικνύουν τη χρήση μέτρων ενίσχυσης σε στύλους για την αύξηση της αντοχής τους και για τη βελτίωση της ευστάθειας των πλευρών τους. Από τα τέλη της δεκαετίας του '40 η εταιρεία St. Joseph Lead Co., που πραγματοποιούσε την εξόρυξη μολύβδου με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων στο νοτιοανατολικό Μισούρι, χρησιμοποίησε διάφορα μέτρα για την ενίσχυση των στύλων, με σκοπό την πρόληψη της περαιτέρω αποσύνθεσης τους και τη διατήρηση της ευστάθειάς τους (Wykoff, 1950). Το κύριο πέτρωμα του ορυχείου είναι δολομίτης (Bonne Terre dolomite), ενώ ο μολύβδος βρίσκεται εντός του ορυχείου με τη μορφή του γαληνίτη (galena). Το ύψος των θαλάμων ποικίλλει από 2 m – 60 m (7 ft -200 ft), ανάλογα με το πάχος του στρώματος του γαληνίτη στο εκάστοτε σημείο του ορυχείου. Το μέσο πλάτος των στύλων ήταν 3,7 m (12 ft) και η διάταξή τους ήταν γενικά ακανόνιστη, όμως κάτω από ιδανικές συνθήκες η απόσταση μεταξύ τους ήταν 7,6 m (25 ft). Όταν η αστοχία στους στύλους βρισκόταν στα αρχικά στάδια, τα μέτρα που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυσή τους περιλάμβαναν:

- Χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε συνδυασμό με πλέγμα τα οποία εφαρμόζονταν πριν από την εκδήλωση της αστοχίας στο στύλο (Εικόνα 3.4).
- Χρήση χαλύβδινων λωρίδων (steel channels) σε συνδυασμό με ηλώσεις στους στύλους, με το μήκος των ήλων να είναι τέτοιο που να φτάνουν στο άθικτο τμήμα του στύλου (Εικόνα 3.5).



Εικόνα 3.4. Στύλος με μορφή κλεψύδρας για την υποστήριξη του οποίου χρησιμοποιήθηκε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε συνδυασμό με πλέγμα.



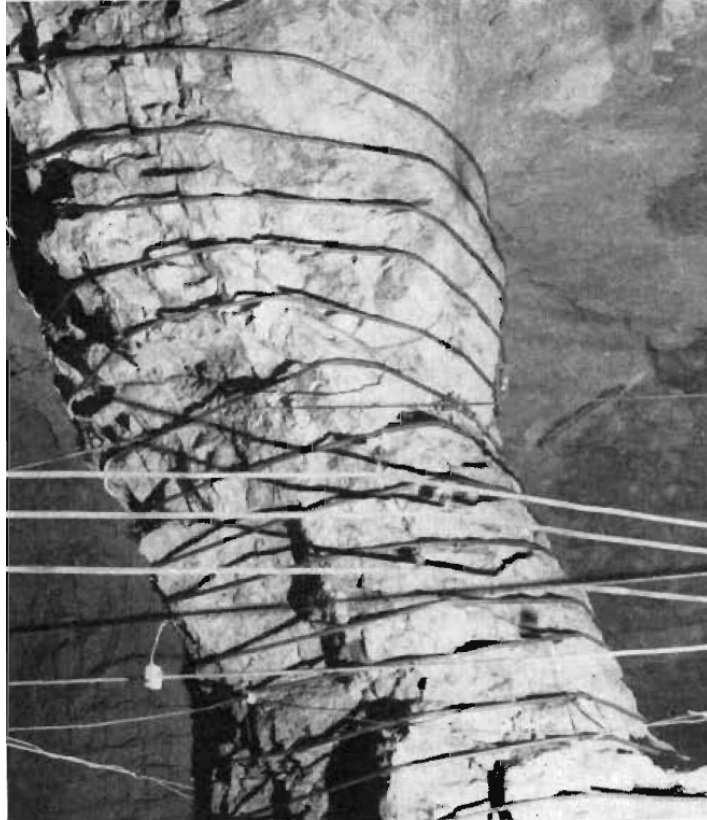
Εικόνα 3.5. Χρήση μεταλλικών λωρίδων σε συνδυασμό με ηλώσεις για την ενίσχυση στύλου που έχει αναπτύξει κατακόρυφες ρωγματώσεις (split pillar).

Ωστόσο όταν η αστοχία στους στύλους είναι εκτενής ή όταν η θέση των στύλων εντός του ορυχείου είναι κρίσιμη, για την ενίσχυσή τους χρησιμοποιήθηκε περίδεση τους με παλιά συρματόσχοινα ανύψωσης (Εικόνες 3.6, 3.7).

Τα συρματόσχοινα που χρησιμοποιήθηκαν είχαν διάμετρο 28,5 – 31,75 mm και το όριο θραύσης τους ήταν 30 – 40 tn. Το φορτίο που εφαρμόστηκε για τη σύσφιξη των συρματόσχοινων ήταν 6 tn. Η χρήση τους αποδείχθηκε αποτελεσματική για την συγκράτηση του θραυσμένου πετρώματος στη θέση του παρεμποδίζοντας τον περαιτέρω θρυμματισμό.



Εικόνα 3.6. Διαδικασία περίδεσης των στύλων.



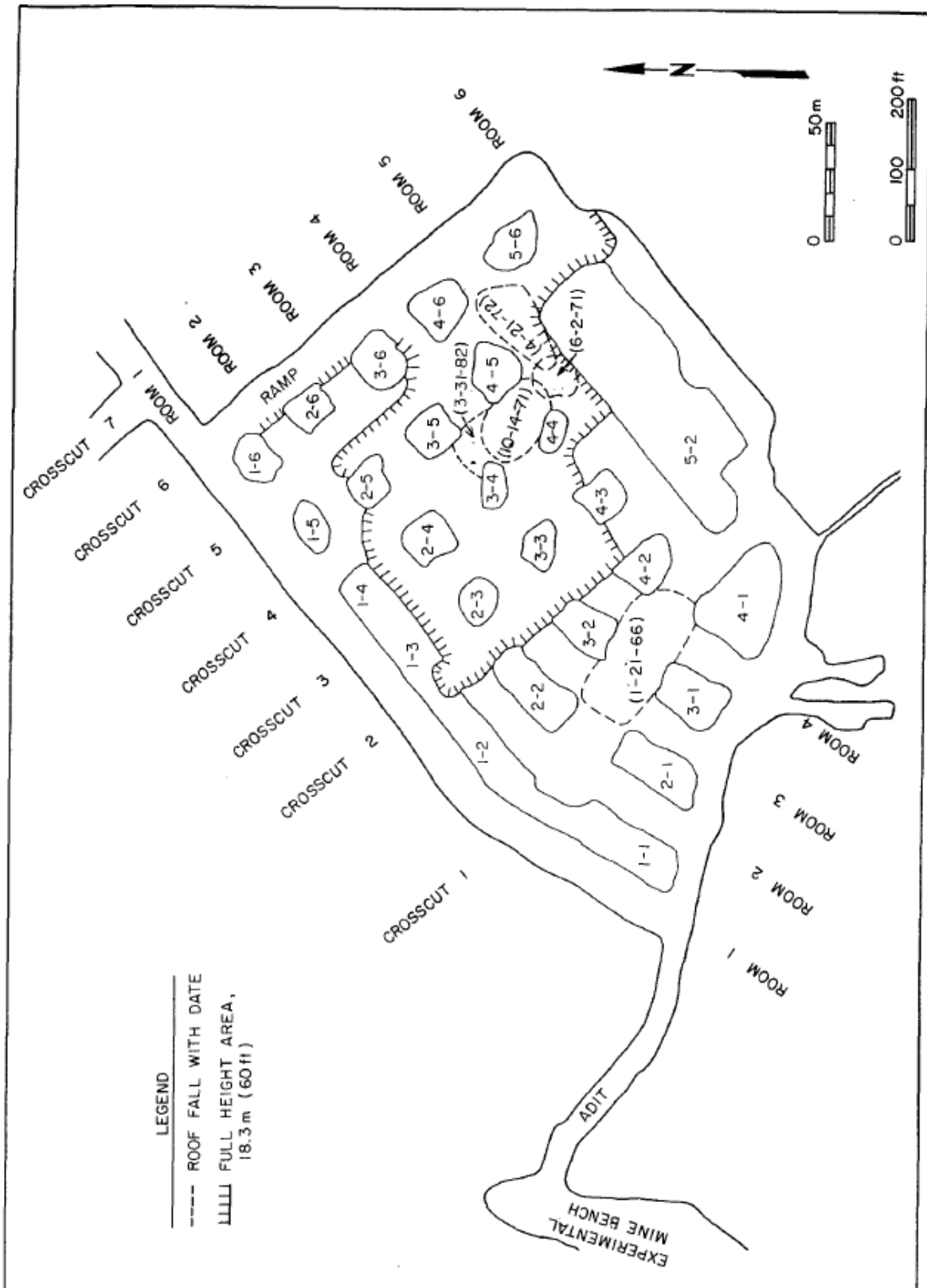
Εικόνα 3.7. Στύλος που ενισχύθηκε με συρματόσχοινα περιίδεσης.

3.3.2. Ενίσχυση των στύλων του ορυχείου Exxon's Colony Pilot Mine.

Μελέτες στο ορυχείο πετρελαιοφόρου σχιστόλιθου Exxon's Colony Pilot Mine στο Κολοράντο έδειξαν ότι τα μέτρα ενίσχυσης στους στύλους του ορυχείου ήταν αποτελεσματικά στο να αυξηθεί η ευστάθεια των στύλων που είχαν αστοχήσει.

Σύμφωνα με τη μελέτη (Agarito et al., 1985), τέσσερις στύλοι του ορυχείου ενισχύθηκαν με προεντεταμένα αγκύρια πλήρους ενεμάτωσης (fully grouted tensioned bolts), με σκοπό την αύξηση της μακροπρόθεσμης ευστάθειας του βόρειου τμήματος του ορυχείου. Η εξόρυξη πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων με τη χρήση βαθμίδων (άνω τμήμα και βαθμίδα) σε βάθος 183 - 258 m. Οι θάλαμοι έχουν πλάτος 16,8 m και ύψος 18,3 m. Οι στύλοι είναι τετραγωνικοί και έχουν πλάτος 18,3 m. Το ύψος του άνω τμήματος και της βαθμίδας είναι 9,5 m και 8.8 m αντίστοιχα. Το προς εξόρυξη ορυκτό (δολομιτικός ασβεστόλιθος) έχει αντοχή σε μονοαξονική θλίψη 90 MPa και η ποιότητα του πετρώματος είναι γενικά καλή (RMR = 61 – 80).

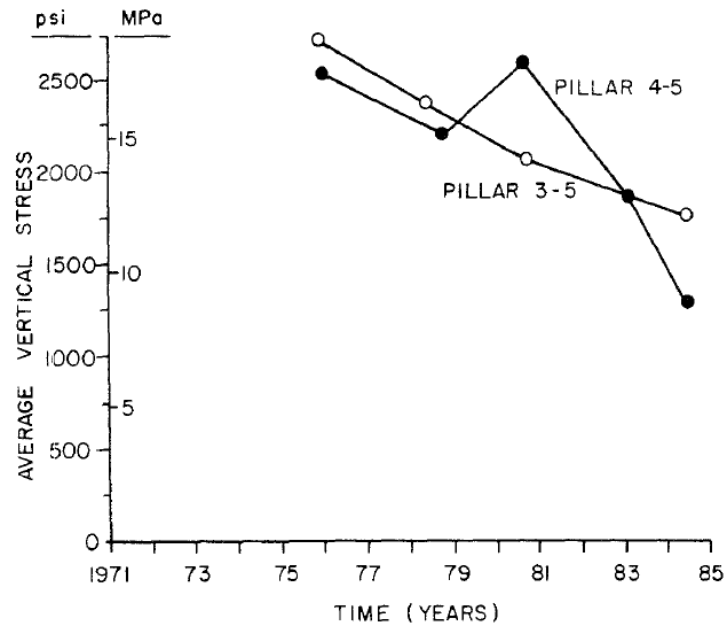
Διάφορες καταπτώσεις της οροφής και εκτεταμένες αστοχίες των στύλων έχουν σημειωθεί ως αποτέλεσμα της υπερφόρτισης των στύλων και διαταραχής που έχει υποστεί η βραχομάζα λόγω των εκρήξεων. Η οροφή είναι γενικά πολύ ανθεκτικότερη από τους στύλους, και οι περισσότερες καταπτώσεις σημειώθηκαν ως αποτέλεσμα της αστοχίας των στύλων. Το Σχήμα 3.7 δείχνει το πλάνο του ορυχείου με τη θέση και την ημερομηνία των καταπτώσεων της οροφής. Οι στύλοι 1-5, 1-6, 2-3, 3-3, 3-4 και 4-4 έχουν αστοχήσει εκτενώς, και έχουν χαμηλή φέρουσα ικανότητα, όπως προέκυψε από εκτιμήσεις των τάσεων στους στύλους με τη μέθοδο της υπερδιάτρησης γεωτρήσεων (overcoring measurements). Οι στύλοι 2-4, 3-5, 4-3, 4-5, 4-6 και 5-6 έχουν επίσης αστοχήσει, αλλά όχι εκτενώς, καθώς η φέρουσα ικανότητά τους είναι τρεις με τέσσερις φορές υψηλότερη από τους στύλους που έχουν αστοχήσει εκτενώς. Οι στύλοι 2-5, 2-6 και 3-6 είναι πολύ κοντά στη μέγιστη φέρουσα ικανότητά τους, και πιθανώς δεν έχουν αστοχήσει. Όλοι οι μεγάλοι στύλοι που βρίσκονται νότια και δυτικά, έξω από την ζώνη του τελικού ύψους (full height area) της εκμετάλλευσης, είναι σταθεροί και δεν έχουν φθάσει τη μέγιστη φέρουσα ικανότητά τους.



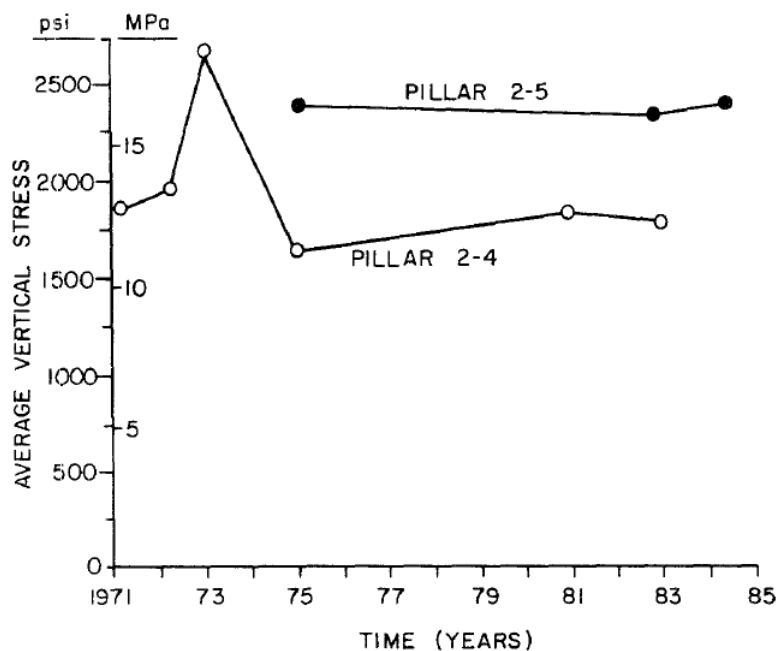
Σχήμα 3.7. Ορυχείο Colony.

Η αστοχία των στύλων εκδηλώθηκε στις περισσότερες περιπτώσεις με αργό και σταθερό τρόπο, χωρίς εκτενή θρυμματισμό των πλευρών τους (spalling). Επίσης δεν έχει συμβεί πλήρης κατάρρευση σε κάποιον στύλο.

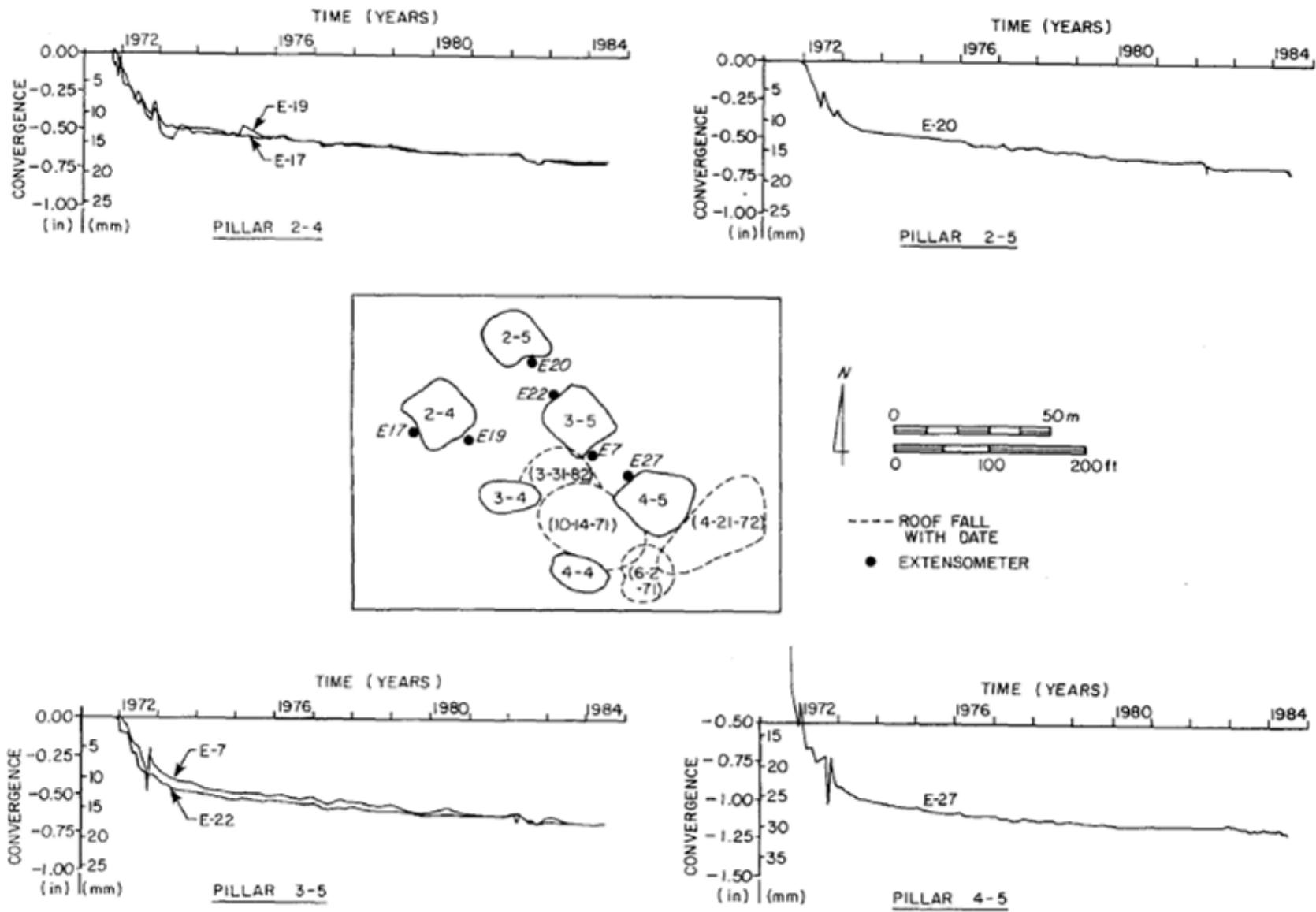
Προσδιορισμοί των τάσεων και μετρήσεις από μηκυνσιόμετρα δείχνουν ότι συμβαίνει αποφόρτιση και αστοχία στους στύλους 3-5 και 4-5, ενώ οι στύλοι 2- 4 και 2-5 έχουν διατηρήσει μια σχετικά σταθερή φέρουσα ικανότητα από το 1975 ως το 1985 όπως φαίνεται στα σχήματα 3.8, 3.9 και 3.10.



Σχήμα 3.8. Σχέση μέσης κατακόρυφης τάσης στους στύλους - χρόνου (Στύλοι 3-5,4-5)



Σχήμα 3.9. Σχέση μέσης κατακόρυφης τάσης στους στύλους - χρόνου (Στύλοι 2-4,2-5)



Σχήμα 3.10. Σχέση σύγκλισης - χρόνου για τους στύλους 2-4, 2-5, 3-5, 4-5.

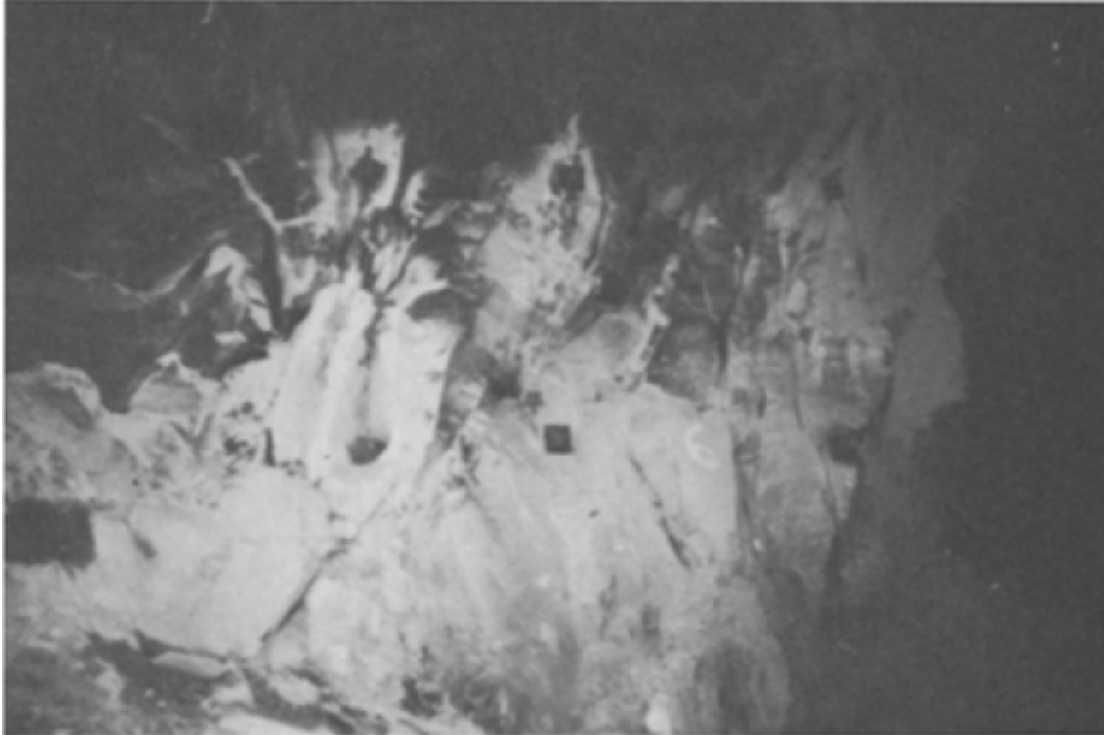
Όπως δείχνει το σχήμα 3.10, οι κατακόρυφες παραμορφώσεις των τεσσάρων στύλων συμβαίνουν με σταθερούς ρυθμούς.

3.3.2.1. Ενίσχυση των στύλων του ορυχείου.

Οι στύλοι 1-5, 1-6, 2-5 και 2-6 στη βόρεια γωνία του ορυχείου ενισχύθηκαν με ηλώσεις, με σκοπό να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητα των στύλων, και ως εκ τούτου να αυξηθεί η ευστάθεια του Θαλάμου 1 σε περίπτωση περαιτέρω αστοχίας των στύλων που βρίσκονται στο κέντρο του ορυχείου. Κάθε στύλος ενισχύθηκε με 36 αγκύρια πλήρους ενεμάτωσης, διαμέτρου 32 mm, με αντοχή σε διαρροή 834 KN, που είχαν προενταθεί περίπου στο μισό της αντοχής τους. Οι περισσότεροι ήλοι εγκαταστάθηκαν πλήρως σε όλο το πάχος των στύλων (completely through the pillars), και άλλοι εγκαταστάθηκαν μέχρι το κέντρο τους. Οι εικόνες 3.8 και 3.9 παρουσιάζουν τους στύλους που ενισχύθηκαν.



Εικόνα 3.8. Εγκατάσταση αγκυρίων από πλατφόρμα.



Εικόνα 3.9. Διάταξη κανάβου αγκυρίων στο στύλο 1-6.

Η επίδραση της ενίσχυσης των στύλων στην ευστάθεια αξιολογήθηκε συγκρίνοντας τη συμπεριφορά των ενισχυμένων στύλων με αυτούς που δεν είχαν ενισχυθεί. Αυτό επιτεύχθηκε με δύο τρόπους:

1. Συγκρίνοντας το συντελεστή ασφαλείας (λόγος αντοχής / τάσης) των στύλων 2-5 και 2-6, οι οποίοι έχουν υψηλή φέρουσα ικανότητα και δεν έχουν αστοχήσει.
2. Συγκρίνοντας τη σχέση σύγκλισης – χρόνου των τεσσάρων στύλων καθώς και της οροφής των θαλάμων μεταξύ των στύλων (intersection between the pillars).

Το πρώτο μέρος της έρευνας έδειξε ότι οι συντελεστές ασφαλείας των ενισχυμένων στύλων 2-5 και 2-6 αυξάνονται λόγω της ενίσχυσης. Ωστόσο η αύξηση του συντελεστή ασφαλείας είναι μόνο 6%.

Στο δεύτερο μέρος της έρευνας, αξιολογήθηκε η επίδραση της ενίσχυσης στους στύλους που βρίσκονταν σε προχωρημένη αστοχία (1-5 και 1-6), καθώς και στους πιο ισχυρούς στύλους (2-5 και 2-6). Η μακροπρόθεσμη ευστάθεια βασίστηκε στις προβλεπόμενες συγκλίσεις από το 1984 ως το 1995.

3.3.2.2. Επίδραση της ενίσχυσης στους στύλους.

Ένα επί τόπου κριτήριο αντοχής των στύλων (Σχήμα 3.11), που αναπτύχθηκε έπειτα από προσδιορισμούς των τάσεων στους στύλους πριν, καθώς και κατά την εκδήλωση της αστοχίας, χρησιμοποιήθηκε για να καθοριστεί η επίδραση των ηλώσεων. Οι προσδιορισμοί των τάσεων πραγματοποιήθηκαν στο μέσο του ύψους των στύλων μέχρι το κέντρο τους (at mid height to the center) και σε ορισμένες περιπτώσεις για όλο το πάχος των στύλων (completely through the pillars). Οι μέσες κατακόρυφες τάσεις ($\bar{\sigma}_v$) και οριζόντιες τάσεις ($\bar{\sigma}_h$) λήφθηκαν διαχωρίζοντας το οριζόντιο επίπεδο του στύλου, επί του οποίου πραγματοποιήθηκαν οι μετρήσεις των τάσεων, με βάση τις κατανομές των τάσεων σε σχέση με το μήκος (overcored). Στη συνέχεια οι κατακόρυφες και οι οριζόντιες τάσεις χρησιμοποιήθηκαν για να βρεθεί η σχέση μεταξύ της μέγιστης διατμητικής τάσης, $\tau_{\max} = (\bar{\sigma}_v - \bar{\sigma}_h) / 2$, και της ορθής τάσης,

$\sigma_n = (\bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_h) / 2$, στο μέσο του ύψους των στύλων, όπως δείχνει η καμπύλη του σχήματος 3.11, η οποία αντιπροσωπεύει ένα επί τόπου κριτήριο αστοχίας Mohr για τους στύλους του ορυχείου. Το μικρότερο γράφημα του σχήματος δείχνει την καλύτερα προσαρμοσμένη καμπύλη με βάση τα δεδομένα των μετρήσεων.

Κάθε σημείο της καμπύλης του διαγράμματος αντιστοιχεί σε ένα ζεύγος ορθής τάσης και μέγιστης διατμητικής τάσης σε ένα στύλο. Η αστοχία ενός στύλου προκύπτει ως προοδευτική μείωση της τάσης σ' αυτόν. Μετρήσεις έδειξαν ότι η αστοχία στους στύλους ξεκινά να εκδηλώνεται για μέση κατακόρυφη τάση ($\bar{\sigma}_v$) 19,3 – 22,1 MPa και για μέση οριζόντια τάση ($\bar{\sigma}_h$) 3,4 – 4,8 MPa.

Οι ηλώσεις αυξάνουν τη φέρουσα ικανότητα των στύλων ασκώντας του πλευρική πίεση, και περιορίζοντας τον θρυμματισμό της μάζας του. Οι θλιπτικές, πλευρικές τάσεις που ασκούνται στο στύλο από τα αγκύρια, είναι αποτέλεσμα της προέντασης των αγκυρίων κατά την εγκατάστασή τους, καθώς και της πλευρικής διεύρυνσης του στύλου που προκαλείται από την κατακόρυφη σύγκλιση του ορυχείου.

Σύμφωνα με τους Agarito et al. (1985), η αύξηση στην αντοχή / φέρουσα ικανότητα των στύλων δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{1+s \cdot \tan\phi}{1-s \cdot \tan\phi} \cdot \Delta\sigma_3 \quad (3.1)$$

όπου $\Delta\sigma_1$: Η αύξηση της αντοχής ή φέρουσας ικανότητας του στύλου (MPa).

ϕ : Η γωνία εσωτερικής τριβής της βραχομάζας.

$\Delta\sigma_3$: Η αύξηση του πλευρικού φορτίου περιορισμού που παρέχει η ενίσχυση (MPa)

Η σχέση (3.1) δείχνει ότι η αύξηση της αντοχής είναι εξαρτώμενη της γωνίας εσωτερικής τριβής καθώς και της αύξησης της σ_3 . Έχει αποδειχθεί ότι υψηλές τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής σχετίζονται με ρωγματωμένο πέτρωμα, δηλαδή χαμηλές τιμές των ορθών τάσεων στο κριτήριο αστοχίας. Μια μεγάλη γωνία εσωτερικής τριβής μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική αύξηση της αντοχής, ακόμα και αν η αύξηση της τάσης περιορισμού που παρέχει η ενίσχυση είναι αρκετά μικρή. Η αύξηση στη γωνία εσωτερικής τριβής με μια παράλληλη μείωση στην ορθή τάση φαίνεται από την αύξηση της κλίσης της καμπύλης του σχήματος 3.11. Η γωνία εσωτερικής τριβής του πετρώματος δίνεται από τη σχέση:

$$\tan\phi = \tan\alpha \quad (3.2)$$

όπου α : Η γωνία που σχηματίζουν η εφαπτόμενη σε ένα εκάστοτε σημείο της καμπύλης με την οριζόντια ευθεία.

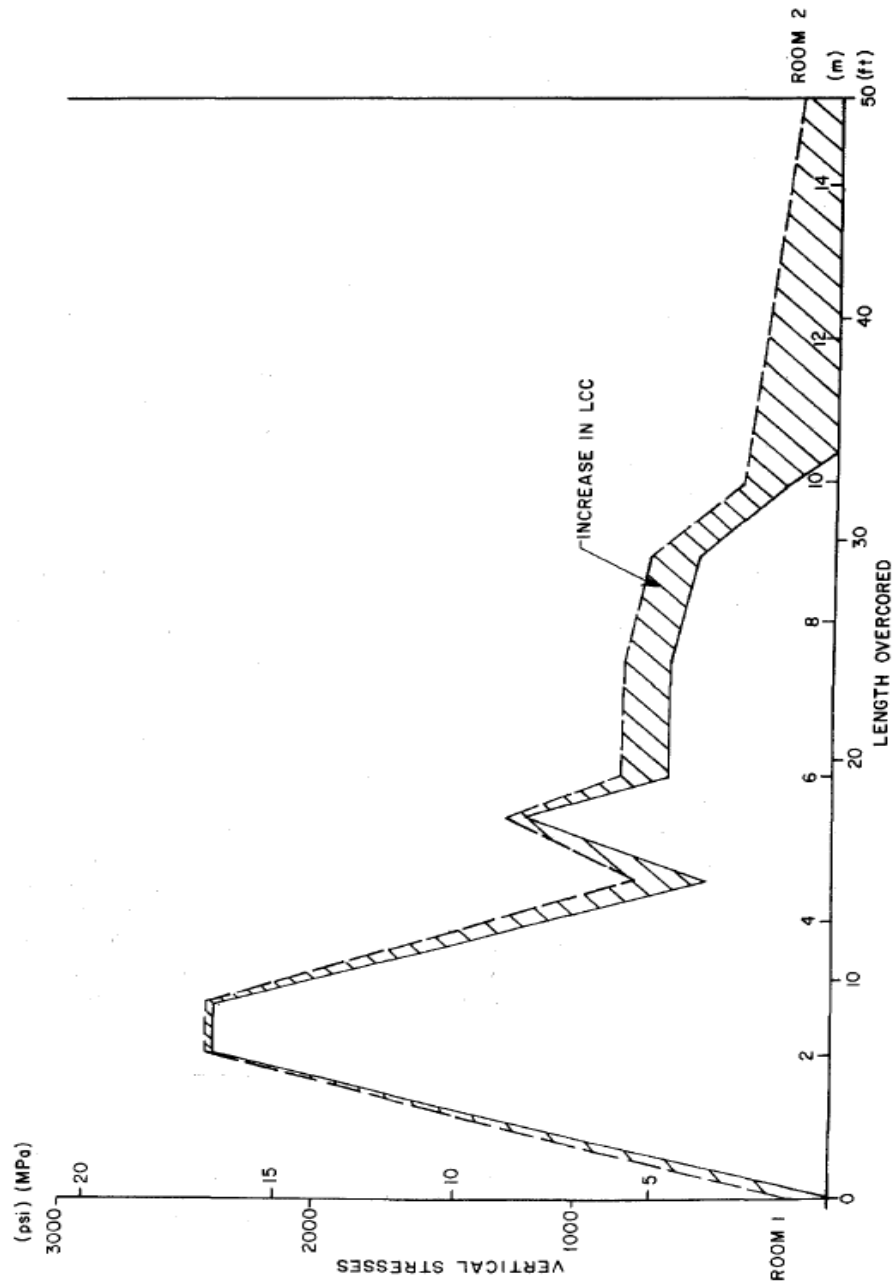
Η μέγιστη αύξηση στην πλευρική πίεση περιορισμού που μπορεί να ασκηθεί από τα αγκύρια είναι 90 KPa. Αυτό επιτεύχθηκε με την τοποθέτηση αγκυρίων με αντοχή σε διαρροή 834 KN σε κάρναβο 3,05 m × 3,05 m. Η αύξηση της αντοχής των στύλων, δηλαδή η επίδραση της ενίσχυσης, υπολογίστηκε από τις σχέσεις (3.1) και (3.2) και φαίνεται στον πίνακα 3.1.

Οι τιμές του πίνακα 3.1 χρησιμοποιήθηκαν για να υπολογιστεί η αύξηση της αντοχής των τεσσάρων στύλων που ενισχύθηκαν. Αυτό επιτεύχθηκε με την αύξηση του επιπέδου των τάσεων στους στύλους σύμφωνα με τις τιμές που δίνονται στον πίνακα.

Το σχήμα 3.12 δείχνει την αύξηση της φέρουσας ικανότητας του στύλου 1-6.

Πίνακας 3.1. Υπολογισμός αύξησης της αντοχής των στύλων ($\Delta\sigma_1$).

Average vertical stress [MPa (psi)]	α (Degrees)	ϕ (Degrees)	$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$	$\Delta\sigma_3$ [MPa (psi)]	$\Delta\sigma_1$ [MPa (psi)]
1.72– 5.17 (250–750)	41	60	14.3	0.09 (13)	1.28 (186)
5.17– 8.62 (750–1250)	35	44	5.7	0.09 (13)	0.51 (74)
8.62–13.80 (1250–2000)	30	35	3.7	0.09 (13)	0.33 (48)
> 13.80 (>2000)	25	28	2.8	0.09 (13)	0.25 (36)



Σχήμα 3.12. Ονομαστική αύξηση της αντοχής του στύλου 1-6 λόγω των μέτρων ενίσχυσης κατά μήκος του πλάτους του.

Η επισκιασμένη περιοχή αντιπροσωπεύει την αύξηση της αντοχής λόγω της ενίσχυσης. Ο στύλος έχει πλάτος 15,2 m, και οι μετρήσεις των τάσεων πραγματοποιήθηκαν, όπως έχει αναφερθεί, επί του οριζοντίου επιπέδου που διέρχεται από το μέσου του ύψους του στύλου, για όλο το πάχος του. Οι αυξημένες τάσεις που λήφθηκαν κοντά στο θάλαμο 1 είναι χαρακτηριστικό της φόρτισης των στύλων που βρίσκονται κοντά στην περιφέρεια του ορυχείου.

Ο πίνακας 3.2 δείχνει την αύξηση στη φέρουσα ικανότητα για καθέναν από τους τέσσερις στύλους που ενισχύθηκαν.

Πίνακας 3.2. *Αύξηση της φέρουσας ικανότητας των στύλων λόγω της ενίσχυσης.*

Pillar	LCC before bolting [MPa (psi)]	LCC increase [MPa (psi)]	Maximum LCC after bolting [MPa (psi)]
1-5	2.94 (426)	2.63 (382)	5.57 (808)
1-6	4.62 (670)	1.27 (184)	5.89 (854)
2-5	16.28 (2360)	0.43 (63)	16.71 (2423)
2-6	17.93 (2600)	0.35 (51)	18.28 (2651)

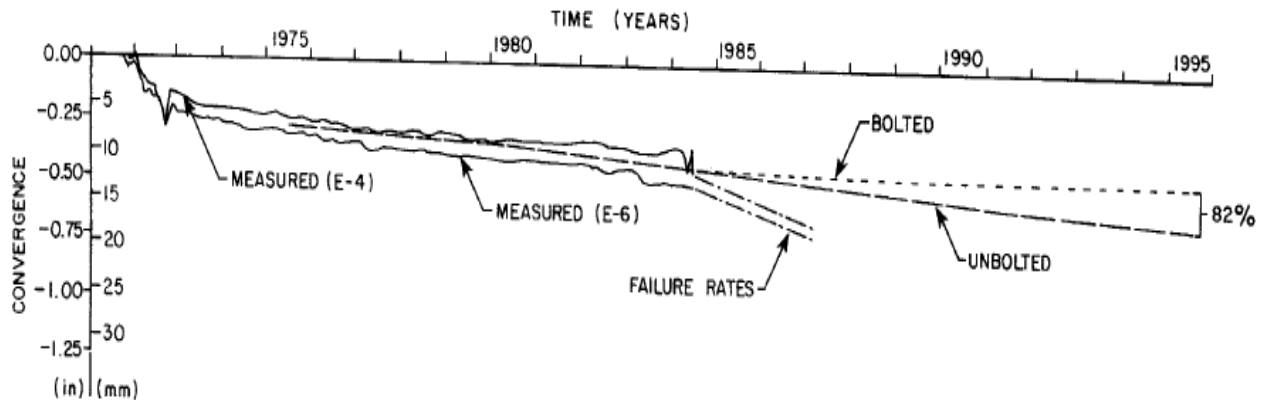
Σύμφωνα με τον πίνακα, η αύξηση στη φέρουσα ικανότητα είναι μεγαλύτερη για τους στύλους με τη μικρότερη φέρουσα ικανότητα πριν την εφαρμογή των ηλώσεων, δηλαδή για τους στύλους που η αστοχία τους είναι πιο εκτεταμένη. Αυτό οφείλεται στις μεγαλύτερες γωνίες εσωτερικής τριβής του πετρώματος των στύλων. Οι τιμές που παρουσιάζει ο πίνακας χρησιμοποιήθηκαν για να εκτιμηθεί η μακροπρόθεσμη ευστάθεια.

3.3.2.3. Εκτίμηση της μακροπρόθεσμης ευστάθειας.

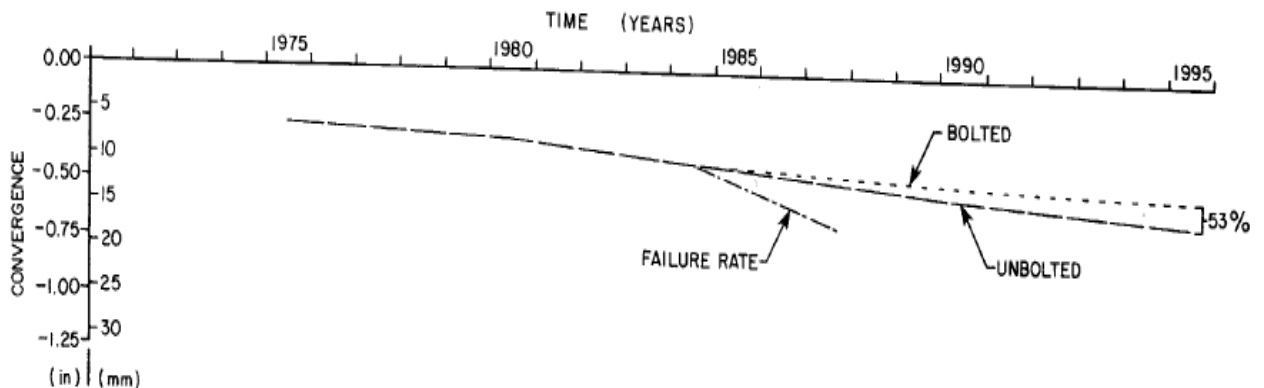
Για την εκτίμηση της μακροπρόθεσμης ευστάθειας χρησιμοποιήθηκε πρόγραμμα συνοριακών στοιχείων το οποίο υπολογίζει τις τάσεις και της κατακόρυφες παραμορφώσεις. Ως δεδομένα του προγράμματος εισήχθησαν το τασικό πεδίο, οι μηχανικές παράμετροι της βραχομάζας, το βάθος της εκμετάλλευσης, τα ύψη της εξόρυξης, και οι έως τότε υπολογισμένες τάσεις και κατακόρυφες παραμορφώσεις των στύλων, οι τιμές των οποίων είχαν αξιολογηθεί από τις επί τόπου μετρήσεις. Η ενίσχυση στους στύλους προσομοιώθηκε αυξάνοντας τη φέρουσα ικανότητα των τεσσάρων στύλων. Αυτή η μέθοδος προσομοίωσης των μέτρων ενίσχυσης βασίζεται στην παραδοχή ότι λόγω

των μελλοντικών κατακόρυφων παραμορφώσεων του στύλου, ασκείται φόρτιση στα αγκύρια με συνέπεια αυτά να αναπτύσσουν οριζόντια πλευρική πίεση, αντιδρώντας στην πλευρική διεύρυνση του στύλου. Συνεπώς θεωρήθηκε ότι η επίδραση της ενίσχυσης το 1990 και το 1995 θα ήταν περίπου το 1/6 (16,6%) και το 1/3 (33,3%), αντίστοιχα, της μέγιστης πλευρικής πίεσης που μπορεί να προσφερθεί από τα αγκύρια. Τα ποσοστά αυτά λήφθηκαν εκτιμώντας την αναμενόμενη φόρτιση των αγκυρίων, βάση των προβλεπόμενων ρυθμών παραμόρφωσης των στύλων, σε συνδυασμό με το μέτρο ελαστικότητας της βραχομάζας που εκτιμήθηκε από επί τόπου μετρήσεις τάσεων και παραμορφώσεων. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης συνοψίζονται στα σχήματα 3.13 – 3.18. Οι τέσσερις γραμμές των συγκλίσεων σε καθένα από τα διαγράμματα αντιστοιχούν σε:

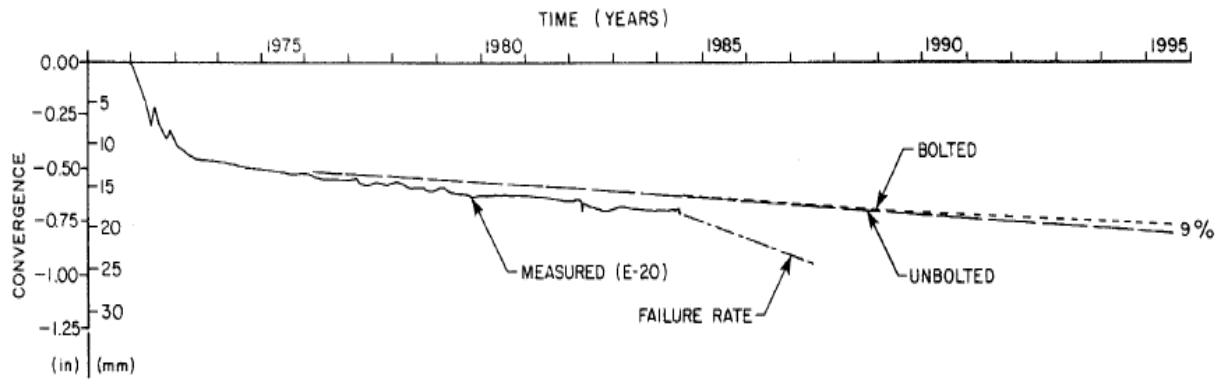
1. Εκτίμηση των συγκλίσεων (computed convergence) από το 1975 έως το 1995 χωρίς ενίσχυση στο στύλο.
2. Εκτίμηση των συγκλίσεων από το 1984 έως το 1995 με ενίσχυση στο στύλο.
3. Εκτιμώμενοι ρυθμοί αστοχίας.
4. Υπολογισμένες συγκλίσεις από μηχανοσκόπια (στην περίπτωση που είναι τοποθετημένα στην περιοχή).



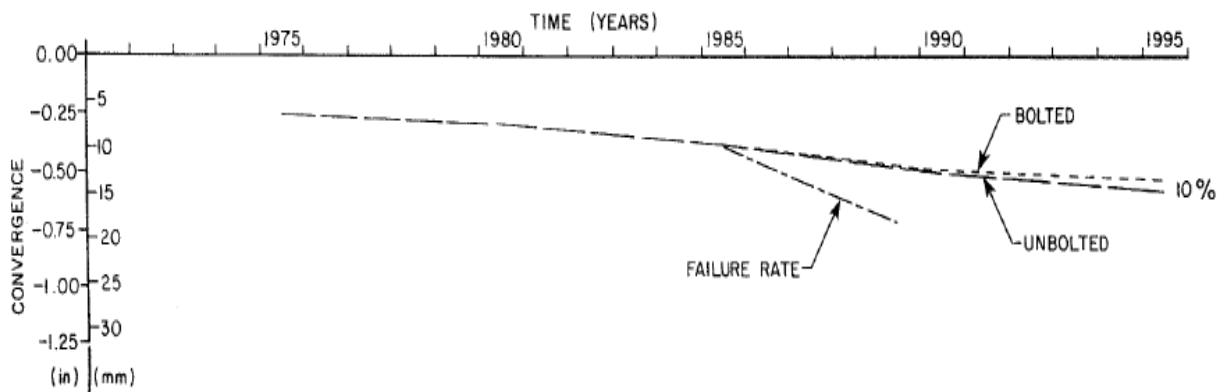
Σχήμα 3.13. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το στύλο 1-5.



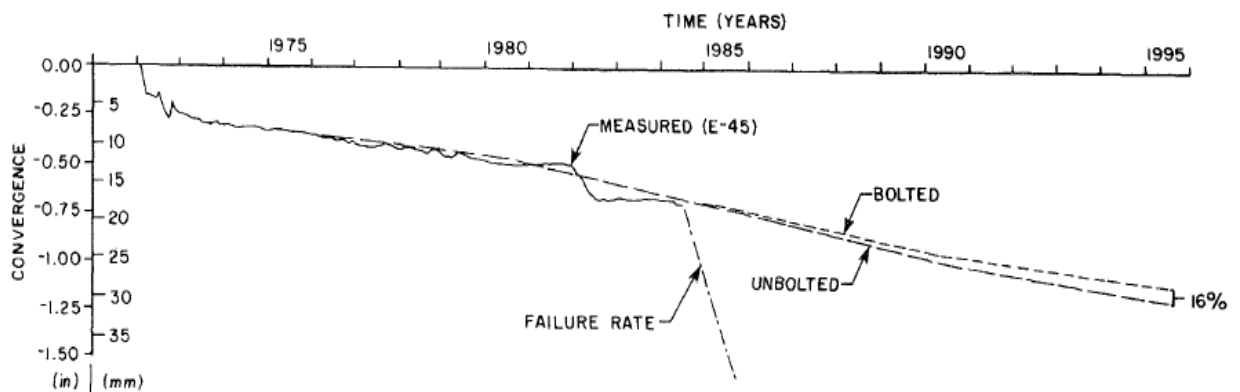
Σχήμα 3.14. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το στύλο 1-6.



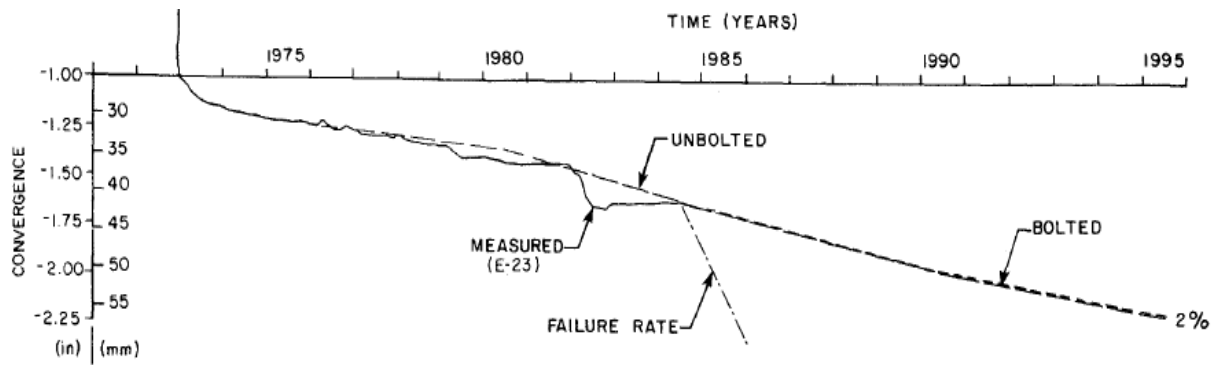
Σχήμα 3.15. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το στύλο 2-5.



Σχήμα 3.16. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το στύλο 2-6.

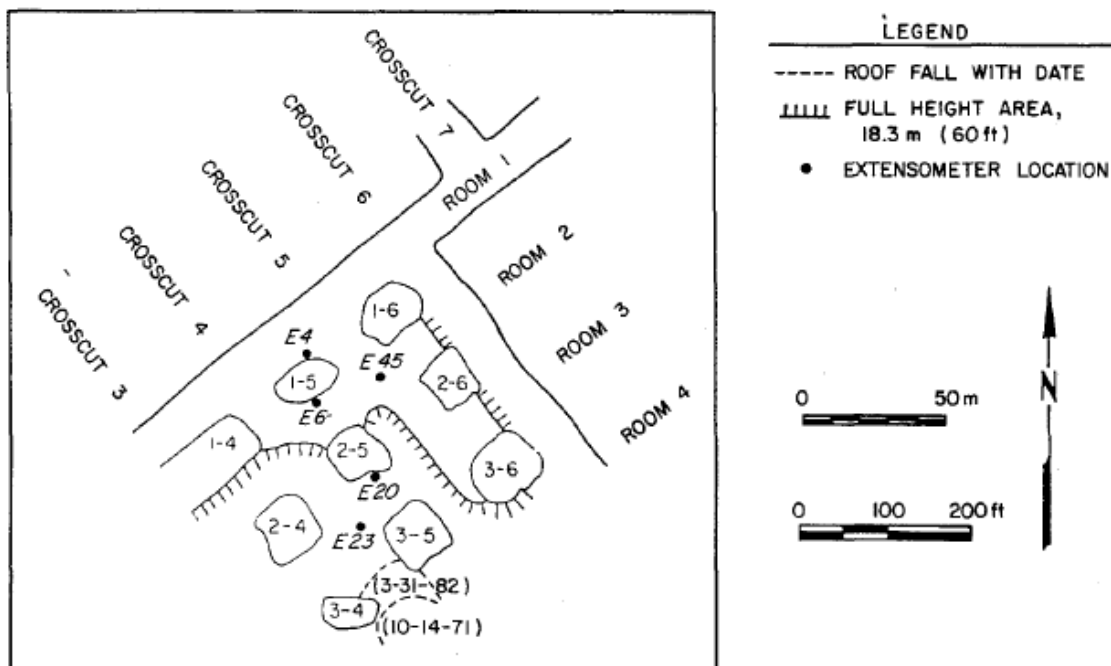


Σχήμα 3.17. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το τμήμα μεταξύ του θαλάμου 2 (Room 2) και του κάθετου θαλάμου 5 (Crosscut 5).



Σχήμα 3.18. Μεταβολή της σύγκλισης με το χρόνο για το τμήμα μεταξύ του θαλάμου 3 (Room 3) και του κάθετου θαλάμου 4 (Crosscut 4).

Το σχήμα 3.19 παρουσιάζει το βόρειο τμήμα του ορυχείου, για το οποίο πραγματοποιήθηκε η ανάλυση της μακροπρόθεσμης ευστάθειας, καθώς επίσης και τις θέσεις όπου είχαν τοποθετηθεί τα μηκυνσιόμετρα.



Σχήμα 3.19. Βόρειο τμήμα του ορυχείου.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης υποδεικνύουν τα εξής:

1. Η ενίσχυση έχει μεγαλύτερη επίδραση στους στύλους που έχουν αστοχήσει εκτενέστερα. Η ενίσχυση μειώνει σημαντικά το ρυθμό παραμόρφωσης στους στύλους 1-5 και 1-6 κατά 82% και 53% αντίστοιχα (Σχήματα 3.13, 3.14). Όμως

στους στύλους 2-5 και 2-6, οι οποίοι έχουν πολύ υψηλότερη αντοχή, η μείωση του ρυθμού παραμόρφωσης είναι μόνο 9% και 10% αντίστοιχα (Σχήματα 3.15, 3.16).

2. Στο τμήμα μεταξύ των τεσσάρων στύλων που ενισχύθηκαν με ηλώσεις, οι εκτιμώμενες συγκλίσεις από το 1984 έως το 1995 μειώθηκαν κατά 16% λόγω των μέτρων ενίσχυσης (Σχήμα 3.17), όμως στο τμήμα μεταξύ του θαλάμου 3 (Room 3) και του κάθετου θαλάμου 4, δηλαδή στο κέντρο του ορυχείου, η μείωση των συγκλίσεων είναι μόνο 2% (Σχήμα 3.18).

3.4. Παρατηρήσεις

Όπως προέκυψε, και με βάση τις ήδη επιτυχημένες περιπτώσεις ενίσχυσης στύλων που έχουν εφαρμοστεί και που προαναφέρθηκαν, η χρήση τεχνητών μέτρων για την ενίσχυση των στύλων μπορεί να αποδειχθεί αποτελεσματική για τη βελτίωση της ευστάθειάς τους.

Αποτελέσματα ερευνών έχουν δείξει ότι η εφαρμογή μικρών ακτινικών δυνάμεων στους στύλους μπορεί να επιφέρει σημαντική μείωση της προοδευτικής αστοχίας τους. Ωστόσο, ο περιορισμός στο στύλο είναι προτιμότερο να εφαρμόζεται προτού η προοδευτική αστοχία φτάσει στη φάση εμφάνισης ανοιχτών ρωγματώσεων στο στύλο, παρά μετά την εμφάνισή τους.

Συνεπώς, η χρήση των μέτρων ενίσχυσης αποσκοπεί στην εφαρμογή πλευρικών φορτίων στους στύλους, με αποτέλεσμα να αυξάνεται ο περιορισμός που ασκείται στην περιφέρεια τους, επιτυγχάνοντας έτσι την αύξηση της φέρουσας ικανότητάς τους. Δηλαδή, η πλευρική παρεμπόδιση αυξάνει την αντοχή του στύλου και εμποδίζει την προοδευτική αστοχία του.

Η δημιουργία μιας ζώνης σταθεροποίησης του θρυμματισμένου πετρώματος, όπου συγκρατούνται επαρκώς τα θρυμματισμένα τεμάχια γύρω από τις πλευρές του στύλου είναι μια επιτυχημένη προσέγγιση, αφού παρεμποδίζεται ο περαιτέρω θρυμματισμός και δημιουργείται πλευρική φόρτιση στον πυρήνα του στύλου.

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι τα εκάστοτε μέτρα ενίσχυσης που χρησιμοποιούνται θα πρέπει να είναι προσαρμόσιμα στις συνθήκες της βραχομάζας, δηλαδή πρέπει να υπάρχει συμβατότητα μεταξύ των μέτρων ενίσχυσης και της αναμενόμενης παραμόρφωσης στο στύλο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΜΕΤΡΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΩΝ ΣΤΥΛΩΝ

4.1. Εισαγωγή

Σκοπός του συγκεκριμένου κεφαλαίου είναι να μελετηθεί η επίδραση της ενίσχυσης στύλων στην ευστάθειά τους, καθώς και να δοθούν στοιχεία που θα βοηθήσουν στην κατανόηση της συμπεριφοράς της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση παραμέτρων όπως τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της βραχομάζας, ο λόγος πλάτους / ύψος του στύλου (W_p / H_p) και το πλευρικό φορτίο που ασκείται στο στύλο λόγω της ενίσχυσης. Για το λόγο αυτό θα δημιουργηθεί ένας αριθμός πρότυπων στύλων - μοντέλων, για τους οποίους αφού καταρχήν πραγματοποιηθεί εκτίμηση της κατάστασης όσον αφορά στις συνθήκες ευστάθειας τους, στη συνέχεια θα αξιολογείται η επίδραση της εφαρμογής μέτρων ενίσχυσης.

Η ανάλυση των στύλων θα πραγματοποιηθεί με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Phase2, καθώς δε μπορεί να γίνει με την εφαρμογή των εμπειρικών τύπων για τον προσδιορισμό της αντοχής τους.

Με στόχο να εξεταστεί η συμπεριφορά της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση των παραμέτρων που αναφέρθηκαν παραπάνω, οι πρότυποι στύλοι θα κατηγοριοποιηθούν σε ομάδες. Έτσι οι πρότυποι στύλοι της εκάστοτε ομάδας θα διαφοροποιούνται ως προς μια από της παραμέτρους που αναφέρθηκαν. Συνεπώς θα προκύψουν οι εξής τέσσερις ομάδες πρότυπων στύλων:

- Α΄ Ομάδα Πρότυπων στύλων: Εξέταση της συμπεριφοράς της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση του λόγου πλάτους / ύψος του στύλου (W_p / H_p).
- Β΄ Ομάδα Πρότυπων στύλων: Εξέταση της συμπεριφοράς της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του άθικτου πετρώματος του στύλου (UCS).
- Γ΄ Ομάδα Πρότυπων στύλων: Εξέταση της συμπεριφοράς της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση του γεωλογικού δείκτη αντοχής της βραχομάζας (GSI).
- Δ΄ Ομάδα Πρότυπων στύλων: Εξέταση της συμπεριφοράς της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση του πλευρικού φορτίου που ασκείται στο στύλο λόγω της ενίσχυσης.

4.2. Ενίσχυση των στύλων.

Για όλες τις περιπτώσεις πρότυπων στύλων που θα εξεταστούν με τη χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Phase2, θα ληφθεί η παραδοχή ότι η ενίσχυση στους στύλους εισάγεται με την εφαρμογή πλευρικού φορτίου το οποίο προκύπτει λόγω της προέντασης των μέτρων ενίσχυσης (καλώδια) σε συνδυασμό με την τοποθέτησή τους σε δεδομένη διάταξη κανάβου για κάθε περίπτωση.

Με την εφαρμογή μέτρων ενίσχυσης όπως ηλώσεις, καλωδιώσεις και περιίδεσης των στύλων με συρματόσχοινα, είτε λόγω απευθείας επιβολής φορτίου στις πλευρές του στύλου, επιτυγχάνεται η άσκηση πλευρικού φορτίου περιορισμού στο στύλο, το οποίο έχει ως συνέπεια την αύξηση της φέρουσας ικανότητάς του. Για τις αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν επιλέχθηκε ως μέτρα ενίσχυσης να εφαρμοστούν καλωδιώσεις στο στύλο με προεντεταμένα συρματόσχοινα υψηλής αντοχής (HI-TEN Strand Bolt) (DSI) Φ23, με όριο θραύσης 56 tn (0,55 MN) στα οποία μπορεί να δοθεί προένταση περίπου μέχρι το μισό της αντοχής τους (0,27 MN). Το μήκος τους ποικίλει από 4,1m – 8,1m. Τοποθετούνται ως εξής:

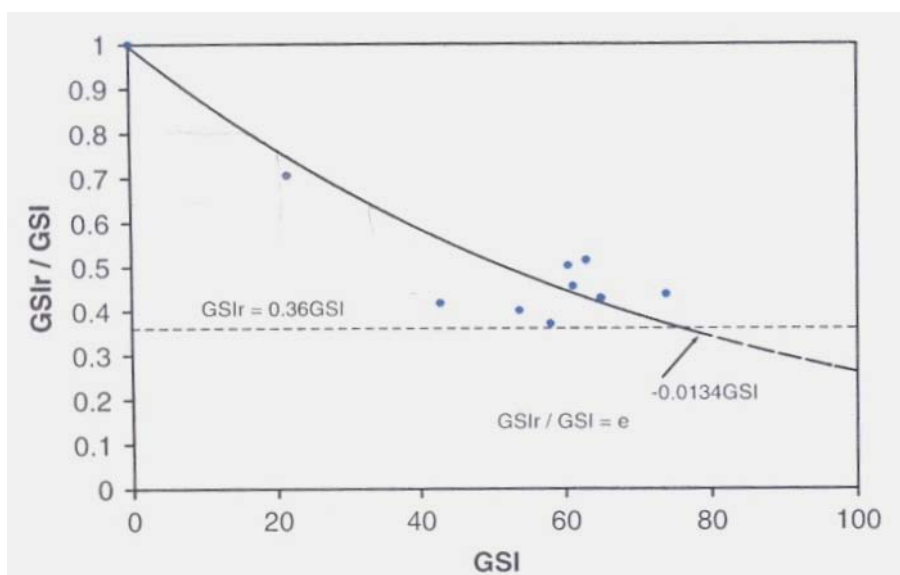
Καταρχήν ορύσσονται διαμπερή διατρήματα μικρής διαμέτρου (Φ28) στο στύλο, κάθετα στις πλευρές του στύλου. Κατόπιν τοποθετείται το συρματόσχοινο, το οποίο τανύζεται χειρονακτικά αρχικά και μετά τοποθετείται ο υδραυλικός γρύλος ο οποίος δίνει και την τελική προένταση για την κάθε περίπτωση που εξετάζεται.

4.3. Προσδιορισμός παραμέτρων σχεδιασμού

4.3.1. Εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων.

Η εκτίμηση της αντοχής της βραχομάζας για τα μοντέλα πρότυπων στύλων που θα δημιουργηθούν, θα πραγματοποιηθεί με το γενικευμένο κριτήριο αστοχίας Hoek - Brown. Για το λόγο αυτό πρέπει να δοθούν οι τιμές των σταθερών m_b , s , a , οι οποίες χαρακτηρίζουν την ποιότητα της βραχομάζας. Ο υπολογισμός των σταθερών m_b , s , a θα πραγματοποιηθεί με το λογισμικό πακέτο Rocklab (2002). Η συμπεριφορά της βραχομάζας θα θεωρηθεί ελαστοπλαστική, οπότε, επιπρόσθετα απαιτείται ο προσδιορισμός των παραμενουσών (residuals) τιμών των παραμέτρων m_b , s και a . Ο προσδιορισμός αυτών των παραμέτρων για την εκάστοτε ανάλυση θα πραγματοποιηθεί

επίσης με το πρόγραμμα Rocklab. Η εκτίμηση των παραμενουσών τιμών των παραμέτρων m_b , s και a γίνεται με την απομείωση του γεωλογικού δείκτη GSI με βάση το σχήμα 4.1 (Cai et al., 2006).



Σχήμα 4.1. Απομείωση του γεωλογικού δείκτη GSI.

Επομένως με βάση το σχήμα 4.1 και την τιμή του γεωλογικού δείκτη GSI της βραχομάζας υπολογίζεται η απομείωση του γεωλογικού δείκτη GSI της βραχομάζας. Από την απομειωμένη τιμή GSIr υπολογίζονται οι τιμές των παραμενουσών παραμέτρων m_b , s , a .

Μια άλλη γεωτεχνική παράμετρος της βραχομάζας που πρέπει να προσδιοριστεί είναι ο λόγος Poisson (ν). Η εκτίμηση του λόγου Poisson μπορεί να πραγματοποιηθεί κατά προσέγγιση από τον Πίνακα 4.1.

Πίνακας 4.1. Λόγος Poisson ανάλογα με τον τύπο της βραχομάζας (Καββαδάς, 2004).

Τύπος βραχομάζας	Λόγος Poisson
Τεμαχώδης με καλή αλληλεμπλοκή των κόκκων χωρίς διαταραχή	0.20-0.25
Τεμαχώδης ελαφρώς διαταραγμένη	0.30-0.35
Διαταραγμένη, πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια	0.35-0.40
Πολύ διαταραγμένη με γωνιώδη και στρογγυλεμένα τεμάχια	0.30-0.35
Τελείως εξαλλοιωμένη βραχομάζα	0.25-0.30

Η τιμή του λόγου Poisson που θα ληφθεί για τη βραχομάζα, για όλα τα μοντέλα πρότυπων στύλων που θα εξεταστούν, είναι 0,25, η οποία αντιστοιχεί σε τεμαχώδη βραχομάζα με καλή αλληλεμπλοκή των κόκκων και χωρίς διαταραχή.

4.4. Ανάλυση στο Phase2.

Η ανάλυση των πρότυπων στύλων και η εξέταση θα πραγματοποιηθεί με τη χρήση του λογισμικού προγράμματος Phase², όπου σε κάθε περίπτωση θα αξιολογείται η επίδραση της ενίσχυσης στο συντελεστή αντοχής (strength factor). Η αξιολόγηση της επίδρασης της ενίσχυσης μέσω του συντελεστή αντοχής θα βασιστεί στην παραδοχή ότι ο συντελεστής αντοχής προσομοιάζει περισσότερο την κατάσταση, όσον αφορά τις συνθήκες ευστάθειας, στο στύλο. (Παράρτημα Α.1)

4.4.1. Συντελεστής αντοχής (Strength Factor).

Ο συντελεστής αντοχής σε κάθε δεδομένο σημείο αντιπροσωπεύει το λόγο των δυνάμεων ευστάθειας προς τις δυνάμεις αστάθειας (Phase2 Manual, 2005). Καθώς κατά τη δημιουργία του μοντέλου επιλέχθηκε ως κριτήριο αστοχίας το γενικευμένο κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown, ο συντελεστής αντοχής στο πρόγραμμα Phase2 υπολογίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 \right] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2$$

$$J_3 = \left(\sigma_{xx} - \frac{I_1}{3} \right) \left(\sigma_{yy} - \frac{I_1}{3} \right) \left(\sigma_{zz} - \frac{I_1}{3} \right) + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx} - \left(\sigma_{xx} - \frac{I_1}{3} \right) \tau_{yz}^2 - \left(\sigma_{yy} - \frac{I_1}{3} \right) \tau_{zx}^2 - \left(\sigma_{zz} - \frac{I_1}{3} \right) \tau_{xy}^2$$

$$\Theta = \frac{1}{3} \arcsin \left[-\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}} \right], \quad -\frac{\pi}{6} < \Theta < \frac{\pi}{6}$$

$$S = \sqrt{J_2}$$

$$S_{\max} = \frac{\sqrt{\left(1 + \frac{\tan \Theta}{\sqrt{3}}\right)^2 \left(\frac{m\sigma_c}{8}\right)^2 + \left(\frac{m\sigma_c I_1}{12} + \frac{s\sigma_c^2}{4}\right) - \frac{m\sigma_c}{8} \left(1 + \frac{\tan \Theta}{\sqrt{3}}\right)}}{\cos \Theta}$$

$$\text{strength factor} = \frac{S_{\max}}{S}$$

Επειδή στο Phase2 και οι τρεις κύριες τάσεις (σ_1 , σ_3 και σ_z) επιδρούν στο συντελεστή αντοχής, μπορεί να θεωρηθεί τρισδιάστατος. Για ελαστικά υλικά μπορεί να είναι μικρότερος της μονάδας ενώ για πλαστικά υλικά είναι πάντα μεγαλύτερος ή ίσος της μονάδας.

4.4.2. Προσομοίωση της εκσκαφής των κάθετων θαλάμων στη δισδιάστατη ανάλυση.

Με το πρόγραμμα Phase² πραγματοποιείται ανάλυση κατασκευών με πεπερασμένα στοιχεία σε δύο διαστάσεις. Η δισδιάστατη ανάλυση η οποία πραγματοποιείται με το συγκεκριμένο λογισμικό βασίζεται στην παραδοχή ότι η γεωμετρία της κατασκευής εκτείνεται στο άπειρο τόσο στη θετική όσο και στην αρνητική διεύθυνση του άξονα z (plain strain analysis). Η συγκεκριμένη παραδοχή έχει σαν αποτέλεσμα να λαμβάνεται υπόψη μόνο η εκσκαφή των οριζόντιων θαλάμων και να αγνοείται η επίδραση που έχει η εκσκαφή των κάθετων θαλάμων ως προς τη διατομή που αναλύεται. Επομένως μια τέτοια ανάλυση θα οδηγήσει σε λανθασμένα αποτελέσματα αφού υποεκτιμά σημαντικά την κατακόρυφη τάση η οποία ασκείται στους στύλους.

Για να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα της υποεκτίμησης της κάθετης τάσης που ασκείται στους στύλους, θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος αύξησης του ειδικού βάρους των υπερκείμενων σχηματισμών (Pariseau et al., 1979), η οποία επιτυγχάνει με έμμεσο τρόπο την προσομοίωση της εκσκαφής των κάθετων θαλάμων ως προς τη διατομή που αναλύεται.

Το προσαυξημένο ειδικό βάρος των υπερκείμενων σχηματισμών λόγω της δισδιάστατης ανάλυσης γ_{2D} προκύπτει από τη σχέση:

$$\gamma_{2D} = \gamma \cdot \left(1 + \frac{W_C}{L_P} \right) \quad (4.1)$$

όπου

γ : το αρχικό ειδικό βάρος των πετρωμάτων

γ_{2D} : το προσαυξημένο ειδικό βάρος των υπερκείμενων σχηματισμών λόγω της δισδιάστατης ανάλυσης.

W_C : το πλάτος του θαλάμου.

L_P : το μήκος του στύλου.

Έτσι υπολογίζεται το προσαρμοσμένο ειδικό βάρος των υπερκείμενων για καθένα από τα μοντέλα των πρότυπων στύλων που θα δημιουργηθούν για τις πέντε ομάδες αναλύσεων. Για την εκάστοτε ανάλυση που θα πραγματοποιηθεί το αρχικό ειδικό βάρος των πετρωμάτων θεωρείται ίσο με: $\gamma = 0,0265 \text{ MN/m}^3$.

4.4.3. Μέθοδος προσομοίωσης.

Η προσομοίωση της εκσκαφής των θαλάμων και της ενίσχυσης των στύλων στο πρόγραμμα Phase2 πραγματοποιείται σε έξι στάδια τα οποία είναι τα ακόλουθα:

- Το πρώτο στάδιο είναι το αρχικό εντατικό πεδίο, πριν από την εκσκαφή των θαλάμων.
- Στο δεύτερο στάδιο χαλαρώνεται η περιοχή του αριστερού θαλάμου που πρόκειται να εκσκαφθεί σε βαθμό ώστε να προκληθεί σύγκλιση του θαλάμου ίση με τη σύγκλιση που συμβαίνει μέχρι την τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης. Ο βαθμός χαλάρωσης της βραχομάζας υπολογίζεται μέσω των καμπυλών Panet για το σχηματισμό της εκάστοτε ανάλυσης (Καββαδάς, 2004). Η μέθοδος χαλάρωσης της βραχομάζας στηρίζεται στην αρχή ότι η μείωση του μέτρου ελαστικότητας από την αρχική τιμή (E_0) σε μια μικρότερη τιμή (E), στην περιοχή όπου πρόκειται να εκσκαφθεί ο θάλαμος, προκαλεί σύγκλιση του τοιχώματος του θαλάμου με τον ίδιο τρόπο που θα προκαλούσε η μείωση της εσωτερικής πίεσης από την αρχική τιμή (p_0) σε μια μικρότερη τιμή (p) κατά το βαθμό αποτόνωσης (λ). Ο τύπος που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας από την αρχική τιμή (E_0) σε μια μικρότερη τιμή (E) είναι ο ακόλουθος:

$$\frac{E}{E_0} = \frac{(1-2\nu) \cdot (1-\lambda)}{(1-2\nu) + \lambda} \quad (4.2)$$

Προκειμένου να προσδιοριστεί η απομείωση του μέτρου ελαστικότητας από την τιμή E_0 στην τιμή E για τη συγκεκριμένη βραχομάζα σχεδιάζεται σε λογισμικό φύλλο του Excel η καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης (Panet – Chern) της βραχομάζας με βάση της γεωτεχνικές παραμέτρους που χρησιμοποιούνται στην εκάστοτε ανάλυση. (Επειδή ο τύπος που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της σύγκλισης - αποτόνωσης αναφέρεται σε κυκλική διατομή και η διατομή του θαλάμου είναι ορθογωνική, υπολογίζεται ακτίνα κύκλου, ο οποίος έχει ισοδύναμο εμβαδό με τη διατομή του θαλάμου). Από την καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης της βραχομάζας με δεδομένο το βήμα προχώρησης υπολογίζεται ο συντελεστής αποτόνωσης στο συγκεκριμένο σημείο. Οι υπολογισμοί πραγματοποιούνται με την παραδοχή ότι τα μέτρα υποστήριξης τοποθετούνται 2m από το μέτωπο.

- Στο τρίτο στάδιο ολοκληρώνεται η εκσκαφή του αριστερού θαλάμου.
- Στο τέταρτο στάδιο χαλαρώνεται η περιοχή του δεξιού θαλάμου.

- Στο πέμπτο στάδιο ολοκληρώνεται η εκσκαφή του δεξιού θαλάμου και δημιουργείται ο στύλος. Για όλες τις αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν οι στύλοι θα έχουν τετραγωνική διατομή με σκοπό να υπάρχει περισσότερο ομοιόμορφη κατανομή τάσεων γύρω από το πέτρωμα.
- Τέλος, στο έκτο στάδιο τοποθετούνται τα μέτρα ενίσχυσης στο στύλο τα οποία θα προσομοιωθούν με την εφαρμογή πλευρικού φορτίου περιορισμού στο στύλο. Το πλευρικό φορτίο που ασκείται στο στύλο είναι ισοδύναμο με το φορτίο που ασκείται λόγω της τοποθέτησης προεντεταμένων συρματόσχοινων, για μια δεδομένη δύναμη προέντασης, σε δεδομένη διάταξη καννάβου όπως έχει προαναφερθεί.

4.4.4. Παράμετροι προσομοίωσης.

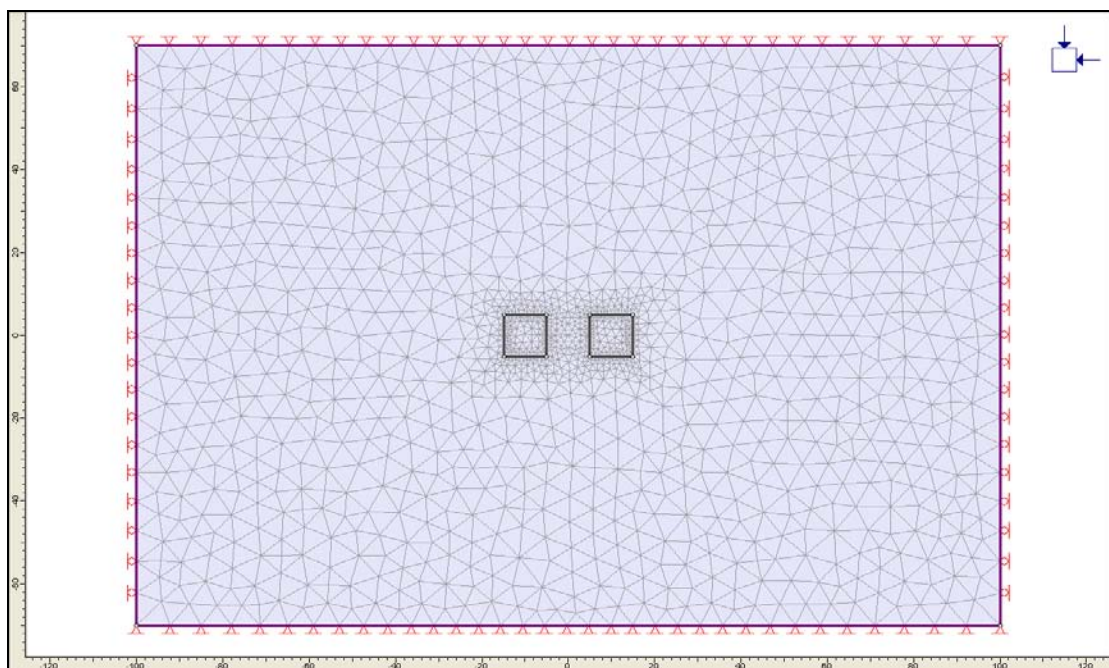
Η προσομοίωση της εκσκαφής, του στύλου και της ενίσχυσης του στύλου, για την εκάστοτε ανάλυση που θα πραγματοποιηθεί, γίνεται με βάση τα ακόλουθα στάδια:

- Σχεδιασμός των ορίων του περιβάλλοντος πετρώματος και της εκσκαφής των θαλάμων.
- Διακριτοποίηση της ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία (Σχήμα 4.2).
- Εισαγωγή των γεωτεχνικών παραμέτρων της βραχομάζας.
- Καθορισμός της αρχικής εντατικής κατάστασης. Για να γίνει ακριβέστερα η προσομοίωση, το τασικό πεδίο για την κάθε ανάλυση θα καθοριστεί μέσω των κυρίων τάσεων (Constant Field Stress), και θα αντιστοιχεί στις βαρυτικές τάσεις που ασκούνται στη θέση κατασκευής ($H = 65\text{m}$), για προσαυξημένο ειδικό βάρος (γ_{2D}) του πετρώματος, όπως προκύπτει με τη μέθοδο αύξησης του ειδικού βάρους λαμβάνοντας ως ειδικό βάρος (γ) του πετρώματος τα $0,0265 \text{ MN/m}^3$. Για όλες τις αναλύσεις το αρχικό τασικό πεδίο θεωρείται υδροστατικό ($K = 1$).
- Εισαγωγή του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο. Στους στύλους της Α', Β' και Γ' ομάδας αναλύσεων η ενίσχυση εισάγεται με την εφαρμογή πλευρικού φορτίου $0,12 \text{ MN} / \text{m}^2$ στο στύλο. Προκύπτει από την τοποθέτηση των συρματόσχοινων που προαναφέρθηκαν στο στύλο, σε κάναβο $1,5 \times 1,5\text{m}$, στα οποία έχει δοθεί προένταση ίση με $0,265 \text{ MN}$ (27 tn), δηλαδή στο μισό της φέρουσας ικανότητάς τους. Στους στύλους της Δ' ομάδας αναλύσεων το πλευρικό

φορτίο ενίσχυσης των στύλων Δ.1, Δ.2, Δ.3 και Δ.4 διαφοροποιείται, λαμβάνοντας τιμές 0,16, 0,12, 0,08 και 0,04 MN / m² αντίστοιχα. Η περιγραφή του τρόπου εφαρμογής αυτών των πλευρικών φορτίων θα πραγματοποιηθεί στη συνέχεια..

Τα πεπερασμένα στοιχεία που χρησιμοποιούνται έχουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- Mesh type: Graded
- Element type: 3 Noded Triangles
- Gradation Factor: 0.2
- Default Number of All Nodes on All Excavations: 100



Σχήμα 4.2. Μοντέλο πρότυπου στύλου στο Phase2.

4.4.5. Α' Ομάδα Αναλύσεων.

Η Α' ομάδα αναλύσεων πραγματοποιείται με σκοπό να εξεταστεί η συμπεριφορά της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση του λόγου πλάτους / ύψος του στύλου (W_p / H_p), η τιμή του οποίου θα μεταβάλλεται από τις πιο δυσμενείς στις πιο ευνοϊκές συνθήκες για το στύλο. Θα πραγματοποιηθεί παραμετρική ανάλυση για τις εξής τιμές του λόγου πλάτους / ύψος του στύλου:

- Ανάλυση A.1: $W_p / H_p = 1$.
- Ανάλυση A.2: $W_p / H_p = 1.5$.
- Ανάλυση A.3: $W_p / H_p = 2$.

Οι παραπάνω τιμές του λόγου πλάτους / ύψους των αναλύσεων A.1, A.2 και A.3 προκύπτουν θεωρώντας ως πλάτος W_p του στύλου τις τιμές 10m, 15m και 20m για την κάθε ανάλυση αντίστοιχα. Για τις τρεις αναλύσεις το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους θεωρείται σταθερό και λαμβάνει την τιμή $H = 65m$. Το ύψος του στύλου είναι $H_p = 10m$ και οι θάλαμοι έχουν πλάτος $W_T = 10m$.

Οι τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων της βραχομάζας για τις οποίες πραγματοποιείται η Α ομάδα αναλύσεων δίνονται ακολούθως:

- $UCS = 60 \text{ MPa}$
- $GSI = 50$
- $m_i = 10$
- $m_b = 1,667$
- $s = 0,0039$
- $a = 0,506$
- $E_o = 7746 \text{ MPa}$
- $E = 2654 \text{ MPa}$
- $GSI_r = 26$
- $m_r = 0,712$
- $s_r = 0,0003$
- $\alpha_r = 0,529$

Πίνακας 4.2. Αρχικό τασικό πεδίο Α' Ομάδας Αναλύσεων.

Ανάλυση Α.1	Ανάλυση Α.2	Ανάλυση Α.3
<ul style="list-style-type: none">• $\sigma_1 = 3,445 \text{ MPa}$• $\sigma_2 = 3,445 \text{ MPa}$• $\sigma_3 = 3,445 \text{ MPa}$	<ul style="list-style-type: none">• $\sigma_1 = 2,86 \text{ MPa}$• $\sigma_2 = 2,86 \text{ MPa}$• $\sigma_3 = 2,86 \text{ MPa}$	<ul style="list-style-type: none">• $\sigma_1 = 2,6 \text{ MPa}$• $\sigma_2 = 2,6 \text{ MPa}$• $\sigma_3 = 2,6 \text{ MPa}$

4.4.6. Β' Ομάδα Αναλύσεων.

Η Β' ομάδα αναλύσεων πραγματοποιείται με σκοπό να εξεταστεί η συμπεριφορά της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του άθικτου πετρώματος του στύλου (UCS). Θα πραγματοποιηθεί παραμετρική ανάλυση για τις εξής τιμές της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του άθικτου πετρώματος του στύλου (UCS):

- Ανάλυση Β.1: UCS = 60 MPa.
- Ανάλυση Β.2: UCS = 70 MPa.
- Ανάλυση Β.3: UCS = 80 MPa.

Για τις τρεις αναλύσεις το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους θεωρείται σταθερό και λαμβάνει την τιμή $H = 65\text{m}$. Οι στύλοι έχουν πλάτος $W_p = 10\text{m}$. Το ύψος των στύλων είναι $H_p = 10\text{m}$ και οι θάλαμοι έχουν πλάτος $W_r = 10\text{m}$.

Οι τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων της βραχομάζας για τις οποίες πραγματοποιείται η Β' ομάδα αναλύσεων δίνονται ακολούθως:

- GSI = 55.
- $m_i = 10$
- $m_b = 2,005$
- $s = 0,0067$
- $a = 0,504$
- GSI_r = 26

- $m_r = 0,712$
- $s_r = 0,0003$
- $\alpha_r = 0,529$

Πίνακας 4.3. Αρχική τιμή (E_0) και απομειωμένη τιμή (E) του μέτρου ελαστικότητας για τη Β' Ομάδα Αναλύσεων.

Ανάλυση Β.1	Ανάλυση Β.2	Ανάλυση Β.3
<ul style="list-style-type: none"> • $E_0 = 10330 \text{ MPa}$ • $E = 3490 \text{ MPa}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $E_0 = 11157 \text{ MPa}$ • $E = 3770 \text{ MPa}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $E_0 = 11927 \text{ MPa}$ • $E = 4030 \text{ MPa}$

Πίνακας 4.4. Αρχικό τασικό πεδίο Β' Ομάδας Αναλύσεων.

Ανάλυση Β.1	Ανάλυση Β.2	Ανάλυση Β.3
<ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_1 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_2 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_3 = 3,445 \text{ MPa}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_1 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_2 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_3 = 3,445 \text{ MPa}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_1 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_2 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_3 = 3,445 \text{ MPa}$

4.4.7. Γ' Ομάδα Αναλύσεων.

Η Γ' ομάδα αναλύσεων πραγματοποιείται με σκοπό να εξεταστεί η συμπεριφορά της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση του γεωλογικού δείκτη αντοχής της βραχομάζας (GSI). Θα πραγματοποιηθεί παραμετρική ανάλυση για τις εξής τιμές του GSI:

- Ανάλυση Γ.1: GSI = 50.
- Ανάλυση Γ.2: GSI = 60.
- Ανάλυση Γ.3: GSI = 70.

Για τις τρεις αναλύσεις το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους θεωρείται σταθερό και λαμβάνει την τιμή $H = 65\text{m}$. Οι στύλοι έχουν πλάτος $W_p = 10\text{m}$. Το ύψος των στύλων είναι $H_p = 10\text{m}$ και οι θάλαμοι έχουν πλάτος $W_r = 10\text{m}$. Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη

του άθικτου δοκιμίου του πετρώματος από το οποίο αποτελείται ο στύλος και για τις τρεις αναλύσεις είναι $UCS = 65 \text{ MPa}$.

Πίνακας 4.5. Παράμετροι σχεδιασμού Γ' Ομάδας Αναλύσεων.

Ανάλυση Γ.1	Ανάλυση Γ.2	Ανάλυση Γ.3
<ul style="list-style-type: none"> • $m_b = 1,667$ • $s = 0,0039$ • $a = 0,506$ • $E_o = 8060 \text{ MPa}$ • $E = 2763 \text{ MPa}$ • $GSI_r = 26$ • $m_r = 0,712$ • $s_r = 0,0003$ • $\alpha_r = 0,529$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $m_b = 2,397$ • $s = 0,0117$ • $a = 0,503$ • $E_o = 14337 \text{ MPa}$ • $E = 4913 \text{ MPa}$ • $GSI_r = 27$ • $m_r = 0,737$ • $s_r = 0,0003$ • $\alpha_r = 0,527$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $m_b = 3,425$ • $s = 0,0357$ • $a = 0,501$ • $E_o = 25495 \text{ MPa}$ • $E = 8737 \text{ MPa}$ • $GSI_r = 28$ • $m_r = 0,764$ • $s_r = 0,0003$ • $\alpha_r = 0,526$

Πίνακας 4.6. Αρχικό τασικό πεδίο Γ' Ομάδας Αναλύσεων.

Ανάλυση (Γ.1)	Ανάλυση (Γ.2)	Ανάλυση (Γ.3)
<ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_1 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_2 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_3 = 3,445 \text{ MPa}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_1 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_2 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_3 = 3,445 \text{ MPa}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_1 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_2 = 3,445 \text{ MPa}$ • $\sigma_3 = 3,445 \text{ MPa}$

4.4.8. Δ' Ομάδα Αναλύσεων.

Η Δ' ομάδα αναλύσεων πραγματοποιείται με σκοπό να εξεταστεί η συμπεριφορά της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση του πλευρικού φορτίου που ασκείται στο στύλο λόγω της ενίσχυσης. Συνεπώς, θα πραγματοποιηθεί παραμετρική ανάλυση για τις εξής τιμές πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο:

- Ανάλυση Δ.1: Πλευρικό φορτίο στο στύλο = $0,16 \text{ MN} / \text{m}^2$. Προκύπτει από την τοποθέτηση συρματόσχοινων, όπως έχει προαναφερθεί, στα οποία έχει δοθεί προένταση ίση με $0,265 \text{ MN}$ (27 tn), σε κάναβο $1,3 \times 1,3 \text{ m}$.
- Ανάλυση Δ.2: Πλευρικό φορτίο στο στύλο = $0,12 \text{ MN} / \text{m}^2$. Προκύπτει από την τοποθέτηση συρματόσχοινων, όπως έχει προαναφερθεί, στα οποία έχει δοθεί προένταση ίση με $0,265 \text{ MN}$ (27 tn), σε κάναβο $1,5 \times 1,5 \text{ m}$.
- Ανάλυση Δ.3: Πλευρικό φορτίο στο στύλο = $0,08 \text{ MN} / \text{m}^2$. Προκύπτει από την τοποθέτηση συρματόσχοινων, στα οποία έχει δοθεί προένταση ίση με $0,18 \text{ MN}$ ($2/3 \times 27 \text{ tn}$), σε κάναβο $1,5 \times 1,5 \text{ m}$.
- Ανάλυση Δ.4: Πλευρικό φορτίο στο στύλο = $0,04 \text{ MN} / \text{m}^2$. Προκύπτει από την τοποθέτηση συρματόσχοινων, στα οποία έχει δοθεί προένταση ίση με $0,09 \text{ MN}$ ($1/3 \times 27 \text{ tn}$), σε κάναβο $1,5 \times 1,5 \text{ m}$.

Για τις αναλύσεις Δ.1, Δ.2, Δ.3 και Δ.4 θεωρείται ότι το πέτρωμα του προς εξέταση στύλου έχει τα ακόλουθα γεωμηχανικά χαρακτηριστικά:

- $UCS = 60 \text{ MPa}$.
- $GSI = 55$.
- $m_i = 10$
- $m_b = 2,005$
- $s = 0,0067$
- $a = 0,504$
- $GSI_r = 26$
- $m_r = 0,712$
- $s_r = 0,0003$
- $\alpha_r = 0,529$
- $E_o = 10330 \text{ MPa}$
- $E = 3490 \text{ MPa}$

Οι στύλοι έχουν πλάτος $W_p = 10\text{m}$. Το ύψος των στύλων είναι $H_p = 10\text{m}$ και οι θάλαμοι έχουν πλάτος $W_r = 10\text{m}$. Το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους θεωρείται σταθερό και λαμβάνει την τιμή $H = 65\text{m}$.

Επιπλέον, για να αξιολογηθεί η επίδραση της ενίσχυσης εξετάζεται η ποσοστιαία μεταβολή του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης. Δηλαδή:

$$\Delta SF \% = \frac{SF_{\text{μετά την ενίσχυση}} - SF_{\text{πριν την ενίσχυση}}}{SF_{\text{πριν την ενίσχυση}}} \% \quad (4.3)$$

όπου: $\Delta SF \%$: Η τιμή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ.

$SF_{\text{μετά την ενίσχυση}}$: Ο ΣΑ μετά την ενίσχυση στο στύλο.

$SF_{\text{πριν την ενίσχυση}}$: Ο ΣΑ πριν την ενίσχυση στο στύλο.

Η ποσοστιαία μεταβολή του ΣΑ ($\Delta SF\%$) μπορεί να προβληθεί στο Phase2 ως εξής:

Αρχικά, επιλέγεται: Data→ Stage Settings και στο παράθυρο που εμφανίζεται εισάγονται:

Visible Stage→ Stage 6 (Στάδιο εφαρμογής της ενίσχυσης) και

Reference Stage→ Stage 5 (Στάδιο πριν την ενίσχυση).

Στη συνέχεια, μέσω της επιλογής: Data→ Define User Data, εισάγεται η εξίσωση

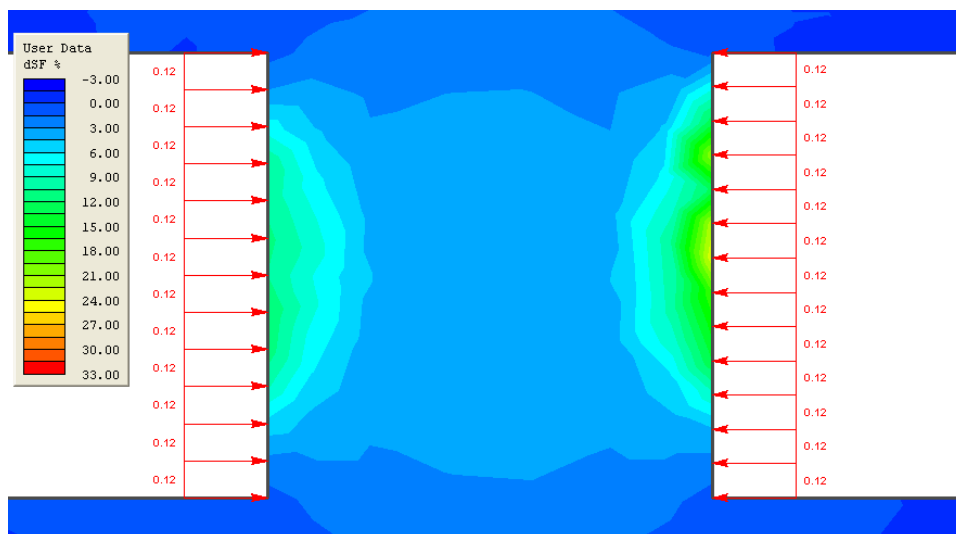
$$dSF \% : \quad \boxed{100*((dsf)/(rsf))} \quad (4.4)$$

όπου: dsf: (τιμή του ΣΑ μετά την ενίσχυση) - (τιμή του ΣΑ πριν την ενίσχυση), ($SF_{\text{stage6}} - SF_{\text{stage5}}$).

rsf: τιμή του ΣΑ πριν την ενίσχυση (SF_{stage5}).

Τέλος, για να προβληθεί η ποσοστιαία μεταβολή του ΣΑ (Σχήμα 4.4)

επιλέγεται: 



Σχήμα 4.4. Ποσοστιαία μεταβολή του ΣΑ ($\Delta SF\%$) του στύλου λόγω της ενίσχυσης.

4.5.1. Αποτελέσματα Α΄ Ομάδας Αναλύσεων

- **Ανάλυση (Α.1)**

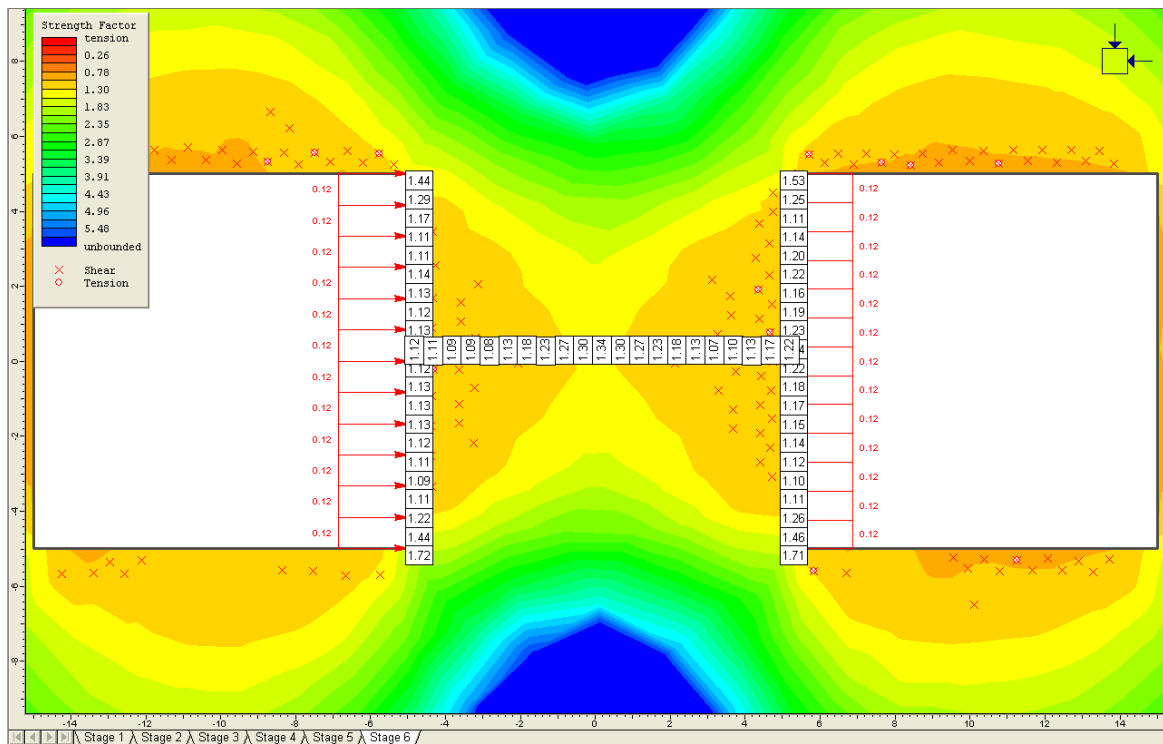
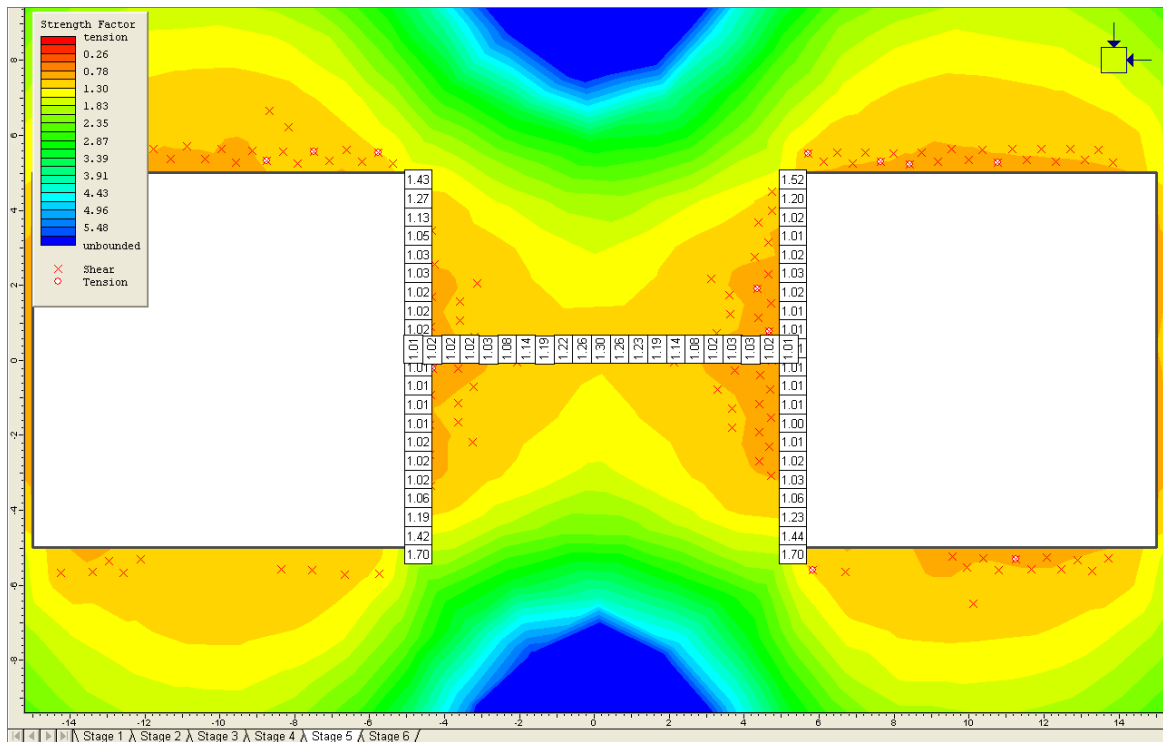
Στην συγκεκριμένη ανάλυση παρατηρείται (Σχήμα 4.5α) διαρροή στοιχείων σε μεγάλο βαθμό στις παρειές του στύλου, περίπου στο μέσο των πλευρών του, όπου και ο ΣΑ λαμβάνει τη χαμηλότερη τιμή του (1,01). Επιπλέον, παρατηρείται, όπως είναι αναμενόμενο, διαφοροποιήσεις του συντ. αντοχής κατά πλάτος του στύλου. Στο κεντρικό τμήμα του ο ΣΑ λαμβάνει τιμή ίση με 1,30.

Το σχήμα 4.5β παρουσιάζει το συντελεστή αντοχής του στύλου στο στάδιο εφαρμογής του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο. Όπως φαίνεται, τα μέτρα ενίσχυσης, γενικά, δεν επιδρούν στην εμφάνιση της αστοχίας, αλλά στον περιορισμό των συνεπειών της.

Έτσι, ο ΣΑ του στύλου στο μέσο περίπου του ύψους του από 1,01 έχει αυξηθεί σε 1,13 στην αριστερή πλευρά, τιμή η οποία εντοπίζεται στα 4m και στα 6m περίπου από την οροφή, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου σε 1,24, στα 4,5m περίπου από την οροφή. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,30 αυξήθηκε σε 1.34.

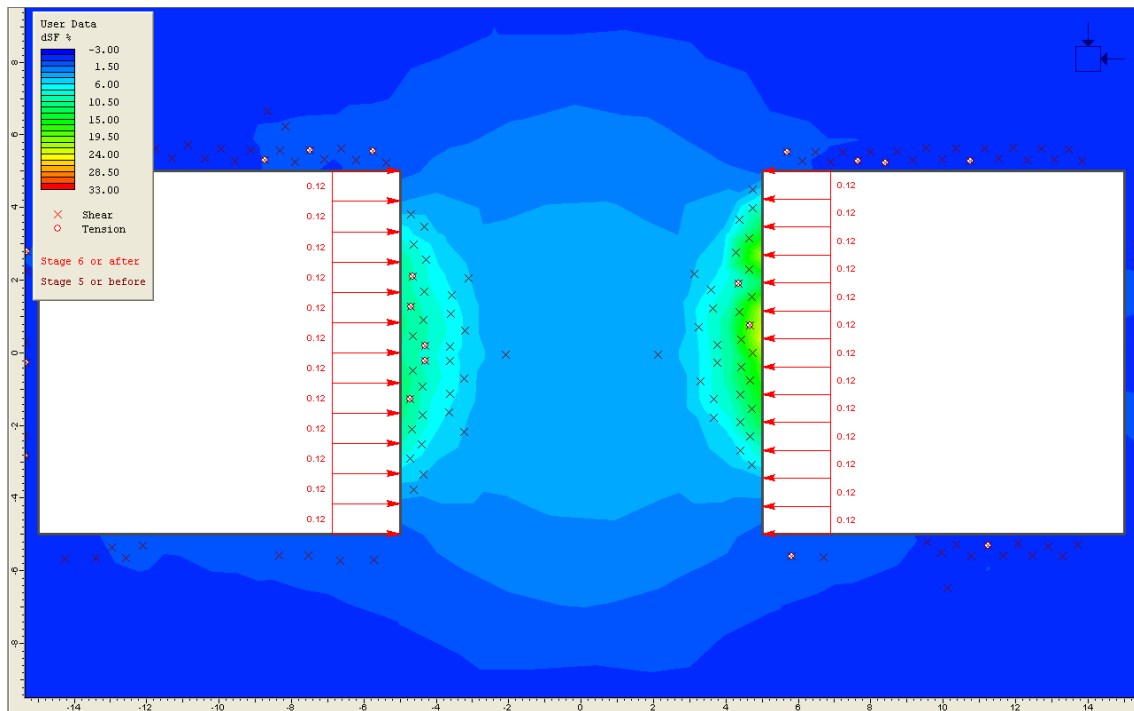
Στο Σχήμα 4.6 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου Α.1 λόγω της ενίσχυσης.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.7 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση. Στον οριζόντιο άξονα του διαγράμματος, η μέτρηση ξεκινά από την αριστερή πλευρά του στύλου, συνεχίζει προχωρώντας στο κέντρο του και καταλήγει στη δεξιά πλευρά του.

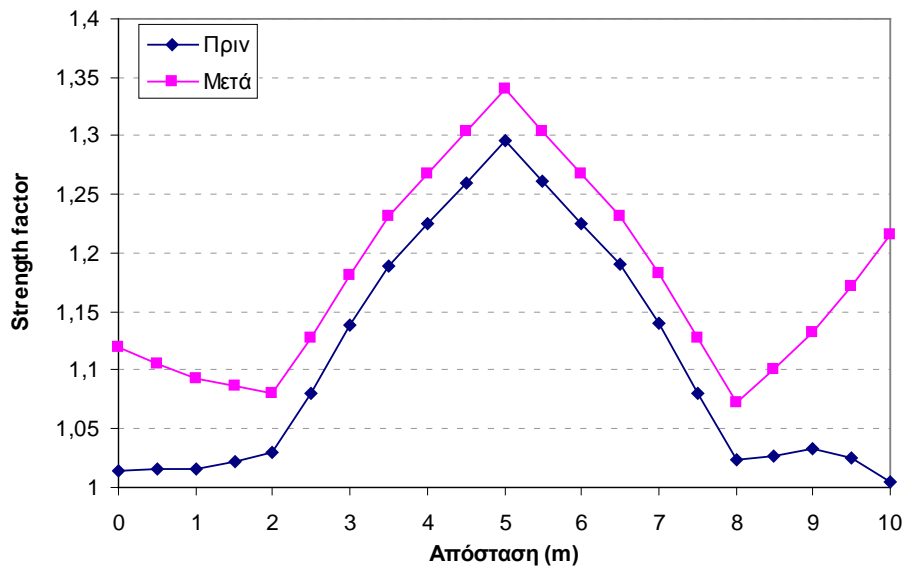


Σχήμα 4.5α,β. Συντελεστής αντοχής *Strength Factor* του στόλου (A.1) πριν και μετά την ενίσχυση.

Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.8 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα.



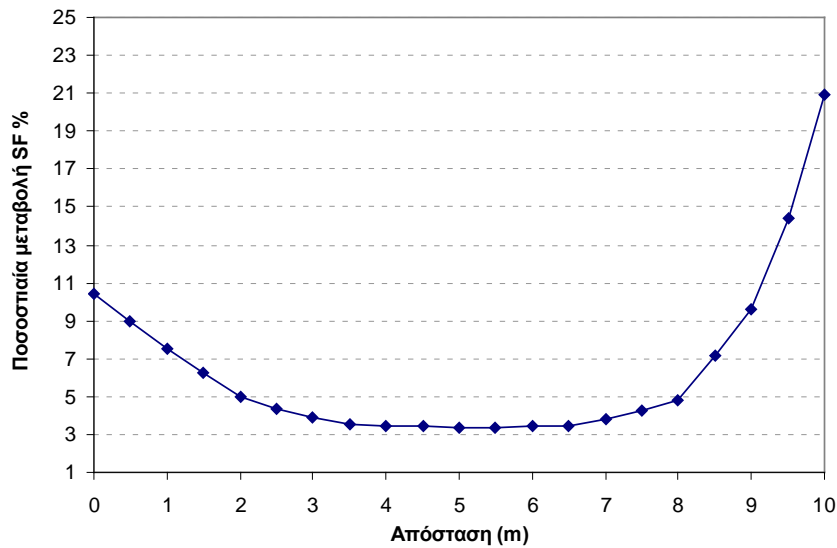
Σχήμα 4.6. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (A.1).



Σχήμα 4.7. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.1), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

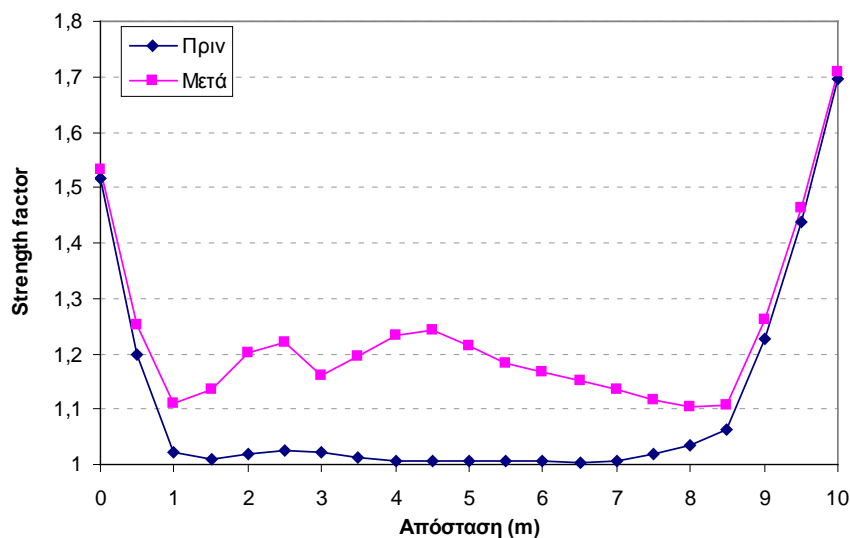
Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.8 η ενίσχυση έχει μεγαλύτερη επίδραση στις πλευρές του στύλου, όπου και παρατηρείται διαρροή, και μικρότερη στο κέντρο του. Έτσι, ο ΣΑ αυξήθηκε κατά 10,4 % στο μέσον της αριστερής πλευράς του στύλου, και κατά 21%

περίπου στο μέσο της δεξιάς πλευράς του, όπου παρατηρείται και η μεγαλύτερη μεταβολή. Για το κεντρικό τμήμα του στύλου η αύξηση του ΣΑ είναι 3,4 %.



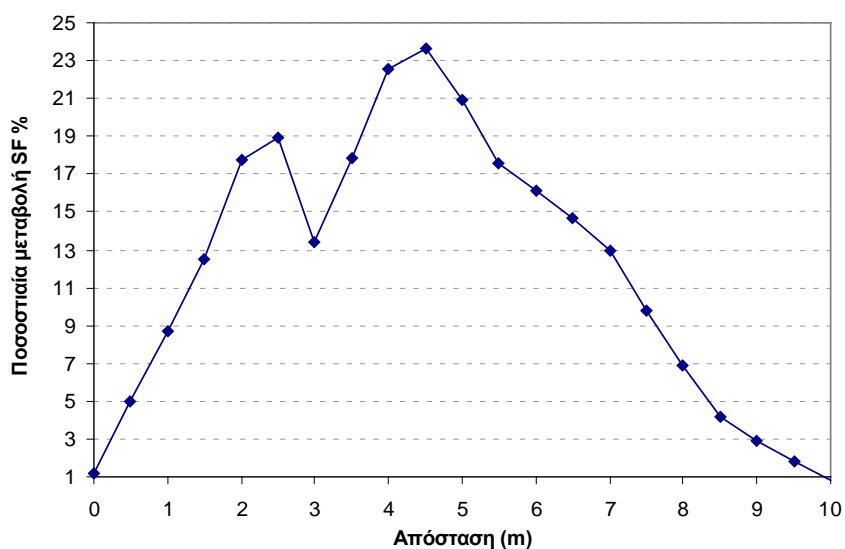
Σχήμα 4.8. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.1), στο μέσο του.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.9 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση. Στον οριζόντιο άξονα του διαγράμματος, η μέτρηση ξεκινά από την γωνία του στύλου με την οροφή, συνεχίζει προχωρώντας στο μέσο της πλευράς και καταλήγει στην γωνία του στύλου με το δάπεδο. Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.10 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα.



Σχήμα 4.9. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (A.1) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

Σύμφωνα με το διάγραμμα η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση στο μέσο της πλευράς του όπου και ο ΣΑ έχει αυξηθεί μέχρι και κατά 23,6 %.



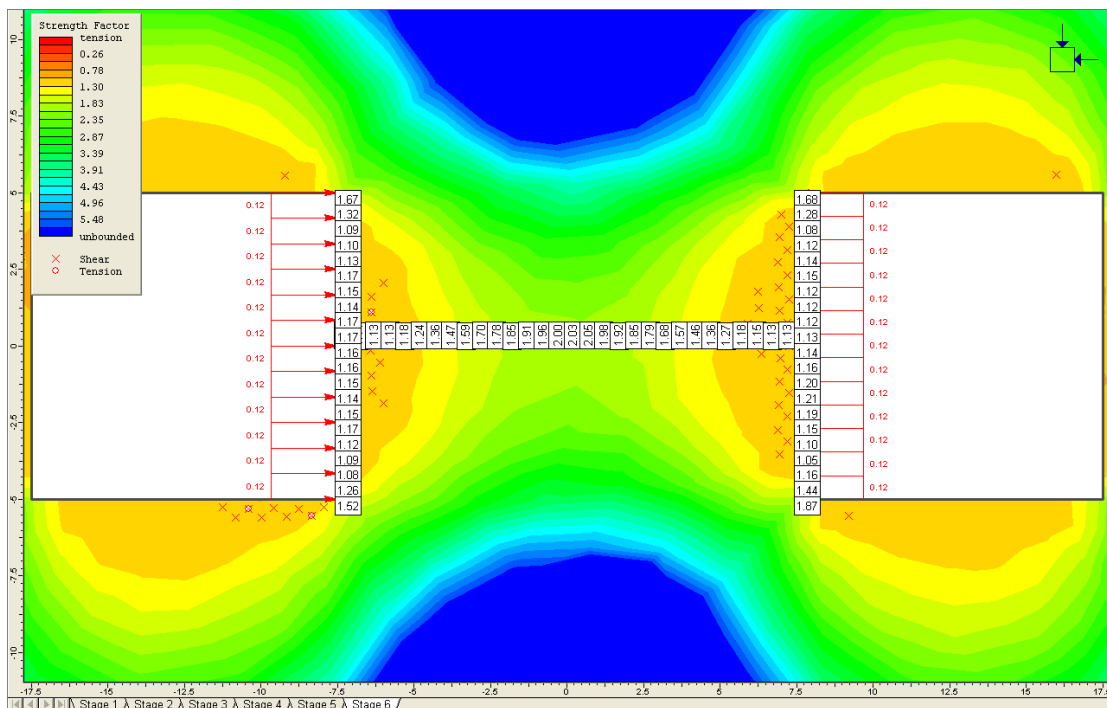
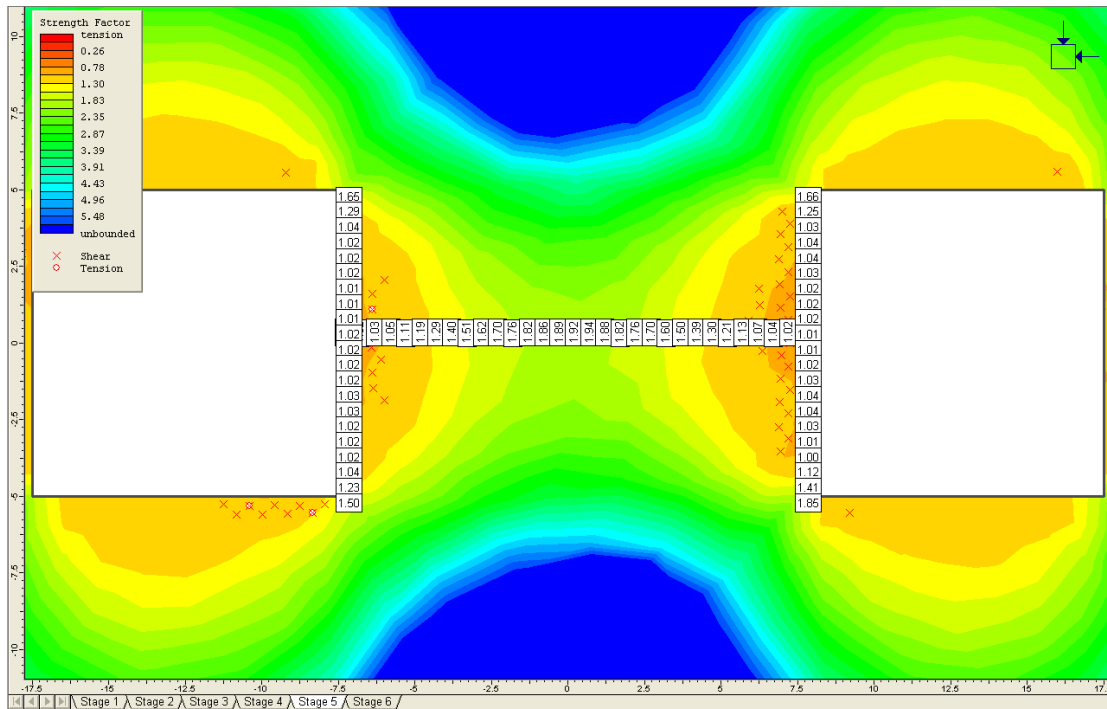
Σχήμα 4.10. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (A.1).

Συνεπώς, όπως προκύπτει από την ανάλυση A.1, η αύξηση του ΣΑ του στύλου λόγω της ενίσχυσης κυμαίνεται από 3,4 % για το κεντρικό του τμήμα έως 23,6 % για την πλευρική του επιφάνεια. Η μέση αύξηση του ΣΑ είναι 13,5 %.

- **Ανάλυση (A.2)**

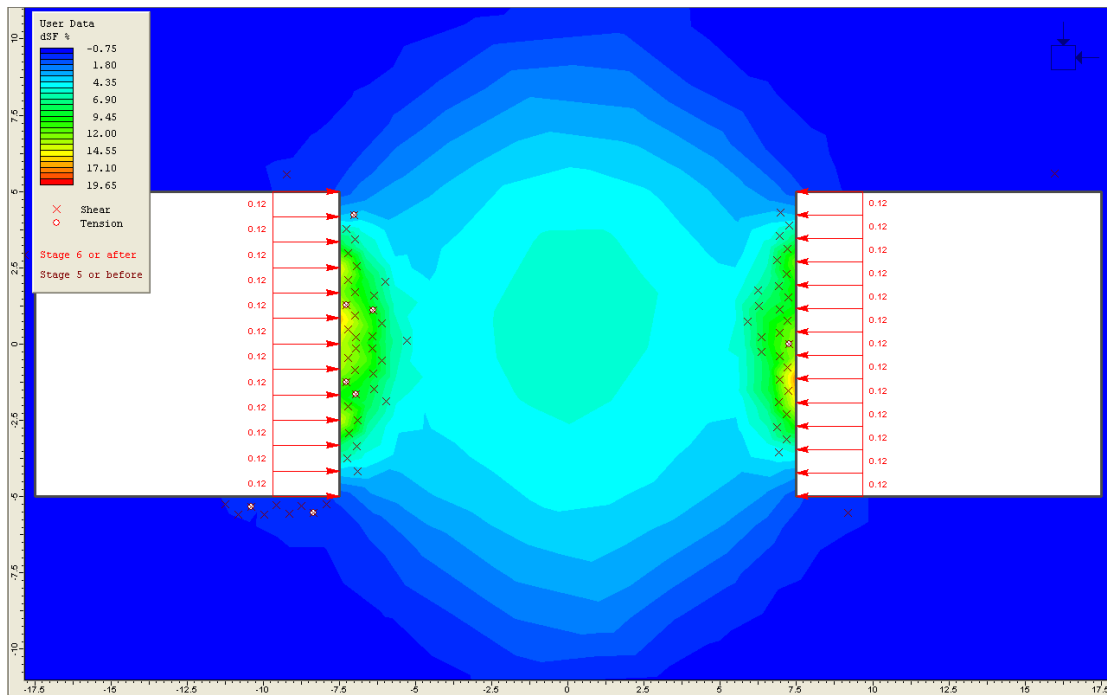
Τα πεπερασμένα στοιχεία του στύλου που έχουν διαρρεύσει στην πλευρική επιφάνεια του στύλου της συγκεκριμένης ανάλυσης (Σχήμα 4.11α) είναι λιγότερα σε σχέση με την ανάλυση A.1. Ωστόσο και εδώ η χαμηλότερη τιμή του ΣΑ για το στύλο είναι 1,01 και παρατηρείται περίπου στο μέσο των πλευρών του. Επιπλέον, παρατηρούνται διαφοροποιήσεις του ΣΑ κατά πλάτος του στύλου, και καταλήγοντας στο κεντρικό τμήμα του λαμβάνει τιμή ίση με 1,94, η οποία είναι αρκετά υψηλότερη από την αντίστοιχη τιμή της προηγούμενης ανάλυσης ($W_p / H_p = 1$) για το κέντρο του στύλου. Αυτό οφείλεται στο μεγαλύτερο λόγο πλάτους / ύψους ($W_p / H_p = 1,5$) του στύλου, που έχει ως συνέπεια να αυξάνεται ο πλευρικός περιορισμός και συνεπώς η αντοχή στο κεντρικό τμήμα του. Το Σχήμα 4.11β παρουσιάζει το ΣΑ μετά την ενίσχυση στο στύλο. Ο ΣΑ στο μέσο περίπου του ύψους του στύλου, από 1,01 έχει αυξηθεί σε 1,17 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη

δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,03 αυξήθηκε σε 1,20, στα 6m περίπου από την οροφή. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,94 αυξήθηκε σε 2,05.



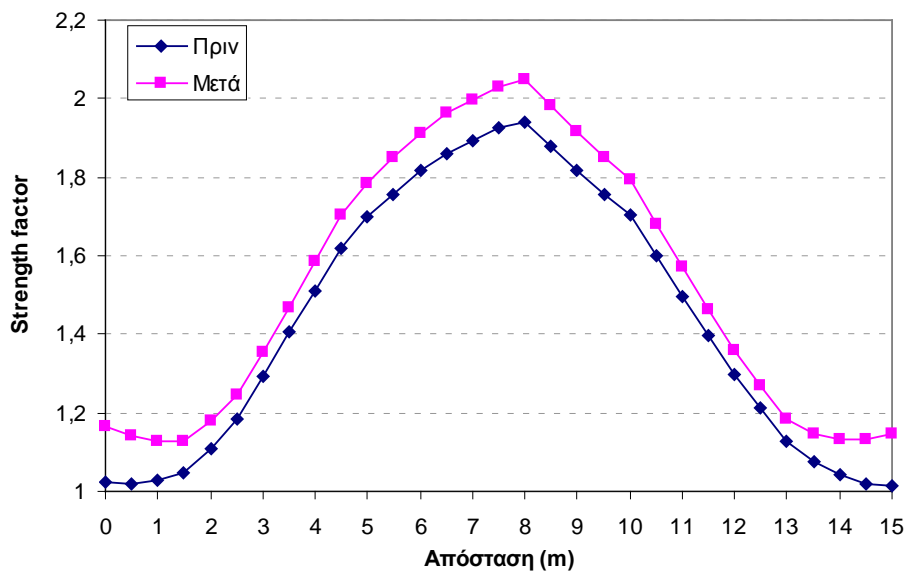
Σχήμα 4.11α,β. Συντελεστής αντοχής *Strength Factor* του στύλου (A.2) πριν και μετά την ενίσχυση.

Στο Σχήμα 4.12 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου A.2 λόγω της ενίσχυσης.



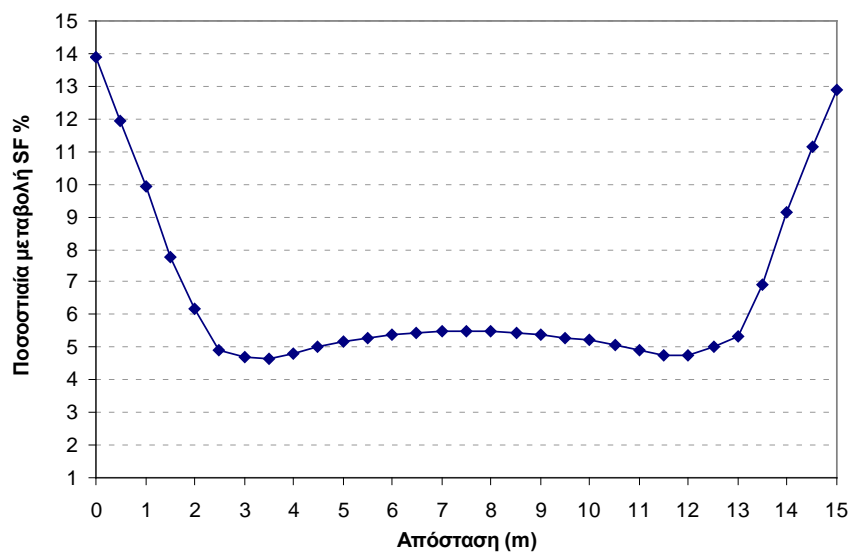
Σχήμα 4.12. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (A.2).

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.13 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση.



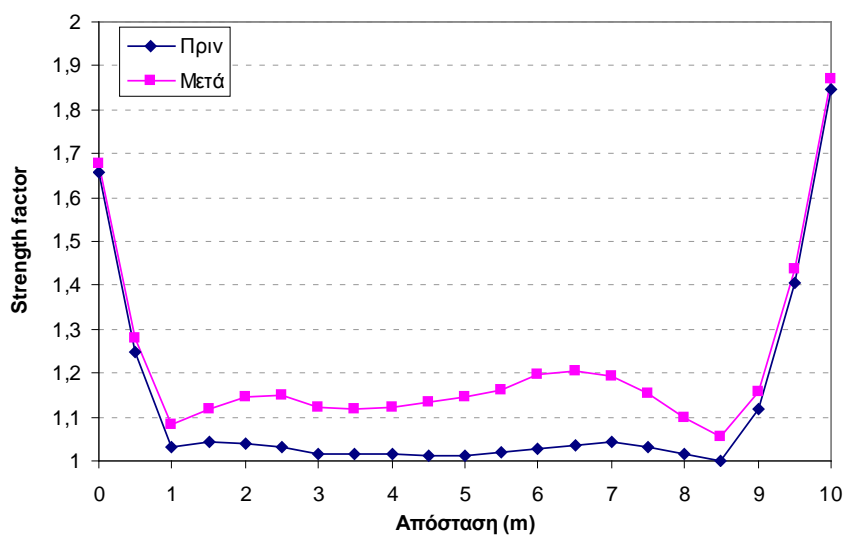
Σχήμα 4.13. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.2), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.14, όπως και στην προηγούμενη ανάλυση, η ενίσχυση έχει μεγαλύτερη επίδραση στις πλευρές του στύλου, καθώς ο ΣΑ αυξήθηκε κατά 14 % στο μέσον της αριστερής πλευράς και κατά 13 % στο μέσο της δεξιάς πλευράς του. Η αύξηση του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης στο κέντρο του στύλου είναι 5,5 % περίπου.



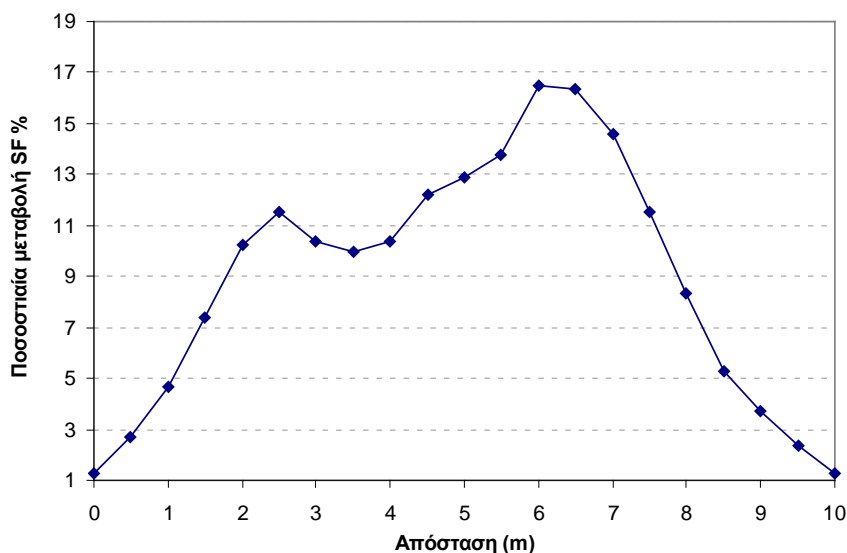
Σχήμα 4.14. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.2), στο μέσο του.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.15 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση, ενώ στο σχήμα 4.16 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα αντίστοιχα.



Σχήμα 4.15. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (A.2) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

Σύμφωνα με το διάγραμμα η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση στο μέσο της πλευράς του όπου και ο ΣΑ έχει αυξηθεί μέχρι και κατά 16,5 %, ενώ στις γωνίες του στύλου με την οροφή και το δάπεδο η αύξηση του ΣΑ είναι μόνο 1,3%.



Σχήμα 4.16. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Α.2).

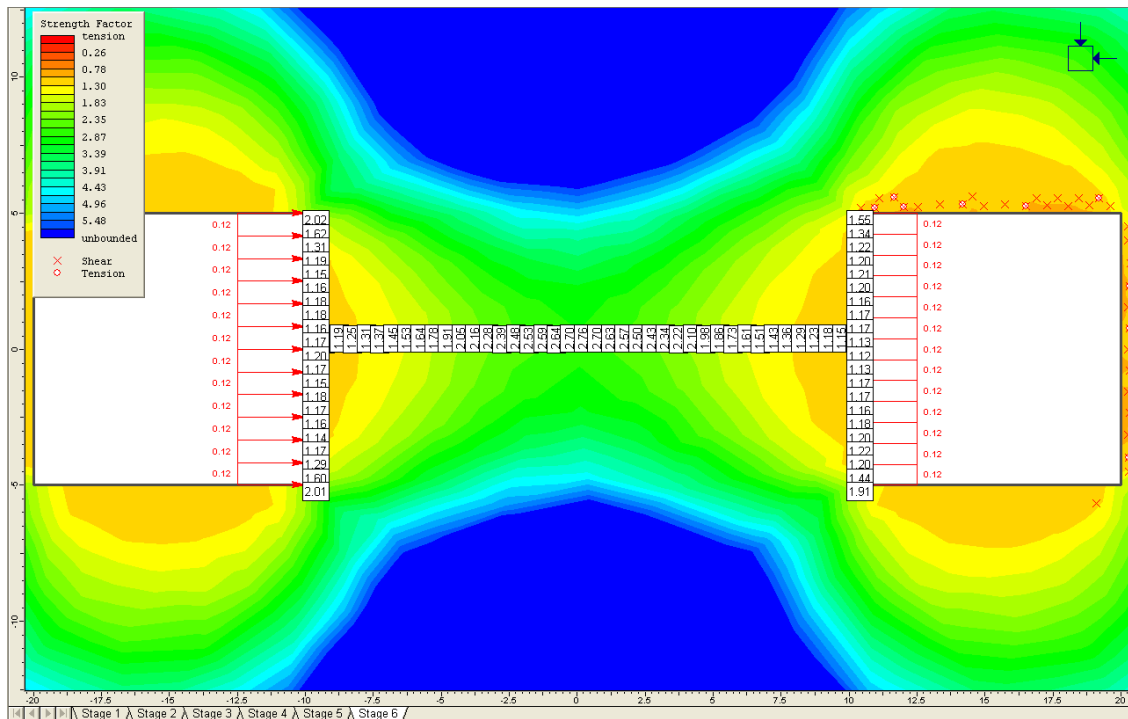
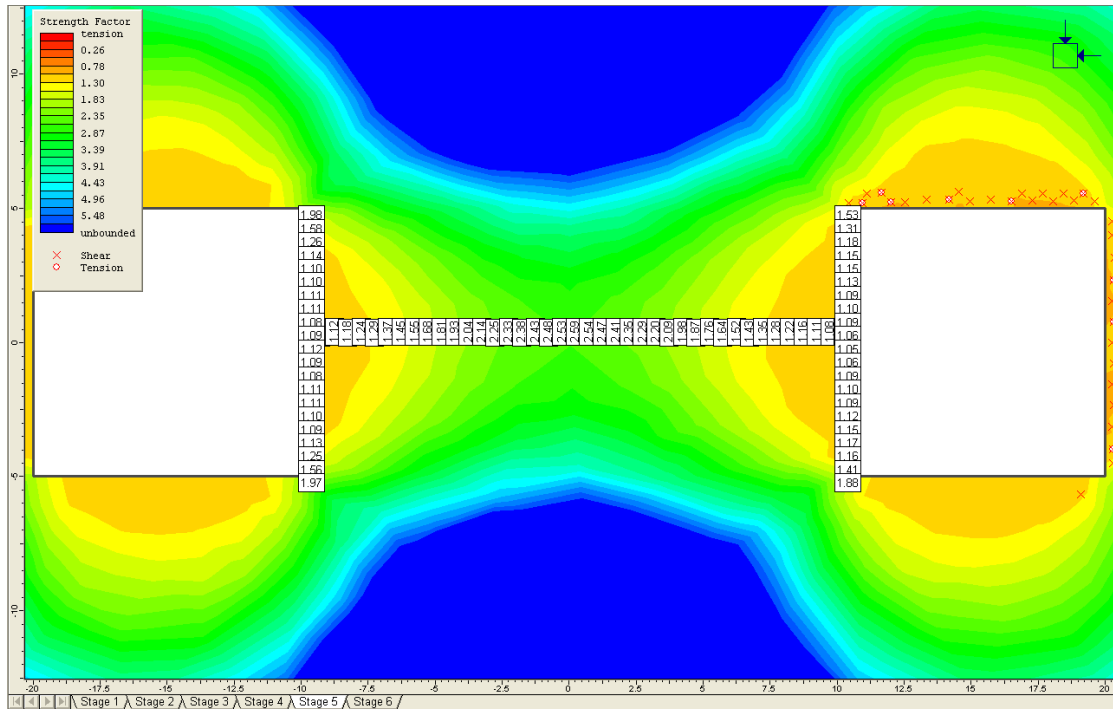
Όπως προκύπτει από την ανάλυση Α.2, η αύξηση του ΣΑ του στύλου λόγω της ενίσχυσης κυμαίνεται από 5,5 % για το κεντρικό του τμήμα έως 16,5 % για την πλευρική του επιφάνεια. Η μέση ποσοστιαία αύξηση του ΣΑ είναι 11,5%.

- **Ανάλυση (Α.3)**

Στη συγκεκριμένη ανάλυση (σχήμα 4.17α) δεν παρατηρείται καμία διαρροή πεπερασμένων στοιχείων στο στύλο. Η χαμηλότερες τιμές του ΣΑ παρατηρούνται περίπου στο μέσο των πλευρών του, 1,08 και 1,05 για την αριστερή και τη δεξιά πλευρά αντίστοιχα. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ λαμβάνει την τιμή 2,59 η οποία είναι αρκετά υψηλότερη από τις αντίστοιχες τιμές των δύο προηγούμενων αναλύσεων. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ο λόγος πλάτους / ύψους του στύλου ($W_p / H_p = 2$) είναι μεγαλύτερος σε σχέση με τις δύο προηγούμενες αναλύσεις, με αποτέλεσμα ο αυξημένος πλευρικός περιορισμός να αυξάνει σημαντικά την αντοχή του κεντρικού τμήματός του.

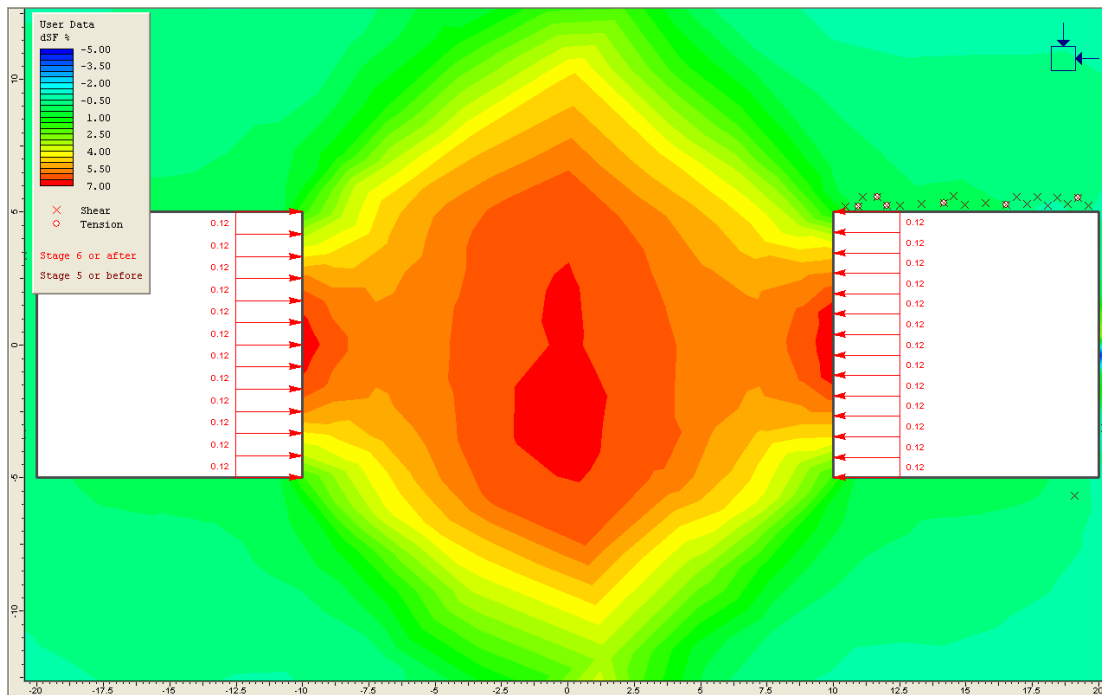
Το σχήμα 4.17β παρουσιάζει το ΣΑ του στύλου στο στάδιο εφαρμογής του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο. Ο ΣΑ στο μέσο περίπου του ύψους του στύλου από 1,12

έχει αυξηθεί σε 1,20 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,09 αυξήθηκε σε 1,17, στα 4m από την οροφή. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 2,59 αυξήθηκε σε 2,76.



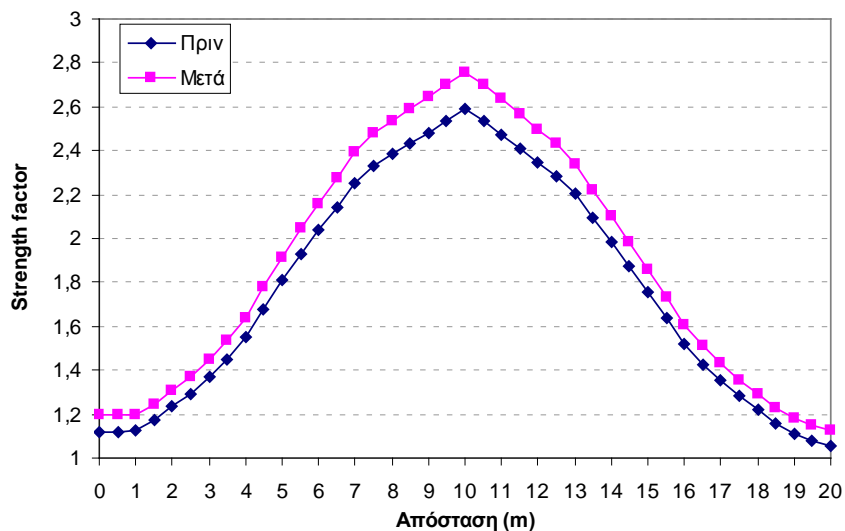
Σχήμα 4.17α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Α.3) πριν και μετά την ενίσχυση.

Στο Σχήμα 4.18 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου A.3 λόγω της ενίσχυσης.

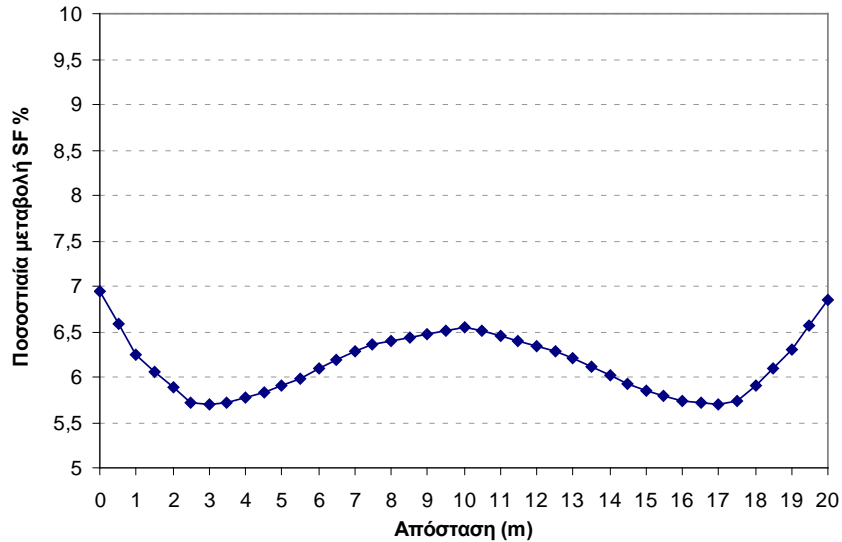


Σχήμα 4.18. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (A.3).

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.19 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση. Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.20 δίνονται για το ίδιο τμήμα οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης.



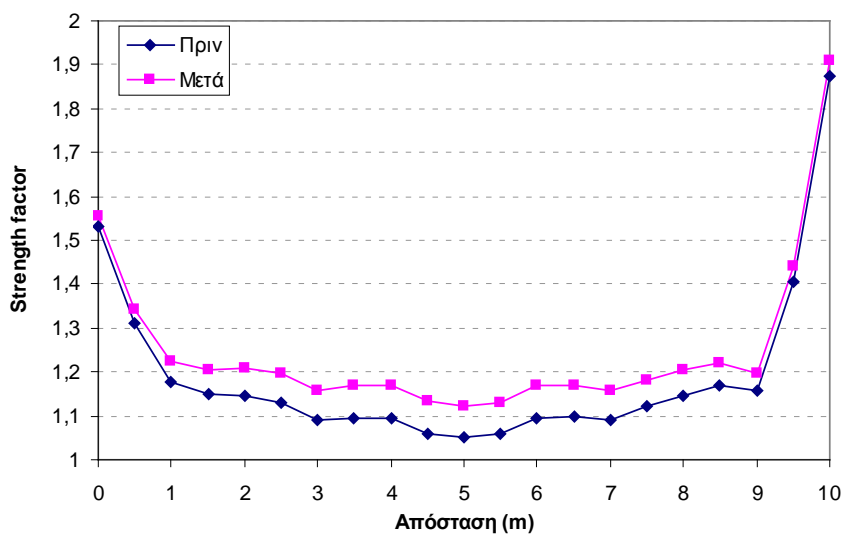
Σχήμα 4.19. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.3), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



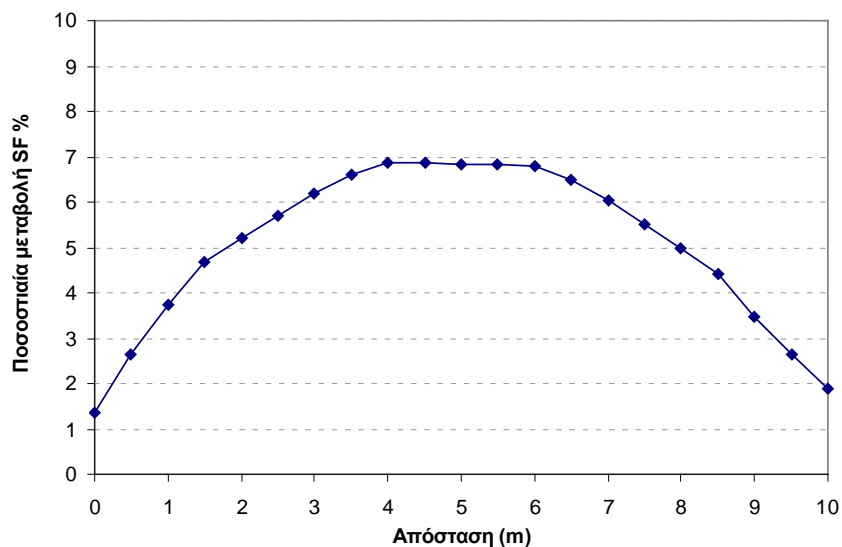
Σχήμα 4.20. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (A.3), στο μέσο του.

Σύμφωνα με το διάγραμμα και αντίθετα με τις δύο προηγούμενες αναλύσεις, εδώ δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφοροποιήσεις της ποσοστιαίας αύξησης του ΣΑ κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του. Έτσι ο ΣΑ αυξάνεται κατά 7 % περίπου πλευρικά και κατά 6,5 % στο κέντρο του στύλου.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.21 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση. Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.22 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα.



Σχήμα 4.21. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (A.3) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



Σχήμα 4.22. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (A.3).

Σύμφωνα με το διάγραμμα η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση στο μέσο της πλευράς του όπου και ο ΣΑ έχει αυξηθεί μέχρι και κατά 7 %, ενώ στις γωνίες του στύλου με την οροφή και το δάπεδο η αύξηση του ΣΑ είναι μόνο 1,5%.

Συνεπώς, όπως προκύπτει από την ανάλυση A.3, η ενίσχυση επιτυγχάνει μια μέση αύξηση του ΣΑ του στύλου περίπου 6,5%.

4.5.1.1. Σχολιασμός - Σύγκριση A.1, A.2, A.3.

Ο Πίνακας 4.7 παρουσιάζει συνοπτικά τα αποτελέσματα της Α΄ Ομάδας Αναλύσεων.

Πίνακας 4.7. Αποτελέσματα Α΄ Ομάδας Αναλύσεων.

	Ποσοστιαία αύξηση ΣΑ (ΔSF %)	
	Παρειές	Κέντρο
A.1	23,6 %	3,6 %
A.2	16,5 %	5,5 %
A.3	7 %	6,5 %

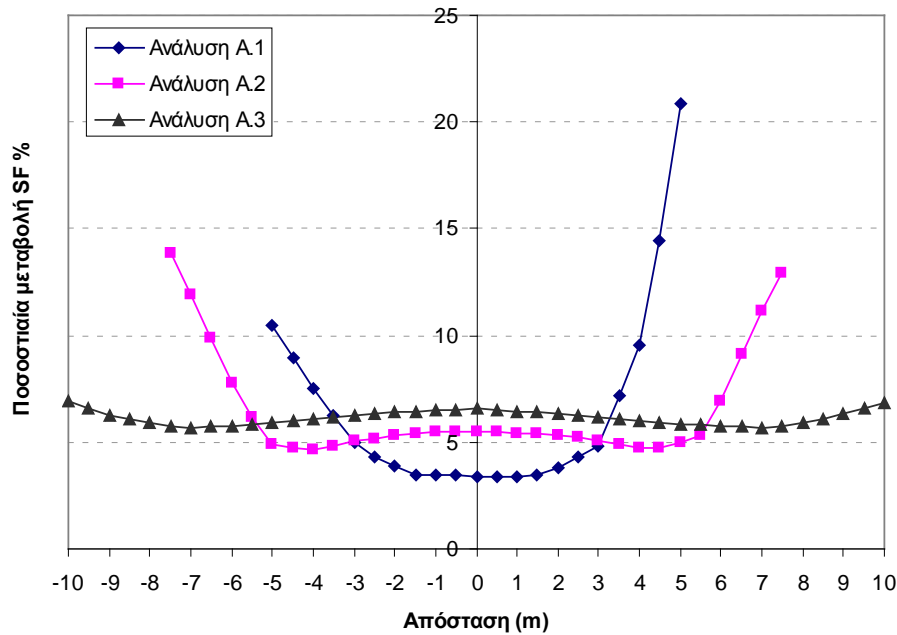
Από τα αποτελέσματα της Α΄ Ομάδας Αναλύσεων προκύπτει ότι η συμπεριφορά της ενίσχυσης επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό από τη διαφοροποίηση του λόγου W_p / H_p του στύλου.

Παρατηρήθηκε ότι με την αύξηση του λόγου W_p / H_p του στύλου επιτυγχάνεται μια γενική βελτίωση των συνθηκών ευστάθειας του στύλου. Αυτό όμως έχει ως επακόλουθο να διαφοροποιείται ο τρόπος που επιδρά η ενίσχυση στο στύλο. Επομένως, για μικρό λόγο W_p / H_p η διαρροή στο στύλο (κυρίως στην πλευρική επιφάνειά του) είναι μεγαλύτερη. Έτσι, όταν υπάρχει διαρροή η πλευρική πίεση της ενίσχυσης κατανέμεται (πηγαίνει) κυρίως στις πλευρές του στύλου, ενώ η επίδραση της είναι πολύ μικρότερη στο κεντρικό του τμήμα (ίσως η πίεση λόγω των τριβών να μην φτάνει στο κέντρο). Αντίθετα, όταν δεν υπάρχει διαρροή στις πλευρές του στύλου το πλευρικό φορτίο πηγαίνει και ενισχύει κυρίως τον πυρήνα του στύλου.

Στην περίπτωση που παρατηρείται διαρροή στις πλευρές του στύλου (Αναλύσεις Α.1, Α.2), η ενίσχυση παρουσιάζει διαφοροποιήσεις κατά πλάτος του στύλου, επιδρώντας κυρίως στην πλευρική επιφάνεια του, αυξάνοντας το ΣA ως και κατά 23,6 % στην ανάλυση Α.1 και 16,5 % στην ανάλυση Α.2. Αντίθετα, η επίδραση της ενίσχυσης στο κεντρικό τμήμα του στύλου των δυο αναλύσεων είναι μειωμένη (3,4 % και 5,5 % αντίστοιχα).

Στην ανάλυση Α.3 όπου ο στύλος δεν παρουσιάζει διαρροή προκύπτει το συμπέρασμα ότι η ενίσχυση δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες διαφοροποιήσεις κατά πλάτος του στύλου επιτυγχάνοντας μια γενική αύξηση του ΣA του κατά 6,5 %.

Το Σχήμα 4.23 παρουσιάζει τα συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των αναλύσεων Α.1, Α.2 και Α.3, αναφορικά με τον τρόπο που επιδρά η ενίσχυση κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του. Από το διάγραμμα προκύπτει το συμπέρασμα ότι η αύξηση του λόγου W_p / H_p του στύλου, έχει ως επακόλουθο τη μείωση της επίδρασης της ενίσχυσης στις πλευρές του ενώ αντίθετα αυξάνεται η επίδραση της ενίσχυσης στο κέντρο του στύλου. Αξίζει να αναφερθεί ότι στο στύλο Α.1 το κέντρο βρίσκεται σε απόσταση 5m από τις πλευρές του, ενώ στους στύλους Α.2 και Α.3 το κέντρο απέχει 7,5m και 10m αντίστοιχα από τις πλευρές. Παρόλα αυτά στις αναλύσεις Α.2 και Α.3 η επίδραση της ενίσχυσης, όσον αφορά το κέντρο του στύλου, είναι αυξημένη κατά 52% και 80% αντίστοιχα σε σχέση με την ανάλυση Α.1.

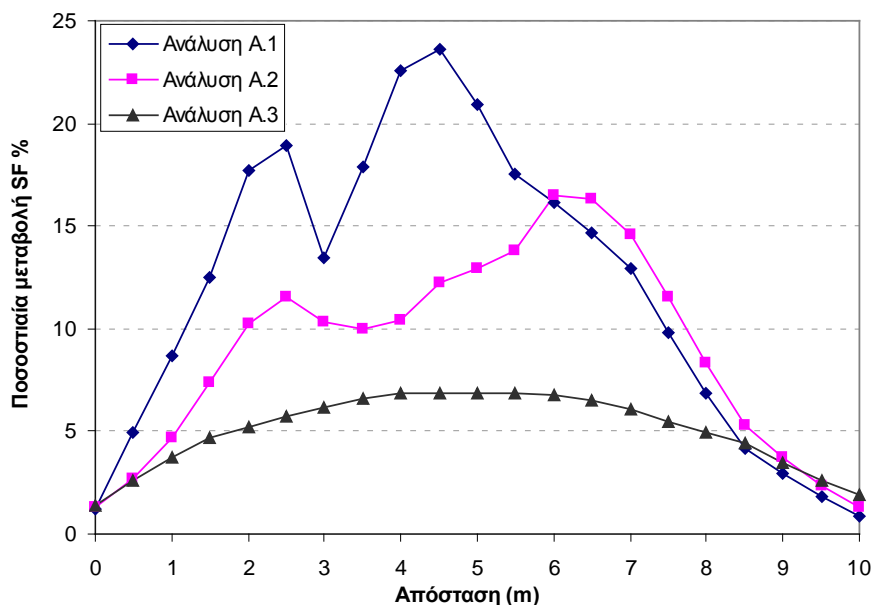


Σχήμα 4.23. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων A.1, A.2 και A.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του.

Το Σχήμα 4.24 παρουσιάζει τα συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των αναλύσεων A.1, A.2 και A.3, αναφορικά με τον τρόπο που επιδρά η ενίσχυση στην πλευρική επιφάνεια των στύλων.

Το βασικό συμπέρασμα που προκύπτει από το διάγραμμα είναι ότι όσο αυξάνει ο λόγος W_p / H_p του στύλου, τόσο λιγότερο επιδρά το πλευρικό φορτίο ενίσχυσης στη βελτίωση της αντοχής της πλευρικής του επιφάνειας. Έτσι, η μέγιστη αύξηση του ΣΑ της πλευρικής επιφάνειας των στύλων A.1 ($W_p / H_p = 1$), A.2 ($W_p / H_p = 1,5$) και A.3 ($W_p / H_p = 2$) είναι 23,6%, 16,5% και 7% αντίστοιχα. Το συμπέρασμα αυτό δικαιολογείται από το γεγονός ότι η μείωση του λόγου W_p / H_p του στύλου προκαλεί την αύξηση του βαθμού της διαρροής στις πλευρές του.

Το δεύτερο συμπέρασμα που προκύπτει από το διάγραμμα είναι ότι και στις τρεις περιπτώσεις η ενίσχυση επιδρά κυρίως στο μέσο της πλευράς του στύλου, ενώ μειώνεται σταδιακά προχωρώντας προς τις γωνίες του στύλου με την οροφή και το δάπεδο.



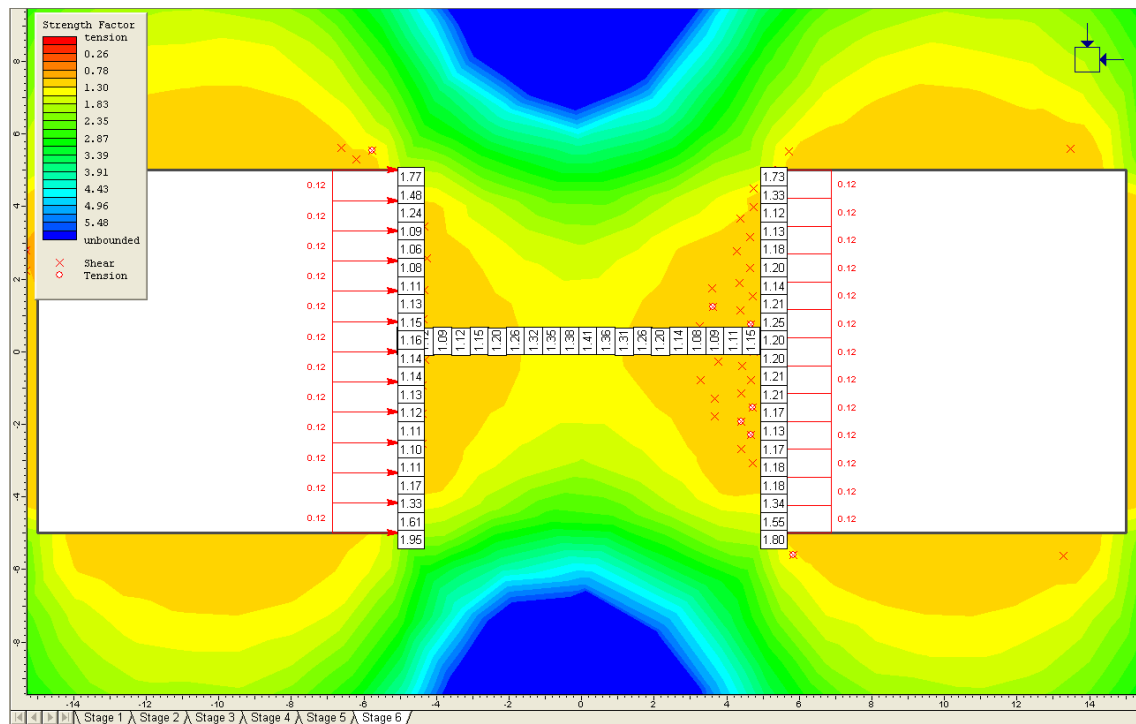
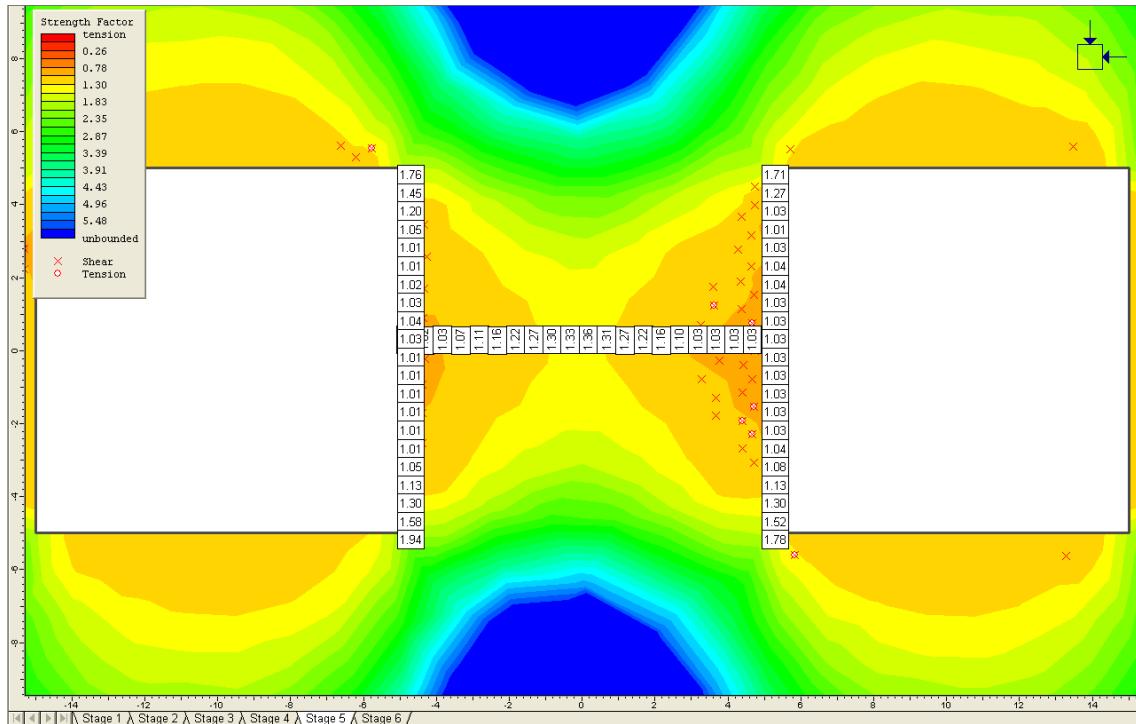
Σχήμα 4.24. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων A.1, A.2 και A.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου.

4.5.2. Αποτελέσματα Β' Ομάδας Αναλύσεων

- **Ανάλυση (B.1)**

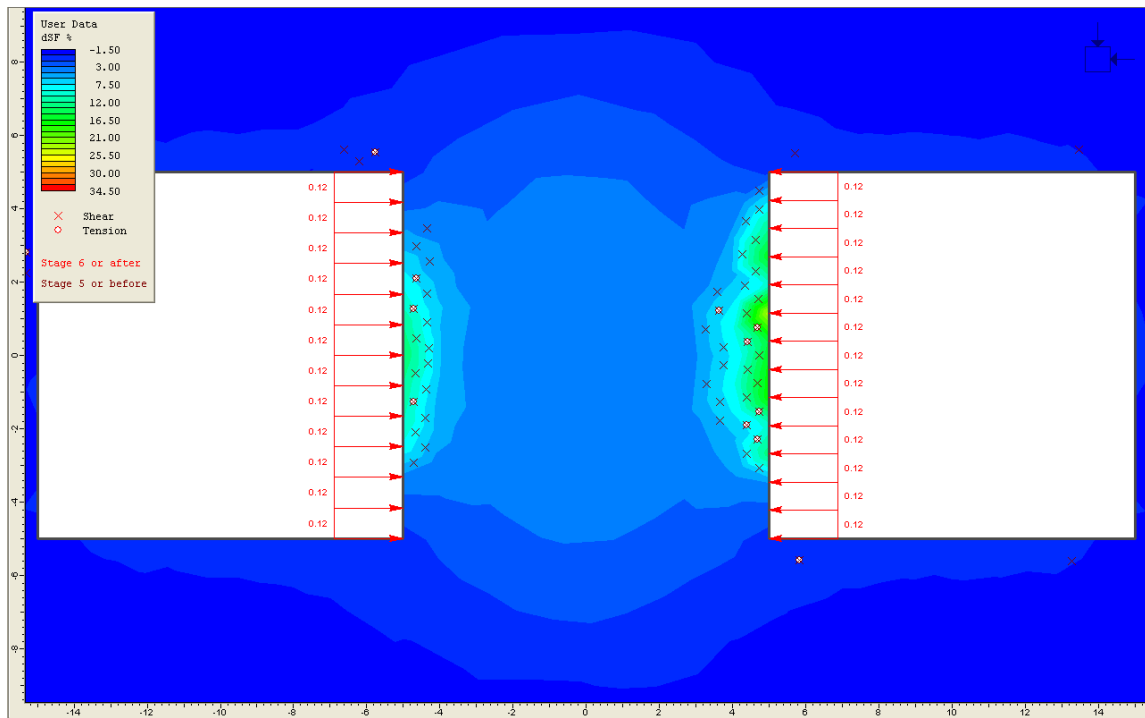
Στην συγκεκριμένη ανάλυση παρατηρείται (σχήμα 4.25α) διαρροή στοιχείων στις παρειές του στύλου. Η διαρροή στη δεξιά πλευρά είναι μεγαλύτερη, το οποίο ίσως οφείλεται στο γεγονός ότι η διάνοιξη του αριστερού θαλάμου προηγείται του δεξιού. Περίπου στο μέσο των πλευρών του στύλου, ο ΣΑ λαμβάνει τη χαμηλότερη τιμή του, 1,01 για την αριστερή πλευρά και 1,03 για τη δεξιά πλευρά. Επιπλέον, παρατηρείται, όπως είναι αναμενόμενο, διαφοροποιήσεις του συντ. αντοχής κατά πλάτος του στύλου. Στο κεντρικό τμήμα του ο ΣΑ λαμβάνει τιμή ίση με 1,36.

Το σχήμα 4.25β παρουσιάζει το συντελεστή αντοχής του στύλου στο στάδιο εφαρμογής του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο. Ο ΣΑ του στύλου στο μέσο περίπου του ύψους του από 1,01 έχει αυξηθεί σε 1,14 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,03 αυξήθηκε σε 1,25, στα 4m περίπου από την οροφή. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,36 αυξήθηκε σε 1.41.



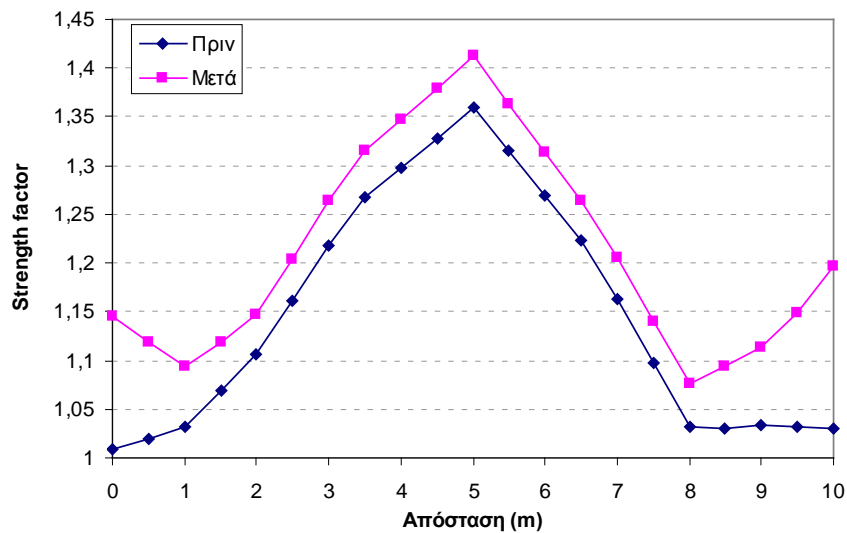
Σχήμα 4.25α,β. Συντελεστής αντοχής *Strength Factor* του στύλου (B.1) πριν και μετά την ενίσχυση.

Στο Σχήμα 4.26 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου B.1 λόγω της ενίσχυσης.



Σχήμα 4.26. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (B.1).

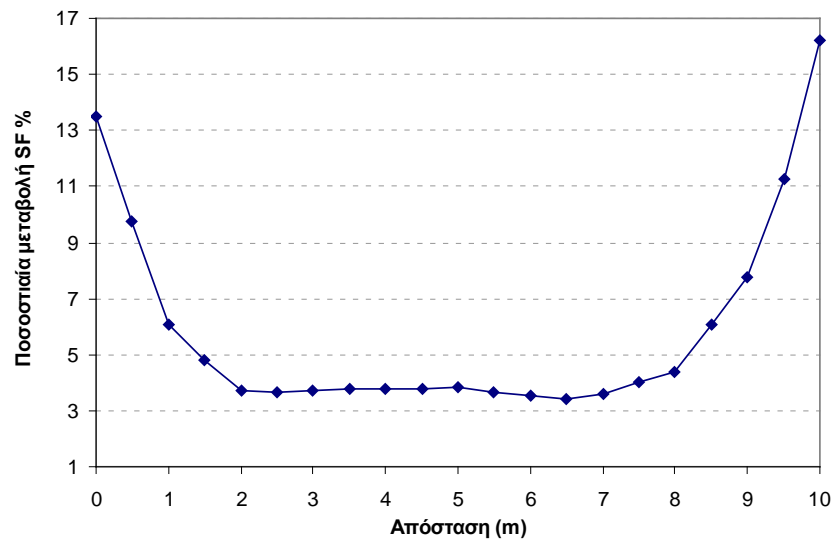
Στο διάγραμμα του σχήματος 4.27 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση.



Σχήμα 4.27. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.1), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.28 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα. Σύμφωνα με το διάγραμμα η ενίσχυση στο στύλο έχει

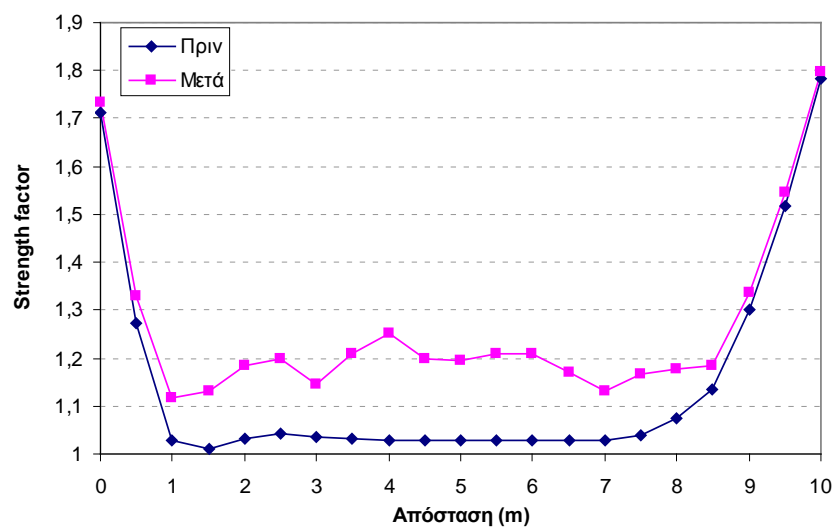
μεγαλύτερη επίδραση στις πλευρές του στύλου, όπου και παρατηρείται διαρροή, και μικρότερη στο κέντρο του.



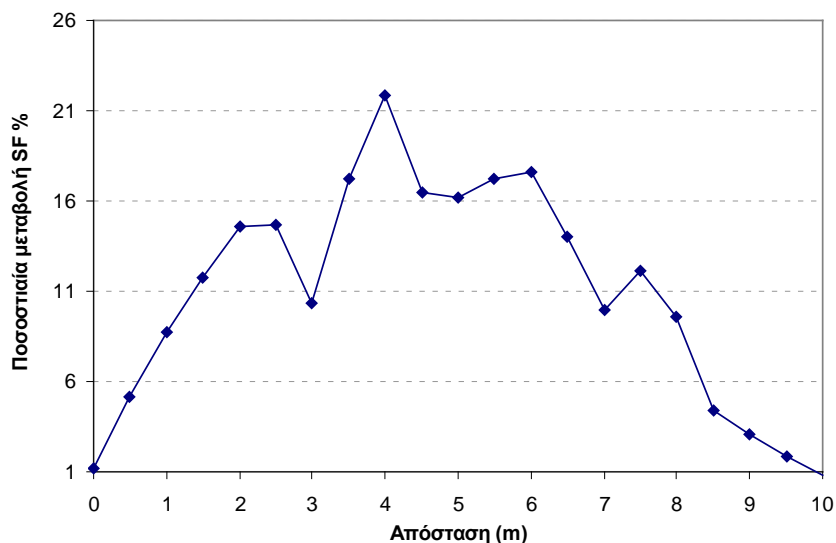
Σχήμα 4.28. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.1), στο μέσο του.

Έτσι, ο ΣΑ αυξήθηκε κατά 13,5 % στο μέσον της αριστερής πλευράς του στύλου, και κατά 16,2% περίπου στο μέσο της δεξιάς πλευράς του, όπου παρατηρείται και η μεγαλύτερη μεταβολή. Για το κεντρικό τμήμα του στύλου η αύξηση του ΣΑ είναι 3,8%.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.29 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση, ενώ στο σχήμα 4.30 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα αντίστοιχα.



Σχήμα 4.29. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.1) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



Σχήμα 4.30. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.1).

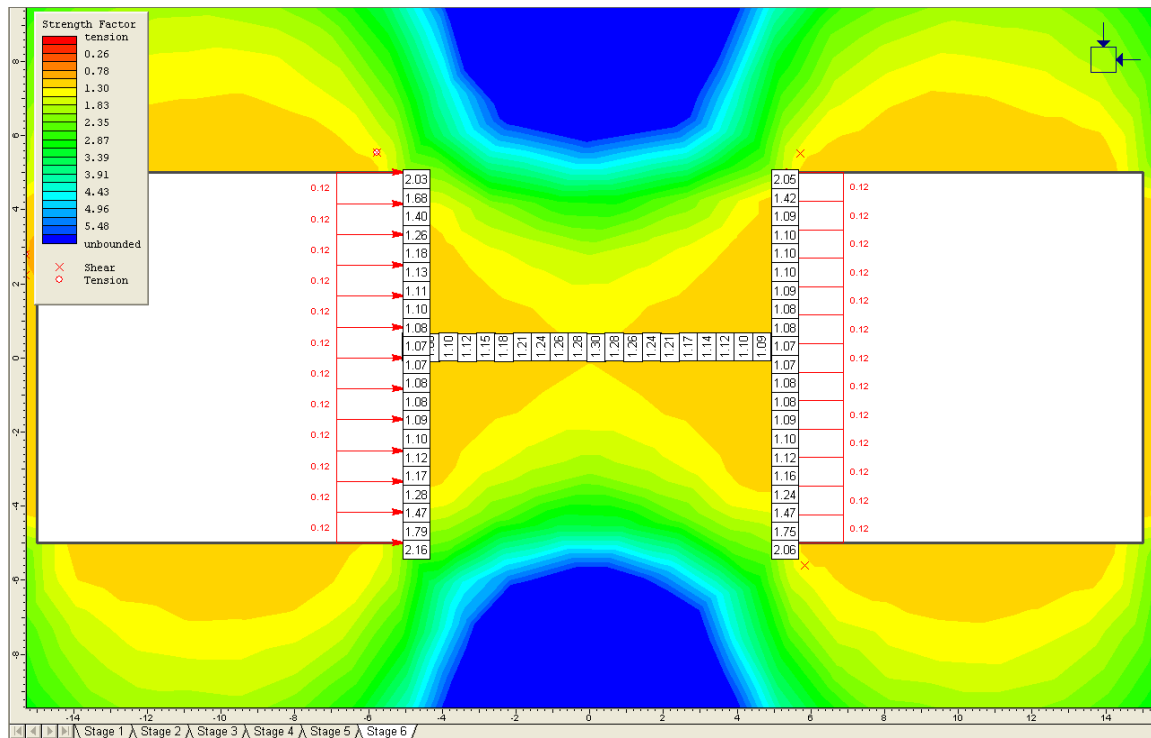
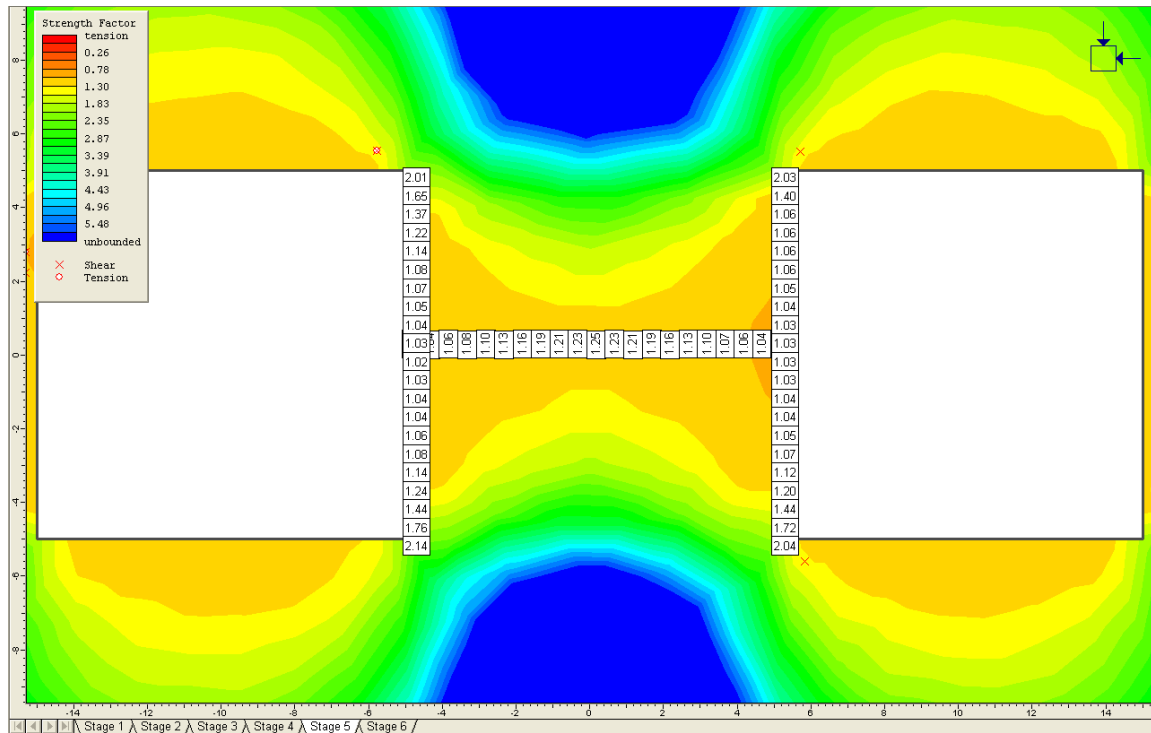
Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.30 η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση περίπου στο μέσο της πλευράς του όπου και ο ΣΑ έχει αυξηθεί μέχρι και κατά 22 %, ενώ στις γωνίες του στύλου με την οροφή και το δάπεδο η αύξηση του ΣΑ είναι μόνο 1%.

Όπως προκύπτει από την ανάλυση B.1, η αύξηση του ΣΑ του στύλου λόγω της ενίσχυσης κυμαίνεται από 3,8 % για το κεντρικό του τμήμα έως 22 % για την πλευρική του επιφάνεια. Η μέση αύξηση του ΣΑ είναι περίπου 13%.

- **Ανάλυση (B.2)**

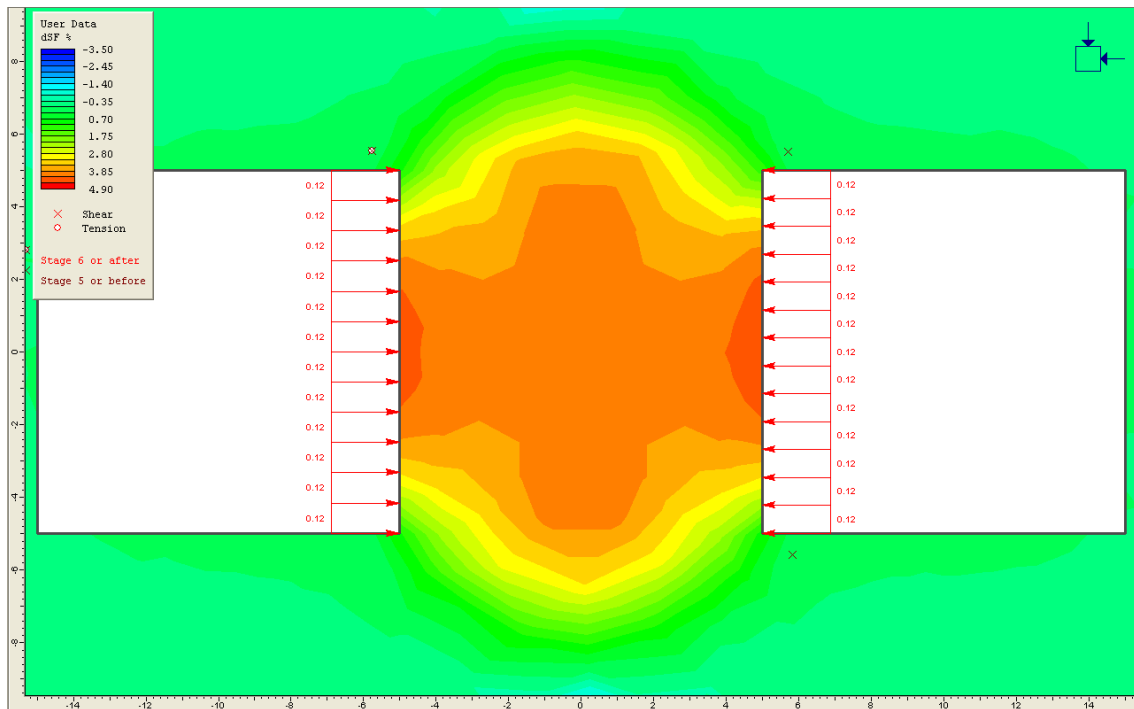
Στη συγκεκριμένη ανάλυση, σε αντίθεση με την ανάλυση B.1, δεν παρατηρείται (Σχήμα 4.31α) καμία διαρροή στοιχείων στο στύλο. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η τιμή της αντοχής σε μονοαξ/κή θλίψη του πετρώματος του στύλου είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την αντίστοιχη της προηγούμενης ανάλυσης. Οι χαμηλότερες τιμές του ΣΑ για το στύλο είναι 1,02 και 1,03 και παρατηρούνται περίπου στο μέσο της αριστερής και της δεξιάς πλευράς του αντίστοιχα. Επιπλέον, παρατηρούνται διαφοροποιήσεις του ΣΑ κατά πλάτος του στύλου, και καταλήγοντας στο κεντρικό τμήμα του λαμβάνει τιμή ίση με 1,25. Το σχήμα 4.31β παρουσιάζει το ΣΑ στο στάδιο εφαρμογής του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο. Μετά την ενίσχυση, Ο ΣΑ στο μέσο περίπου του ύψους του στύλου, από 1,02

έχει αυξηθεί σε 1,07 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,03 αυξήθηκε σε 1,08. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,25 αυξήθηκε σε 1,30.



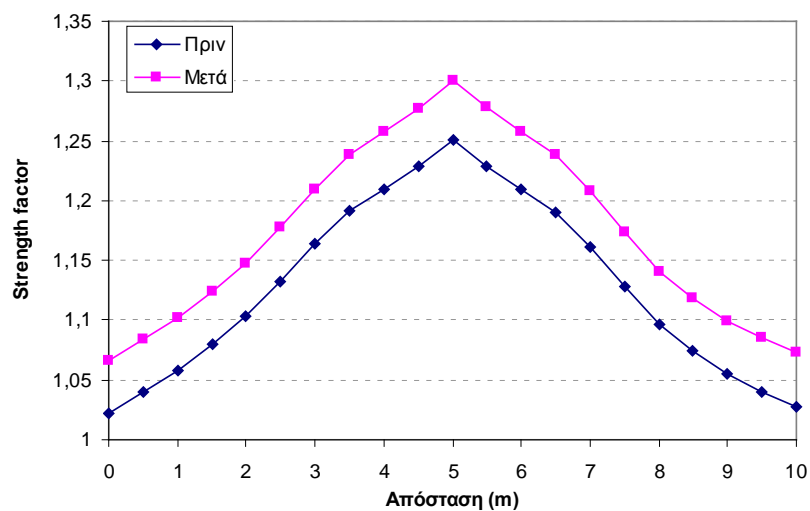
Σχήμα 4.31α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (B.2) πριν και μετά την ενίσχυση.

Στο Σχήμα 4.32 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου B.2 λόγω της ενίσχυσης.



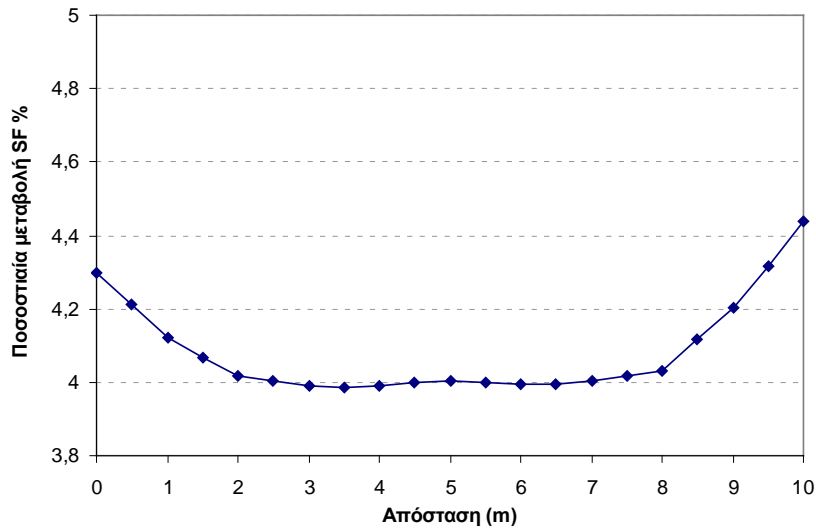
Σχήμα 4.32. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (B.2).

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.33 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση.



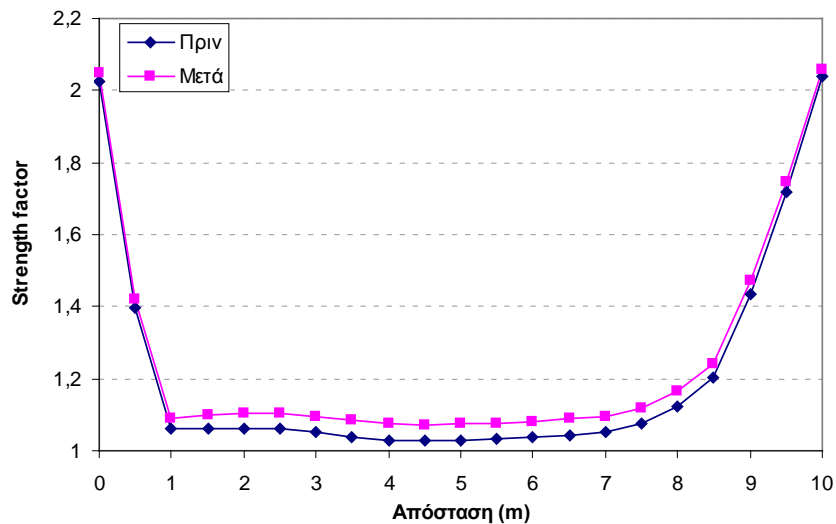
Σχήμα 4.33. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.2), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.34, η ενίσχυση αυξάνει το ΣΑ στο μέσο των πλευρών του στύλου κατά 4,5% περίπου. Η αύξηση του ΣΑ στο κέντρο του στύλου είναι 4 %.

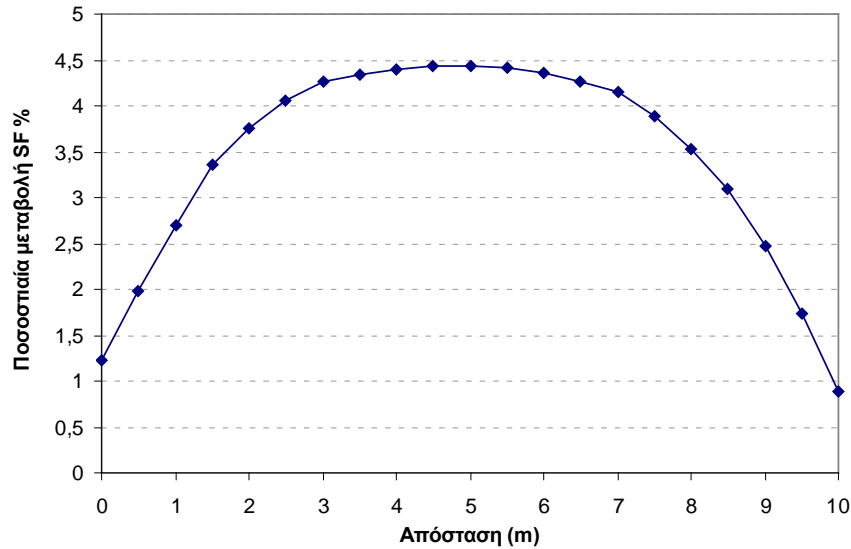


Σχήμα 4.34. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.2), στο μέσο του.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.35 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση, ενώ στο σχήμα 4.36 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα αντίστοιχα.



Σχήμα 4.35. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.2) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



Σχήμα 4.36. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.2).

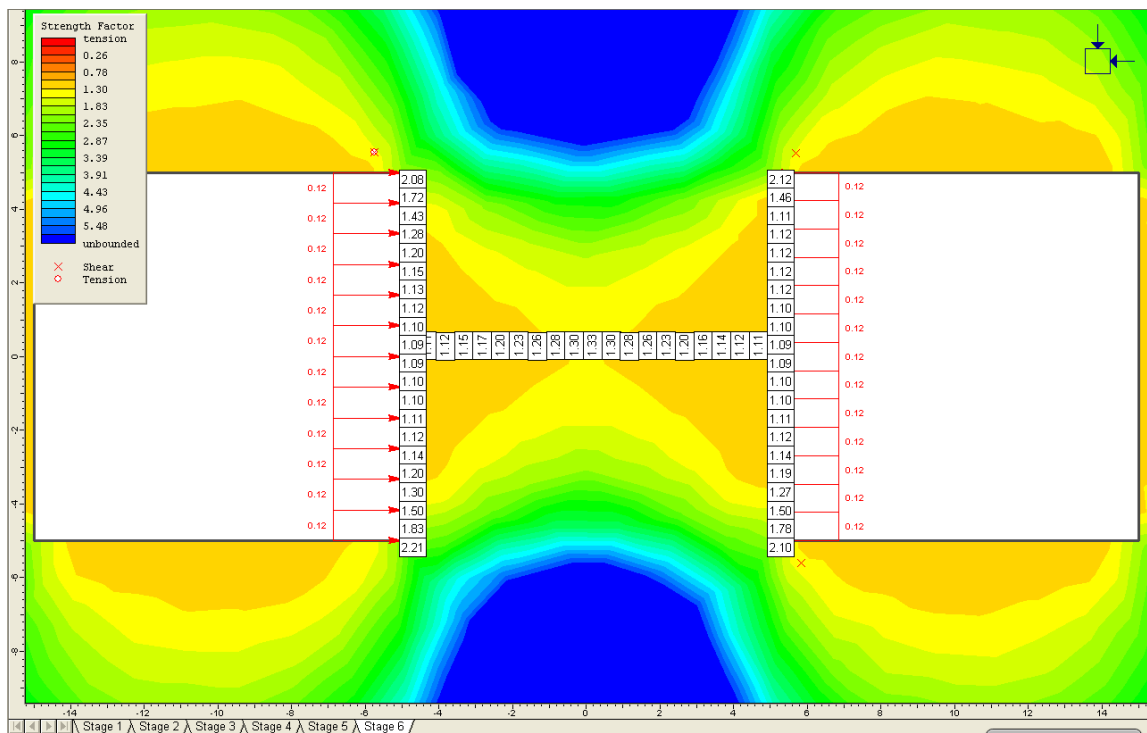
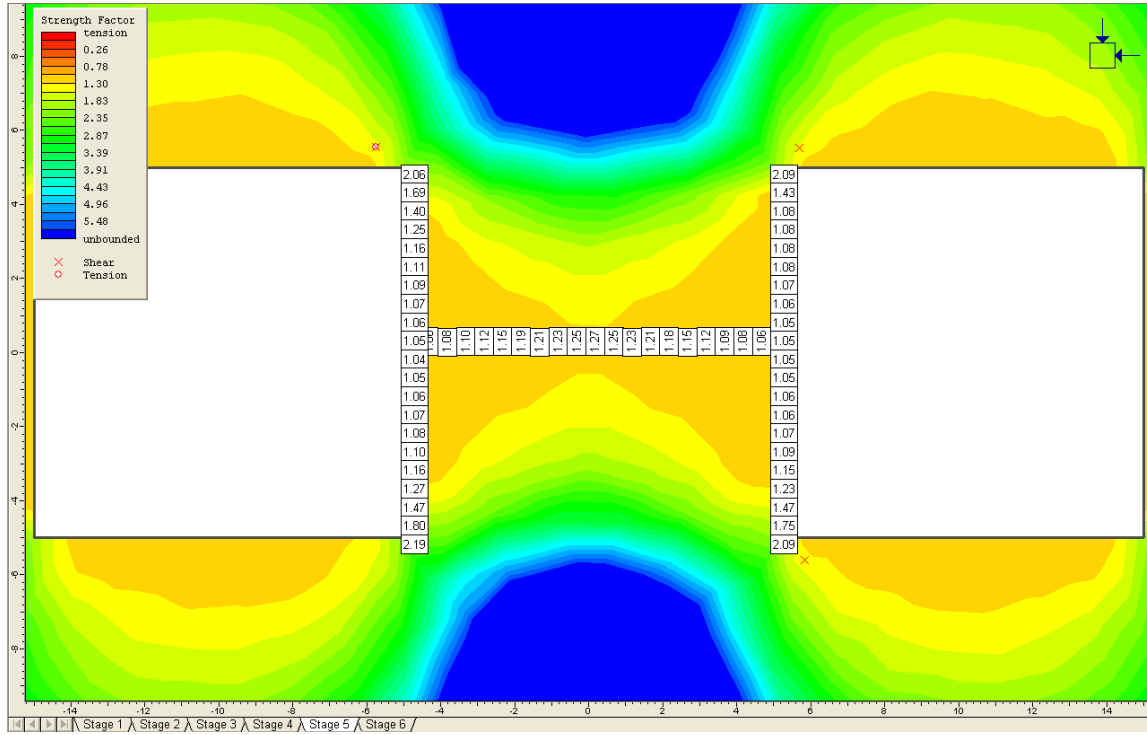
Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.36 η ενίσχυση έχει μεγαλύτερη επίδραση στο μέσο της πλευράς του στύλου, όπου ο ΣΑ έχει αυξηθεί κατά 4,5 %.

Όπως προκύπτει από την ανάλυση B.2, η αύξηση του ΣΑ του στύλου λόγω της ενίσχυσης κυμαίνεται από 4 % για το κεντρικό του τμήμα έως 4,5 % για την πλευρική του επιφάνεια. Η μέση αύξηση του ΣΑ είναι 4,5%.

- **Ανάλυση (B.3)**

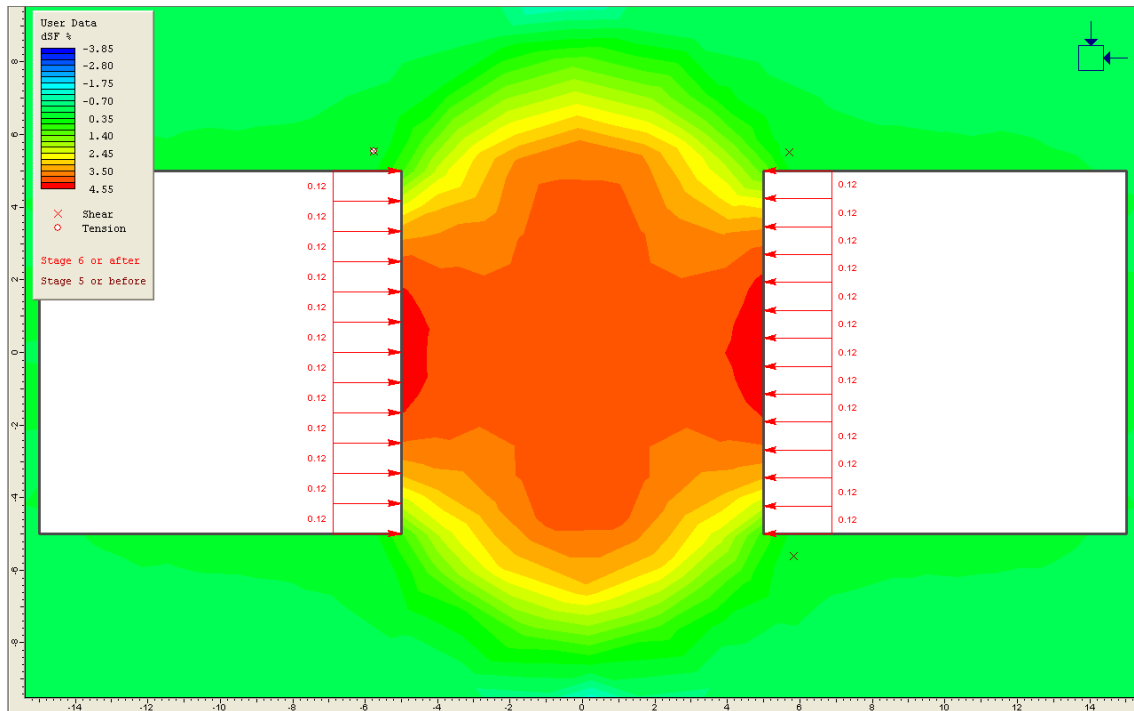
Στη συγκεκριμένη ανάλυση, όπως και στην προηγούμενη, δεν παρατηρείται (Σχήμα 4.37α) καμία διαρροή πεπερασμένων στοιχείων στο στύλο. Οι ελάχιστες τιμές του ΣΑ παρατηρούνται περίπου στο μέσο των πλευρών του, 1,04 και 1,05 για την αριστερή και τη δεξιά πλευρά αντίστοιχα. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ λαμβάνει την τιμή 1,27. Όπως προκύπτει από την ανάλυση B.3 η κατάσταση του στύλου, όσον αφορά τις συνθήκες ευστάθειάς του, δεν διαφέρει κατά πολύ σε σχέση με την ανάλυση B.2, είναι ωστόσο ελάχιστα καλύτερη. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η τιμή της αντοχής σε μονοαξ/κή θλίψη του πετρώματος του στύλου της συγκεκριμένης ανάλυσης ($UCS = 80 \text{ MPa}$) είναι μεγαλύτερη σε σύγκριση με τις δυο προηγούμενες αναλύσεις. Το σχήμα 4.37β παρουσιάζει το ΣΑ του στύλου στο στάδιο εφαρμογής του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης

στο στύλο. Ο ΣΑ στο μέσο περίπου του ύψους του στύλου από 1,04 έχει αυξηθεί σε 1,09 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,05 αυξήθηκε σε 1,1. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,27 αυξήθηκε σε 1,33.



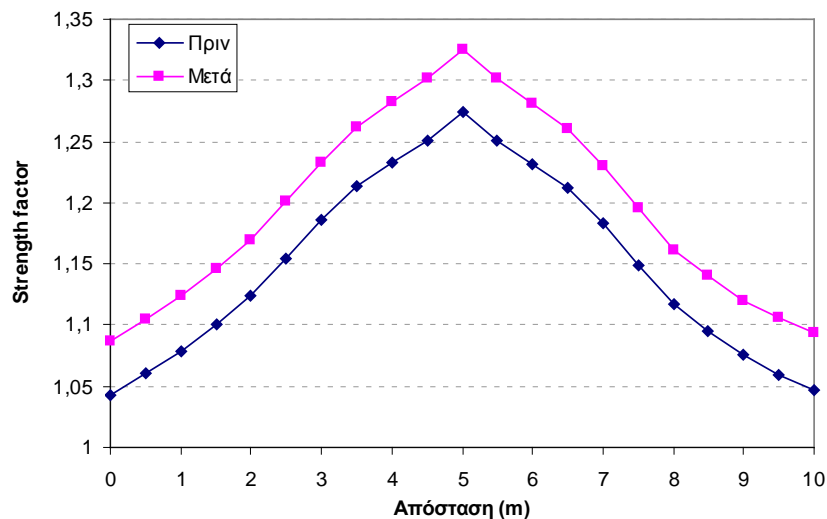
Σχήμα 4.37α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (B.3) πριν και μετά την ενίσχυση.

Στο Σχήμα 4.38 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου B.3 λόγω της ενίσχυσης.



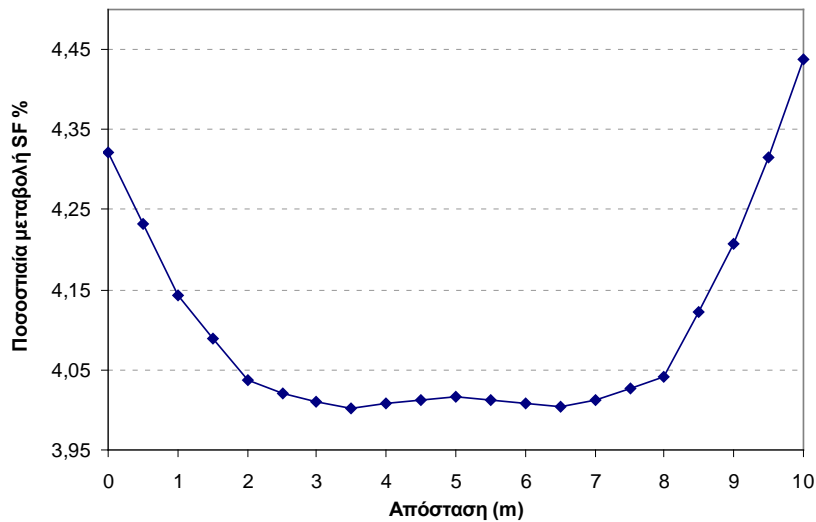
Σχήμα 4.38. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (B.3).

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.39 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση.



Σχήμα 4.39. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.3), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

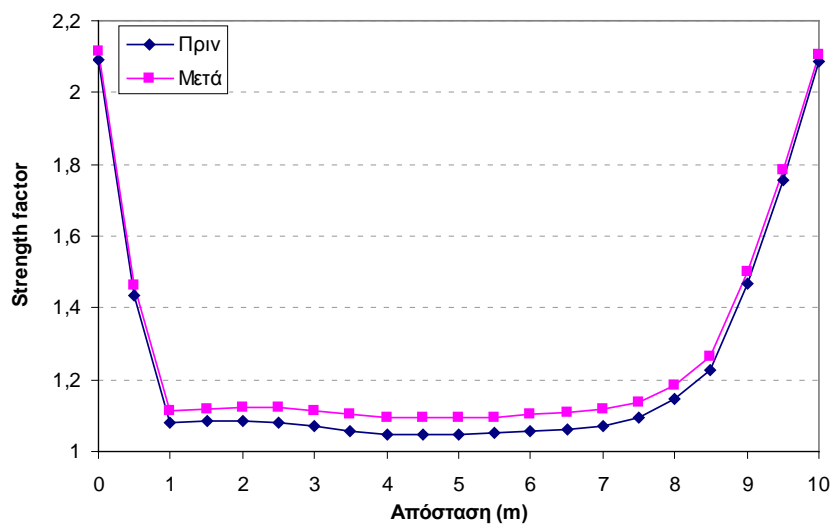
Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.40 δίνονται για το ίδιο τμήμα οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης.



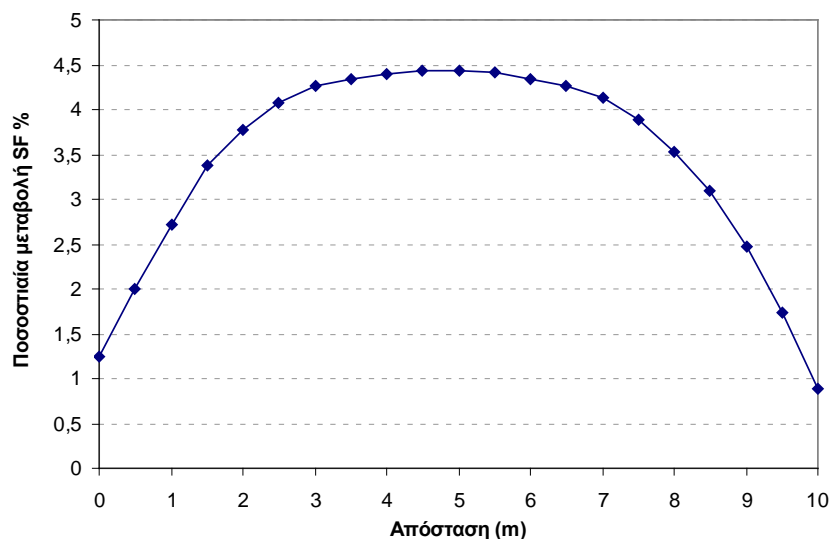
Σχήμα 4.40. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (B.3), στο μέσο του.

Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.40, δεν παρατηρούνται διαφοροποιήσεις της ποσοστιαίας αύξησης του ΣΑ κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του. Έτσι η αύξηση του ΣΑ κυμαίνεται από 4 % για το κέντρο του στύλου έως 4,4 % για τις πλευρές του.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.41 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση. Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.42 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα.



Σχήμα 4.41. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.3) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



Σχήμα 4.42. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (B.3).

Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.42 η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση στο μέσο της πλευράς του όπου και ο ΣΑ έχει αυξηθεί κατά 4,5 %, ενώ στις γωνίες του στύλου με την οροφή και το δάπεδο η αύξηση του ΣΑ είναι μόνο 1 %.

Συνεπώς, όπως προκύπτει από την ανάλυση B.3, η ενίσχυση επιτυγχάνει μια μέση αύξηση του ΣΑ του στύλου περίπου 4,5%.

4.5.2.1. Σχολιασμός - Σύγκριση B.1, B.2, B.3.

Ο Πίνακας 4.8 παρουσιάζει συνοπτικά τα αποτελέσματα της Β΄ Ομάδας Αναλύσεων.

Πίνακας 4.8. Αποτελέσματα Β΄ Ομάδας Αναλύσεων.

	Ποσοστιαία αύξηση ΣΑ (ΔSF %)	
	Παρειές	Κέντρο
B.1	22 %	3,8 %
B.2	4,5 %	4 %
B.3	4,5 %	4 %

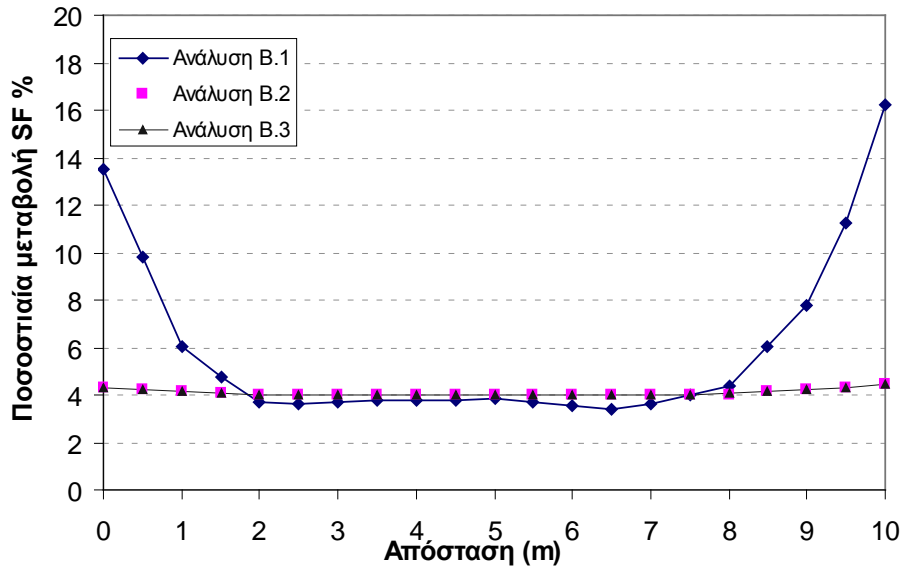
Από τα αποτελέσματα της Β' Ομάδας Αναλύσεων προκύπτει ότι μικρές διαφοροποιήσεις της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του άθικτου πετρώματος του στύλου (UCS) μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά τη συμπεριφορά της ενίσχυσης.

Η τιμή της UCS του στύλου B.1 (UCS = 60 MPa) είναι η χαμηλότερη σε σχέση με τις αναλύσεις B.2 (UCS = 70 MPa) και B.3 (UCS = 80 MPa). Όπως ήταν αναμενόμενο, η αύξηση της UCS επιφέρει μια γενική βελτίωση των συνθηκών ευστάθειας του στύλου, αφού από τις τρεις αναλύσεις μόνο στην ανάλυση B.1 παρατηρήθηκε διαρροή πεπερασμένων στοιχείων στις παρειές του στύλου. Η ύπαρξη της διαρροής, όπως φαίνεται, έχει σαν συνέπεια η πλευρική πίεση της ενίσχυσης να επιδρά κυρίως στις παρειές του στύλου B.1, αυξάνοντας το ΣΑ ως και κατά 22%. Αντίθετα, η επίδραση της ενίσχυσης για το κέντρο του στύλου είναι μειωμένη (3,8 %).

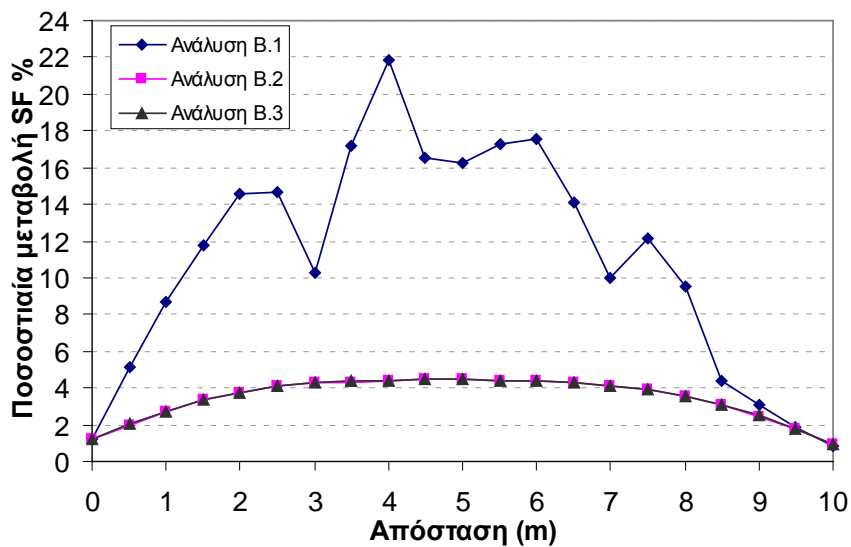
Στους στύλους των αναλύσεων B.2 και B.3, όπου δεν υπάρχει διαρροή, η ενίσχυση δεν παρουσιάζει διαφοροποιήσεις κατά πλάτος του στύλου και συνεπώς το πλευρικό φορτίο κατανέμεται ομοιόμορφα στη μάζα του στύλου, επιτυγχάνοντας μια γενική αύξηση του ΣΑ κατά 4% - 4,5% και για τους δύο στύλους.

Το Σχήμα 4.43 παρουσιάζει τα συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των αναλύσεων B.1, B.2 και B.3, αναφορικά με τον τρόπο που επιδρά η ενίσχυση κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του. Σύμφωνα με το διάγραμμα, από ένα σημείο και πέρα στην αύξηση της UCS, δεν υπάρχει διαφοροποίηση στην επίδραση της ενίσχυσης στο στύλο. Έτσι η ενίσχυση στους στύλους B.2 και B.3 έχει επιφέρει το ίδιο αποτέλεσμα, παρόλο που διαφέρουν ως προς την τιμή της UCS. Αυτό οφείλεται στο ότι η κατάσταση των στύλων των αναλύσεων B.2 και B.3 είναι ήδη πολύ καλή για να φανεί ότι υπάρχει διαφοροποίηση στη συμπεριφορά της ενίσχυσης. Το συγκεκριμένο συμπέρασμα προκύπτει επίσης και από το διάγραμμα του σχήματος 4.44.

Το Σχήμα 4.44 παρουσιάζει τα συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των αναλύσεων B.1, B.2 και B.3, αναφορικά με τον τρόπο που επιδρά η ενίσχυση στην πλευρική επιφάνεια των τριών στύλων.



Σχήμα 4.43. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων B.1, B.2 και B.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του.



Σχήμα 4.44. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων B.1, B.2 και B.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου.

Παρατηρείται ότι η ποσοστιαία μεταβολή του ΣΑ της πλευρικής επιφάνειας του στύλου B.1 λόγω της ενίσχυσης είναι πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με τις αναλύσεις B.2 και B.3.

Αυτό δικαιολογείται από το γεγονός ότι η μείωση της UCS από ένα σημείο και πέρα έχει ως συνέπεια την εμφάνιση διαρροής στις παρειές του στύλου.

Το δεύτερο συμπέρασμα που προκύπτει από το διάγραμμα είναι ότι και στις τρεις περιπτώσεις η ενίσχυση επιδρά κυρίως στο μέσο της πλευράς του στύλου.

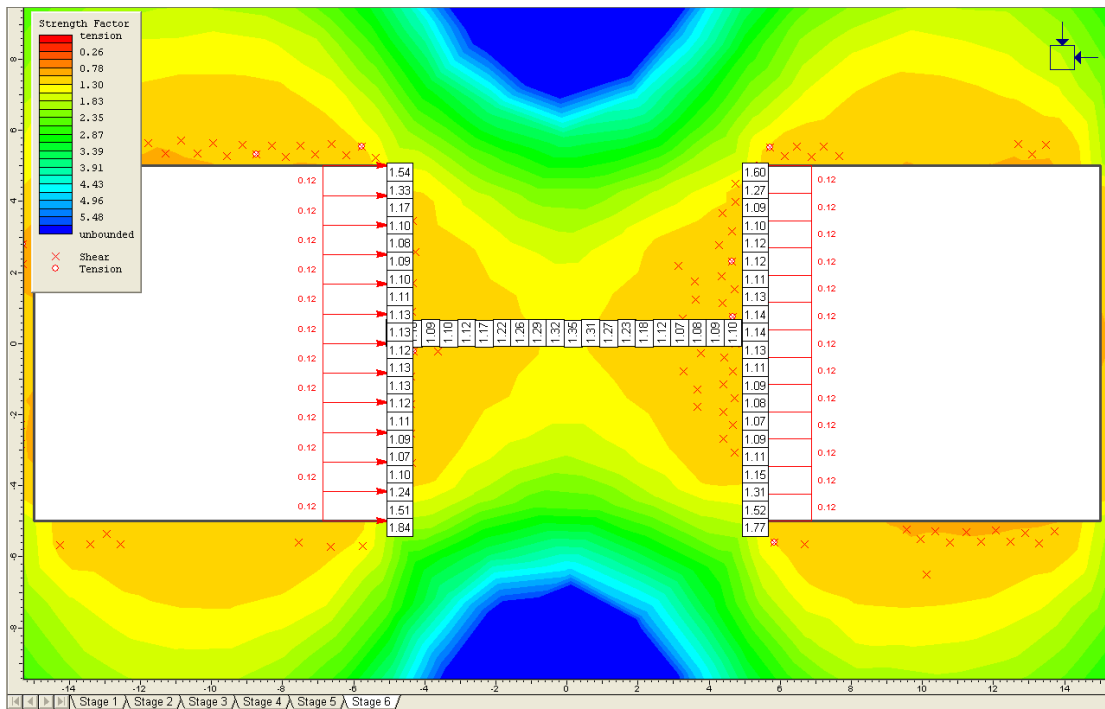
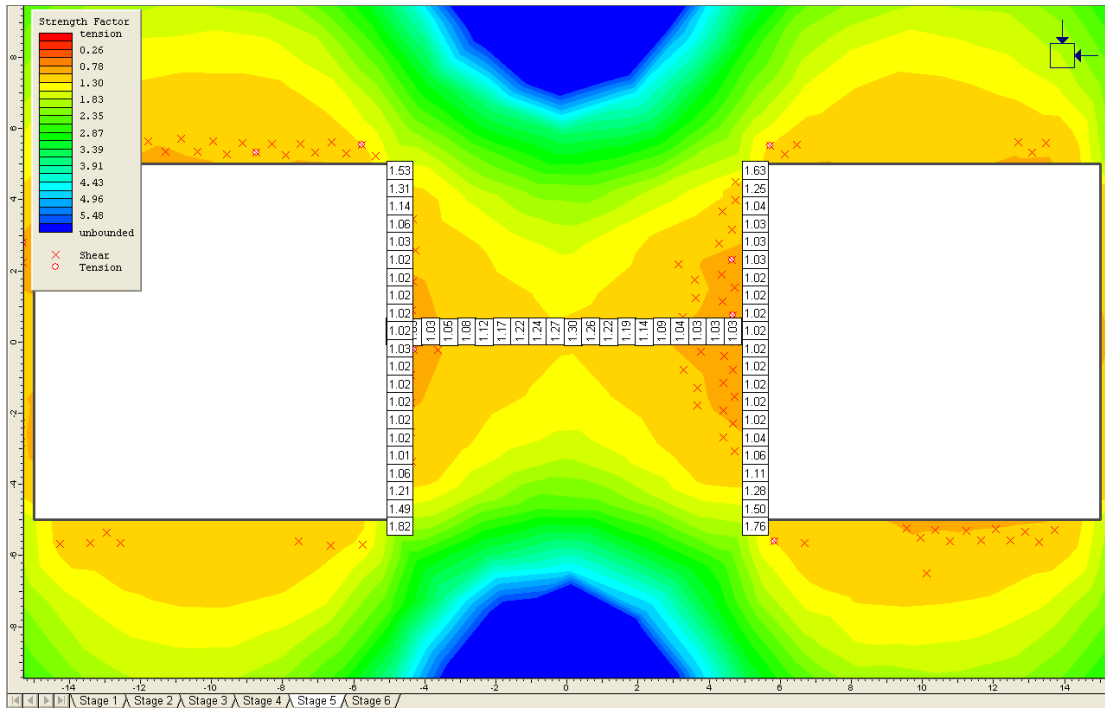
4.5.3. Αποτελέσματα Γ' Ομάδας Αναλύσεων

- **Ανάλυση (Γ.1)**

Στην συγκεκριμένη ανάλυση παρατηρείται (Σχήμα 4.45α) διαρροή στοιχείων στις παρειές του στύλου, κυρίως στη δεξιά πλευρά του. Περίπου στο μέσο των πλευρών του στύλου, ο ΣΑ λαμβάνει τη χαμηλότερη τιμή του, 1,02 και για τις δυο πλευρές. Επιπλέον, παρατηρείται, όπως είναι αναμενόμενο, διαφοροποιήσεις του συντ. αντοχής κατά πλάτος του στύλου. Στο κεντρικό τμήμα του στύλου ο ΣΑ λαμβάνει την τιμή 1,30.

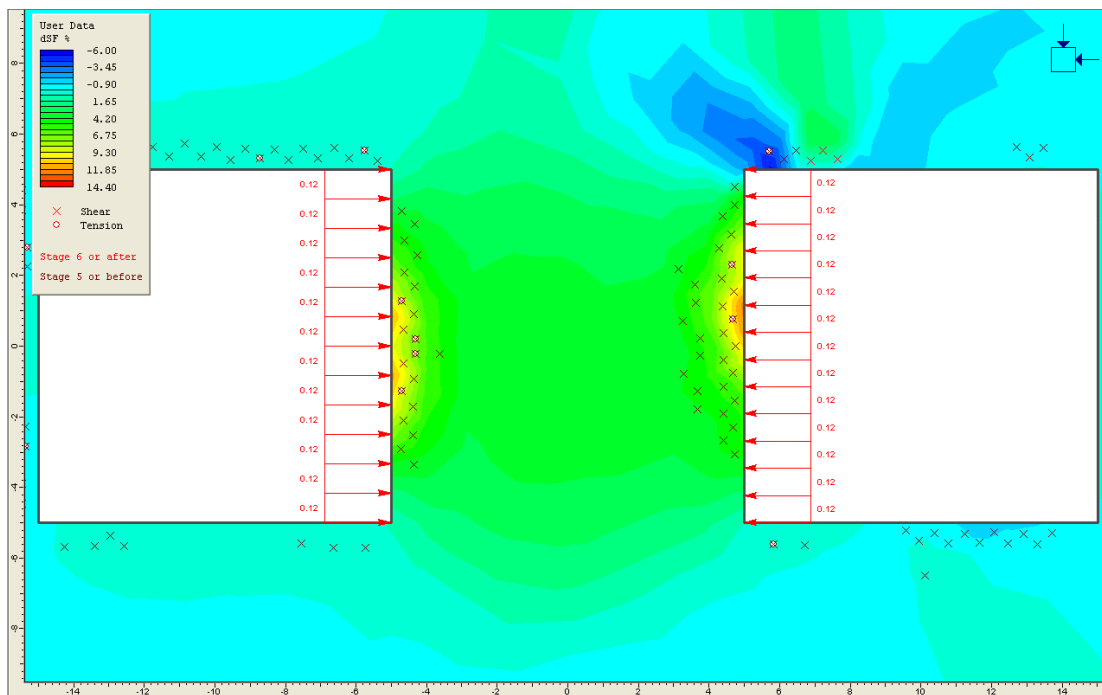
Το σχήμα 4.45β παρουσιάζει το συντελεστή αντοχής του στύλου στο στάδιο εφαρμογής του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο. Ο ΣΑ του στύλου στο μέσο περίπου του ύψους του από 1,02 έχει αυξηθεί σε 1,13 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,02 αυξήθηκε σε 1,14. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,30 αυξήθηκε σε 1,35.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.47 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση. Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.48 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα.

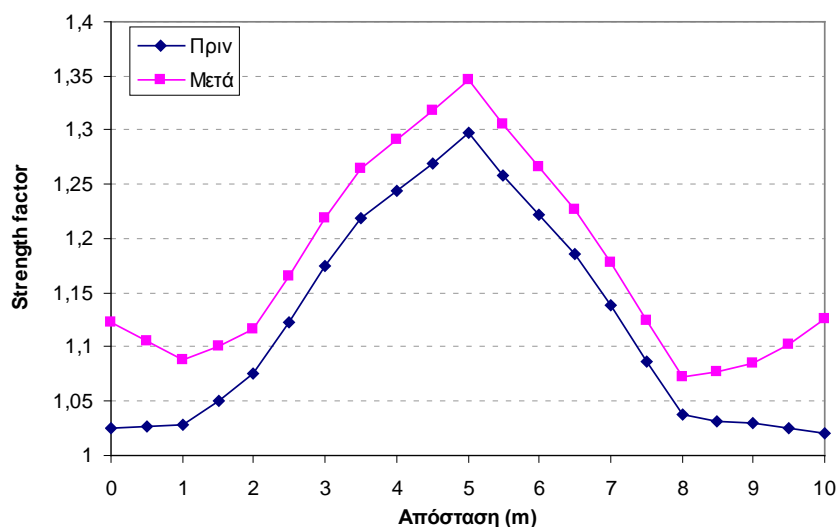


Σχήμα 4.45α,β. Συντελεστής αντοχής *Strength Factor* του στύλου (Γ.1) πριν και μετά την ενίσχυση.

Στο Σχήμα 4.46 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου Γ.1 λόγω της ενίσχυσης.

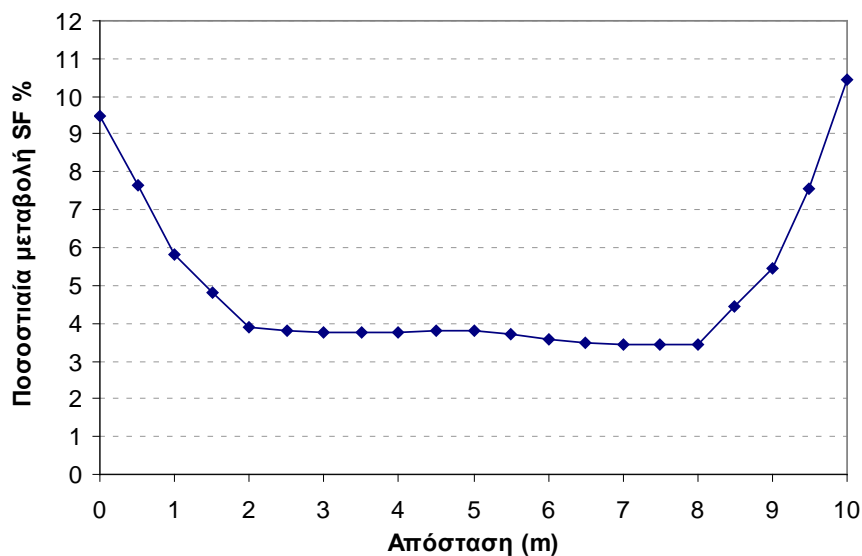


Σχήμα 4.46. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Γ.1).



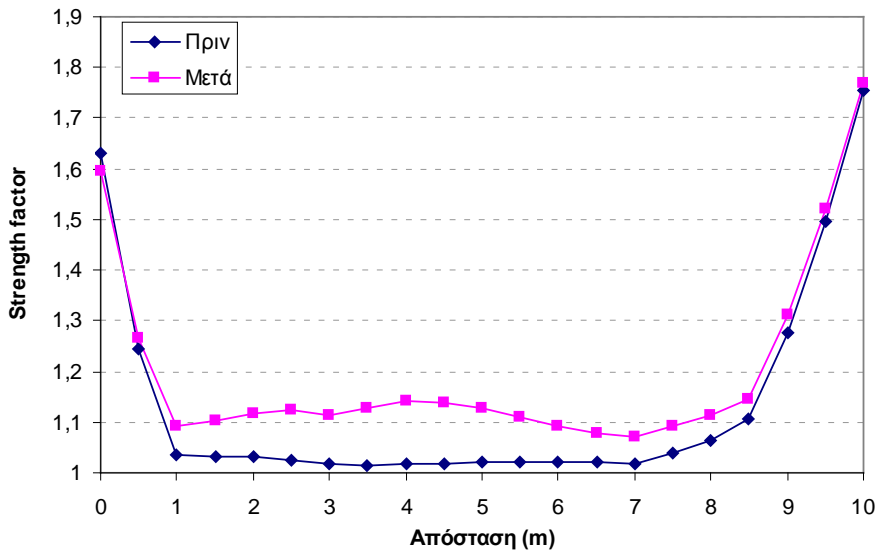
Σχήμα 4.47. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.1), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.48 η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση στις πλευρές του στύλου, όπου και παρατηρείται διαρροή, και μικρότερη στο κέντρο του. Έτσι, ο ΣΑ αυξήθηκε κατά 9,5 % στο μέσον της αριστερής πλευράς του στύλου, και κατά 10,5 % περίπου στο μέσο της δεξιάς πλευράς του, όπου παρατηρείται και η μεγαλύτερη μεταβολή. Για το κεντρικό τμήμα του στύλου η αύξηση του ΣΑ είναι σχεδόν 4 %.

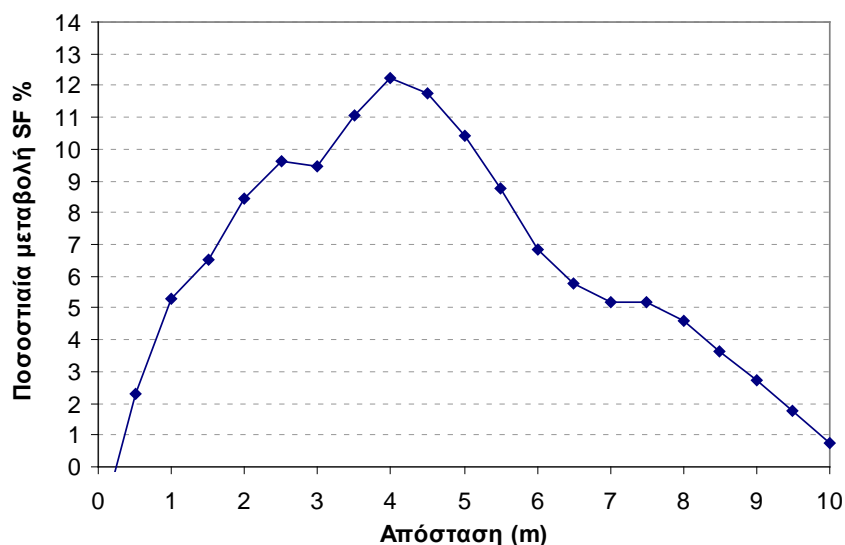


Σχήμα 4.48. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.1), στο μέσο του.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.49 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση, ενώ στο σχήμα 4.50 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα αντίστοιχα.



Σχήμα 4.49. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.1) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



Σχήμα 4.50. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.1).

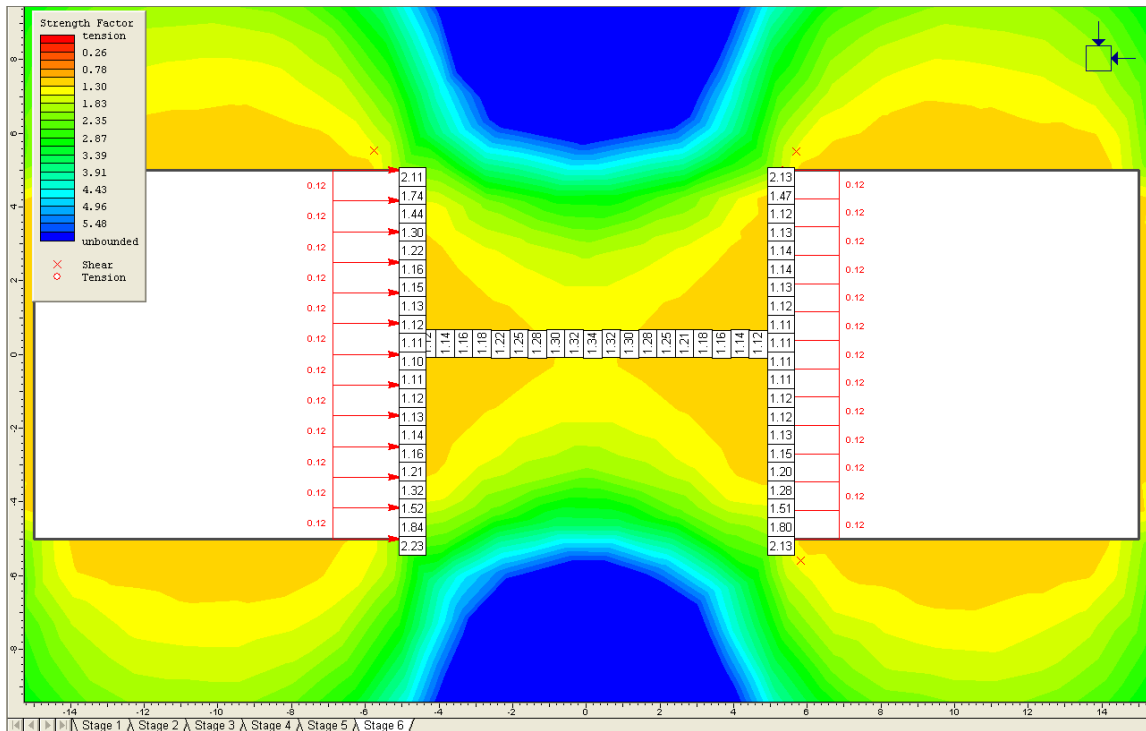
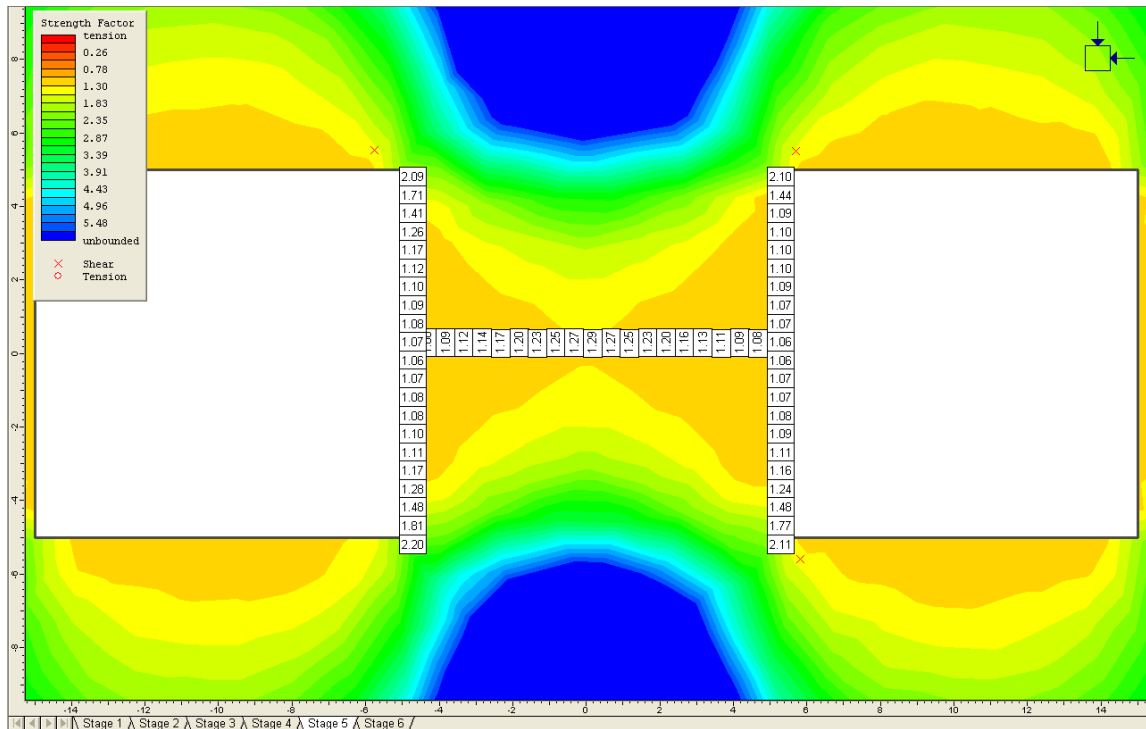
Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.50 η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση περίπου στο μέσο της πλευράς του όπου και ο ΣΑ έχει αυξηθεί μέχρι και κατά 12 %.

Συνεπώς, όπως προκύπτει από την ανάλυση Γ.1, η αύξηση του ΣΑ του στύλου λόγω της ενίσχυσης κυμαίνεται από 3,8 % για το κεντρικό του τμήμα έως 12 % για την πλευρική του επιφάνεια. Η μέση αύξηση του ΣΑ είναι περίπου 7 %.

- **Ανάλυση (Γ.2)**

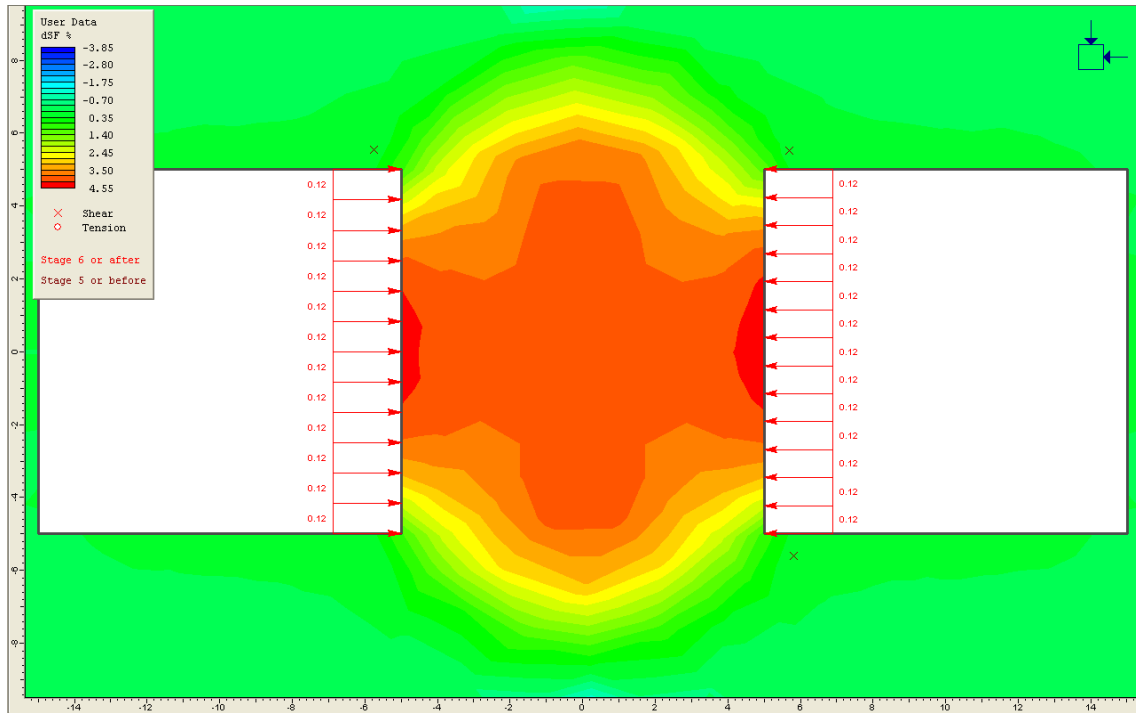
Στη συγκεκριμένη ανάλυση, σε αντίθεση με την ανάλυση Γ.1, δεν παρατηρείται (σχήμα 4.51α) καμία διαρροή στοιχείων στο στύλο. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η τιμή του γεωλογικού δείκτη αντοχής της βραχομάζας ($GSI = 60$) της συγκεκριμένης ανάλυσης είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την αντίστοιχη της προηγούμενης ανάλυσης ($GSI = 50$). Οι ελάχιστες τιμές του ΣΑ για το στύλο είναι 1,06 και παρατηρούνται περίπου στο μέσο των πλευρών του. Επιπλέον, παρατηρούνται διαφοροποιήσεις του ΣΑ κατά πλάτος του στύλου, και καταλήγοντας στο κεντρικό τμήμα του λαμβάνει τιμή ίση με 1,29. Το σχήμα 4.51β παρουσιάζει το ΣΑ στο στάδιο εφαρμογής του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο. Μετά την ενίσχυση, Ο ΣΑ στο μέσο περίπου του ύψους του στύλου, από 1,06 έχει αυξηθεί

σε 1,10 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,06 αυξήθηκε σε 1,11. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,29 αυξήθηκε σε 1,34.



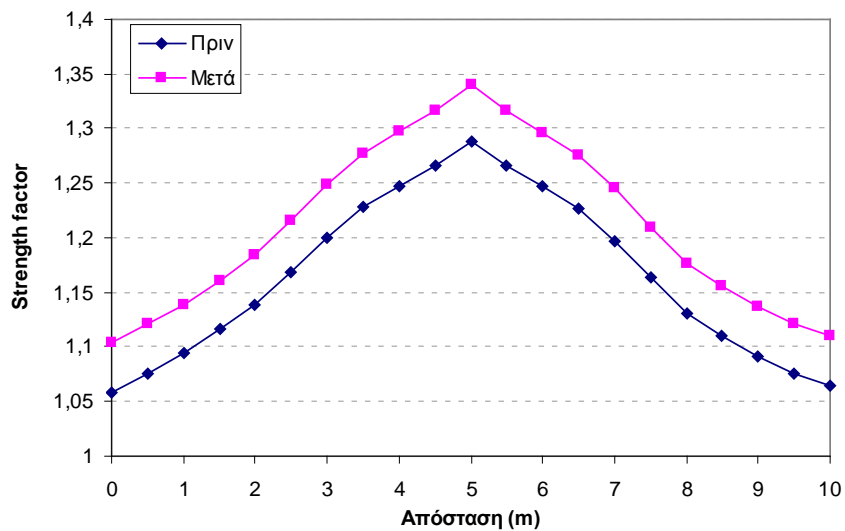
Σχήμα 4.51α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Γ.2) πριν και μετά την ενίσχυση.

Στο Σχήμα 4.52 κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου Γ.2 λόγω της ενίσχυσης.

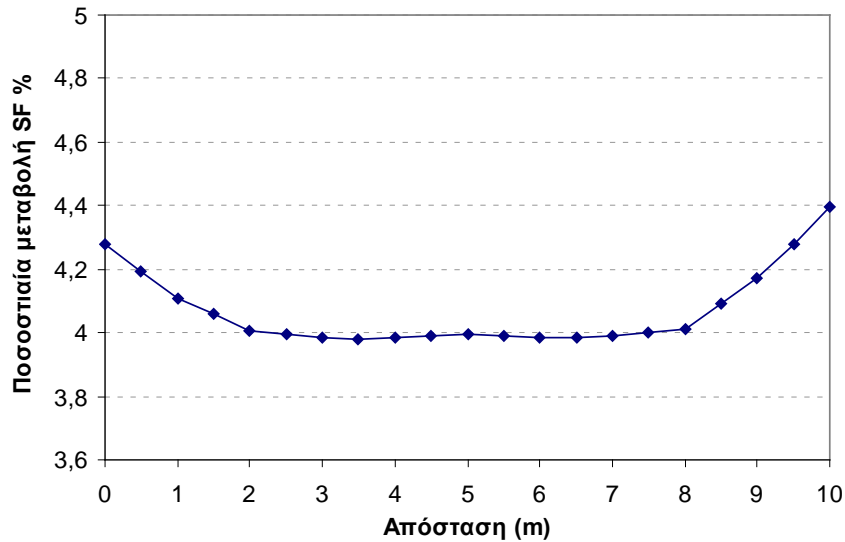


Σχήμα 4.52. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Γ.2).

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.53 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση.

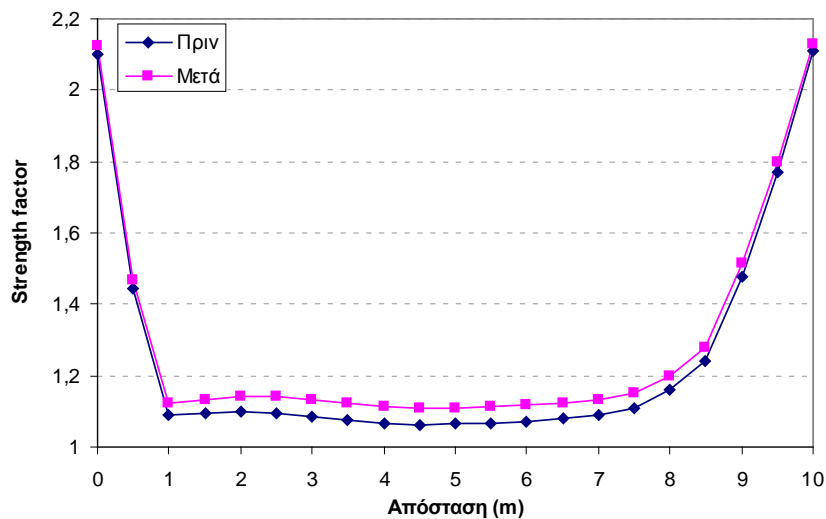


Σχήμα 4.53. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.2), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



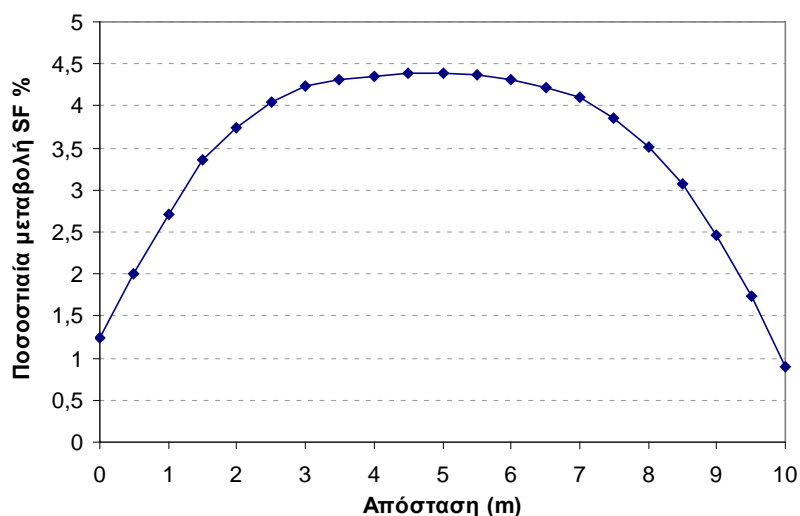
Σχήμα 4.54. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.2), στο μέσο του.

Σύμφωνα με το διάγραμμα του Σχήματος 4.54, δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφοροποιήσεις της ποσοστιαίας αύξησης του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του. Έτσι η αύξηση του ΣΑ κυμαίνεται από 4 % για το κέντρο του στύλου έως 4,4 % για τις πλευρές του.



Σχήμα 4.55. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.2) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.56 η ενίσχυση έχει μεγαλύτερη επίδραση στο μέσο της πλευράς του στύλου, όπου ο ΣΑ έχει αυξηθεί κατά 4,5 % περίπου.



Σχήμα 4.56. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.2).

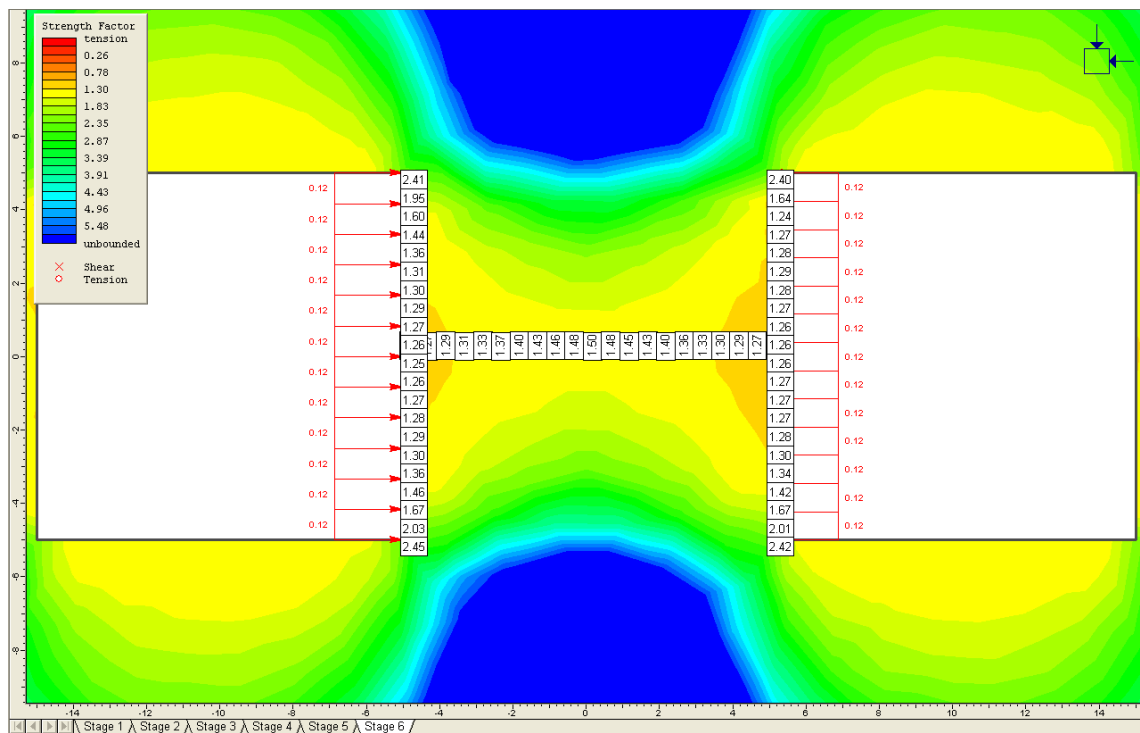
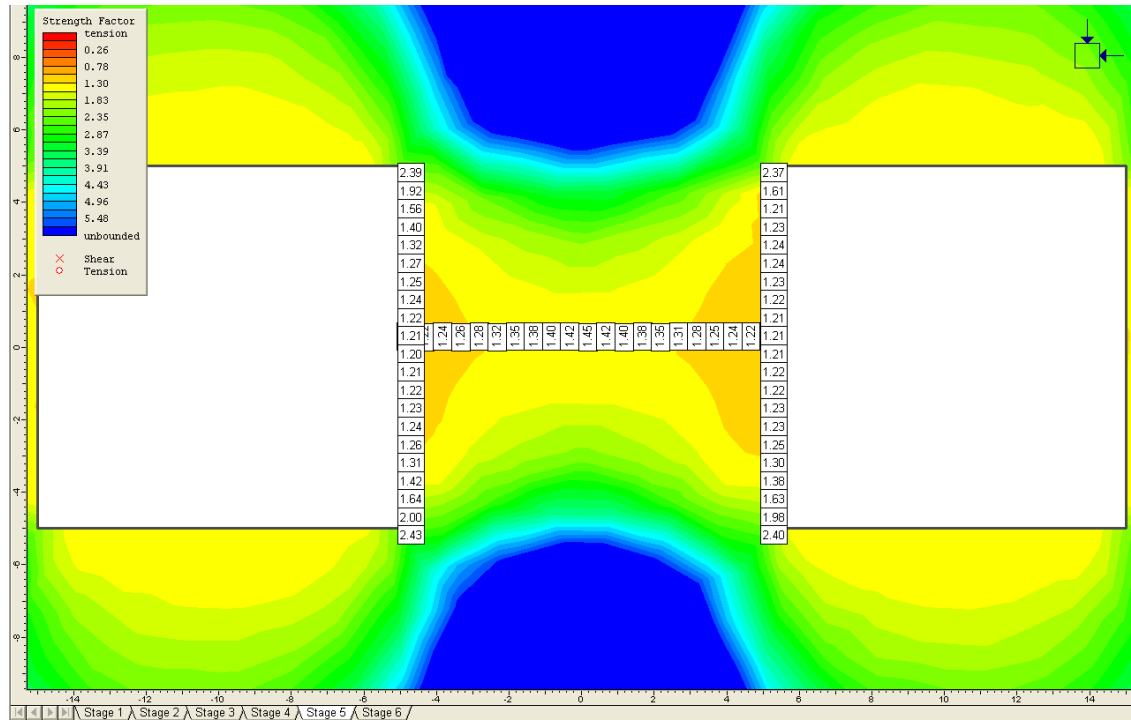
Συνεπώς, όπως προκύπτει από την ανάλυση Γ.2, η αύξηση του ΣΑ του στύλου λόγω της ενίσχυσης κυμαίνεται από 4 % για το κεντρικό του τμήμα έως 4,5 % για την πλευρική του επιφάνεια. Η μέση αύξηση του ΣΑ είναι 4,3%.

- **Ανάλυση (Γ.3)**

Στη συγκεκριμένη ανάλυση, όπως και στην προηγούμενη, δεν παρατηρείται (Σχήμα 4.57α) καμία διαρροή πεπερασμένων στοιχείων στο στύλο. Οι ελάχιστες τιμές του ΣΑ παρατηρούνται περίπου στο μέσο των πλευρών του, 1,20 και 1,21 για την αριστερή και τη δεξιά πλευρά αντίστοιχα. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ λαμβάνει την τιμή 1,45.

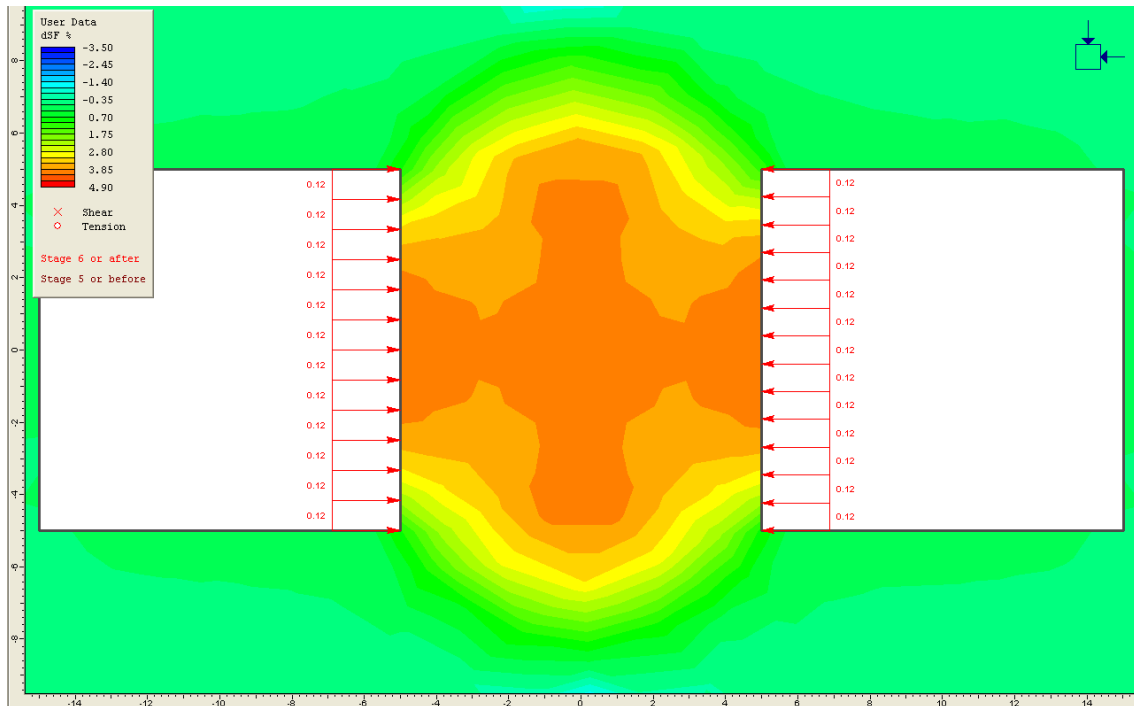
Όπως προκύπτει από την ανάλυση Γ.3 η κατάσταση του στύλου, όσον αφορά τις συνθήκες ευστάθειάς του, είναι καλύτερη σε σχέση με τις δυο προηγούμενες αναλύσεις. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η τιμή του γεωλογικού δείκτη αντοχής της βραχομάζας ($GSI = 70$) της συγκεκριμένης ανάλυσης είναι μεγαλύτερη σε σχέση με τις αντίστοιχες των αναλύσεων Γ.1 και Γ.2.

Το σχήμα 4.57β παρουσιάζει το ΣΑ του στύλου στο στάδιο εφαρμογής του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο. Ο ΣΑ στο μέσο περίπου του ύψους του στύλου από 1,20 έχει αυξηθεί σε 1,25 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,21 αυξήθηκε σε 1,26. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,45 αυξήθηκε σε 1,50.



Σχήμα 4.57α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Γ.3) πριν και μετά την ενίσχυση.

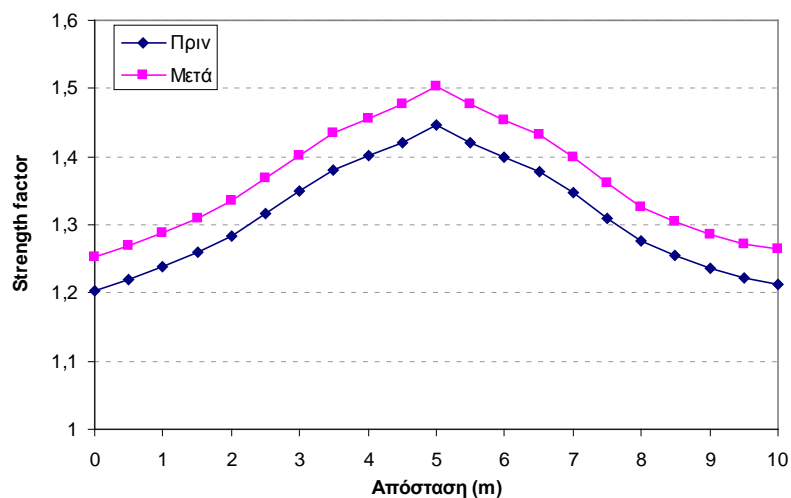
Στο Σχήμα 4.58 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου Γ.3 λόγω της ενίσχυσης.



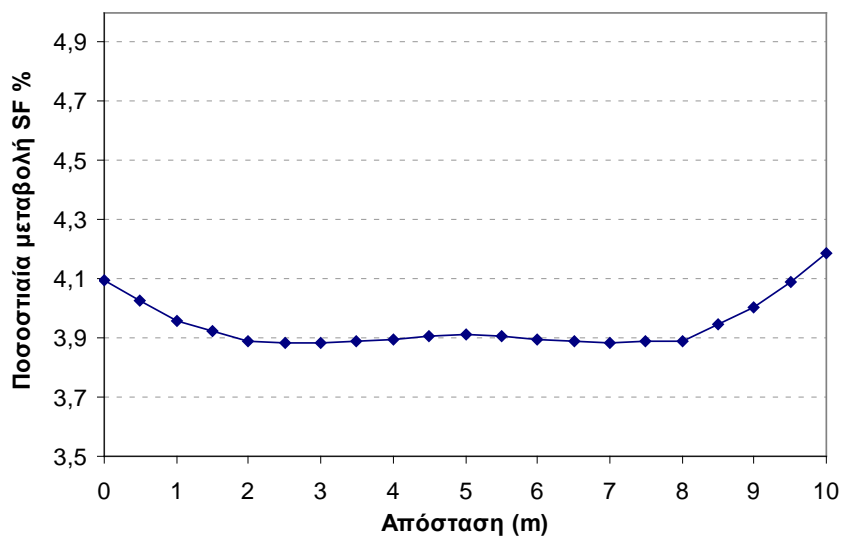
Σχήμα 4.58. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Γ.3).

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.59 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση.

Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.60 δίνονται για το ίδιο τμήμα οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης.



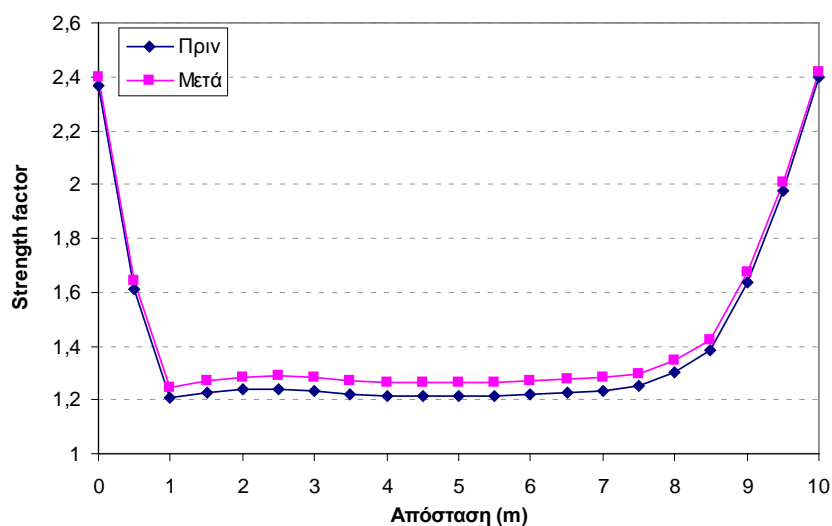
Σχήμα 4.59. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.3), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



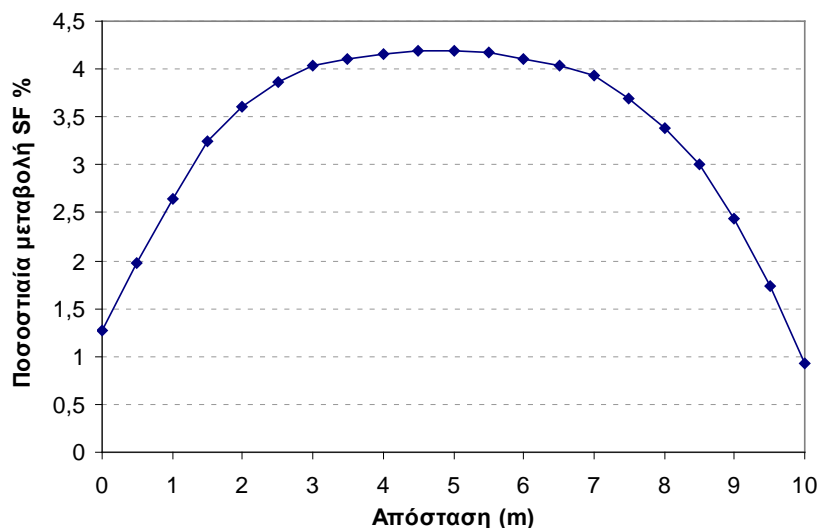
Σχήμα 4.60. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Γ.3), στο μέσο του.

Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.60, δεν παρατηρούνται διαφοροποιήσεις της ποσοστιαίας αύξησης του ΣΑ κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του. Έτσι η αύξηση του ΣΑ κυμαίνεται από 3,9 % για το κέντρο του στύλου έως 4,2 % για τις πλευρές του.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.61 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση. Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.62 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα.



Σχήμα 4.61. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.3) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



Σχήμα 4.62. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Γ.3).

Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.62 η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση στο μέσο της πλευράς του όπου και ο ΣΑ έχει αυξηθεί κατά 4,2 %, ενώ στις γωνίες του στύλου με την οροφή και το δάπεδο η αύξηση του ΣΑ είναι μόνο 1 %.

Συνεπώς, όπως προκύπτει από την ανάλυση Γ.3, η ενίσχυση επιτυγχάνει μια μέση αύξηση του ΣΑ του στύλου περίπου 4 %.

4.5.3.1. Σχολιασμός - Σύγκριση Γ.1, Γ.2, Γ.3.

Ο Πίνακας 4.9 παρουσιάζει συνοπτικά τα αποτελέσματα της Γ' Ομάδας Αναλύσεων.

Πίνακας 4.9. Αποτελέσματα Γ' Ομάδας Αναλύσεων.

	Ποσοστιαία αύξηση ΣΑ (ΔSF %)	
	Παρειές	Κέντρο
Γ.1	12 %	3,8 %
Γ.2	4,5 %	4 %
Γ.3	4,2 %	3,9 %

Η τιμή του GSI του στύλου Γ.1 (GSI = 50) είναι η χαμηλότερη σε σχέση με τις αναλύσεις Γ.2 (GSI = 60 MPa) και Γ.3 (GSI = 70 MPa).

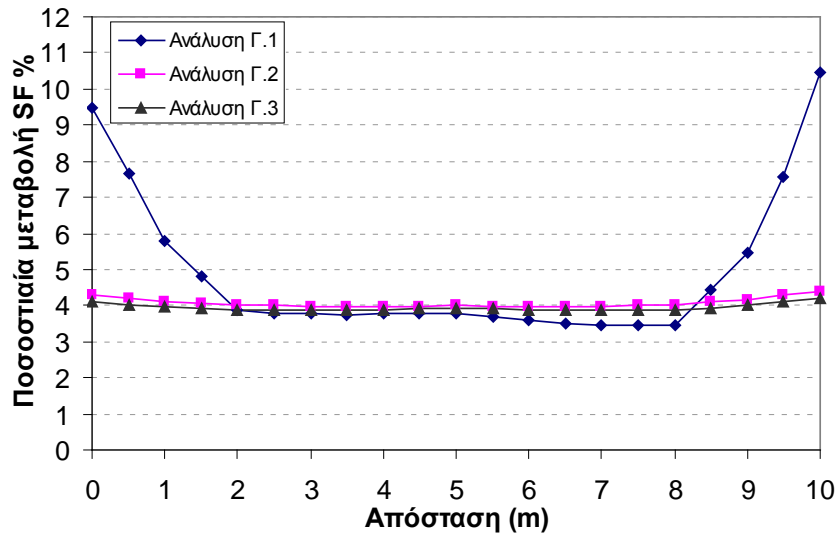
Από τον Πίνακα 4.9 προκύπτει ότι οι μεταβολές του γεωλογικού δείκτη αντοχής του πετρώματος του στύλου (GSI) επηρεάζουν τον τρόπο που επιδρά η ενίσχυση στο στύλο.

Σε όλες τις περιπτώσεις υπάρχει βελτίωση στις συνθήκες ευστάθειας των στύλων λόγω της ενίσχυσης. Ωστόσο, παρατηρείται ότι με την αύξηση του GSI διαφοροποιείται ο τρόπος που επιδρά η ενίσχυση στο στύλο.

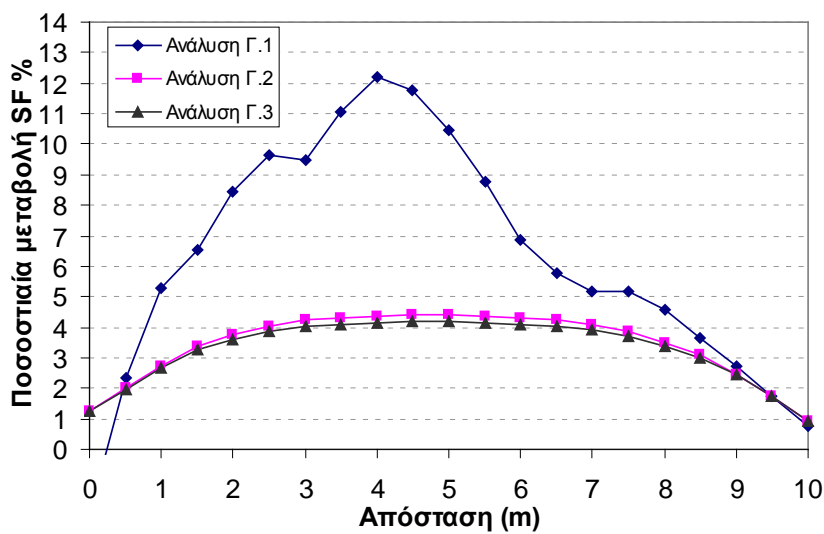
Από τους τρεις στύλους που εξετάστηκαν, μόνο ο στύλος Γ.1 έχει διαρρεύσει πλευρικά. Αυτό, όπως φαίνεται, έχει σαν συνέπεια η πλευρική πίεση της ενίσχυσης να επιδρά κυρίως στις παρειές του στύλου, αυξάνοντας το ΣΑ ως και κατά 12%. Αντίθετα, η επίδραση της ενίσχυσης για το κέντρο του στύλου είναι μειωμένη (3,8 %).

Στους στύλους των αναλύσεων Γ.2 και Γ.3, όπου δεν υπάρχει διαρροή, η ενίσχυση δεν παρουσιάζει διαφοροποιήσεις κατά πλάτος του στύλου. Συνεπώς το πλευρικό φορτίο κατανέμεται ομοιόμορφα στη μάζα του στύλου, επιτυγχάνοντας μια γενική αύξηση του ΣΑ κατά 4% - 4,5% για το στύλο Γ.2 και κατά 3,9% - 4,2% για το στύλο Γ.3.

Το Σχήμα 4.63 παρουσιάζει τα συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των αναλύσεων Γ.1, Γ.2 και Γ.3, αναφορικά με τον τρόπο που επιδρά η ενίσχυση κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του. Σύμφωνα με το διάγραμμα, από ένα σημείο και πέρα στην αύξηση του GSI, η επίδραση της ενίσχυσης δεν διαφοροποιείται σημαντικά αφού, όπως φαίνεται, η διαφορά στην ποσοστιαία αύξηση του ΣΑ των στύλων Γ.2 και Γ.3 είναι πολύ μικρή. Παρόμοιο συμπέρασμα μπορεί να προκύψει και από το διάγραμμα του σχήματος 4.64 το οποίο παρουσιάζει τα συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των αναλύσεων Γ.1, Γ.2 και Γ.3, αναφορικά με τον τρόπο που επιδρά η ενίσχυση στην πλευρική επιφάνεια των τριών στύλων.



Σχήμα 4.63. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων Γ.1, Γ.2 και Γ.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του.



Σχήμα 4.64. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων Γ.1, Γ.2 και Γ.3 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου.

Από το διάγραμμα του σχήματος 4.64 προκύπτει επίσης το συμπέρασμα ότι η αύξηση του GSI έχει ως επακόλουθο τη μείωση της επίδρασης του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στη βελτίωση της ευστάθειας των πλευρών του στύλου. Έτσι η μέγιστη ποσοστιαία αύξηση του ΣΑ της πλευρικής επιφάνειας των στύλων Γ.1, Γ.2 και Γ.3 είναι 12 %, 4,5 % και 4,2 % αντίστοιχα η οποία παρατηρείται στο μέσο των παρειών.

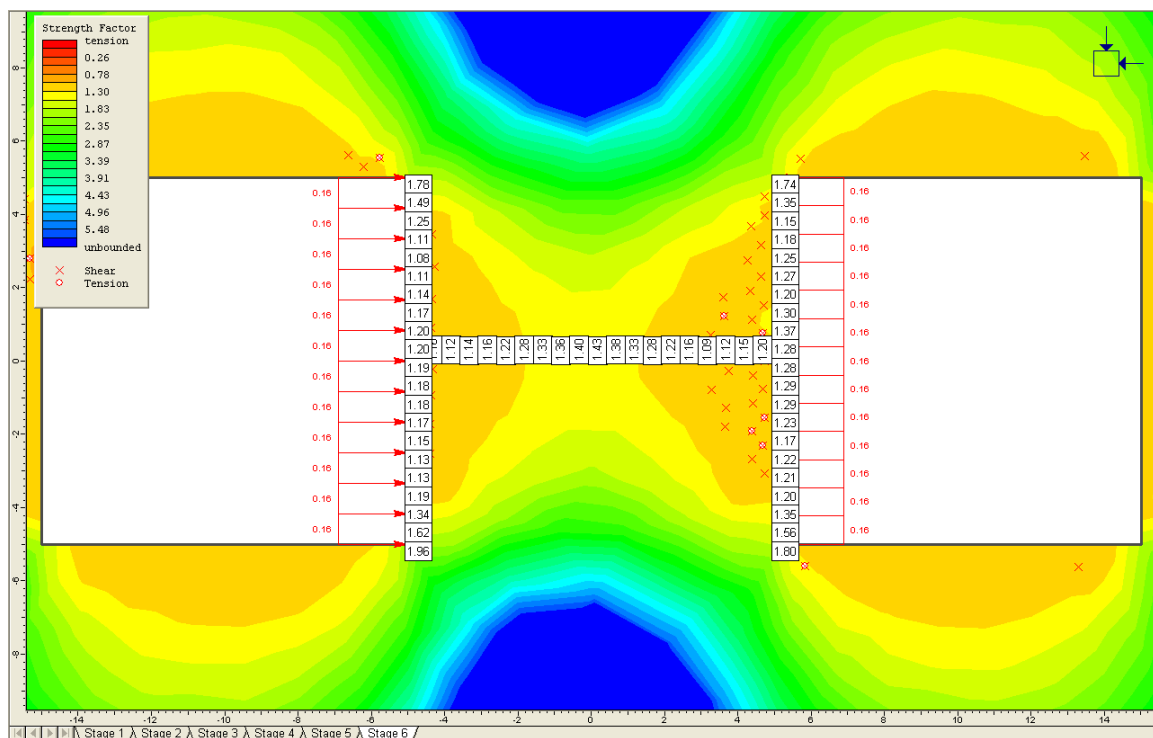
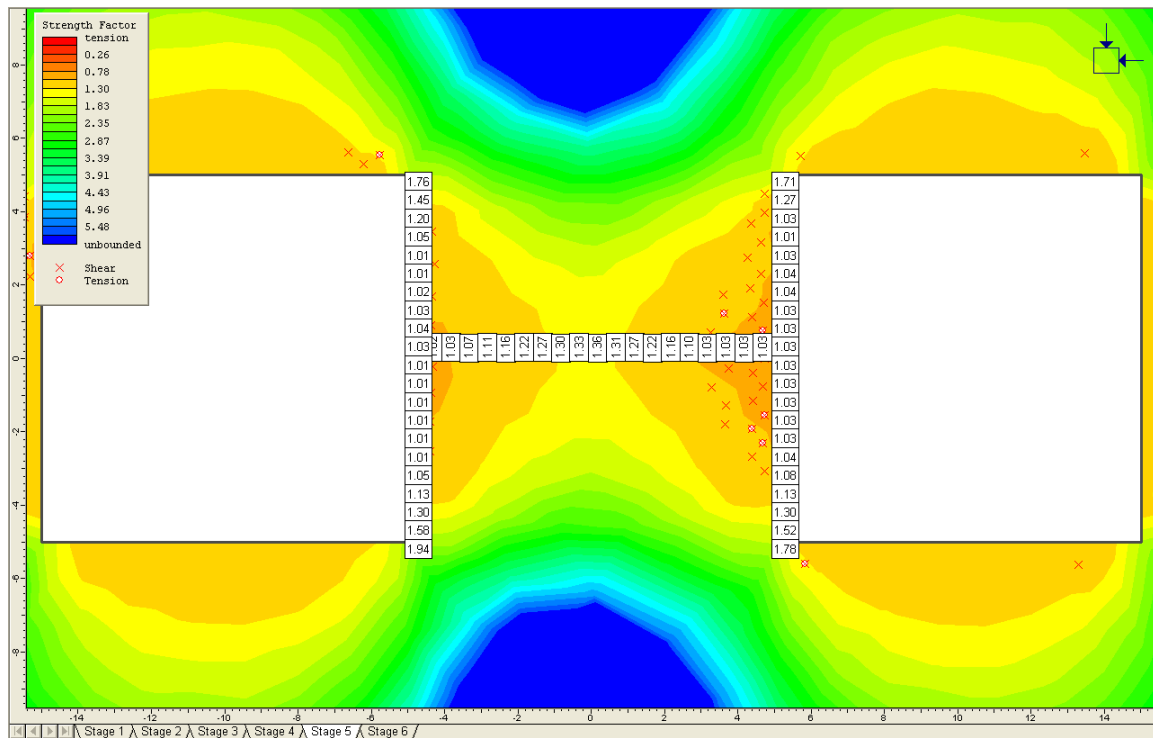
Παρατηρείται τέλος ότι η επίδραση της ενίσχυσης στην πλευρική επιφάνεια του στύλου Γ.1 είναι πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με τις αναλύσεις Γ.2 και Γ.3. Αυτό δικαιολογείται από το γεγονός ότι στις πλευρές του στύλου Γ.1 υπάρχει διαρροή.

4.5.4. Αποτελέσματα Δ' Ομάδας Αναλύσεων

- **Ανάλυση (Δ.1)**

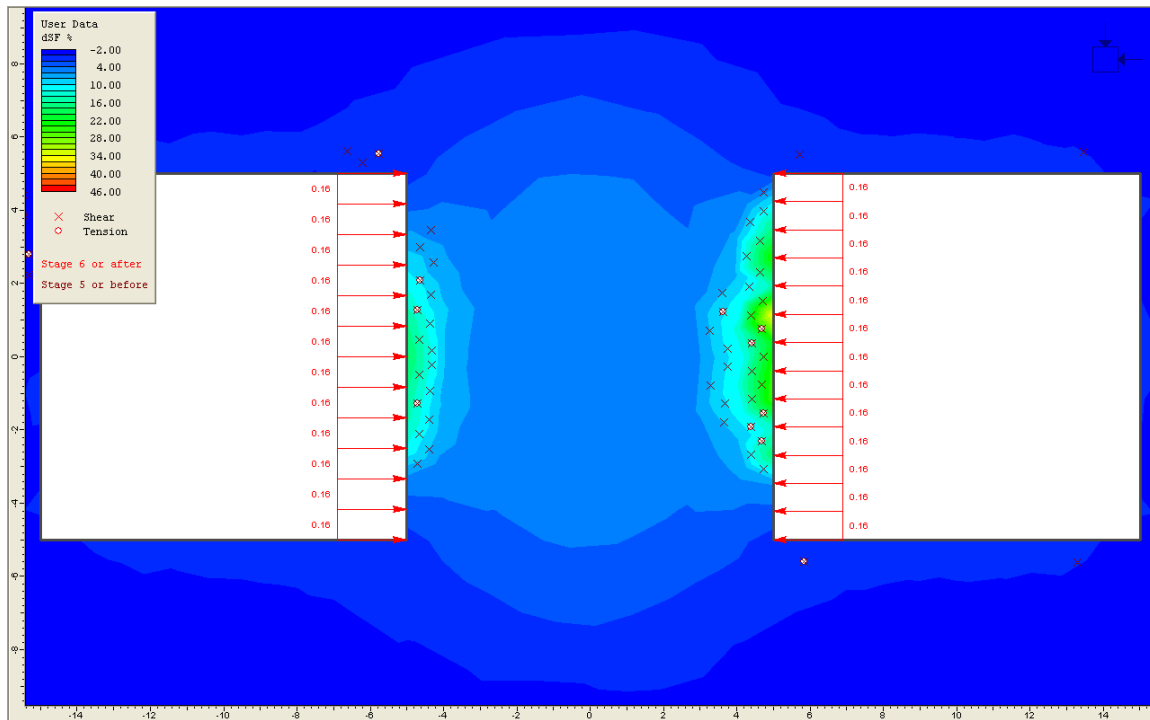
Στην συγκεκριμένη ανάλυση παρατηρείται (σχήμα 4.65α) διαρροή στοιχείων στις παρειές του στύλου, κυρίως στη δεξιά πλευρά του. Περίπου στο μέσο των πλευρών του στύλου, ο ΣΑ λαμβάνει τη χαμηλότερη τιμή του, 1,01 για την αριστερή πλευρά και 1,03 για τη δεξιά πλευρά. Επιπλέον, παρατηρείται, όπως είναι αναμενόμενο, διαφοροποιήσεις του συντ. αντοχής κατά πλάτος του στύλου. Στο κεντρικό τμήμα του ο ΣΑ λαμβάνει τιμή ίση με 1,36.

Το σχήμα 4.65β παρουσιάζει το συντελεστή αντοχής του στύλου στο στάδιο εφαρμογής του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο. Ο ΣΑ του στύλου στο μέσο περίπου του ύψους του από 1,01 έχει αυξηθεί σε 1,19 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,03 αυξήθηκε σε 1,37, στα 4m περίπου από την οροφή. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,36 αυξήθηκε σε 1.43.



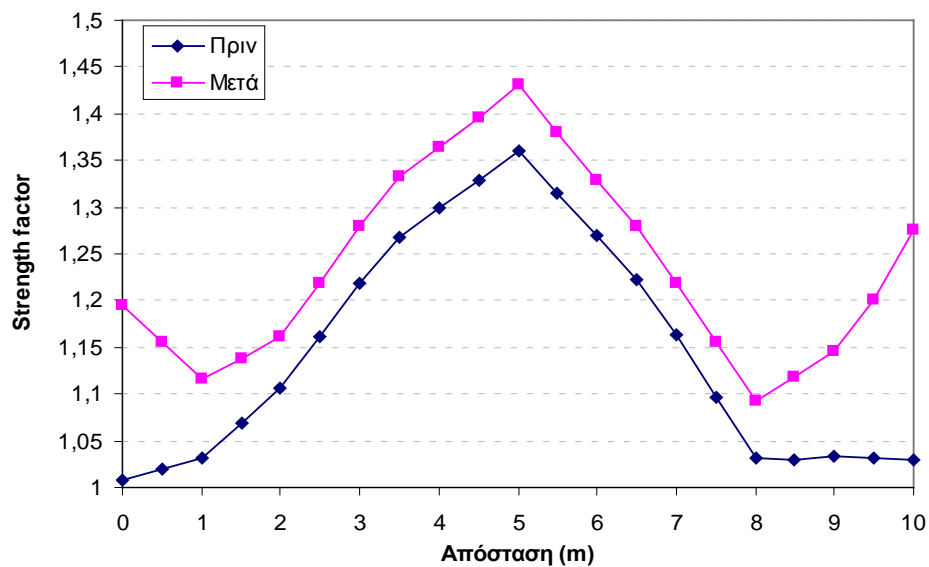
Σχήμα 4.65α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Δ.1) πριν και μετά την ενίσχυση.

Στο Σχήμα 4.66 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου Δ.1 λόγω της ενίσχυσης.

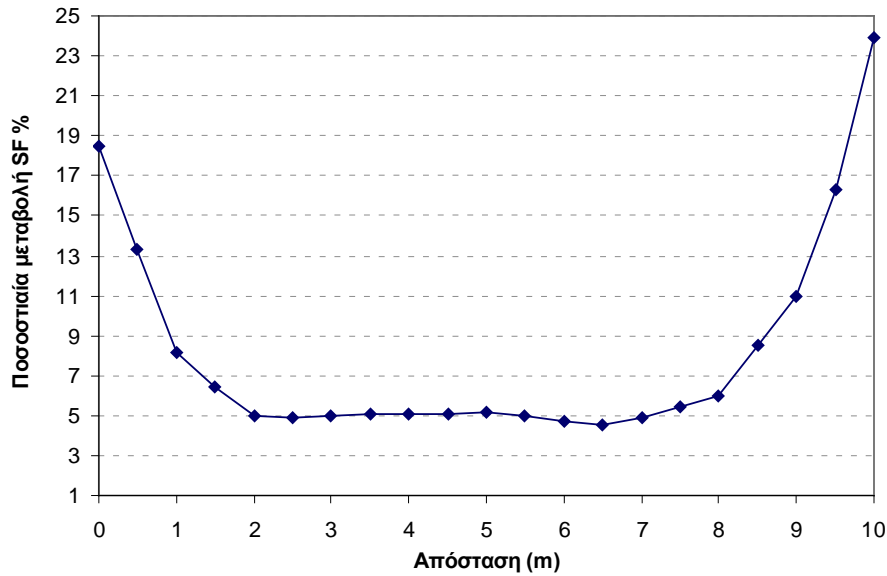


Σχήμα 4.66. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Δ.1).

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.67 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση. Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.68 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα.



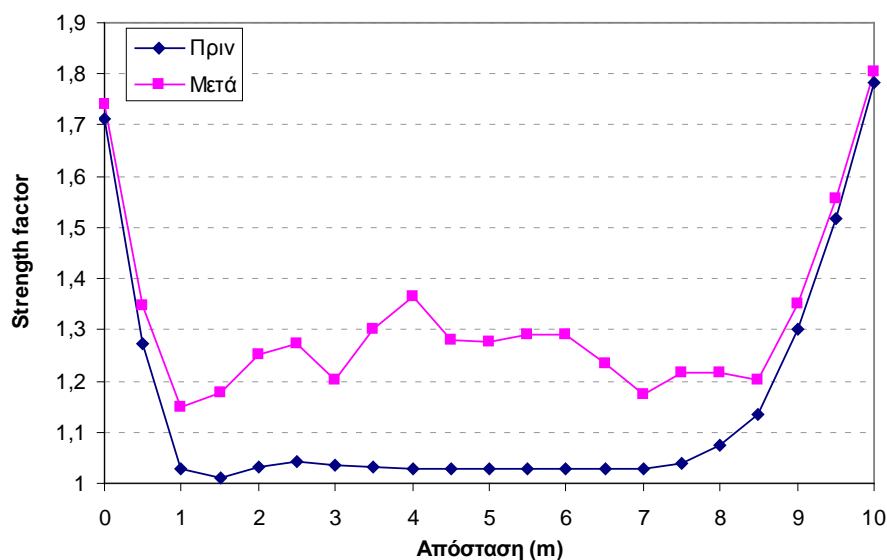
Σχήμα 4.67. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.1), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



Σχήμα 4.68. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.1), στο μέσο του.

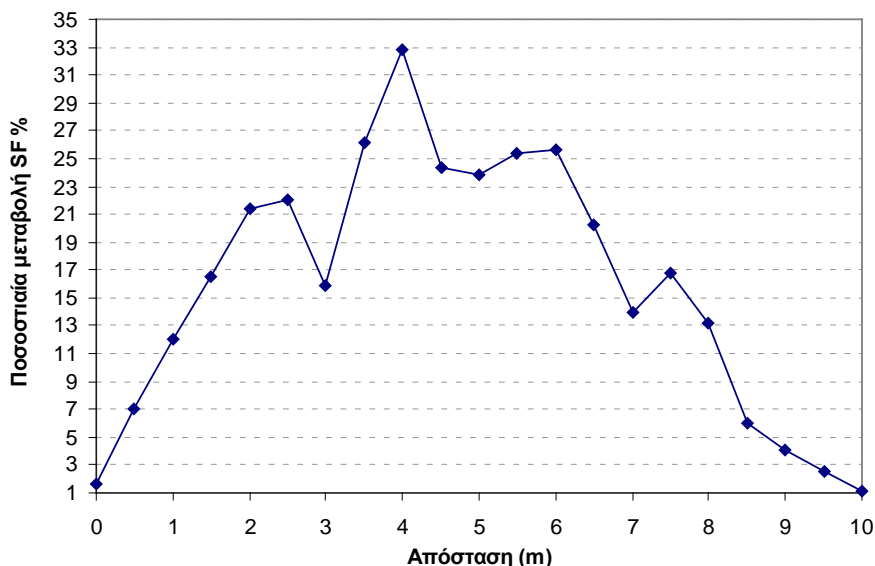
Σύμφωνα με το διάγραμμα η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση στις πλευρές του στύλου, όπου και παρατηρείται διαρροή, και μικρότερη στο κέντρο του. Έτσι, ο ΣΑ αυξήθηκε κατά 18,5 % στο μέσον της αριστερής πλευράς του στύλου, και κατά 24% περίπου στο μέσο της δεξιάς πλευράς του, όπου παρατηρείται και η μεγαλύτερη μεταβολή. Για το κεντρικό τμήμα του στύλου η αύξηση του ΣΑ είναι 5 %.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.69 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση,



Σχήμα 4.69. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.1) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

ενώ στο σχήμα 4.70 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα αντίστοιχα. Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.89 η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση περίπου στο μέσο της πλευράς του όπου και ο ΣΑ έχει αυξηθεί μέχρι και κατά 32,8 %, ενώ στις γωνίες του στύλου με την οροφή και το δάπεδο η αύξηση του ΣΑ είναι μόνο 1%.

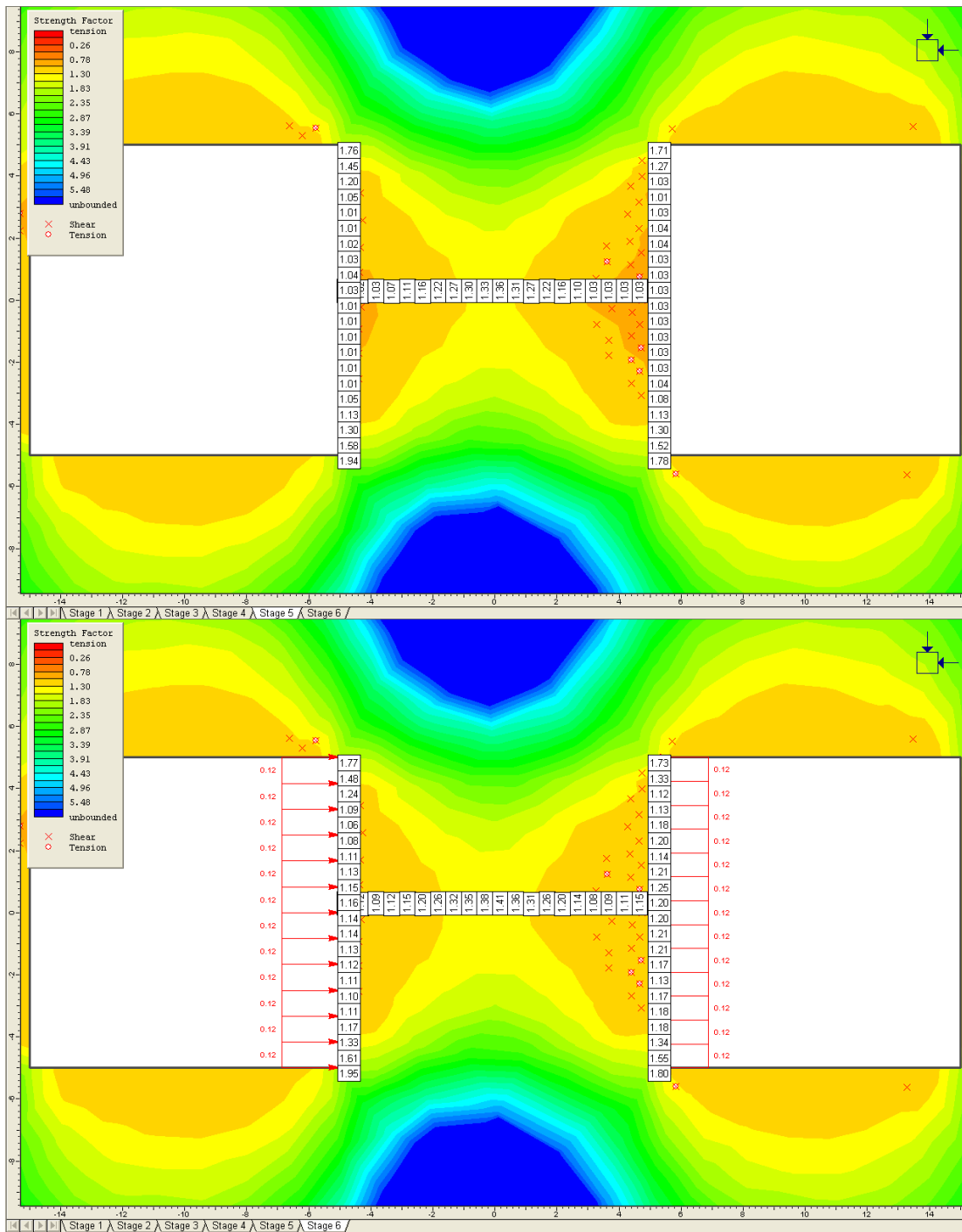


Σχήμα 4.70. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.1).

Όπως προκύπτει από την ανάλυση Δ.1, η αύξηση του ΣΑ του στύλου λόγω της ενίσχυσης κυμαίνεται από 5 % για το κεντρικό του τμήμα έως 33 % για την πλευρική του επιφάνεια.

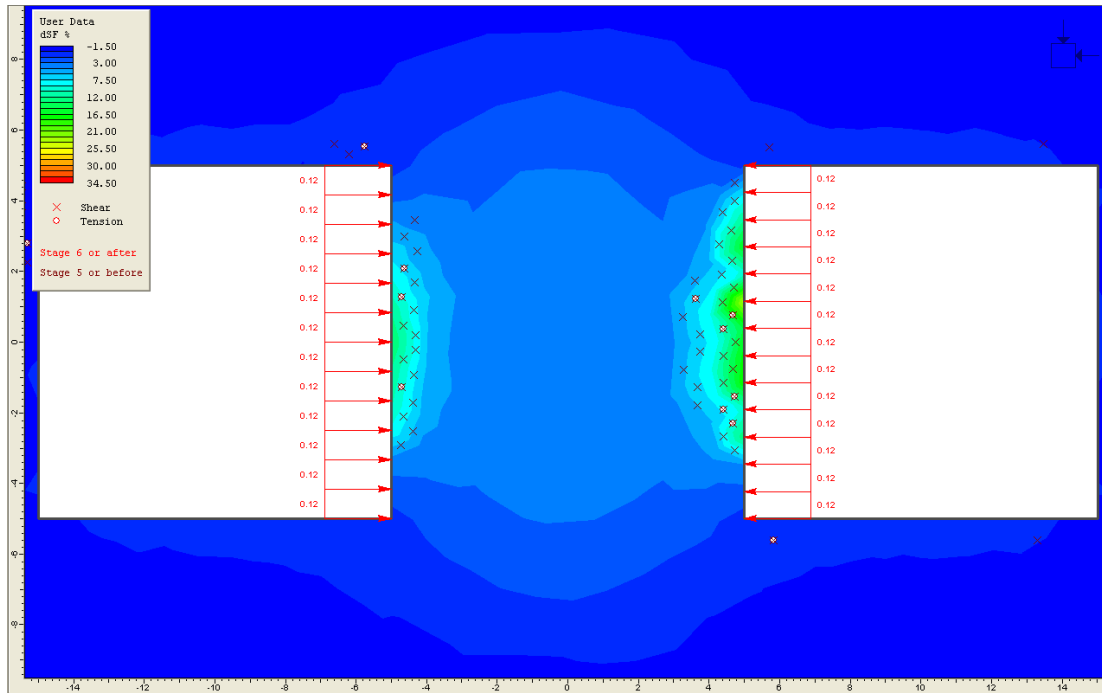
- **Ανάλυση (Δ.2)**

Το σχήμα 4.71β παρουσιάζει το συντελεστή αντοχής του στύλου στο στάδιο εφαρμογής του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο. Ο ΣΑ του στύλου στο μέσο περίπου του ύψους του από 1,01 έχει αυξηθεί σε 1,14 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,03 αυξήθηκε σε 1,25, στα 4m περίπου από την οροφή. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,36 αυξήθηκε σε 1.41.



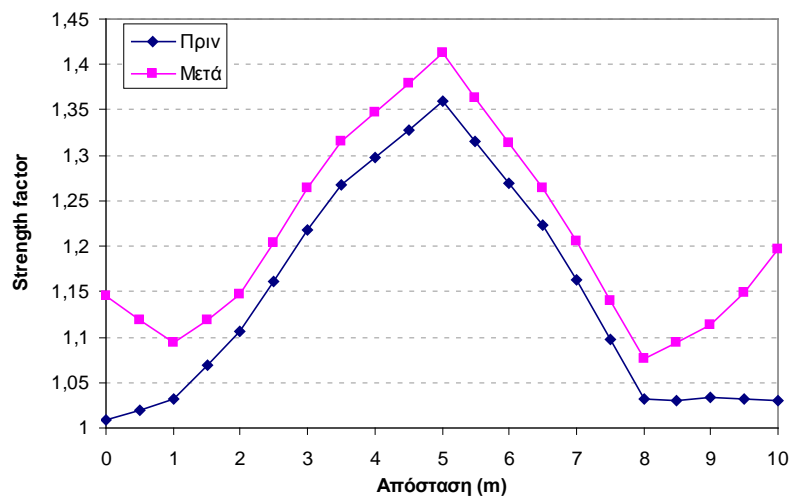
Σχήμα 4.71α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Δ.2) πριν και μετά την ενίσχυση.

Στο Σχήμα 4.72 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου Δ.2 λόγω της ενίσχυσης.

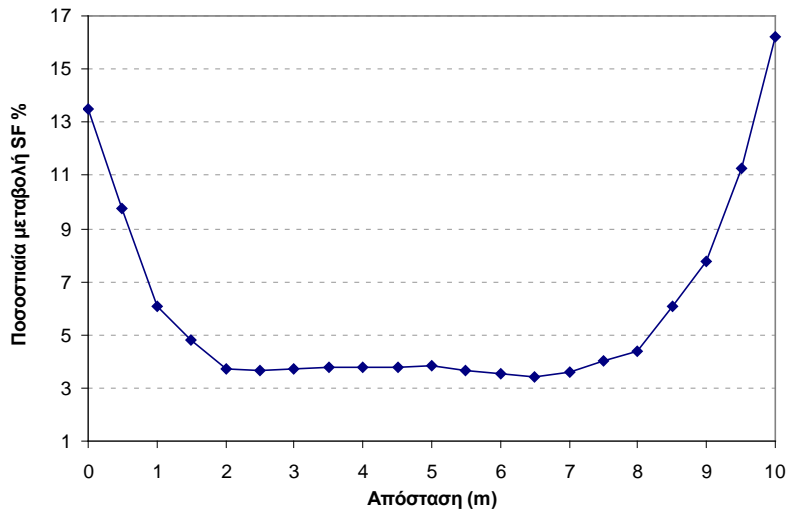


Σχήμα 4.72. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Δ.2).

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.73 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση. Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.74 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα.



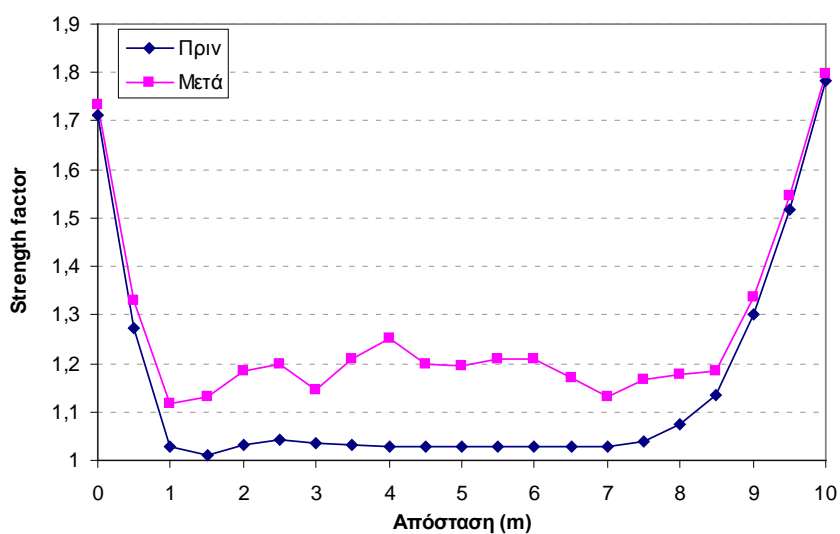
Σχήμα 4.73. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.2), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



Σχήμα 4.74. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.2), στο μέσο του.

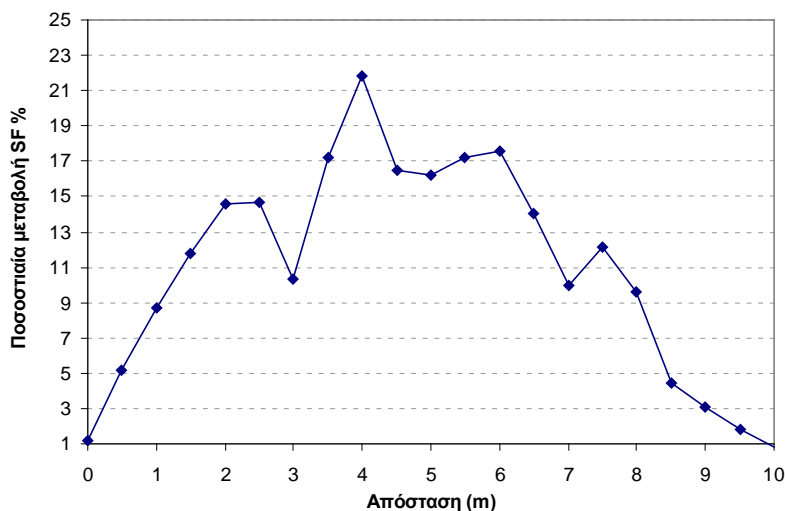
Σύμφωνα με το διάγραμμα η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση στις πλευρές του στύλου, όπου και παρατηρείται διαρροή, και μικρότερη στο κέντρο του. Έτσι, ο ΣΑ αυξήθηκε κατά 13,5 % στο μέσον της αριστερής πλευράς του στύλου, και κατά 16,2% περίπου στο μέσο της δεξιάς πλευράς του, όπου παρατηρείται και η μεγαλύτερη μεταβολή. Για το κεντρικό τμήμα του στύλου η αύξηση του ΣΑ είναι περίπου 3,8 %.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.75 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση,



Σχήμα 4.75. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.2) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

ενώ στο σχήμα 4.76 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα αντίστοιχα. Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.76 η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση περίπου στο μέσο της πλευράς του όπου και ο ΣΑ έχει αυξηθεί μέχρι και κατά 22 %, ενώ στις γωνίες του στύλου με την οροφή και το δάπεδο η αύξηση του ΣΑ είναι μόνο 1%.

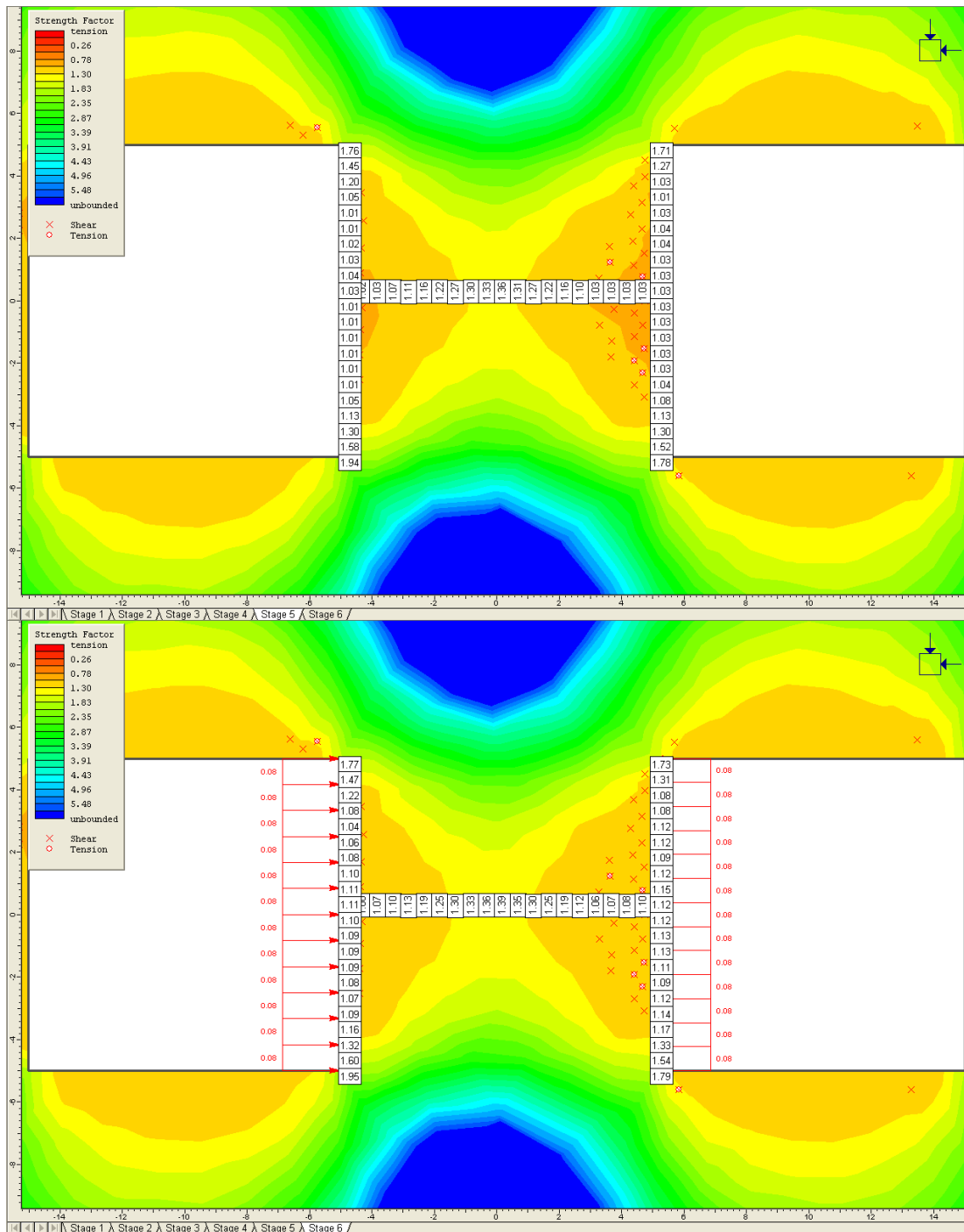


Σχήμα 4.76. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.2).

Όπως προκύπτει από την ανάλυση Δ.2, η αύξηση του ΣΑ του στύλου λόγω της ενίσχυσης κυμαίνεται από 3,8 % για το κεντρικό του τμήμα έως 22 % για την πλευρική του επιφάνεια. Η μέση αύξηση του ΣΑ είναι περίπου 13%.

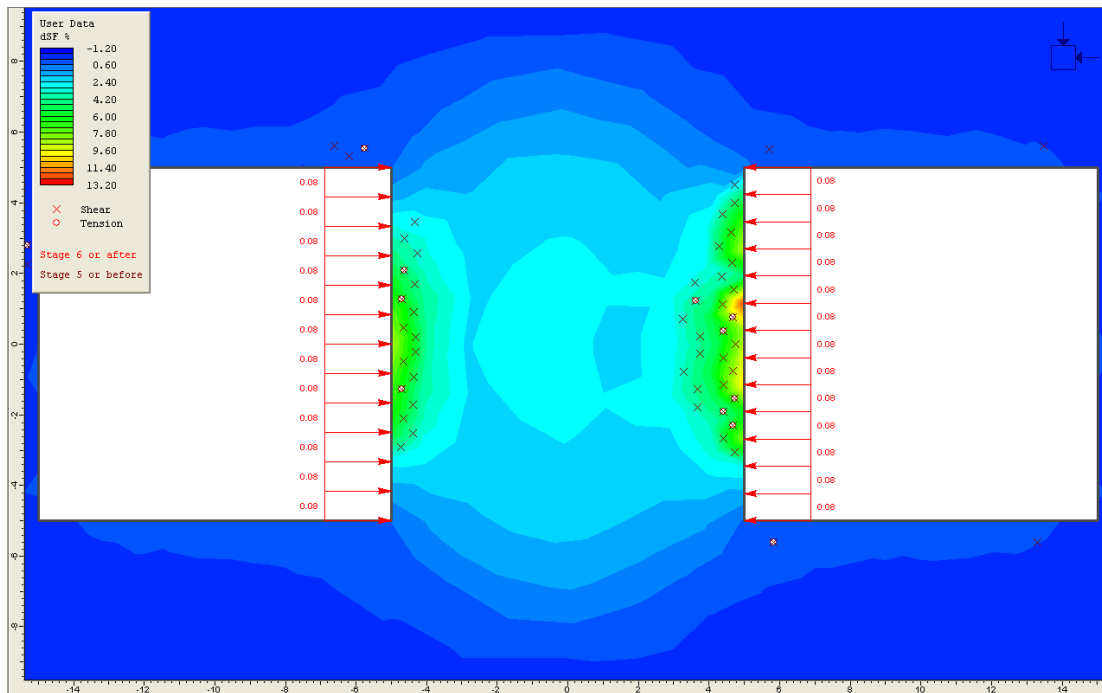
- **Ανάλυση (Δ.3)**

Το σχήμα 4.77β παρουσιάζει το συντελεστή αντοχής του στύλου στο στάδιο εφαρμογής του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στο στύλο. Ο ΣΑ του στύλου στο μέσο περίπου του ύψους του από 1,01 έχει αυξηθεί σε 1,10 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,03 αυξήθηκε σε 1,15, στα 4m περίπου από την οροφή. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,36 αυξήθηκε σε 1.39.



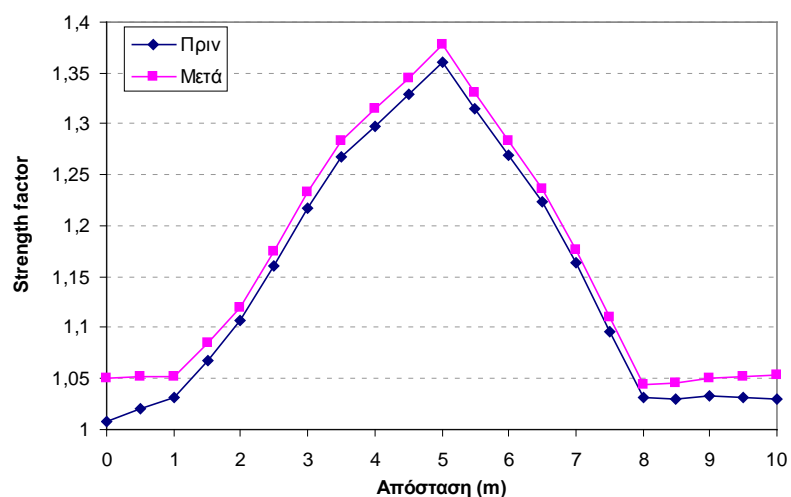
Σχήμα 4.77α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Δ.3) πριν και μετά την ενίσχυση.

Στο Σχήμα 4.78 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου Δ.3 λόγω της ενίσχυσης.

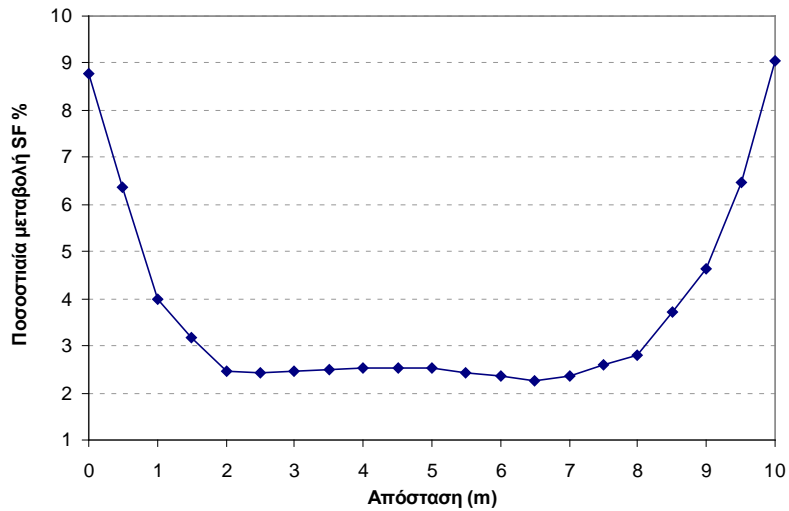


Σχήμα 4.78. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Δ.3).

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.79 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση. Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.80 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα.



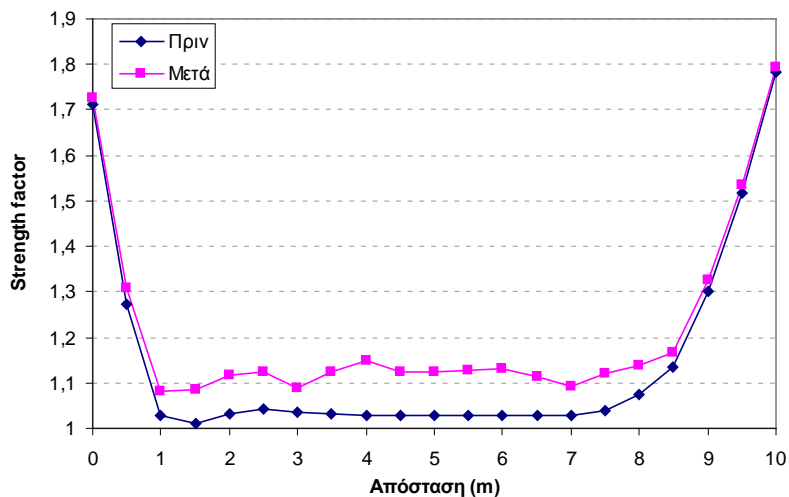
Σχήμα 4.79. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.3), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



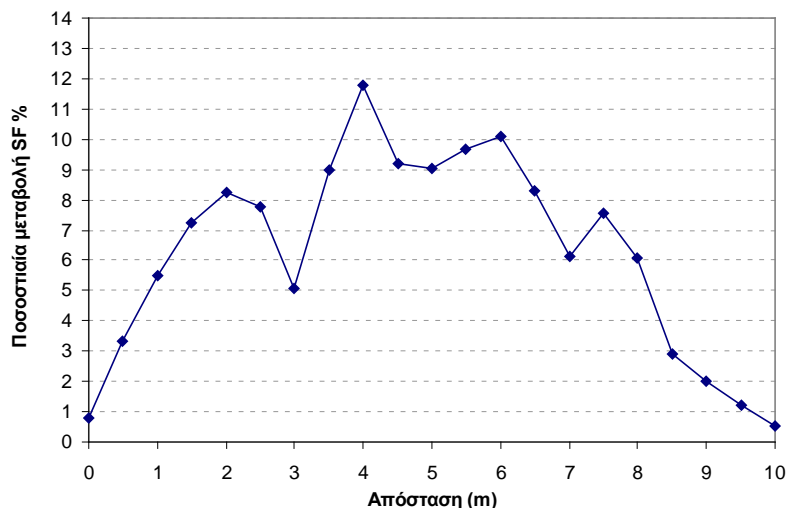
Σχήμα 4.80. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.3), στο μέσο του.

Σύμφωνα με το διάγραμμα η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση στις πλευρές του στύλου, όπου και παρατηρείται διαρροή, και μικρότερη στο κέντρο του. Έτσι, ενώ ο ΣΑ αυξήθηκε κατά περίπου 9 % στο μέσον των δυο πλευρών του στύλου, για το κεντρικό του τμήμα η αύξηση του ΣΑ είναι περίπου 2,5 %.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.81 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση, ενώ στο σχήμα 4.82 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα αντίστοιχα.



Σχήμα 4.81. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.3) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



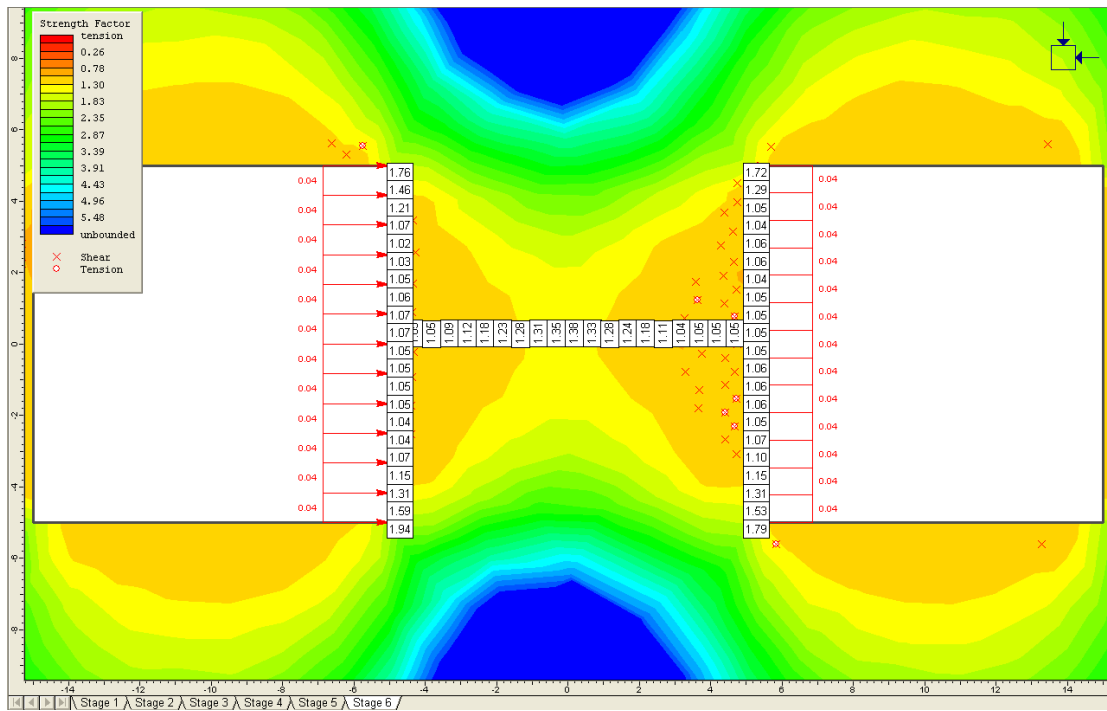
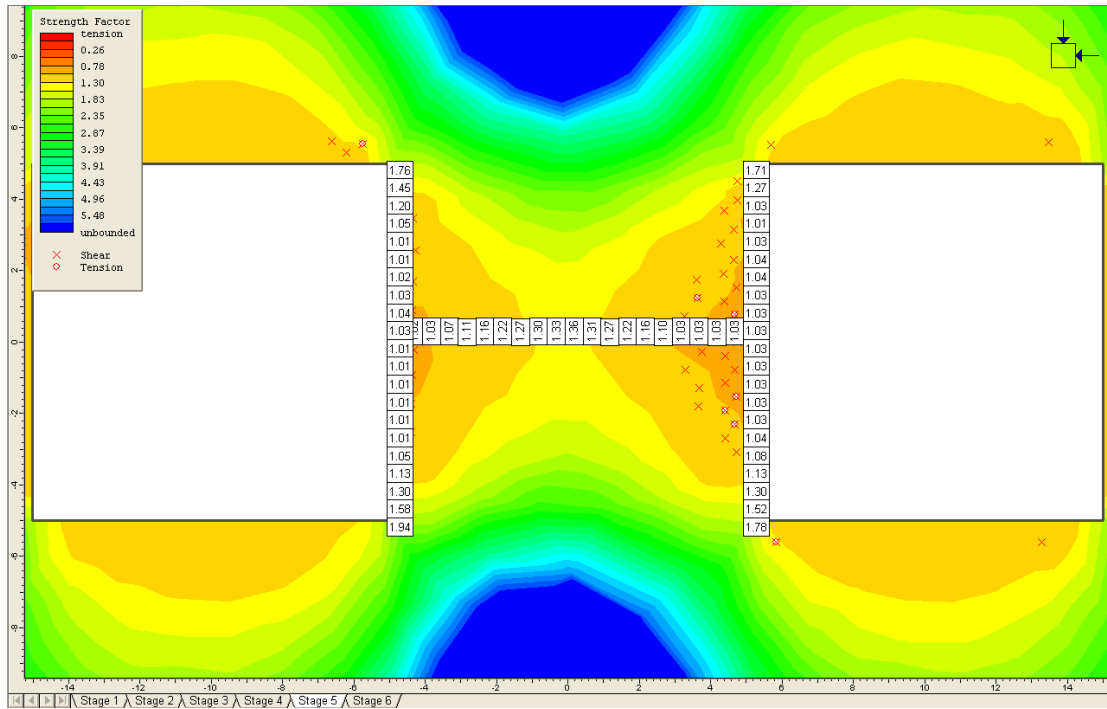
Σχήμα 4.82. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.3).

Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.82 η ενίσχυση στο στύλο έχει μεγαλύτερη επίδραση περίπου στο μέσο της πλευράς του όπου και ο ΣΑ έχει αυξηθεί μέχρι και κατά 12 %.

Συνεπώς, όπως προκύπτει από την ανάλυση Δ.3, η αύξηση του ΣΑ του στύλου λόγω της ενίσχυσης κυμαίνεται από 2,5 % για το κεντρικό του τμήμα έως 12 % για την πλευρική του επιφάνεια. Η μέση αύξηση του ΣΑ είναι περίπου 7,2 %.

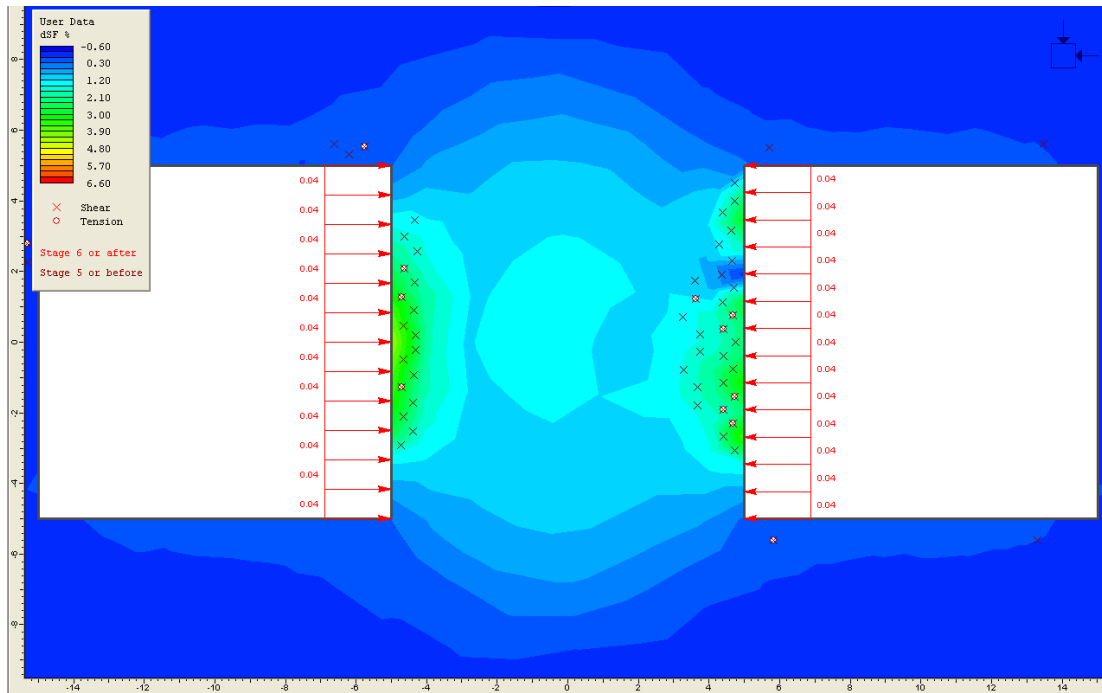
- **Ανάλυση (Δ.4)**

Τα σχήμα 4.83α,β παρουσιάζει το συντελεστή αντοχής του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση. Σύμφωνα με το σχήμα 4.83β ο ΣΑ του στύλου στο μέσο περίπου του ύψους του από 1,01 έχει αυξηθεί σε 1,05 στην αριστερή πλευρά, ενώ στη δεξιά πλευρά του στύλου ο ΣΑ από 1,03 αυξήθηκε σε 1,06. Στο κέντρο του στύλου ο ΣΑ από 1,36 αυξήθηκε σε 1.38.



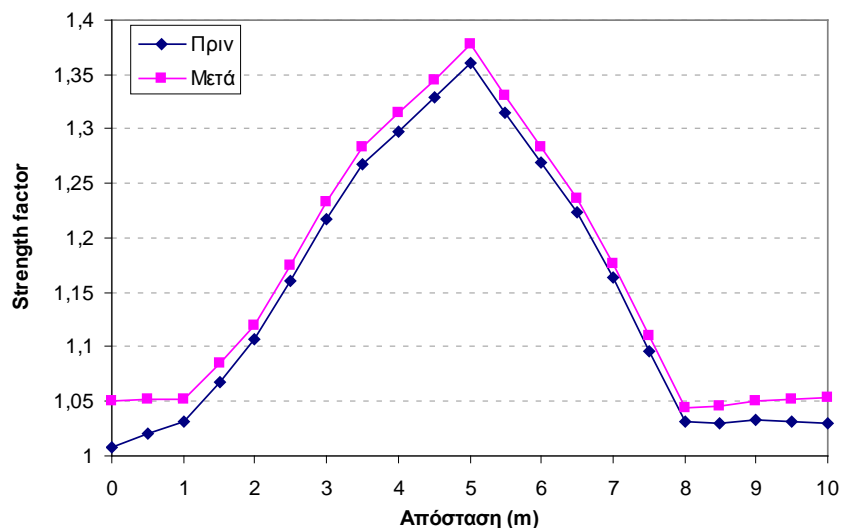
Σχήμα 4.83α,β. Συντελεστής αντοχής Strength Factor του στύλου (Δ.4) πριν και μετά την ενίσχυση.

Στο Σχήμα 4.84 απεικονίζεται η κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ (ΔSF %) στη μάζα του στύλου Δ.4 λόγω της ενίσχυσης.

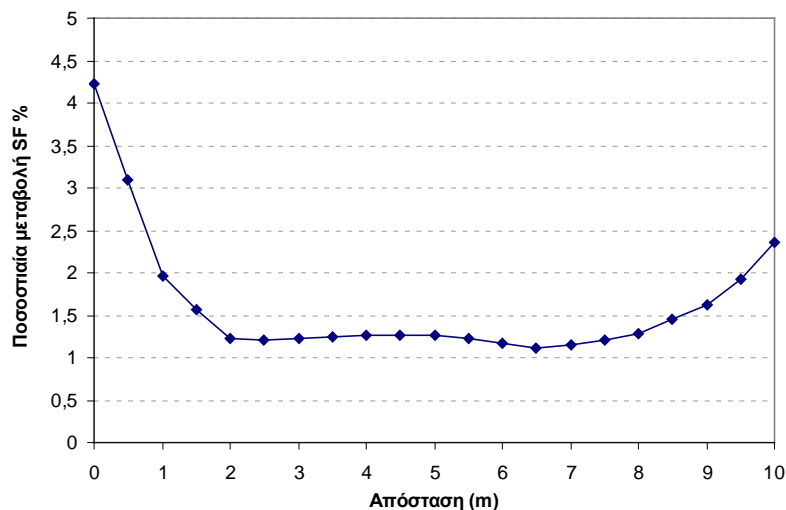


Σχήμα 4.84. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής του στύλου (Δ.4).

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.85 δίνονται οι τιμές του ΣΑ σε συνάρτηση με το πλάτος του στύλου, στο μέσο του ύψους του, πριν και μετά την ενίσχυση. Αντίστοιχα, στο σχήμα 4.86 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα.



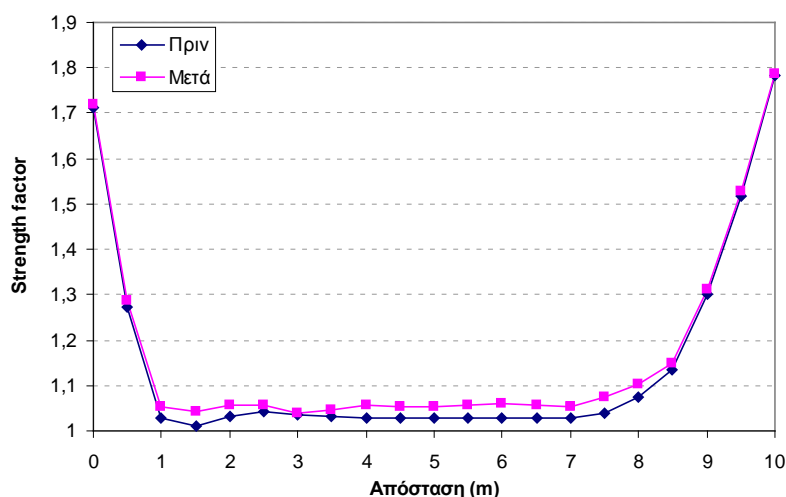
Σχήμα 4.85. Συντελεστής αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.4), στο μέσο του, πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



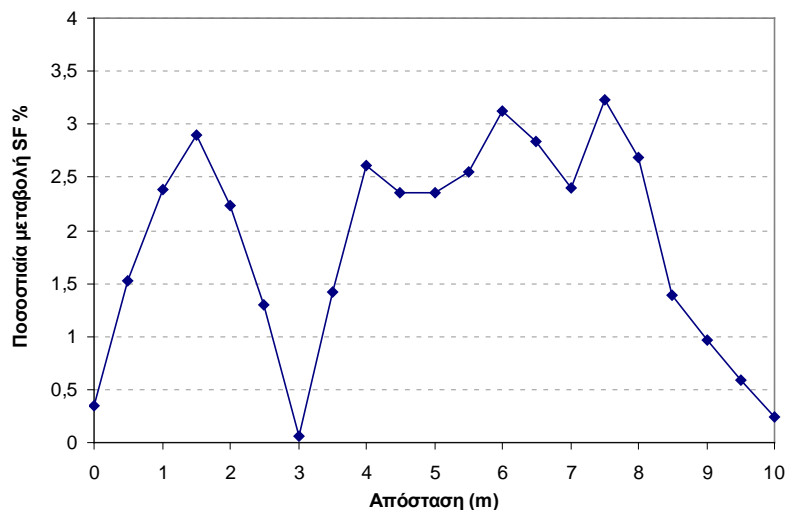
Σχήμα 4.86. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου (Δ.4), στο μέσο του.

Σύμφωνα με το διάγραμμα η ενίσχυση στο στύλο έχει επιφέρει αύξηση του ΣΑ κατά 4,2 % στο μέσον της αριστερής πλευράς του στύλου, και κατά 2,4 % περίπου στο μέσο της δεξιάς πλευράς του. Για το κεντρικό τμήμα του στύλου η αύξηση του ΣΑ είναι μόνο 1,3 %.

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.87 δίνονται οι τιμές του ΣΑ για την πλευρική επιφάνεια του στύλου πριν και μετά την ενίσχυση, ενώ στο σχήμα 4.87 δίνονται οι τιμές της ποσοστιαίας μεταβολής του ΣΑ λόγω της ενίσχυσης για το ίδιο τμήμα αντίστοιχα.



Σχήμα 4.87. Συντελεστής αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.4) πριν και μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.



Σχήμα 4.88. Ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου (Δ.4).

Σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 4.88 η μέγιστη αύξηση στο ΣΑ της πλευρικής επιφάνειας του στύλου λόγω της ενίσχυσης είναι 3,2%.

Όπως προκύπτει από την ανάλυση Δ.4, η αύξηση του ΣΑ του στύλου λόγω της ενίσχυσης κυμαίνεται από 1,3 % για το κεντρικό του τμήμα έως 3,2 % για την πλευρική του επιφάνεια. Η μέση αύξηση του ΣΑ είναι μόνο 1,75 %.

4.5.3.1. Σχολιασμός - Σύγκριση Δ.1, Δ.2, Δ.3, Δ.4.

Η Δ' Ομάδα Αναλύσεων πραγματοποιήθηκε με σκοπό να εξεταστεί η συμπεριφορά της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση του πλευρικού φορτίου που ασκείται στο στύλο λόγω της ενίσχυσης. Συνεπώς το πλευρικό φορτίο ενίσχυσης που εφαρμόστηκε στο στύλο των αναλύσεων Δ.1, Δ.2, Δ.3 και Δ.4 διαφοροποιήθηκε λαμβάνοντας τις τιμές 0,16 MN / m², 0,12 MN / m², 0,08 MN / m² και 0,04 MN / m² για κάθε ανάλυση αντίστοιχα.

Ο Πίνακας 4.10 παρουσιάζει συνοπτικά τα αποτελέσματα της Δ' Ομάδας Αναλύσεων.

Το συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι η ποσοστιαία αύξηση του ΣΑ του στύλου, καθορίζεται σε μεγάλο βαθμό από το μέγεθος του πλευρικού φορτίου που εφαρμόζεται σ' αυτόν από τα μέτρα ενίσχυσης.

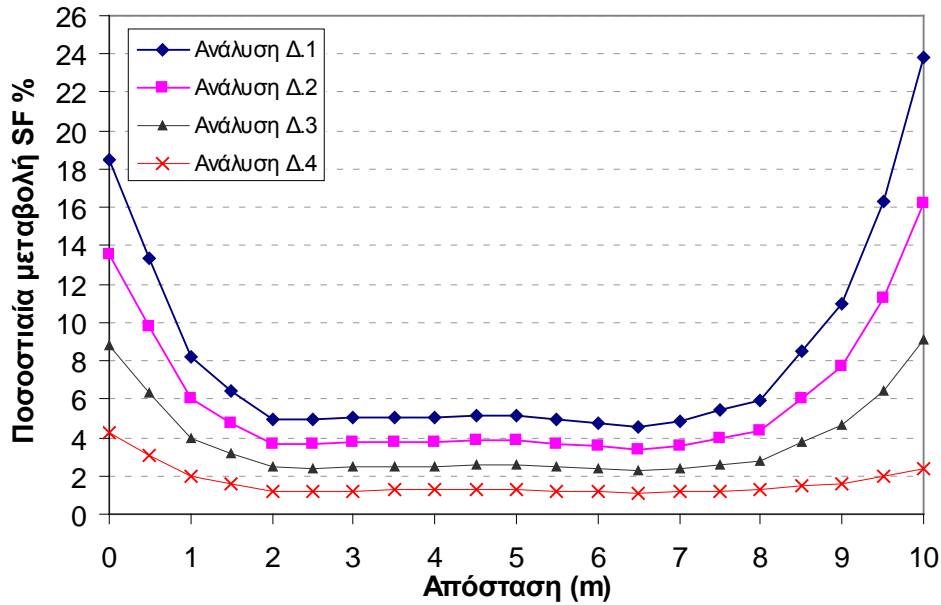
Πίνακας 4.10. Αποτελέσματα Δ' Ομάδας Αναλύσεων.

	Ποσοστιαία αύξηση ΣΑ (ΔSF %)	
	Παριές	Κέντρο
Δ.1	33%	5%
Δ.2	22 %	3,8 %
Δ.3	12 %	2,5 %
Δ.4	3,2 %	1,3 %

Παρατηρείται ότι με την αύξηση του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης που εφαρμόζεται στο στύλο, η βελτίωση της αντοχής του στύλου είναι μεγαλύτερη.

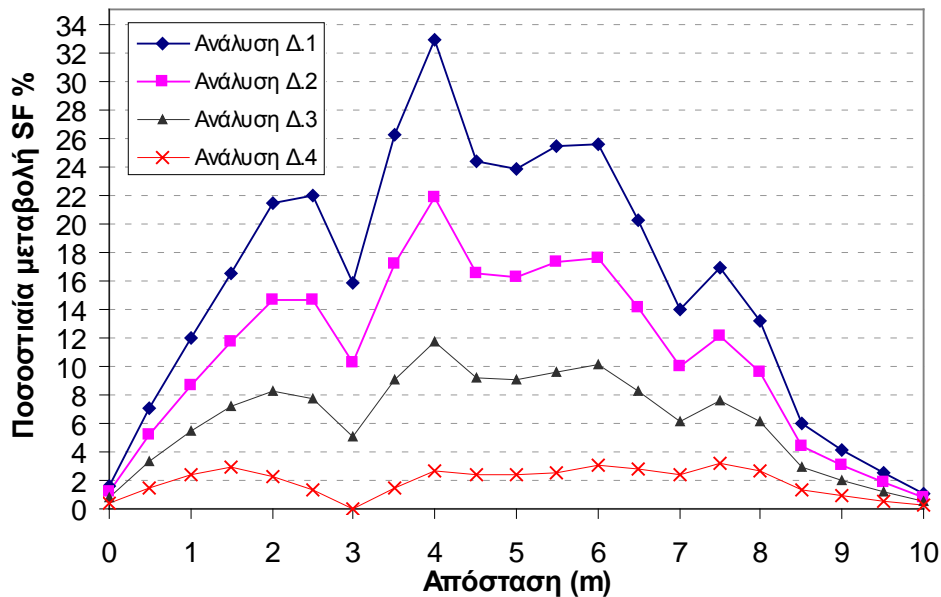
Από τον Πίνακα 4.10 καθώς και το διάγραμμά του σχήματος 4.90 προκύπτει επίσης το συμπέρασμα ότι στις αναλύσεις Δ.1, Δ.2 και Δ.3 η επίδραση της ενίσχυσης είναι πολύ μεγαλύτερη στις πλευρές παρά στο κέντρο του στύλου. Αυτό δικαιολογείται από το γεγονός ότι ο υπό εξέταση στύλος έχει διαρρεύσει στις πλευρές του. Ωστόσο, το πλευρικό φορτίο της ανάλυσης Δ.4 δεν είναι αρκετό ώστε να βελτιώσει σημαντικά το ΣΑ της πλευρικής επιφάνειας του στύλου, και συνεπώς να περιορίσει τις συνέπειες της αστοχίας. Αυτό σημαίνει ότι για να επιτευχθεί επαρκής βελτίωση της ευστάθειας του στύλου χρειάζεται να του προσφερθεί πλευρικό φορτίο πάνω από 0,08 MN / m².

Το Σχήμα 4.89 παρουσιάζει τα συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των αναλύσεων Δ.1, Δ.2 Δ.3 και Δ.4 αναφορικά με τον τρόπο που επιδρά η ενίσχυση κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του.



Σχήμα 4.89. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων Δ.1, Δ.2, Δ.3 και Δ.4 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής κατά πλάτος του στύλου, στο μέσο του.

Το Σχήμα 4.90 παρουσιάζει τα συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των αναλύσεων Δ.1, Δ.2, Δ.3 και Δ.4 αναφορικά με τον τρόπο που επιδρά η ενίσχυση στην πλευρική επιφάνεια του στύλου.



Σχήμα 4.90. Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων Δ.1, Δ.2, Δ.3 και Δ.4 ως προς την ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή αντοχής της δεξιάς πλευράς του στύλου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα τελευταία χρόνια συναντούνται παγκοσμίως πολυάριθμες περιπτώσεις αξιοποίησης των υπογείων χώρων οι οποίοι είτε έχουν προκύψει από τις εκμεταλλεύσεις με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων, είτε κατασκευάστηκαν με τη χρήση της μεταλλευτικής αυτής μεθόδου, για διάφορες εφαρμογές όπως αποθηκευτικοί χώροι (Subtropolis κ.α.), χώροι διάθεσης επικίνδυνων αποβλήτων (Herfa Neurode, Minosus, υπόγειος χώρος στο Τ.Π.Π.Α. κ.α.), καθώς και για μια σειρά από άλλες χρήσεις (γραφεία, υπόγειοι χώροι ωρίμανσης τυριών και κρασιών, συνεδριακοί χώροι, θεραπευτήρια, υπόγειες βιοτεχνίες / βιομηχανίες κ.α.).

Οι χώροι αυτοί στην πλειονότητά τους είναι κατασκευασμένοι εντός σκληρών πετρωμάτων, όπου, σε αντιδιαστολή με τα ανθρακωρυχεία, ο σχεδιασμός των στύλων δεν έχει τύχει ανάλογης εκτενούς έρευνας. Ωστόσο, διάφορες εμπειρικές σχέσεις έχουν προταθεί από ερευνητές για τον υπολογισμό της αντοχής των στύλων σε περιπτώσεις σκληρών πετρωμάτων (Lunder and Pakalnis, NIOSH, Obert & Duvall, Hedley & Grant, Hardy & Agapito κ.α). Από τη σύγκριση που πραγματοποιήθηκε μεταξύ όλων των εμπειρικών σχέσεων προέκυψε το συμπέρασμα ότι γενικά εμφανίζουν παρόμοια συμπεριφορά, με άλλες να είναι λιγότερο και άλλες περισσότερο συντηρητικές ως προς την εκτίμηση της αντοχής.

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με τη διερεύνηση των μέτρων που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση των στύλων, καθώς και με την επίδρασή που αυτά έχουν στις συνθήκες ευστάθειάς τους.

Τα μέτρα που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση των στύλων περιλαμβάνουν εφαρμογή αγκυρίων και συρματόσχοινων (καλωδίων) σε στύλους, περίδεση των στύλων, λιθογόμωση γύρω από τους στύλους, χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος στις παρειές τους, καθώς και εισπίεση ενέματος.

Πρέπει βέβαια να τονιστεί ότι τα μέτρα ενίσχυσης χρειάζεται να είναι προσαρμοσμένα στις εκάστοτε συνθήκες, δηλαδή πρέπει να υπάρχει συμβατότητα μεταξύ των μέτρων ενίσχυσης και της αναμενόμενης παραμόρφωσης / αστοχίας στο στύλο.

Βασικός στόχος της παρούσας διπλωματικής είναι να ερευνηθεί εάν η χρήση τεχνητών μέτρων για την ενίσχυση των στύλων μπορεί να επιφέρει βελτιώσεις στις συνθήκες ευστάθειάς τους, καθώς και αν αυτά μπορούν να περιορίσουν τις συνέπειες της αστοχίας των στύλων.

Η χρήση των μέτρων αυτών αποσκοπεί στην εφαρμογή πλευρικών φορτίων στους στύλους, με αποτέλεσμα να αυξάνεται ο περιορισμός που ασκείται στην περιφέρεια τους,

υποβάλλοντάς τους σε συνθήκες τριαξονικής φόρτισης και επιτυγχάνοντας με αυτόν τον τρόπο την αύξηση της φέρουσας ικανότητάς τους. Δηλαδή, η πλευρική πίεση αυξάνει την αντοχή του στύλου και εμποδίζει την προοδευτική αστοχία του.

Η δημιουργία μιας ζώνης σταθεροποίησης του θρυμματισμένου πετρώματος, όπου συγκρατούνται επαρκώς τα θρυμματισμένα τεμάχια γύρω από τις πλευρές του στύλου είναι μια επιτυχημένη προσέγγιση, αφού παρεμποδίζεται η εξέλιξη των φαινομένων αστοχίας και δημιουργείται επιπρόσθετη πλευρική φόρτιση στον πυρήνα του στύλου.

Με στόχο να μελετηθεί η επίδραση της ενίσχυσης στύλων στην ευστάθειά τους, καθώς και να δοθούν στοιχεία που θα βοηθήσουν στην κατανόηση της συμπεριφοράς της ενίσχυσης σε συνάρτηση με τη διαφοροποίηση παραμέτρων όπως τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της βραχομάζας, ο λόγος πλάτους / ύψος του στύλου (W_p / H_p) και το πλευρικό φορτίο που ασκείται στο στύλο λόγω της ενίσχυσης, πραγματοποιήθηκαν τέσσερις ομάδες παραμετρικών αναλύσεων σε στύλους - μοντέλα με τη χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Phase2.

Η ενίσχυση προσομοιώθηκε με την εφαρμογή πλευρικού φορτίου στους στύλους, το οποίο αντιστοιχεί στην τοποθέτηση συγκεκριμένων μέτρων ενίσχυσης στο στύλο της κάθε ανάλυσης.

Τα αποτελέσματα της παραμετρικών αναλύσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων επαληθεύουν τη διαπίστωση ότι η ενίσχυση μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τις συνθήκες ευστάθειας των στύλων.

Σε όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν υπήρξε βελτίωση της αντοχής των στύλων που ενισχύθηκαν. Ωστόσο, φαίνεται ότι η επίδραση της ενίσχυσης είναι μεγαλύτερη σε δύσκολες περιπτώσεις, όταν δηλαδή τα μέτρα ενίσχυσης εφαρμόζονται σε «αδύναμους στύλους».

Παρατηρείται ότι η διαφοροποίηση των παραμέτρων W_p / H_p , UCS, GSI καθώς και του μεγέθους του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης που ασκείται στο στύλο επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό τη συμπεριφορά της ενίσχυσης.

Επομένως:

- Όσο αυξάνει ο λόγος W_p / H_p του στύλου, τόσο λιγότερο επιδρά το πλευρικό φορτίο ενίσχυσης στη βελτίωση της αντοχής της πλευρικής του επιφάνειας, ενώ αντίθετα αυξάνεται η επίδραση της ενίσχυσης στο κέντρο του στύλου. Έτσι, για αυξημένους λόγους W_p / H_p του στύλου, όπου και δεν υπάρχει διαρροή, το πλευρικό φορτίο πηγαίνει και ενισχύει κυρίως το κέντρο του στύλου αυξάνοντας το συντελεστή αντοχής έως και κατά 6,5 %.

- Χαμηλές τιμές της UCS, όπως φαίνεται, έχουν σαν συνέπεια η πλευρική πίεση της ενίσχυσης να επιδρά περισσότερο στις παρειές του στύλου και λιγότερο στο κέντρο του. Για υψηλές τιμές της UCS, όπου δεν υπάρχει διαρροή, η ενίσχυση δεν παρουσιάζει διαφοροποιήσεις κατά πλάτος του στύλου και συνεπώς το πλευρικό φορτίο κατανέμεται ομοιόμορφα στη μάζα του στύλου. Επίσης παρατηρήθηκε ότι με την αύξηση της UCS από ένα σημείο και πέρα, δεν υπάρχει διαφοροποίηση στην επίδραση της ενίσχυσης στο στύλο, με συνέπεια η ενίσχυση να επιφέρει το ίδιο αποτέλεσμα.
- Για χαμηλές τιμές του GSI, όπου και η κατάσταση του στύλου είναι χειρότερη, η ενίσχυση βελτιώνει σημαντικά την ευστάθειά του, αυξάνοντας το συντελεστή αντοχής της πλευρικής του επιφάνειας. Αντίθετα, η αύξηση του GSI έχει ως επακόλουθο να μειώνεται η επίδραση του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης στη βελτίωση της ευστάθειας των πλευρών του στύλου.
- Θα πρέπει να τονιστεί ότι το μέγεθος του πλευρικού φορτίου που ασκείται στο στύλο αποτελεί κρίσιμη παράμετρο που καθορίζει την επίδραση της ενίσχυσης, καθώς οι διαφοροποιήσεις της παραμέτρου αυτής προκαλούν σημαντικές μεταβολές στην ποσοστιαία αύξηση του συντελεστή αντοχής του στύλου. Έτσι για μεγάλες τιμές του πλευρικού φορτίου ($0,16 \text{ MN} / \text{m}^2$) η αύξηση του ΣΑ ήταν 33% για τις πλευρές του στύλου και 5% για το κέντρο του. Αντίθετα, για χαμηλές τιμές του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης ($0,04 \text{ MN} / \text{m}^2$), η αύξηση στο ΣΑ ήταν μόνο 3,2 % για τις πλευρές και 1,3 % για το κέντρο του στύλου.

Γενικά, η αύξηση της τιμής των παραμέτρων W_p / H_p , UCS και GSI επιφέρει βελτίωση των συνθηκών ευστάθειας του στύλου. Αντίθετα για χαμηλές τιμές των παραμέτρων αυτών παρατηρήθηκε διαρροή στους στύλους που εξετάστηκαν. Σ' αυτές τις περιπτώσεις προκύπτει το συμπέρασμα ότι το φορτίο ενίσχυσης κατανέμεται στις πλευρές του στύλου αυξάνοντας σημαντικά το συντελεστή αντοχής τους εκεί, ενώ η επίδραση της ενίσχυσης στο κέντρο του στύλου είναι πολύ μικρότερη. Πιο συγκεκριμένα, σε αρκετές από τις αναλύσεις που εξετάστηκαν, και ειδικά στις περιπτώσεις που παρατηρήθηκε πλευρική διαρροή των παρειών του στύλου, η ποσοστιαία αύξηση του συντελεστή αντοχής (Strength Factor) των πλευρών του στύλου λόγω του πλευρικού φορτίου ενίσχυσης ήταν πάνω από 20 %, ενώ αντίθετα για το κέντρο του στύλου η ποσοστιαία αύξηση του συντελεστή αντοχής δεν ξεπερνούσε το 3,5 %. Αντίθετα, σε περιπτώσεις που δεν παρατηρήθηκε διαρροή στις πλευρές των στύλων, η ενίσχυση πηγαίνει και ενισχύει

κυρίως τον πυρήνα του στύλου, όπου και παρατηρήθηκαν αυξήσεις του συντελεστή αντοχής του έως και κατά 6,5 %. Προκύπτει δηλαδή το συμπέρασμα ότι η ύπαρξη διαρροής στο στύλο αποτελεί κρίσιμο παράγοντα που επηρεάζει τη συμπεριφορά της ενίσχυσης.

Επιπλέον, πρέπει να αναφερθεί ότι σε όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν παρατηρήθηκε ότι η ενίσχυση επιδρά περισσότερο στο μέσο των πλευρών των στύλων, όπου και γενικά εμφανίζονται οι χαμηλότερες τιμές του συντελεστή αντοχής πριν την ενίσχυση.

Συνεπώς, τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν σε αριθμητικά μοντέλα δείχνουν ότι τα μέτρα ενίσχυσης μπορούν να βελτιώσουν σημαντικά την ευστάθεια των στύλων, ωστόσο τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις θα είναι καλό να επιβεβαιωθούν και στην πράξη.

Πρέπει τέλος να τονιστεί ότι τα μέτρα ενίσχυσης είναι προτιμότερο να εφαρμόζονται προτού η προοδευτική αστοχία φτάσει στη φάση εμφάνισης ανοιχτών ρωγματώσεων στο στύλο, δηλαδή πριν αυτή βρεθεί σε προχωρημένο στάδιο.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Εφαρμογή εμπειρικών τύπων για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας των στύλων.

Για τους πρότυπους στύλους που εξετάστηκαν στο Κεφάλαιο 4 θα υπολογιστεί ο συντελεστής ασφαλείας τους (SF), ο οποίος προκύπτει με εφαρμογή τεσσάρων διαφορετικών εμπειρικών σχέσεων εκτίμησης της αντοχής του στύλου σε θλίψη (Obert & Duvall, Hedley & Grant, NIOSH, Lunder and Pakalnis), καθώς και με το κριτήριο αστοχίας Hoek - Brown. Στις σχέσεις Obert & Duvall και Hedley & Grant χρησιμοποιείται συντελεστής μείωσης της UCS ίσος με 50% για να υπολογιστεί η τελική αντοχή του στύλου. Επίσης θεωρείται ότι γίνεται επιμελημένη χρήση εκρηκτικών οπότε η σταθερά D λαμβάνεται ίση με $D = 0$.

Α΄ Ομάδα Αναλύσεων

- **Πρότυπος στύλος A.1**

Αρχικά υπολογίζεται η κατακόρυφη τάση (S_v) που ασκείται στο τμήμα του κοιτάσματος που εξετάζουμε και δίνεται από τη σχέση:

$$S_v = \gamma \cdot H = 2,65 \text{ tn/m}^3 \cdot 65 \text{ m} = 172,25 \text{ tn/m}^3 = 1,7225 \text{ MPa}.$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται η μέση ορθή τάση που ασκείται στο στύλο (σ_p) με βάση τη θεωρία της συνεισφέρουσας επιφάνειας:

$$\sigma_p = S_v \cdot \left(1 + \frac{W_r}{W_p}\right)^2 = 1,7225 \text{ MPa} \cdot \left(1 + \frac{10 \text{ m}}{10 \text{ m}}\right)^2 = 6,89 \text{ MPa}.$$

Υπολογισμός αντοχής του στύλου:

Hedley & Grant

$$C_p = 0,5 \cdot C_1 \frac{W_p^{0,5}}{H_p^{0,75}} = 0,5 \cdot 60 \text{ MPa} \cdot \frac{10^{0,5}}{10^{0,75}} = 16,87 \text{ MPa}.$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{Hedley \& Grant}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{16,87 \text{ MPa}}{6,89 \text{ MPa}} = 2,45.$$

Obert & Duvall

$$C_p = 0,5 \cdot C_1 \cdot \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{W_p}{H_p} \right) = 0,5 \cdot 60 \text{ MPa} \cdot \left(0,778 + 0,222 \frac{10 \text{ m}}{10 \text{ m}} \right) = 30 \text{ MPa}.$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{Obert \& Duvall}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{30 \text{ MPa}}{6,89 \text{ MPa}} = 4,354.$$

NIOSH

$$C_p = 0,65 \cdot UCS \cdot \frac{W_p^{0,3}}{H_p^{0,59}} = 0,65 \cdot 60 \text{ MPa} \cdot \frac{10^{0,3} \text{ m}}{10^{0,59} \text{ m}} = 20 \text{ MPa}.$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{NIOSH}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{20 \text{ MPa}}{6,89 \text{ MPa}} = 2,9.$$

Lunder and Pakalnis

$$C_{pav} = 0,46 \cdot \left[\log \left(\frac{W_p}{H_p} \right) + 0,75 \right] = 0,46 \left[\log \left(\frac{10 \text{ m}}{10 \text{ m}} \right) + 0,75 \right] = 0,063489$$

$$\kappa = \tan \left\{ a \cos \left[\frac{1 - C_{pav}}{1 + C_{pav}} \right] \right\} = 0,538107$$

Οπότε

$$C_p = 0,44 \cdot \sigma_c \cdot (0,68 + 0,52 \cdot \kappa) = 0,44 \cdot 60 \text{ MPa} \cdot (0,68 + 0,52 \cdot 0,538107) = 25,33913 \text{ MPa}.$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{Lunder and Pakalnis}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{25,33913 \text{ MPa}}{6,89 \text{ MPa}} = 3,68.$$

Κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown.

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \Rightarrow m_b = 10 \exp \left(\frac{50 - 100}{28} \right) \Rightarrow m_b = 1,6767725$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \Rightarrow a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-50/15} - e^{-20/3} \right) \Rightarrow a = 0,5057336$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \Rightarrow s = \exp \left(\frac{50 - 100}{9} \right) \Rightarrow s = 0,003866$$

Στην περίπτωση που εξετάζεται το κεντρικό τμήμα του στύλου, όπου υφίστανται τριαξονικές συνθήκες, ο λόγος της οριζόντιας προς τη μέση κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_3 / \sigma_1 = 0,063489$, όπως υπολογίστηκε προηγουμένως από τη σχέση των Lunder and Pakalnis.

Οπότε με αντικατάσταση $\sigma_3 / \sigma_1 = 0,063489$ στο κριτήριο Hoek-Brown ισχύει:

$$(1 - 0,063489)^2 \sigma_1^2 - 0,063489 m \sigma_c \sigma_1 - s \sigma_c^2 = 0.$$

Με αντικατάσταση των τιμών $m_b = 1,6767725$, $s = 0,003866$ και $\sigma_c = 60 \text{ MPa}$ στην παραπάνω σχέση και επιλύοντας την εξίσωση, προκύπτει $\sigma_1 = 9,038493 \text{ MPa}$, η οποία είναι η μέγιστη κατακόρυφη τάση όπου μπορεί να αντέξει ο στύλος στο κέντρο του.

$$\text{Άρα } F_{center(Hoek-Brown)} = \frac{\sigma_{center}}{\sigma_p} = \frac{9,038493 \text{ MPa}}{6,89 \text{ MPa}} = 1,311828$$

Στην περίπτωση που εξετάζεται η πλευρική επιφάνεια του στύλου, μπορεί να θεωρηθεί $\sigma_3 = 0$. Άρα το κριτήριο Hoek-Brown παίρνει τη μορφή:

$$\sigma_1 = \sigma_{face} = \sigma_c \cdot \sqrt{s} = 60 \cdot \sqrt{0,003866} = 3,730591 \text{ MPa}$$

$$\text{Άρα } F_{face(Hoek-Brown)} = \frac{\sigma_{face}}{\sigma_p} = \frac{3,730591 \text{ MPa}}{6,89 \text{ MPa}} = 0,54145$$

- **Πρότυπος στύλος A.2**

Η κατακόρυφη τάση (S_v) που ασκείται στο τμήμα του κοιτάσματος που εξετάζεται είναι:

$$S_v = \gamma \cdot H = 2,65 \text{ tn} / \text{m}^3 \cdot 65 \text{ m} = 172,25 \text{ tn} / \text{m}^3 = 1,7225 \text{ MPa}.$$

Μέση ορθή τάση που ασκείται στο στύλο:

$$\sigma_p = S_v \cdot \left(1 + \frac{W_r}{W_p}\right)^2 = 1,7225 \text{ MPa} \cdot \left(1 + \frac{10 \text{ m}}{15 \text{ m}}\right)^2 = 4,79 \text{ MPa}.$$

Υπολογισμός αντοχής του στύλου:

Hedley & Grant

$$C_p = 0,5 \cdot C_1 \frac{W_p^{0,5}}{H_p^{0,75}} = 0,5 \cdot 60 \text{MPa} \cdot \frac{15^{0,5}}{10^{0,75}} = 20,66174 \text{MPa} .$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{Hedley \& Grant}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{20,66174 \text{MPa}}{4,79 \text{MPa}} = 4,32.$$

Obert & Duvall

$$C_p = 0,5 \cdot C_1 \cdot \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{W_p}{H_p} \right) = 0,5 \cdot 60 \text{MPa} \cdot \left(0,778 + 0,222 \frac{15 \text{m}}{10 \text{m}} \right) = 33,33 \text{MPa}.$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{Obert \& Duvall}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{33,33 \text{MPa}}{4,79 \text{MPa}} = 6,965922.$$

NIOSH

$$C_p = 0,65 \cdot UCS \cdot \frac{W_p^{0,3}}{H_p^{0,59}} = 0,65 \cdot 60 \text{MPa} \cdot \frac{15^{0,3} \text{m}}{10^{0,59} \text{m}} = 22,58874 \text{MPa}.$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{NIOSH}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{22,58874 \text{MPa}}{4,79 \text{MPa}} = 4,72.$$

Lunder and Pakalnis

$$C_{pav} = 0,46 \cdot \left[\log \left(\frac{W_p}{H_p} \right) + 0,75 \right] = 0,46 \left[\log \left(\frac{15 \text{m}}{10 \text{m}} \right) + 0,75 \right] = 0,173677$$

$$\kappa = \tan \left\{ a \cos \left[\frac{1 - C_{pav}}{1 + C_{pav}} \right] \right\} = 1,008673$$

Οπότε

$$C_p = 0,44 \cdot \sigma_c \cdot (0,68 + 0,52 \cdot \kappa) = 0,44 \cdot 60 \text{MPa} \cdot (0,68 + 0,52 \cdot 1,008673) = 31,79906 \text{MPa}.$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{Lunder and Pakalnis}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{31,79906 \text{MPa}}{4,79 \text{MPa}} = 6,646.$$

Κριτήριο αστοχίας Hoek –Brown.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \Rightarrow m_b = 10 \exp\left(\frac{50 - 100}{28}\right) \Rightarrow m_b = 1,6767725$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \Rightarrow a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-50/15} - e^{-20/3} \right) \Rightarrow a = 0,5057336$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \Rightarrow s = \exp\left(\frac{50 - 100}{9}\right) \Rightarrow s = 0,003866$$

Στην περίπτωση που εξετάζεται το κεντρικό τμήμα του στύλου, όπου υφίστανται τριαξονικές συνθήκες, ο λόγος της οριζόντιας προς τη μέση κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_3 / \sigma_1 = 0,173677$, όπως υπολογίστηκε προηγουμένως από τη σχέση των Lunder and Pakalnis.

Οπότε με αντικατάσταση $\sigma_3 / \sigma_1 = 0,173677$ στο κριτήριο Hoek-Brown ισχύει:

$$(1 - 0,173677)^2 \sigma_1^2 - 0,173677 m \sigma_c \sigma_1 - s \sigma_c^2 = 0.$$

Με αντικατάσταση των τιμών $m_b = 1,6767725$, $s = 0,003866$ και $\sigma_c = 60$ MPa στην παραπάνω σχέση και επιλύοντας την εξίσωση, προκύπτει $\sigma_1 = 26,36291$ MPa, η οποία είναι η μέγιστη κατακόρυφη τάση όπου μπορεί να αντέξει ο στύλος στο κέντρο του.

$$\text{Άρα } F_{center(Hoek-Brown)} = \frac{\sigma_{center}}{\sigma_p} = \frac{26,36291 MPa}{4,79 MPa} \cong 5,50981$$

Στην περίπτωση που εξετάζεται η πλευρική επιφάνεια του στύλου, μπορεί να θεωρηθεί $\sigma_3 = 0$. Άρα το κριτήριο Hoek-Brown παίρνει τη μορφή:

$$\sigma_1 = \sigma_{face} = \sigma_c \cdot \sqrt{s} = 60 \cdot \sqrt{0,003866} = 3,730591 MPa$$

$$\text{Άρα } F_{face(Hoek-Brown)} = \frac{\sigma_{face}}{\sigma_p} = \frac{3,73 MPa}{4,79 MPa} = 0,779688$$

- **Πρότυπος στύλος A.3**

Η κατακόρυφη τάση (S_v) που ασκείται στο τμήμα του κοιτάσματος που εξετάζεται είναι:

$$S_v = \gamma \cdot H = 2,65 \text{ tn/m}^3 \cdot 65 \text{ m} = 172,25 \text{ tn/m}^3 = 1,7225 \text{ MPa}.$$

Μέση ορθή τάση που ασκείται στο στύλο:

$$\sigma_p = S_v \cdot \left(1 + \frac{W_r}{W_p}\right)^2 = 1,7225 \text{ MPa} \cdot \left(1 + \frac{10 \text{ m}}{20 \text{ m}}\right)^2 = 3,875625 \text{ MPa}.$$

Υπολογισμός αντοχής του στύλου:

Hedley & Grant

$$C_p = 0,5 \cdot C_1 \frac{W_p^{0,5}}{H_p^{0,75}} = 0,5 \cdot 60 \text{ MPa} \cdot \frac{20^{0,5}}{10^{0,75}} = 23,85812 \text{ MPa}.$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{Hedley \& Grant}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{23,858 \text{ MPa}}{3,875625 \text{ MPa}} = 6,156.$$

Obert & Duvall

$$C_p = 0,5 \cdot C_1 \cdot \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{W_p}{H_p}\right) = 0,5 \cdot 60 \text{ MPa} \cdot \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{20 \text{ m}}{10 \text{ m}}\right) = 36,66 \text{ MPa}.$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{Obert \& Duvall}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{36,66 \text{ MPa}}{3,875625 \text{ MPa}} = 9,459119.$$

NIOSH

$$C_p = 0,65 \cdot UCS \cdot \frac{W_p^{0,3}}{H_p^{0,59}} = 0,65 \cdot 60 \text{ MPa} \cdot \frac{20^{0,3} \text{ m}}{10^{0,59} \text{ m}} = 24,62485 \text{ MPa}.$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{NIOSH}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{24,62485 \text{ MPa}}{3,875625 \text{ MPa}} = 6,353775.$$

Lunder and Pakalnis

$$C_{pav} = 0,46 \cdot \left[\log\left(\frac{W_p}{H_p}\right) + 0,75 \right] = 0,46 \left[\log\left(\frac{20m}{10m}\right) + 0,75 \right] = 0,25865$$

$$\kappa = \tan\left\{a \cos\left[\frac{1 - C_{pav}}{1 + C_{pav}}\right]\right\} = 1,37203$$

Οπότε

$$C_p = 0,44 \cdot \sigma_c \cdot (0,68 + 0,52 \cdot \kappa) = 0,44 \cdot 60 \text{MPa} \cdot (0,68 + 0,52 \cdot 1,37203) = 36,78723 \text{MPa}.$$

$$\text{Άρα } SF_{\text{Lunder and Pakalnis}} = \frac{C_p}{\sigma_p} = \frac{36,78723 \text{MPa}}{3,875625 \text{MPa}} = 9,491948.$$

Κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \Rightarrow m_b = 10 \exp\left(\frac{50 - 100}{28}\right) \Rightarrow m_b = 1,6767725$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \Rightarrow a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-50/15} - e^{-20/3} \right) \Rightarrow a = 0,5057336$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \Rightarrow s = \exp\left(\frac{50 - 100}{9}\right) \Rightarrow s = 0,003866$$

Στην περίπτωση που εξετάζεται το κεντρικό τμήμα του στύλου, όπου υφίστανται τριαξονικές συνθήκες, ο λόγος της οριζόντιας προς τη μέση κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_3 / \sigma_1 = 0,25865$, όπως υπολογίστηκε προηγουμένως από τη σχέση των Lunder and Pakalnis.

Οπότε με αντικατάσταση $\sigma_3 / \sigma_1 = 0,25865$ στο κριτήριο Hoek-Brown ισχύει:

$$(1 - 0,25865)^2 \sigma_1^2 - 0,25865 m \sigma_c \sigma_1 - s \sigma_c^2 = 0.$$

Με αντικατάσταση των τιμών $m_b = 1,6767725$, $s = 0,003866$ και $\sigma_c = 60 \text{MPa}$ στην παραπάνω σχέση και επιλύοντας την εξίσωση, προκύπτει $\sigma_1 = 47,87594 \text{MPa}$, η οποία είναι η μέγιστη κατακόρυφη τάση όπου μπορεί να αντέξει ο στύλος στο κέντρο του.

$$\text{Άρα } F_{\text{center (Hoek-Brown)}} = \frac{\sigma_{\text{center}}}{\sigma_p} = \frac{47,87594 \text{MPa}}{3,875625 \text{MPa}} \cong 12,35309$$

Στην περίπτωση που εξετάζεται η πλευρική επιφάνεια του στύλου, μπορεί να θεωρηθεί $\sigma_3 = 0$. Άρα το κριτήριο Hoek-Brown παίρνει τη μορφή:

$$\sigma_1 = \sigma_{face} = \sigma_c \cdot \sqrt{s} = 60 \cdot \sqrt{0,003866} = 3,730591 MPa$$

$$\text{Άρα } F_{face(Hoek-Brown)} = \frac{\sigma_{face}}{\sigma_p} = \frac{3,730591 MPa}{3,875625 MPa} = 0,962578$$

Με τον ίδιο τρόπο υπολογίζονται οι συντελεστές ασφαλείας (SF) των στύλων και για τις Β', Γ' και Δ' Ομάδες Αναλύσεων που εξετάστηκαν στο Κεφάλαιο 4.

Ο Πίνακας 1 παρουσιάζει συνοπτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τον υπολογισμό των συντελεστών ασφαλείας SF των στύλων με τις διάφορες εμπειρικές σχέσεις καθώς και με το κριτήριο Hoek – Brown.

Πίνακας 1. Συντελεστής ασφαλείας στύλων.

Πρότυπος στύλος	SF _{Hedley & Grant}	SF _{Obert & Duvall}	SF _{NIOSH}	SF _{Lunder and Pakalnis}	F _{center(Hoek – Brown)}	F _{face(Hoek – Brown)}
A.1	2,45	4,35	2,9	3,68	1,31	0,54
A.2	4,32	6,96	4,72	6,64	5,51	0,78
A.3	6,15	9,46	6,35	9,5	12,35	0,96
B.1	2,45	4,35	2,90	3,68	1,62	0,71
B.2	2,86	5	3,39	4,3	1,9	0,83
B.3	3,26	5,8	3,87	4,9	2,16	0,95
Γ.1	2,65	4,7	3,14	4	1,42	0,58
Γ.2	2,65	4,7	3,14	4	2,18	1
Γ.3	2,65	4,7	3,14	4	3,40	1,78
Δ.1	2,45	4,35	2,90	3,68	1,62	0,71
Δ.2						
Δ.3						

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Agapito J.F.T., Mitchell S. J., Weakly L.A., **"Effect of pillar reinforcement on long-term stability of an oil shale mine"**, International Journal of Mining Engineering, pp. 195-213, 1985.
- Behnsen H., **"Underground repositories for chemically toxic waste in German salt and potash mines"** in Rempe N.T., "Deep Geologic Repositories", p. 31-40, 2008.
- Bekendam R.F., **"Stability and Subsidence Assessment over Shallow Abandoned Room and Pillar Limestone Mines"**, in Robert Hack, Rafiq Azzam, Robert Charlier, "Engineering geology for infrastructure planning in Europe", pp. 657 – 670, 2004.
- Benardos, A.G. - Kaliampakos, D.C. - Prousiotis, J.G. - Mavrikos, A.A. -Skoparantzou, K.A., **"Underground aggregate mining in Athens: a promising investment plan"**, Tunnelling and Underground Space Technology, vol 16, p. 325, 2001.
- Brady B. H. G., Brown, E. T., **"Rock Mechanics for underground mining"**, (Third Edition), Springer, pp.370 – 407, 2004.
- Brady B.T., Hooker V.E., Agapito J. F. T., **"Laboratory and In Situ Mechanical Behavior Studies of Fractured Oil Shale Pillars"**, 1974.
- Cai M., Kaiser P.K., Tasaka Y., Minami M., **"Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system"**, 2006
- Carmody J., Sterling R., **"Underground Space Design: A Guide to Subsurface Utilization and Design for People in Underground Spaces"**, Van Nostrand Reinhold, New York, 1993.
- Deng, J., Yue, Z.Q., Tham, L.G., Zhu, H.H., **"Pillar design by combining finite element methods, neural networks and reliability: a case study of the Feng Huangshan copper mine China"**, IJRM, vol 40, pp.585-599, 2003.
- DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL (DSI), **"Mining and Tunneling Products Catalogue"**
- Environment Agency EA/PPC, **"Minosus Waste Management Facility"**, IPPC Landfill Permit Application, 2004.
- Esterhuizen G. S., **"The effect of structural discontinuities on coal pillar strength as a basis for improving safety in the design of coal pillar systems"**, pp. 40 – 63, 1998.
- Esterhuizen G. S., **"An Evaluation of the Strength of Slender Pillars"**, NIOSH, 2006.
- Esterhuizen G.S., Dolinar D.R. & Ellenberger J.L., **"Observations and evaluation of floor benching effects on pillar stability in U.S. limestone mines"**, 2007.
- Esterhuizen G.S., Dolinar D.R., Ellenberger J.L., **"Pillar Strength and Design Methodology for Stone Mines"**, NIOSH, 2008.

Gentile R. J., 1995, "**Geology and utilization of underground space in metropolitan Kansas City area, USA**".

"**Herfa – Neurode Underground Waste Disposal Plant**", www.ks-entsorgung.com.

Hoek Evert, "**A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion**", 2004

Iannacchione A.T, "**Analysis of Pillar Design Practices and Techniques for U.S. Limestone Mines**", NIOSH, 1999.

Kaliampakos D. and Benardos A., "**Developing the first underground hazardous waste repository in Greece**".

Lunder, P.J., Pakalnis, R., "**Determination of the strength of hard-rock pillars**", Bulletin of the Canadian Institute of Mining and Metallurgy, 90, pp. 51-55, 1997.

Martin C.D., Maybee, W.G., "**The strength of hard-rock pillars**", International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 37, 2000.

Nag D.K., "**Rock Support systems design and application in underground mines particular reference to Dolphin and Bold head mines of King Island scheelite**", in Heping Xie, Tad S. Golosinski, "Mining Science and Technology '99", p.p. 457 – 460., 1999

Pariseau W.G., Sorensen W. K., "**3D mine pillar design information from 2D FEM analysis**", in International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol.3, pp. 145-157, 1979.

Peila D., Pelizza S., 1995, "**Civil Reuses of Underground Mine Openings: A Summary of International Experience**", Tunnelling and Underground Space Technology, Elsevier Science Ltd., p.p. 179 – 191.

Rataj, M., "**Development Of HI-TEN Bolt in Australian Coal Mines**", DYWIDAG-Systems International (DSI), 2009.

Rocscience, Inc., "**Roclab Software Package**", 2002.

Rocscience Inc., "**Phase² Manual**", 2005.

Salamon M.D.G., Munro A.H., "**A Study of the Strength of Coal Pillars**", Journal of South African Inst. Of Mining – Metallurgy, 1967.

Smith W. C. "**Rib Stability: Practical Considerations To Optimize Rib Design**", Bureau of Mines, 1992

Stauffer T. Sr., 1978, "**Underground utilization: A reference manual of selected works in 8 volumes**".

Veolia Environmental Services, "**Minosus**", www.veoliaenvironmentalservices.co.uk

William A. Hustrulid, Richard C. Bullock, "**Underground mining methods: engineering fundamentals and international case studies.**", pp. 493 – 512, 2001.

Wykoff B.T., "**Wrapping Pillars With Old Hoist Rope**", Mining Engineering, Transactions AIME, vol.187, pp. 898 – 902, 1950.

Zelanko Joseph C., "**Laboratory studies of the effects of artificial support on coal strength**", in Kaiser P.K., Dougal R. McCreath, "Rock Support in Mining and Underground Construction", pp. 551 – 556, 1992.

"**Zielitz Underground Waste Disposal Plant**", www.ks-entsorgung.com.

Καββαδάς Μ., "**Μηχανική Συμπεριφορά της Βραχώμαζας**", Σχεδιασμός Υπογείων έργων, 2004.

Καββαδάς Μ., "**Ανάλυση της Διάνοιξης-Υποστήριξης Σηράγγων με Καμπύλες Σύγκλισης-Αποτόνωσης**", Σχεδιασμός Υπογείων έργων, 2004.

Κατσιπη – Γρίβα Ιωάννα – Ειρήνη, "**Βελτιστοποίηση της ασφάλειας και μεγιστοποίηση της αποληψιμότητας υπόγειας εκμετάλλευσης μαρμάρου**", Διπλωματική Εργασία, Ε.Μ.Π., σελ.88-89, 2001.

Καλιαμπάκος Δ., "**Ο πρώτος χώρος διάθεσης επικίνδυνων αποβλήτων στην Ελλάδα**"., 2009

Παναγιώτου, Γ.Ν., "**Βασικές αρχές σχεδιασμού εκμεταλλεύσεως με την μέθοδο των θαλάμων και στύλων**", Μεταλλειολογικά - Μεταλλουργικά Χρονικά, σελ. 47-52, 1982.

Τερεζόπουλος Ν., Σημειώσεις για το μάθημα "**Εκμετάλλευση Μεταλλείων ΙΙ**", Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών Ε.Μ.Π., 2000.