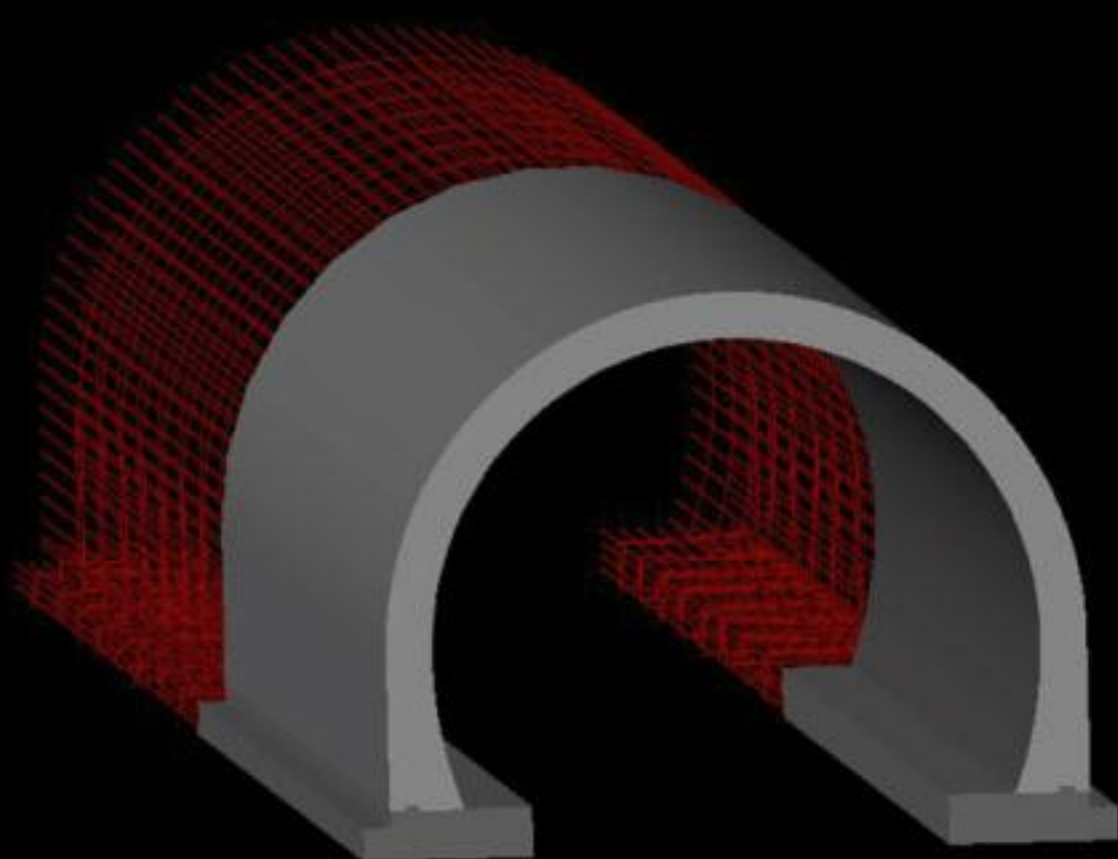




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



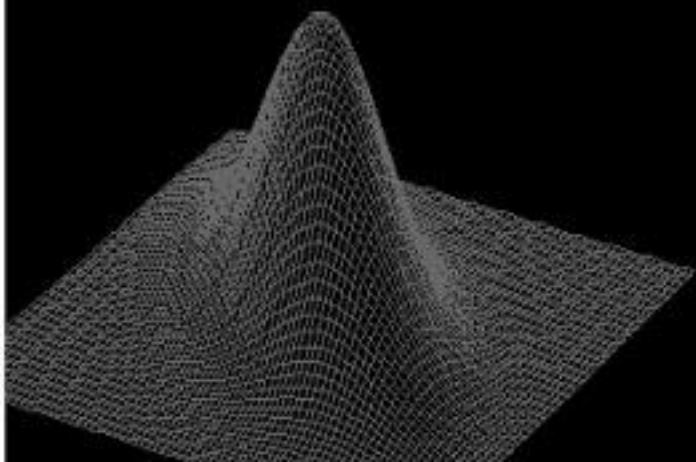
ΛΙΤΣΑΣ Λ. ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

ΜΕΛΕΤΗ ΑΟΠΛΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΜΕΣΩ  
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΣΤΟΧΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ  
Μ.ΚΑΒΒΑΔΑΣ  
ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2011





**ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Αν. Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών κ. Μ. Καββαδά που με εμπιστεύτηκε αναθέτοντας μου την παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία και την ευκαιρία που μου έδωσε να εργαστώ σε ένα αντικείμενο που δεν είναι αμιγώς γεωτεχνικού αντικειμένου, καθώς και για τις πολύτιμες συμβουλές του και τη βοήθεια που μου παρείχε κατά τη διάρκεια εκπόνησής της.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επίκουρο καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Τρέζο για την πολύτιμη συμβολή του στην επεξεργασία των αποτελεσμάτων των στοχαστικών αναλύσεων και τον κ. Μ. Χρονόπουλο, τον καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Μ. Κωτσοβό και τον επίκουρο καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Χ. Ζέρης για τις πολύτιμες συμβουλές και παρατηρήσεις τους πάνω στη θεωρία και τις βασικές αρχές σχεδιασμού του άοπλου σκυροδέματος.

Επιπροσθέτως, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Γ. Κουρετζή για τις πολύτιμες συμβουλές και παρατηρήσεις του στην εφαρμογή των άοπλων τελικών επενδύσεων και τον Υποψήφιο Διδάκτορα του Ε.Μ.Π. Π. Σιταρένιο για τις πληροφορίες που μου παρέθεσε για την εφαρμογή των άοπλων τελικών επενδύσεων στις σήραγγες της Εθνικής οδού Κόρινθος – Καλαμάτα – Μωρέας.

Επιπλέον, θα ήθελα να εκφράσω τις θερμότερες ευχαριστίες μου στον Υποψήφιο Διδάκτορα του Ε.Μ.Π. και φίλο Π. Φορτσάκη, για την αμέριστη συμπαράσταση και την καθοριστική συμβολή του στην ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας. Η συνεργασία μας ήταν αρμονική και η συμβολή του σημαντική σε όλα τα στάδια της εργασίας.

Για το τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου και στους φίλους μου για την υποστήριξη που μου παρείχαν όλους αυτούς τους μήνες.



## **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Το μεγαλύτερο ποσοστό των τελικών επενδύσεων σήραγγων, που κατασκευάζονται μέχρι σήμερα, ειδικά στην Ελλάδα, είναι κατασκευασμένες από οπλισμένο σκυρόδεμα, βέβαια τον τελευταίο καιρό έχει παρατηρηθεί μία τάση αλλαγής στα υλικά της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα σε άοπλο. Οι λόγοι της μεταστροφής είναι οικονομικής και κατασκευαστικής φύσης.

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία γίνεται αρχικά γίνεται μια προσπάθεια μέσω παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων με τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία υπολογισμού της αξονικής δυνάμεως και της καμπτικής ροπής στη διατομή τελικής επένδυσης σήραγγας και ο υπολογισμός της εκκεντρότητας των φορτίσεων στην τελική επένδυση της σήραγγας. Τα δεδομένα αυτά στη θα συναξιολογηθούν για την επιλογή των παραμέτρων των στοχαστικών αναλύσεων.

Επιπλέον, λόγω της ιδιαιτερότητας του άοπλου σκυροδέματος (έλλειψη οπλισμού), όπου έχει αρκετά διαφορετική λογική από το οπλισμένο σκυρόδεμα στη μηχανική του συμπεριφορά, γίνεται μια σημαντική προσπάθεια κατανόησης της μηχανικής συμπεριφοράς του άοπλου σκυροδέματος, συγκρίνοντας διαφορετικές προσεγγίσεις που υπάρχουν από τη διεθνή βιβλιογραφία και εξετάζοντας την επιρροή διαφόρων παραμέτρων στην τελική αντοχή της άοπλης διατομής σκυροδέματος π.χ ποιότητα σκυροδέματος, επιτρεπόμενη ρωγμάτωση, δευτερογενής ρωγμάτωση κ.α. Επίσης γίνεται μία σύντομη αναφορά στην εφαρμογή άοπλων τελικών επενδύσεων στην Ελλάδα, παραθέτοντας βασικά στοιχεία της κάθε τελικής επένδυσης αλλά και των σήραγγων, όπου έχει τοποθετηθεί άοπλη τελική επένδυση ή τμήμα αυτής.

Έχοντας ως δεδομένο ότι τα φορτία της τελικής επένδυσης έχουν μεγαλύτερη αβεβαιότητα από τα φορτία που χρησιμοποιούνται για συνήθης κατασκευές και βασιζόμενοι στο θεωρητικό υπόβαθρο του άοπλου σκυροδέματος, γίνονται παραμετρικές διαστασιολογήσεις και στοχαστικές αναλύσεις (με τη μέθοδο επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO) ποικίλων διατομών και φορτίσεων, έτσι ώστε να προκύψει το εκάστοτε επίπεδο αξιοπιστίας της κάθε άοπλης διατομής. Οι αναλύσεις έγιναν και για απολύτως συσχετισμένα και ασυσχέτιστα εντατικά μεγέθη δράσεων. Για συσχετισμένα εντατικά μεγέθη δράσεων έγιναν επίσης περαιτέρω αναλύσεις και παράχθηκαν επιμέρους συντελεστές για την τήρηση κάποιων απαιτούμενων επιπέδων αξιοπιστίας (ανάλογα την κλάση των συνεπειών, της αξιοπιστίας, την περίοδο επαναφοράς κ.α) των άοπλων τελικών επενδύσεων.

Κλείνοντας, γίνεται μια σύγκριση οπλισμένου σκυροδέματος έναντι άοπλου για την κατασκευή τελικής επένδυσης σήραγγας όσον αφορά στο κόστος τυπικής διατομής και στο επίπεδο αξιοπιστίας. Τέλος γίνεται συγκεντρωτικά μία σύνοψη των σημαντικότερων αποτελεσμάτων – συμπερασμάτων της εργασίας, αλλά και προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.



**ABSTRACT**

The last decades, the majority of tunnel final linings, especially in Greece, have been constructed from reinforced concrete. However nowadays there is a trend towards a change from reinforced to plain concrete. The reasons, which lead to this approach, are mainly financial and structural.

This postgraduate thesis, initially estimates through parametric numerical analysis with three - dimensional finite elements the axial forces and the bending moments, which are developed on the final lining of a circular tunnel and also calculates the eccentricity of the final lining loads. This data will be evaluated for the selection of appropriate input parameters for the stochastic parametric analyses.

Moreover, there is a significant effort, through various analyses, to understand the mechanical behavior of plain concrete, comparing different theories of plain concrete from international bibliography and also considering the factors - parameters, which influence the ultimate resistance of a plain concrete section, such as concrete strength, primary cracking, secondary cracking etc. Also a brief reference is made to the implementation of plain concrete final linings in Greece, describing the main geotechnical and structural characteristics of the specific tunnels.

The tunnel final lining loads have higher uncertainty than the loads of the conventional structures. Therefore in this thesis, parametric design and stochastic analyses (through simulation method of MONTE – CARLO) are carried out, based on the theoretical basis of plain concrete, to calculate the reliability level of each plain concrete section. The analyses are performed for totally correlated and non - correlated acting loads (axial forces and bending moments). Finally, additional analyses for correlated acting loads are performed to estimate the values of the permanent load partial factors, in order to obtain particular reliability levels (according to the class of consequences, reliability levels, the return period, etc.).

In conclusion, there is a comparison of plain concrete against reinforced concrete according to the cost of a typical cross section and the reliability level. Finally the most important results of the thesis are summarized and suggestions for further research are proposed.





**ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ**

<b>1. Εισαγωγή.....</b>	<b>1</b>
1.1 Γενικά.....	1
1.2 Αντικείμενο μεταπτυχιακής Εργασίας.....	2
1.3 Δομή και οργάνωση της μεταπτυχιακής εργασίας .....	2
<b>2. Στοιχεία γεωλογίας και γεωτεχνικής .....</b>	<b>5</b>
2.1 Συστήματα ταξινόμησης της βραχώμαζας.....	5
2.1.1 Σύστημα RMR (Bieniawski) .....	6
2.1.2 Σύστημα Q (NGI) .....	6
2.1.3 Σύστημα GSI .....	6
2.2 Μηχανική συμπεριφορά βραχώμαζας-Κριτήρια αστοχίας.....	7
2.2.1 Κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown .....	7
2.2.2 Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb .....	8
2.2.3 Κριτήριο αστοχίας Drucker - Prager .....	9
<b>3. Τελική επένδυση .....</b>	<b>11</b>
3.1 Σκοπός τελικής επένδυσης .....	11
3.2 Τύπος τελικής επένδυσης.....	11
3.3 Κατασκευή τελικής επένδυσης .....	12
3.4 Φορτία της τελικής επένδυσης .....	13
3.4.1 Φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό.....	13
3.4.2 Φορτία από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης .....	13
3.4.3 Υδατικές πιέσεις.....	14
3.4.4 Σεισμική δράση .....	14
3.4.5 Μόνιμα φορτία .....	14
3.4.6 Τυχηματικά φορτία .....	14
3.4.7 Φορτία καταναγκασμού (επιβαλλόμενες παραμορφώσεις) .....	15
3.4.8 Μεταγενέστερες κατασκευές .....	15
3.5 Ανάλυση τελικής επένδυσης .....	15
3.5.1 Εμπειρικές μέθοδοι.....	15
3.5.1.1 Μέθοδος μέσω του δείκτη RMR ή Unal (Bieniawski) .....	15
3.5.1.2 Μέθοδος NGI (μέσω του δείκτη Q) .....	16
3.5.1.3 Μέθοδος Terzaghi .....	17
3.5.2 Αναλυτικές μέθοδοι .....	17
3.5.2.1 Αναλυτική μέθοδος Terzaghi.....	18
3.5.2.2 Μέθοδος Protodyakonov (Ρωσική μέθοδος) .....	19
3.5.3 Καμπύλες σύγκλισης αποτόνωσης .....	21
<b>4. Θεωρητικά στοιχεία στοχαστικών αναλύσεων .....</b>	<b>23</b>
4.1 Γενικά.....	23
4.2 Κατανομές .....	24

4.2.1	Ομοιόμορφη κατανομή .....	24
4.2.2	Κατανομή Poisson .....	24
4.2.3	Εκθετική κατανομή .....	25
4.2.4	Κανονική κατανομή .....	25
4.2.5	Λογαριθμοκανονική κατανομή .....	26
4.3	Δισδιάστατες κατανομές .....	26
4.4	Προσομοιώσεις .....	27
4.4.1	Μέθοδος Monte Carlo .....	28
4.4.2	Μέθοδος σημειακής εκτίμησης (Point Estimate Method) .....	28
4.4.2.1	Μέθοδος σημειακής εκτίμησης δύο μεταβλητών .....	33
<b>5.</b>	<b>Αριθμητικές αναλύσεις .....</b>	<b>35</b>
5.1	Περιγραφή του προσομοιώματος .....	35
5.1.1	Διακριτοποίηση .....	37
5.1.2	Έλεγχος επάρκειας του μήκους της σήραγγας .....	38
5.2	Αποτελέσματα των αριθμητικών παραμετρικών αναλύσεων .....	41
<b>6.</b>	<b>Άοπλη τελική επένδυση .....</b>	<b>45</b>
6.1	Αίτια στροφής στην άοπλη έναντι οπλισμένης τελικής επένδυσης .....	45
6.2	Βασικές αρχές για το σχεδιασμό άοπλων τελικών επενδύσεων .....	46
6.3	Θερμοκρασιακές διαφορές .....	48
6.4	Εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος .....	48
6.4.1	Πειραματική διαδικασία καμπτικής αντοχής .....	49
6.4.2	Πειραματική διαδικασία αντοχής σε διάρρηξη .....	50
6.4.3	Σχέση μεταξύ αντοχής σκυροδέματος σε εφελκυσμό και διάρρηξης .....	51
6.4.4	Συμπεράσματα - σχόλια για την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος .....	51
6.5	Ρωγμάτωση διατομής άοπλου σκυροδέματος .....	52
6.5.1	Βάθος ρωγμάτωσης (κύρια – πρωτογενής ρωγμάτωση) .....	52
6.5.2	Δευτερογενής ρωγμάτωση .....	52
6.6	Μηχανισμός αστοχίας άοπλου σκυροδέματος .....	54
6.6.1	Σχεδιάζοντας την άοπλη τελική επένδυση .....	54
6.6.2	Αντοχή διατομής άοπλου σκυροδέματος .....	54
6.6.3	Δημιουργία διαγράμματος αλληλεπίδρασης .....	57
6.6.4	Επιρροή της επιτρεπόμενης ρωγμάτωσης στην αντοχή της διατομής .....	61
6.7	Εφαρμογή άοπλων τελικών επενδύσεων στην Ελλάδα .....	62
6.7.1	Σήραγγες εθνικής οδού Κόρινθος – Καλαμάτα – Μωρέας .....	63
6.7.1.1	Σήραγγα του Αρτεμισίου .....	63
6.7.1.1.1	Γενικά χαρακτηριστικά .....	63
6.7.1.1.2	Γεωλογική και γεωτεχνική αξιολόγηση .....	64
6.7.1.1.3	Εκσκαφή και προσωρινή υποστήριξη .....	64
6.7.1.2	Σήραγγες Νεοχωρίου και Στέρνας .....	64
6.7.1.2.1	Γενικά χαρακτηριστικά .....	64
6.7.1.2.2	Γεωλογική και γεωτεχνική αξιολόγηση .....	65
6.7.1.2.3	Προσωρινή υποστήριξη .....	65

6.7.1.3	Σήραγγα Καλογερικού .....	65
6.7.1.3.1	Γεωλογική και γεωτεχνική αξιολόγηση .....	65
6.7.1.3.2	Προσωρινή υποστήριξη .....	65
6.7.2	Σήραγγες Τεμπών T1 και T2 .....	66
6.7.2.1	Γενικά χαρακτηριστικά .....	66
6.7.2.2	Γεωλογική και γεωτεχνική αξιολόγηση .....	66
6.7.2.3	Προσωρινή υποστήριξη .....	66
6.7.2.4	Τελική επένδυση .....	67
6.7.2.5	Ανάλυση τελικής επένδυσης .....	68
<b>7.</b>	<b>Ανάλυση τελικής επένδυσης σηράγγων μέσω στοχαστικών αναλύσεων .....</b>	<b>71</b>
7.1	Αβεβαιότητα φορτίων τελικής επένδυσης .....	71
7.1.1	Παράγοντες καθορισμού αβεβαιότητας φορτίων τελικής επένδυσης .....	72
7.1.2	Εκτίμηση πιθανοτικών χαρακτηριστικών φορτίων τελικής επένδυσης .....	72
7.1.2.1	Βαθμονόμηση βραχόμαζας GSI .....	72
7.1.2.2	Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη $\sigma_{ci}$ .....	73
7.1.2.3	Σταθερά γεωυλικού $m_i$ .....	73
7.1.2.4	Συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων K .....	73
7.1.3	Υπολογισμός μεταβλητότητας των φορτίων μέσω αναλυτικών και εμπειρικών μεθόδων .....	73
7.1.3.1	Εμπειρική μέθοδος Terzaghi .....	74
7.1.3.2	Μέθοδος Unal .....	74
7.1.3.3	Αναλυτική μέθοδος Terzaghi .....	74
7.1.3.4	Μέθοδος Protodyakonov .....	74
7.1.3.5	Μέθοδος σύγκλισης – αποτόνωσης .....	74
7.1.4	Υπολογισμός μεταβλητότητας των φορτίων μέσω τρισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων και της μεθόδου σημειακής εκτίμησης (Point Estimation Method) .....	75
7.2	Στοχαστικές αναλύσεις διατομών τελικής επένδυσης .....	76
7.2.1	Στοχαστικές αναλύσεις διατομών τελικής επένδυσης από ωπλισμένο σκυρόδεμα .....	77
7.2.1.1	Εύρεση επιπέδου αξιοπιστίας διατομών τελικής επένδυσης ωπλισμένου σκυροδέματος .....	77
7.2.1.2	Υπολογισμός απαιτούμενων επιμέρους συντελεστών φορτίων γεωυλικού .....	78
7.2.2	Στοχαστικές αναλύσεις διατομών τελικής επένδυσης άοπλου σκυροδέματος .....	80
7.2.2.1	Στοχαστικά στοιχεία διαγράμματος αλληλεπίδρασης και συμπεράσματα .....	80
7.2.2.1.1	Περιγραφή της διαδικασίας .....	81
7.2.2.1.2	Ενδεικτικό παράδειγμα .....	81
7.2.2.2	Διαδικασία σχεδιασμού άοπλης τελικής επένδυσης .....	85
7.2.2.2.1	Εύρεση δράσεων σχεδιασμού .....	86
7.2.2.2.2	Εύρεση ύψος σχεδιασμού άοπλης τελικής επένδυσης .....	86
7.2.2.2.3	Αποτελέσματα του σχεδιασμού των διατομών και σχολιασμός .....	88
7.2.2.3	Παραμετρικές προσομοιώσεις με την επαναληπτική μέθοδο Monte – Carlo .....	90
7.2.2.3.1	Πιθανοτικό προσομοίωμα δράσεων .....	93
7.2.2.3.2	Πιθανοτικό προσομοίωμα αντοχών .....	94
7.2.2.3.3	Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων και σχολιασμός .....	94
7.2.2.4	Συσχετισμένη δρώσα αξονική δύναμη με ροπή κάμψης .....	102
7.2.2.4.1	Επίλυση των αναλυτικών σχέσεων AFTES (1998) .....	102
7.2.2.4.2	Παρουσίαση αποτελεσμάτων με βάση τη συσχετισμένη σχέση αξονικής δύναμης και ροπής κάμψως 105	
7.2.2.4.3	Εύρεση επιμέρους συντελεστών μόνιμων φορτίων .....	109

<b>8. Σύνοψη - Συμπεράσματα – Προτάσεις.....</b>	<b>111</b>
8.1 Σύγκριση άοπλου σκυροδέματος έναντι οπλισμένου.....	111
8.1.1 Σύγκριση κόστους και επιπέδου αξιοπιστίας.....	111
8.1.2 Σύγκριση επιπέδου αξιοπιστίας οπλισμένου σκυροδέματος έναντι άοπλου για ασυσχέτιστα εντατικά μεγέθη 113	
8.2 Συσχετισμένα και ασυσχέτιστα εντατικά μεγέθη.....	115
8.3 Κυριότερα αποτελέσματα από την διπλωματική εργασία.....	116
8.3.1 Εκκεντρότητα φορτίων τελικής επένδυσης.....	116
8.3.2 Αποτελέσματα σχεδιασμού άοπλων τελικών επενδύσεων.....	116
8.3.3 Αποτελέσματα επιπέδων αξιοπιστίας συσχετισμένων και ασυσχέτιστων δρώντων εντατικών μεγεθών 117	
8.3.3.1 Ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη.....	117
8.3.3.2 Συσχετισμένα δρώντα εντατικά μεγέθη.....	118
8.3.4 Εύρεση επιμέρους συντελεστών για συσχετισμένα δρώντα εντατικά μεγέθη.....	119
8.4 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.....	120
<b>Βιβλιογραφικές αναφορές.....</b>	<b>121</b>

**ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ**

Διάγραμμα 5.1 Διαγράμματα τάσεων (P/P0) σε σχέση με την απόσταση από το μέτωπο της σήραγγας & ποσοστιαίες διαφορές των τάσεων για L=60m και L=40m για τα πρώτα 8R μέτρα της σήραγγας. ....	40
Διάγραμμα 5.2 Συγκεντρωτικό διάγραμμα όπου παρουσιάζονται τα μέσα εντατικά μεγέθη – αξονική δύναμη και ροπή κάμψεως – που προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις.....	43
Διάγραμμα 5.3 Εκκεντρότητα της αξονικής δύναμης στη διατομή της τελικής επένδυσης για διάφορες ποιότητες βραχώμαζας και συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K .....	44
Διάγραμμα 6.1 Βάθος πρωτογενούς ρωγμής συναρτήσει τη στροφή της διατομής και συναρτήσει το εύρος της ρωγμής με βάση τη σχέση (6.2).....	54
Διάγραμμα 6.2 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης άοπλης διατομής σκυροδέματος .....	56
Διάγραμμα 6.3 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης άοπλης διατομής σκυροδέματος (b=1.00m, h=0.60m & f <sub>ck</sub> =20MPa), με εμφανείς τις εντατικές περιοχές(1, 2, 3) που περνά η διατομή, για την εύρεση της αντοχής της διατομής σε ταυτόχρονη δράση ροπής και αξονικής δύναμης .....	59
Διάγραμμα 6.4 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης για θεώρηση παραβολικής κατανομής θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος (θεώρηση που χρησιμοποιήθηκε και στις δικές μας αναλύσεις) και ορθογωνικής (απλοποιημένης) με βάση τους Röttler (1993), AFTES (1998) & DAUB (2007). ....	61
Διάγραμμα 6.5 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης άοπλης διατομής σκυροδέματος για ποικίλες επιτρεπόμενες ρηγματώσεις.....	62
Διάγραμμα 7.1 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης άοπλης διατομής σκυροδέματος (b=1.00m, h=0.60m & f <sub>ck</sub> =20MPa) για σχεδιασμού (f <sub>cd</sub> =13.33MPa), χαρακτηριστικές (f <sub>ck</sub> =20MPa) και μέσες (f <sub>cm</sub> =23.94MPa) τιμές αντοχής του σκυροδέματος.....	83
Διάγραμμα 7.2 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης σχεδιασμού και μέσων τιμών, διάστημα εμπιστοσύνης 90 % και κατανομή της ροπής αντοχής της διατομής σε διακεκριμένες αξονικές δυνάμεις για γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής b=1.00m, h=0.60m & f <sub>ck</sub> =20MPa, f <sub>cd</sub> =13.33MPa και f <sub>cm</sub> =23.94MPa. ....	84
Διάγραμμα 7.3 (i) Διάγραμμα αλληλεπίδρασης σχεδιασμού και μέση τιμή και τυπική απόκλιση της ροπής αντοχής, (ii) Διάγραμμα αλληλεπίδρασης σχεδιασμού και πιθανότητα αστοχίας συναρτήσει της ν <sub>d</sub> (εκφρασμένο σε μονάδες τυπικής κανονικής κατανομής β), για γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής b=1.00m, h=0.60m & f <sub>ck</sub> =20MPa, f <sub>cd</sub> =13.33MPa και f <sub>cm</sub> =23.94MPa.....	85
Διάγραμμα 7.4 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης άοπλης διατομής σκυροδέματος και συνδυασμός ανηγμένων αξονικών και ροπών των άοπλων διατομών που προέκυψαν από το σχεδιασμό.....	88
Διάγραμμα 7.5 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων σχεδιασμού διαιρεμένων με την αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος συναρτήσει των υψών των διατομών που προέκυψαν από τη διαδικασία του σχεδιασμού των άοπλων διατομών.....	89
Διάγραμμα 7.6 Ιστογράμματα αντοχών και διαφορές αντοχών με τις δρώσες αξονικές ή καμπτικές ροπές (α) για μονοαξονική θλίψη, (β) για αξονική και καμπτική καταπόνηση της διατομής.....	92
Διάγραμμα 7.7 Διάγραμμα των δράσεων που ασκούνται στην άοπλη διατομή τελικής επένδυσης, φαίνονται χαρακτηριστικά οι μέσες τιμές, οι χαρακτηριστικές τιμές και οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων. Οι διακεκομμένες γραμμές δηλώνουν την εκκεντρότητα της αξονικής δύναμης στη διατομή. Τα χρωματιστά σημάδια – σταυροί δηλώνουν την τομή των γραμμών των σταθερών εκκεντροτήτων με τις χαρακτηριστικές και μέσες καμπύλες των δράσεων.....	94
Διάγραμμα 7.8 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης (V <sub>Ns</sub> =0.10 και V <sub>C</sub> =0.10), όπου για κάθε εκκεντρότητα (e=0.00·h, 0.10·h, 0.20·h και 0.30·h) δείχνονται με μπλε σημάδια – κύκλους το σημείο σχεδιασμού της διατομής, με μωβ σημάδια – χιαστί τα «τυχαία» σημεία των δράσεων που έχουν παραχθεί με την επαναληπτική διαδικασία MONTE	

– CARLO και τα κόκκινα σημεία είναι η αντοχή της διατομής για κάθε τυχαίο σημείο των δράσεων ( $N_s$ ) που έχει παραχθεί από την επαναληπτική διαδικασία.....	96
Διάγραμμα 7.9 Επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής συναρτήσει της ανηγμένης αξονικής δύναμης $v_d$ για διάφορες εκκεντρότητες ( $e=0.00\cdot h, 0.10\cdot h, 0.20\cdot h$ και $0.30\cdot h$ ), μεταβλητότητες φορτίων τελικής επένδυσης ( $V_{N_s}=0.10, 0.20, 0.30, 0.40$ και $0.50$ ) και επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος ( $\gamma_c=1.50$ και $1.80$ ) για ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη.....	97
Διάγραμμα 7.10 Πιθανότητα αστοχίας της διατομής συναρτήσει της ανηγμένης αξονικής δύναμης $v_d$ για διάφορες εκκεντρότητες ( $e=0.00\cdot h, 0.10\cdot h, 0.20\cdot h$ και $0.30\cdot h$ ), μεταβλητότητες φορτίων τελικής επένδυσης ( $V_{N_s}=0.10, 0.20, 0.30, 0.40$ και $0.50$ ) και επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος ( $\gamma_c=1.50$ και $1.80$ ) για ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη.....	98
Διάγραμμα 7.11 Επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής συναρτήσει της ροπή κάμψεως $\mu_d$ για διάφορες εκκεντρότητες ( $e=0.00\cdot h, 0.10\cdot h, 0.20\cdot h$ και $0.30\cdot h$ ), μεταβλητότητες φορτίων τελικής επένδυσης ( $V_{N_s}=0.10, 0.20, 0.30, 0.40$ και $0.50$ ) και επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος ( $\gamma_c=1.50$ και $1.80$ ) για ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη .....	99
Διάγραμμα 7.12 Διάγραμμα που εμφανίζει τη ποσοστιαία μεταβολή της ροπής αντοχής μιας άοπλης διατομής σκυροδέματος από τη μέση τιμή του πλήθους των τιμών της ροπής αντοχής, συναρτήσει της μεταβολής της αντοχής του σκυροδέματος .....	100
Διάγραμμα 7.13 Βοηθητικό διάγραμμα για να γίνουν κατανοητά τα πιθανά ενδεχόμενα, όπου μπορεί να επέλθει αστοχία στη διατομή για μεταβλητότητα φορτίων $V_{N_s}=0.10$ και εκκεντρότητα $e/h=0.20$ .....	101
Διάγραμμα 7.14 Συγκεντρωτικό διάγραμμα επιπέδου αξιοπιστίας άοπλων διατομών σκυροδέματος συναρτήσει τη μεταβλητότητα των φορτίων της τελικής επένδυσης σήραγγας για ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη .....	102
Διάγραμμα 7.15 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης ( $V_{N_s}=0.10$ και $V_c=0.10$ ), όπου για κάθε εκκεντρότητα ( $e=0.00\cdot h, 0.10\cdot h, 0.20\cdot h$ και $0.30\cdot h$ ) δείχνονται με μπλε σημάδια – κύκλους το σημείο σχεδιασμού της διατομής, με μωβ σημάδια – χιαστί τα «τυχαία» σημεία των δράσεων που έχουν παραχθεί με την επαναληπτική διαδικασία MONTE – CARLO και τα κόκκινα σημεία είναι η αντοχή της διατομής για κάθε τυχαίο σημείο των δράσεων ( $N_s$ ) που έχει παραχθεί από την επαναληπτική διαδικασία, με τη μέθοδο της AFTES(1998) το σημείο της αντοχής για συγκεκριμένη εκκεντρότητα είναι σταθερό .....	106
Διάγραμμα 7.16 Επίπεδο αξιοπιστίας διατομών τελικής επένδυσης σήραγγων άοπλου σκυροδέματος συναρτήσει της μεταβλητότητας των εξωτερικών φορτίων της τελικής επένδυσης, ανάλογα το δείκτη μεταβλητότητας που έχει θεωρηθεί ότι έχει η αντοχή του σκυροδέματος .....	108
Διάγραμμα 7.17 Επιμέρους συντελεστές φορτίων γεωυλικού για μεταβλητότητες σκυροδέματος $V_c=0.05, 0.10$ και $0.15$ , για επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος $\gamma_c=1.50$ και $1.80$ , έτσι ώστε να έχουν συγκεκριμένα αξιοπιστίας. ....	109
Διάγραμμα 8.1 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης ( $V_{N_s}=0.10$ και $V_c=0.10$ ), όπου εκκεντρότητα $e=0.30\cdot h$ δείχνονται με μπλε σημάδια – κύκλους το σημείο σχεδιασμού της διατομής, με μωβ σημάδια – χιαστί τα «τυχαία» σημεία των δράσεων που έχουν παραχθεί με την επαναληπτική διαδικασία MONTE – CARLO και τα κόκκινα σημεία είναι η αντοχή της διατομής για κάθε τυχαίο σημείο των δράσεων ( $N_s$ ) που έχει παραχθεί από την επαναληπτική διαδικασία για οπλισμένο σκυρόδεμα (αριστερά) και άοπλο σκυρόδεμα (δεξιά). ....	114
Διάγραμμα 8.2 Χαρακτηριστικά νέφη δρώντων εντατικών μεγεθών για διαφορετικές τυπικές αποκλίσεις αριστερά (ελλειψοειδής μορφή νέφους) και για ίδιες τυπικές αποκλίσεις δεξιά (κυκλική μορφή νέφους).....	115
Διάγραμμα 8.3 Εκκεντρότητα της αξονικής δύναμης στη διατομή της τελικής επένδυσης για διάφορες ποιότητες βραχόμαζας και συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων $K$ .....	116
Διάγραμμα 8.4 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων σχεδιασμού διαιρεμένων με την αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος συναρτήσει των υψών των διατομών που προέκυψαν από τη διαδικασία του σχεδιασμού των άοπλων διατομών. ....	117

---

Διάγραμμα 8.5 Συγκεντρωτικό διάγραμμα επιπέδου αξιοπιστίας άοπλων διατομών σκυροδέματος συναρτήσει τη μεταβλητότητα των φορτίων της τελική επένδυσης σήραγγας για ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη .....	118
Διάγραμμα 8.6 Επίπεδο αξιοπιστίας διατομών τελικής επένδυσης σήραγγων άοπλου σκυροδέματος συναρτήσει της μεταβλητότητας των εξωτερικών φορτίων της τελικής επένδυσης, ανάλογα το δείκτη μεταβλητότητας που έχει θεωρηθεί ότι έχει η αντοχή του σκυροδέματος.....	119
Διάγραμμα 8.7 Επιμέρους συντελεστές φορτίων γεωλικού για μεταβλητότητες σκυροδέματος $V_c=0.05, 0.10$ και $0.15$ , για επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος $\gamma_c=1.50$ και $1.80$ , έτσι ώστε να έχουν συγκεκριμένα αξιοπιστίας.....	120





**ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΕΙΚΟΝΩΝ**

Εικόνα 3.1 Οπλισμός και κατασκευή τελικής επένδυσης σήραγγας .....	13
Εικόνα 5.1 Μοντέλο αναλύσεων και κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων .....	36
Εικόνα 5.2 Οκτακομβικά εξαπλευρικά στοιχεία C3D8R προσομοίωσης του εδαφικού υλικού .....	37
Εικόνα 5.3 Προσομοίωμα τελικής επένδυσης από τετρακομβικά στοιχεία κελύφους.....	37
Εικόνα 5.4 Τετρακομβικό στοιχείο κελύφους της σήραγγας .....	37
Εικόνα 5.5 Μοντέλα προσομοίωσης με μήκος σήραγγας L=40m και L=60m αντίστοιχα .....	39
Εικόνα 5.6 Αξονικές δυνάμεις στην τελική επένδυση σήραγγας .....	42
Εικόνα 5.7 Ροπές κάμψεις στην τελική επένδυση σήραγγας .....	43
Εικόνα 6.1 Ρωγματωμένη διατομή δοκιμίου σκυροδέματος (Neville 2006).....	53
Εικόνα 6.2 Σκυροδέτηση τελικής επένδυσης σε σήραγγα, (Haralampidou et al.) .....	63
Εικόνα 6.3 Τυπική διατομή και εικόνα από τελειωμένο κομμάτι της σήραγγας του Αρτεμισίου, (Haralampidou et al.) .....	64
Εικόνα 6.4 Ραδιολαρίτες στο μέτωπο εκσκαφής, (Haralampidou et al.).....	64
Εικόνα 6.5 Διατομή Cut & Cover στη σήραγγα Καλογερικού, (Haralampidou et al.).....	65
Εικόνα 6.6 Τυπική δομή σήραγγας (βραχώμαζα, προσωρινή υποστήριξη και τελική επένδυση). (Στοιχεία από Hochtief Consult) .....	67
Εικόνα 6.7 Προσομοιώματα τελικής επένδυσης (α) Δισδιάστατο και τρισδιάστατο προσομοίωμα, με θεώρηση άρθρωσης στην ένωση ανάστροφου τόξου με το θόλο, (b) Δισδιάστατο και τρισδιάστατο προσομοίωμα, με θεώρηση μονολιθικής σύνδεσης στην ένωση ανάστροφου τόξου με το θόλο. (Στοιχεία από Hochtief Consult).....	69
Εικόνα 6.8 Γενική εικόνα της μηκοτομής της σήραγγας T1 (Βόρειος κλάδος). (Στοιχεία από Hochtief Consult) .....	70



**ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΠΙΝΑΚΩΝ**

Πίνακας 3.1 Τιμές συντελεστών λ με βάση τη μέθοδο NGI.....	16
Πίνακας 3.2: Τιμές της παραμέτρου $H_p$ με τη μέθοδο Terzaghi .....	17
Πίνακας 3.3 Συντελεστές προσαύξησης λόγω ερπυστικών παραμορφώσεων .....	20
Πίνακας 5.1 Εύρος τιμών των παραμέτρων που εξετάστηκαν στις αναλύσεις.....	41
Πίνακας 5.2 Εύρος τιμών των παραμέτρων που εξετάστηκαν στις αναλύσεις (όσον αφορά τα κριτήρια αστοχίας). 42	
Πίνακας 7.1 Τιμές στοχαστικών χαρακτηριστικών βαθμονόμησης GSI (Φορτσάκης, 2012, Fortsakis et al., 2011). ...	73
Πίνακας 7.2 Μεταβλητότητα της σταθεράς του γεωυλικού $m_i$ (Φορτσάκης et al. 2010).....	73
Πίνακας 7.3 Μέση τιμή και μεταβλητότητα κατακόρυφου φορτίου στην κλείδα της διατομής (Fortsakis et al.2011) .....	75
Πίνακας 7.4 Συγκεντρωτικός πίνακας μεθόδων εύρεσης φορτίων τελικής επένδυσης και μεταβλητότητας αντίστοιχα (Φορτσάκης, 2012) .....	76
Πίνακας 7.5 Κλάσεις συνεπειών και αξιοπιστίας και τιμές του δείκτη αξιοπιστίας $\beta$ (Gulvanessian et al., 2009). ....	77
Πίνακας 7.6 Μητρώο κλάσης συνεπειών $\beta$ (Gulvanessian et al., 2009).....	77
Πίνακας 7.7 Εύρος απαντώμενων τιμών του δείκτη αξιοπιστίας ως προς την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων ( $V_p$ ) και την εκκεντρότητα ( $e/h_{RC}$ ) της επιβαλλόμενης φόρτισης. (Λίτσας, 2010) .....	78
Πίνακας 7.8 Στατιστικά δεδομένα και γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής.....	81
Πίνακας 7.9 Στατιστικά χαρακτηριστικά σκυροδέματος της διατομής .....	82
Πίνακας 7.10 Εφελκυστική και θλιπτική αντοχή της άοπλης διατομής σκυροδέματος για αντοχή σκυροδέματος την τιμή α) του σχεδιασμού, β) τη χαρακτηριστική και γ) τη μέση. ....	82
Πίνακας 7.11 Παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τις αναλύσεις των άοπλων διατομών σκυροδέματος .....	87
Πίνακας 7.12 Παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τις παραμετρικές πιθανοτικές αναλύσεις των άοπλων διατομών σκυροδέματος .....	91
Πίνακας 7.13 Τύποι εύρεσης του δείγματος ανάλογα την φόρτιση της διατομής .....	92
Πίνακας 8.1 Αποτελέσματα σχεδιασμού τελικής επένδυσης σήραγγας για διάφορα εντατικά μεγέθη για οπλισμένη και άοπλη διατομή σκυροδέματος. Για το άοπλο σκυρόδεμα ισχύει $f_{ck}=30\text{MPa}$ & $\gamma_c=1.80$ , ενώ για οπλισμένο σκυρόδεμα $f_{ck}=30\text{MPa}$ , $\gamma_c=1.50$ & $f_{sk}=500\text{MPa}$ . (Για το πρώτο σετ η ροπή παράγεται από την μέση αξονική δύναμη πολλαπλασιασμένη με την εκκεντρότητα της διατομής του οπλισμένου σκυροδέματος, ενώ για το δεύτερο σετ από την μέση αξονική δύναμη πολλαπλασιασμένη με την εκκεντρότητα της διατομής άοπλου σκυροδέματος $e/h=0.10$ ) .....	112



**ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ**

Σχήμα 2.1 Ταξινόμηση της βραχώμαζας κατά το σύστημα GSI .....	7
Σχήμα 3.1 Εκτίμηση φορτίων με τη μέθοδο Terzaghi.....	18
Σχήμα 3.2 Εκτίμηση φορτίων στην επένδυση της σήραγγας κατά τη μέθοδο Protodyakonov .....	19
Σχήμα 3.3 Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα .....	21
Σχήμα 4.1 Συνάρτηση κατανομής πυκνότητας – πιθανότητας τυποποιημένης κανονικής κατανομής .....	25
Σχήμα 4.2 Κατανεμημένο φορτίο σε άκαμπτη ράβδο .....	29
Σχήμα 4.3 Κατανεμημένο φορτίο σε άκαμπτη ράβδο .....	30
Σχήμα 4.4 Στρίξεις σε άκαμπτη ράβδο, (a) Απλή στήριξη (b) Διπλή στήριξη .....	31
Σχήμα 4.5 Σχηματική απεικόνιση μεταφορά πληροφορίας .....	32
Σχήμα 4.6 Απεικόνιση των δύο μεταβλητών σαν φόρτιση σε άκαμπτη πλάκα .....	33
Σχήμα 4.7 Επιρροή του συντελεστή συσχέτισης στους αντισταθμιστικούς παράγοντες .....	34
Σχήμα 6.1 Κατανομή του πάχους στην κλείδα και της ποσότητας οπλισμού των διατομών τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_o$ (Η γεωστατική τάση $\rho_o$ έχει υπολογιστεί για το άνω όριο του προτεινόμενου εύρους εφαρμογής ύψους υπερκειμένων). Στοιχεία από TIAS (Marinos V. et al) .....	46
Σχήμα 6.2 Τυπικές διατομές σήραγγας υπόγειας εκσκαφής με ανοιχτό πυθμένα (αριστερά) και με ανάστροφο τόξο (δεξιά) από την σήραγγα Ζίγκρας της Εγνατίας οδού. Στοιχεία από TIAS, Marinos V. et al. ....	47
Σχήμα 6.3 Ρωγματωμένο τέμαχος τυπικής διατομής σήραγγας .....	48
Σχήμα 6.4 Διαγράμματα ροπών κάμψης για φόρτιση στο μέσο (αριστερά) και για φόρτιση στα τρίτα του μήκους (δεξιά) .....	49
Σχήμα 6.5 Κατανομή τάσεων στην κυκλική διατομή ενός κυλινδρικού δοκιμίου για αντιδιαμετρικό κατανεμημένο φορτίο μήκους 1/12 της διαμέτρου του κυλίνδρου .....	50
Σχήμα 6.6 Πρωτογενής και δευτερογενής ρωγμή άοπλης διατομής σκυροδέματος.....	52
Σχήμα 6.7 Διάγραμμα τάσεων (παραβολικό) και παραμορφώσεων για διατομή άοπλου σκυροδέματος.....	55
Σχήμα 6.8 Διάγραμμα παραμορφώσεων καθ' ύψος της διατομής στην οριακή κατάσταση αστοχίας υπό μεγέθη ορθής έντασης .....	57
Σχήμα 6.9 Διάγραμμα ροής για την χάραξη διαγράμματος αλληλεπίδρασης σε άοπλη διατομής σκυροδέματος ....	58
Σχήμα 6.10 Διάγραμμα τάσεων (απλοποιημένο - ορθογωνικό) και παραμορφώσεων για διατομή άοπλου σκυροδέματος.....	60
Σχήμα 6.11 Τυπικές διατομές τελικής επένδυσης (a) άοπλη διατομή χωρίς ανάστροφο τόξο, (b) άοπλη διατομή με ανάστροφο τόξο και (c) οπλισμένη διατομή με ανάστροφο τόξο. (Στοιχεία από Hochtief Consult).....	68
Σχήμα 7.1 Μεταβολή επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωυλικού για συντελεστή μεταβλητότητας φορτίων (a) $V_p=20\%$ , (b) $V_p=30\%$ , (c) $V_p=40\%$ , (c) $V_p=50\%$ και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$ . (Fortsakis et al., 2011) .....	79
Σχήμα 7.2 Διάγραμμα ροής για το σχεδιασμό των άοπλων διατομών σκυροδέματος.....	87
Σχήμα 7.3 Διάγραμμα ροής για τις παραμετρικές επαναληπτικές προσομοιώσεις .....	91



*Μεγάλη η φιλοδοξία μας να τα βάλουμε με τον Πλούτωνα: Και θεός είναι, και σκοτεινός, και εκδικητικός. : Έτσι εξηγείται γιατί η Μηχανική των Σηράγγων δεν έχει ακόμη αρτιωθεί σε ακριβή επιστήμη. Παρά ταύτα, ο ωραίος αγώνας του Μηχανικού «ενάντια στο βάθος και στο νερό», βρίσκει τρόπους να παλεύει με το θεό και να κατασκευάζει σήραγγες – και μόνον οι γραφειοκράτες των Βρυξελλών γκρινιάζουν «διατί αι μελέται δεν ήσαν ακριβείς».*

*(Θ. Π. Τάσσιος)*





---

# 1

---

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι σήραγγες είναι υπόγειες εκσκαφές που η γένεση τους συνδέεται με τα Αιγυπτιακά μνημεία κάτω από τις πυραμίδες και τα μεταλλεία της αρχαίας Ελλάδας. Από την αρχαιότητα, λοιπόν, ο άνθρωπος είχε συλλάβει την ιδέα των σηράγγων με σκοπό να ξεπεράσει τα εμπόδια των ορεινών όγκων και να μπορέσει να έχει πρόσβαση στο υπέδαφος. Χαρακτηριστικό είναι το παράδειγμα του Ευπαλίνου, Μεγαρίτης αρχιτέκτονας του 6<sup>ου</sup> αιώνα π.χ., ο οποίος κατασκεύασε μία σήραγγα ενός περίπου χιλιομέτρου, το Ευπαλίνειον όρυγμα στη Σάμο, ξεκινώντας την εκσκαφή συγχρόνως και από τα δύο άκρα έως ότου τα δύο αντίθετα διανοιγόμενα ορύγματα συναντήθηκαν στη μέση και αποτέλεσαν μία ενιαία υδρευτική σήραγγα.

Ως σήραγγα ορίζεται μια οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια εκσκαφή ανοιχτή σε κάθε άκρο της στην επιφάνεια του εδάφους στις θέσεις των εισόδων. Η διάνοιξη μιας σήραγγας προκαλεί μεταβολές στο εντατικό πεδίο και διαταραχή της βραχώμαζας και ο σχεδιασμός της προϋποθέτει τεχνικογεωλογική έρευνα. Γενικά, το πρόβλημα της κατασκευής σηράγγων ενέχει αβεβαιότητες που σχετίζονται τόσο με τον προσδιορισμό των γεωλογικών και γεωτεχνικών συνθηκών που επικρατούν όσο και με την πρόβλεψη της συμπεριφοράς του γεωυλικού κατά τη διάνοιξη. Ανεξάρτητα, λοιπόν, από το πλήθος των γεωτρήσεων, των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών δεν είναι δυνατόν να προσδιορισθούν επακριβώς οι παράμετροι του γεωυλικού σε όλη την έκταση του έργου καθώς και η συμπεριφορά του κατά την εκσκαφή.

Η συμπεριφορά του γεωυλικού είναι ένα φαινόμενο ιδιαίτερα πολύπλοκο που εξαρτάται από πολλούς παράγοντες και επηρεάζεται τόσο από την τρισδιάστατη γεωμετρία του χώρου όσο και από τον παράγοντα χρόνο. Με σκοπό, λοιπόν, την αντιμετώπιση των αβεβαιοτήτων που παρουσιάζει το γεωυλικό έχουν διατυπωθεί απλοποιητικές, συνήθως συντηρητικές, παραδοχές και εμπειρικοί κανόνες και έχουν υιοθετηθεί κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας για τον σχεδιασμό των μέτρων άμεσης υποστήριξης και της τελικής επένδυσης των σηράγγων.

## 1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο βασικός σκοπός της μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη άοπλων διατομών τελικής επένδυσης σήραγγας μέσω στοχαστικών και αριθμητικών αναλύσεων.

Μέσω των αριθμητικών αναλύσεων συλλέχθηκαν σημαντικές πληροφορίες για τα εντατικά μεγέθη που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση από τα φορτία του περιβάλλοντος γεωυλικού. Συγκεκριμένα, έγινε μια προσπάθεια ποσοτικοποίησης της εκκεντρότητας της αξονικής δύναμης που ασκείται στη διατομή της τελικής επένδυσης. Έτσι ώστε, όταν η εκκεντρότητα εισαχθεί ως δεδομένο στις παραμετρικές αναλύσεις άοπλων διατομών σκυροδέματος να είναι ρεαλιστική και όχι τόσο αυθαίρετη.

Ο σχεδιασμός της τελικής επένδυσης βασίζεται στους επιμέρους συντελεστές για τα μόνιμα φορτία που προβλέπονται από τον ΕΚΩΣ και τους Ευρωκώδικες, με αποτέλεσμα να εξασφαλίζεται σαφώς χαμηλότερο επίπεδο αξιοπιστίας σε σχέση με τις «συμβατικές κατασκευές», στις οποίες τα μόνιμα φορτία προέρχονται κυρίως από τα ίδια βάρη των υλικών. Η μεγάλη αβεβαιότητα στην τιμή των φορτίων που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση, η οποία, κυρίως, προέρχεται από την αβεβαιότητα των γεωτεχνικών παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωυλικού, ήταν η αφορμή για τις στοχαστικές αναλύσεις που έγιναν. Βασιζόμενοι λοιπόν, στην ποσοτικοποίηση αυτής της αβεβαιότητας σε όρους μεταβλητότητας φορτίων τελικής επένδυσης, έγιναν και οι στοχαστικές παραμετρικές αναλύσεις άοπλων διατομών σκυροδέματος. Με τις αναλύσεις αυτές προέκυψε το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών για ποικίλες φορτίσεις, διατομές και μεταβλητότητες φορτίων.

## 1.3 ΔΟΜΗ ΚΑΙ ΟΡΓΑΝΩΣΗ ΤΗΣ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η τελική επένδυση αποτελεί συγχρόνως ένα έργο τόσο γεωτεχνικής όσο και δομοστατικής φύσης, καθώς τα φορτία που καλείται να παραλάβει προέρχονται από την αλληλεπίδραση του συστήματος περιβάλλον γεωυλικό - άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση.

Στην αρχή της εργασίας λοιπόν (κεφάλαιο 2), γίνεται μια μικρή αναφορά σε στοιχεία γεωλογίας και γεωτεχνικής που ήταν χρήσιμη για τη διπλωματική. Συγκεκριμένα στις γνωστές μεθόδους που υπάρχουν για τη βαθμονόμηση και αξιολόγηση της βραχώμαζας και στις μεθόδους που υπάρχουν για την μηχανική συμπεριφορά αυτής (κριτήρια αστοχίας). Στη συνέχεια (κεφάλαιο 3), αρχικά αναφέρονται θεωρητικά στοιχεία για την τελική επένδυση της σήραγγας και καταλήγει στις πρακτικές μεθόδους ανάλυσης της τελικής επένδυσης που γενικά χρησιμοποιούνται. Ενώ στο κεφάλαιο 4, παρατίθεται το θεωρητικό υπόβαθρο που βασίστηκε το πιθανοτικό – στοχαστικό κομμάτι της διπλωματικής εργασίας για την δημιουργία των στοχαστικών αναλύσεων.

Στο κεφάλαιο 5 παρουσιάζεται λεπτομερώς η διαδικασία των αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, από το σχεδιασμό του προσομοιώματος σήραγγας 40m και βάρους διάνοιξης 50m από την επιφάνεια του εδάφους, με τη βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ANSYS, μέχρι την ανάλυση και την παρουσίαση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων, όπου οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS με τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία. Ο σκοπός των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων ήταν εκ πρώτης να βρεθεί ένα εύρος εντατικών μεγεθών (αξονικών δυνάμεων και ροπών κάμψης) που προκαλούνται στη σήραγγα από την περιβάλλουσα βραχώμαζα και δεύτερον να γίνει ένας υπολογισμός της εκκεντρότητας των φορτίων που ασκούνται στη τελική επένδυση. Η συναξιολόγηση αυτών των

αποτελεσμάτων είναι πολύ χρήσιμη για την εισαγωγή των δεδομένων στις στοχαστικές παραμετρικές αναλύσεις άοπλων διατομών σκυροδέματος.

Η ιδιαιτερότητα που έχει το άοπλο σκυρόδεμα σε σχέση με το οπλισμένο σε θέματα μηχανικής συμπεριφοράς και λειτουργικότητας, αλλά και η περιορισμένη ελληνική και διεθνής βιβλιογραφία που υπάρχει για τη θεωρία του άοπλου σκυροδέματος στις τελικές επενδύσεις σήραγγας ήταν η αφορμή για το κεφάλαιο 6. Σε αυτό το κεφάλαιο, γίνεται μία εκτενής αναφορά στη θεωρία του άοπλου σκυροδέματος, στους παράγοντες που επηρεάζουν την μηχανική του συμπεριφορά και την λειτουργικότητα του και γίνονται συγκρίσεις προτεινόμενων μεθόδων εύρεσης μηχανικής αντοχής άοπλης διατομής σκυροδέματος από τη διεθνή βιβλιογραφία. Τέλος, υπάρχει μια συνοπτική αναφορά σε σήραγγες της Ελλάδας όπου έχει εφαρμοστεί άοπλη τελική επένδυση και παρουσιάζονται συνοπτικά στοιχεία της τελικής επένδυσης αλλά και της γεωλογίας από την κάθε σήραγγα.

Τα φορτία της περιβάλλουσας βραχώμαζας που καλείται να πάρει η τελική επένδυση ενέχουν μια πολύ μεγαλύτερη αβεβαιότητα, από τα φορτία που καλούνται να παραλάβουν συμβατικές κατασκευές σκυροδέματος. Βασιζόμενοι στη βιβλιογραφία (Φορτσάκης et al), όπου γνωρίζοντας την αβεβαιότητα του γεωυλικού (γωνία τριβής και συνοχή), εφαρμόστηκαν διάφορες πιθανοτικές μεθόδους εύρεσης αβεβαιότητας (αναλυτικές σχέσεις, προσομοίωση MONTE – CARLO, PEM κ.α.) σε μεθόδους ανάλυσης της τελικής επένδυσης, έγινε μια ποσοτικοποίηση της αβεβαιότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης σε όρους μεταβλητότητας των φορτίων. Στο κεφάλαιο 7, βασιζόμενοι στην υπάρχουσα βιβλιογραφία (Φορτσάκης et al), και συγκεκριμένα σε αυτή την ποσοτικοποίηση της μεταβλητότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης πραγματοποιήθηκαν στοχαστικές παραμετρικές αναλύσεις σε ποικίλες διατομές και φορτίσεις, έτσι ώστε να προκύψει το επίπεδο της αξιοπιστίας της άοπλης διατομής κάθε φορά.

Έχοντας ως δεδομένα τα εντατικά μεγέθη της διατομής και την ποιότητα του σκυροδέματος και την επιτρεπόμενη ρωγμάτωση της διατομής γίνεται ο σχεδιασμός της άοπλης διατομής, δηλαδή υπολογίζεται το ύψος της άοπλης διατομής σκυροδέματος. Εφόσον γίνεται ο σχεδιασμός των άοπλων διατομών, πραγματοποιούνται στοχαστικές παραμετρικές αναλύσεις, έτσι ώστε να προκύπτει κάθε φορά το επίπεδο αξιοπιστίας. Στο κεφάλαιο 7, επίσης γίνονται δύο σετ στοχαστικών αναλύσεων λόγω δυο διαφορετικών θεωρήσεων.

- Στο πρώτο σετ στοχαστικών αναλύσεων γίνεται η θεώρηση ότι τα δρώντα εντατικά μεγέθη που ασκούνται στις διατομές είναι εντελώς ασυσχέτιστα μεταξύ τους, δηλαδή το κάθε ένα (αξονική δύναμη και ροπή κάμψεως) έχει ξεχωριστή γεννήτρια τυχαίων αριθμών. Με αυτή τη θεώρηση, οι στοχαστικές παραμετρικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με τη βοήθεια της μεθόδου επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO, εφόσον δεν υπήρχε αναλυτική λύση των σχέσεων.
- Στο δεύτερο σετ των στοχαστικών αναλύσεων γίνεται η θεώρηση ότι τα δρώντα εντατικά μεγέθη που ασκούνται στις άοπλες διατομές είναι απολύτως συσχετισμένα μεταξύ τους. Για τη θεώρηση αυτή υπάρχει αναλυτική σχέση για την εύρεση του επιπέδου αξιοπιστίας, με τη βοήθεια της σχέσης που προτείνει η AFTES(1998), συνεπώς δεν χρησιμοποιείται η μέθοδος της επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO. Για να γίνει βέβαια πιο κατανοητή η διαδικασία αλλά και ο όρος απολύτως συσχετισμένη σχέση των δρώντων εντατικών μεγεθών, αξίζει να σημειωθεί πως αν δεν υπήρχε αναλυτική σχέση και έπρεπε να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος της επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO, η γεννήτρια των τυχαίων αριθμών που θα παραγόταν θα ήταν μία και για τα δύο δρώντα μεγέθη (αξονική δύναμη και ροπή κάμψεως). Με αυτό τον τρόπο τα «τυχαία» δρώντα εντατικά μεγέθη που θα παράγονταν θα ήταν πλήρως συσχετισμένα.

Επίσης στο κεφάλαιο 7 για τη θεώρηση των απολύτως συσχετισμένων δρώντων εντατικών μεγεθών, παράγονται επιμέρους συντελεστές για την τήρηση κάποιων συγκεκριμένων επιπέδων αξιοπιστίας ανάλογα την κλάση των συνεπειών, της αξιοπιστίας, την περίοδο επαναφοράς κ.α.

Στο κλείσιμο της εργασίας (κεφάλαιο 8) γίνεται μία σύγκριση διατομών οπλισμένου σκυροδέματος έναντι άοπλου για την κατασκευή τελικής επένδυσης σήραγγας όσον αφορά στο κόστος τυπικής διατομής και στο επίπεδο αξιοπιστίας αυτής. Και επίσης γίνεται συγκεντρωτικά μία σύνοψη των σημαντικότερων αποτελεσμάτων – συμπερασμάτων της εργασίας, αλλά και προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.

# 2

---

## ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ ΚΑΙ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

Η ανάλυση σηράγγων είναι ουσιαστικά η μελέτη της συμπεριφοράς του συστήματος γεωυλικό (βραχώμαζα) - άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση. Τα μέτρα άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης επιλέγονται από το μελετητή με αποτέλεσμα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και μηχανικά χαρακτηριστικά τους να είναι γνωστά. Οι μοναδικές πληροφορίες που απαιτούνται επιπλέον για την πλήρη περιγραφή του συστήματος είναι τα χαρακτηριστικά του γεωυλικού.

Η βραχώμαζα σπανίως είναι συνεχής, ομογενής και ισότροπη. Συνήθως είναι ρηγματωμένη, διασχίζεται από ποικίλα συστήματα συνεχειών, παρουσιάζει μεταβλητό βαθμό αποσάθρωσης και εξαλλοίωσης και έχει ανισότροπη συμπεριφορά. Συνεπώς η αβεβαιότητα των χαρακτηριστικών της είναι μεγάλη.

Η εκτίμηση λοιπόν των αντιπροσωπευτικών τιμών των μηχανικών ιδιοτήτων της βραχώμαζας δεν γίνεται με άμεσο τρόπο (π.χ. με εργαστηριακές επιτόπου δόκιμες), αλλά έμμεσα, δηλαδή μέσω της περιγραφής και ταξινόμησης της βραχώμαζας σε κατηγορίες και στη συνέχεια γίνεται εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων κάθε κατηγορίας με εμπειρικές σχέσεις. Για την περιγραφή και ταξινόμηση της βραχώμαζας, συνήθως, χρησιμοποιούνται οι εξής παράμετροι:

- Μηχανικά χαρακτηριστικά του πετρώματος (άρρηκτος βράχος) που δομεί την βραχώμαζα.
- Ο δείκτης κερματισμού της βραχώμαζας (RQD)
- Οι ασυνέχειες και τα χαρακτηριστικά τους
- Η παρουσία υπόγειου νερού

### 2.1 ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ

Η ταξινόμηση της βραχώμαζας σε κατηγορίες είναι απαραίτητη τόσο κατά το σχεδιασμό όσο και κατά την επακόλουθη κατασκευή των υπόγειων έργων. Η ταξινόμηση αυτή είναι ένα πολύ σημαντικό στοιχείο της μελέτης, καθώς σε υπόγεια έργα μεγάλου μήκους (σήραγγες), κατηγοριοποιώντας τα διαφορετικά είδη βραχώμαζας που συναντούμε (με βάση την αντοχή), γίνεται ευκρινέστερη η απόφαση για το ποια τυπική διατομή (που έχει μελετηθεί για το έργο) θα χρησιμοποιήσουμε.

### 2.1.1 Σύστημα RMR (Bieniawski)

Κατά το σύστημα RMR (Rock Mass Rating) η ταξινόμηση της βραχώμαζας γίνεται με έξι παραμέτρους έκαστη των οποίων λαμβάνει μια τιμή. Το άθροισμα των τιμών των έξι παραμέτρων αποτελεί την τιμή του δείκτη RMR. Οι παράμετροι αυτοί είναι:

- Αντοχή άρρηκτου βράχου ( $\sigma_{ci}$ ).
- Δείκτης κερματισμού της βραχώμαζας (RQD).
- Απόσταση μεταξύ των συνεχειών.
- Κατάσταση των επιφανειών των συνεχειών.
- Παρουσία υπόγειου νερού.
- Προσανατολισμός των συνεχειών σε σχέση με τη φορά διάνοιξης του έργου.

### 2.1.2 Σύστημα Q (NGI)

Το σύστημα Q αναπτύχθηκε στο Νορβηγικό Γεωτεχνικό Ινστιτούτο (NGI) από τους Barton, Lien & Lunde το 1974 με σκοπό τον εμπειρικό σχεδιασμό των μέτρων άμεσης υποστήριξης σηράγγων που διανοίγονται με τη «μέθοδο NATM». Η μέθοδος βασίζεται στον υπολογισμό του δείκτη Q από τη σχέση (2.1).

$$Q = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \cdot \left( \frac{J_r}{J_n} \right) \cdot \left( \frac{J_w}{SRF} \right) \quad (2.1)$$

Όπου: RQD=δείκτης κερματισμού της βραχώμαζας

$J_n$ =δείκτης του αριθμού των συστημάτων των ασυνεχειών

$J_r$ =βαθμός τραχύτητας των επιφανειών των ασυνεχειών

$J_w$ = βαθμός εξαλλοίωσης των επιφανειών των ασυνεχειών

SRF=συντελεστής απομείωσης λόγω υψηλών τάσεων (Stress Reduction Factor).

### 2.1.3 Σύστημα GSI

Το σύστημα GSI (Geological Strength Index) αρχικώς προτάθηκε από τον Hoek (1995), και με βελτιώσεις από τους Hoek, Marinos & Benissi το 1998 και το 2000.

Το σύστημα GSI βασίζεται στη συναξιολόγηση δυο παραμέτρων:

- Της δομής της βραχώμαζας, που χαρακτηρίζει το βαθμό αλληλεμπλοκής των βραχωδών τεμάχων.
- Της κατάστασης των επιφανειών των συνεχειών που χαρακτηρίζει το μέγεθος της χαρακτηριστικής αντοχής τους.

Η συναξιολόγηση των παραμέτρων και οι αντίστοιχες τιμές του δείκτη GSI φαίνονται στο Σχήμα 2.1.

<p>ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟΥΣ ΒΡΑΧΟΥΣ (Hoek and Marinos, 2000) Βασίζομενοι στην εμφάνιση της βραχόμαζας (περιγραφή δομής και κατάσταση επιφάνειας ασυνεχειών) εκτιμήστε τη μέση τιμή του GSI, χωρίς υποχρεωτικά μεγάλη ακρίβεια. Το να επιλέξετε ένα εύρος τιμών από 33 ως 37 είναι πιο ρεαλιστικό από το να δηλώσετε ότι GSI=35. Σημειώνεται ότι ο Πίνακας δεν εφαρμόζεται σε <u>κινηματικά ελεγχόμενες αστάθειες</u>. Στην περίπτωση που οι ασθενείς επίπεδες επιφάνειες έχουν μη ευνοϊκό προσανατολισμό σε σχέση με το πρηνές εκσκαφής, τότε αυτές καθορίζουν την συμπεριφορά της βραχόμαζας. Η διαμητική αντοχή επιφανειών σε βράχους που υπόκεινται σε εξασθένιση λόγω διακύμανσης της περιεκτικότητας σε υγρασία, είναι περαιτέρω μειωμένη όταν υπάρχει νερό. Όταν, οι βραχόμαζες ανήκουν στις μέτριες έως πτωχές κατηγορίες και υπάρχει νερό τότε μετακινούμαστε προς τα δεξιά. Η υδροστατική πίεση λαμβάνεται υπόψη με την ανάλυση ενεργών τάσεων. <b>ΔΟΜΗ</b></p>	<p>ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ</p> <p>ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ Πολύ τραχιές, μη αποσπασθωμένες επιφάνειες</p> <p>ΚΑΛΗ Τραχιές, ελαφρά αποσπασθωμένες και οξειδωμένες επιφάνειες</p> <p>ΜΕΤΡΙΑ Λείες, μετρίως αποσπασθωμένες και εξαλλοιωμένες επιφάνειες</p> <p>ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολίσθησης, πολύ αποσπασθωμένες με συμπαγή επιφλοιώματα ή υλικό πλήρωσης με γωνιώδη βραύσματα</p> <p>ΠΟΛΥ ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολίσθησης πολύ αποσπασθωμένες με μαλακό αργιλικό υλικό πλήρωσης</p>				
	<p>ΜΕΙΟΥΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ →</p>				
<p>INTACT OR MASSIVE - Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άστρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση</p>	90			N/A	N/A
<p>BLOCKY - Αδιατάρακτη βραχόμαζα με πολύ καλό αλληλοκλειδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών</p>	80	70			
<p>VERY BLOCKY- Μερικώς διαταραγμένη βραχόμαζα με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών</p>		60	50		
<p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχιστότητας</p>			40	30	
<p>DISINTEGRATED - Ισχυρά κερματισμένη βραχόμαζα με πτωχό αλληλοκλειδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αποστρωγυλωμένων τεμαχίων</p>				20	
<p>LAMINATED/SHEARED - Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικώς διαμημένη ασθενής βραχόμαζα. Η σχιστότητα επικρατεί έναντι οποιασδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιωδών τεμαχίων</p>					10
	N/A	N/A			

Σχήμα 2.1 Ταξινόμηση της βραχόμαζας κατά το σύστημα GSI

## 2.2 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ-ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

### 2.2.1 Κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown

Οι Hoek - Brown εισήγαγαν το κριτήριο αστοχίας, σε μια προσπάθεια τους να παρέχουν δεδομένα για τις αναλύσεις που απαιτούνται για το σχεδιασμό σε υπόγειες εκσκαφές σε σκληρά πετρώματα. Το κριτήριο αυτό προκύπτει από τα αποτελέσματα της έρευνας για την αστοχία του άρρηκτου βράχου από τον Hoek και από τις μελέτες μοντέλων συνοχής της βραχόμαζας από τον Brown. Το κριτήριο αυτό αρχικά δημιουργήθηκε για την αστοχία άρρηκτου βράχου, αλλά στη συνέχεια εισήχθησαν παράγοντες για την μείωση των ιδιοτήτων, έτσι ώστε να προσαρμοστεί και για τις βραχόμαζες.

Αρχικά το κριτήριο είχε προσαρμοστεί πάνω στα διαθέσιμα συστήματα ταξινόμησης της βραχώμαζας εκείνης της εποχής που ήταν το RMR (Rock Mass Rating) του Bieniawski. Λόγω ότι είχαν εντοπιστεί αρκετές αδυναμίες στο δείκτη RMR (κυρίως για χαλαρές βραχώμαζες), αυτό οδήγησε στην εισαγωγή του δείκτη GSI.

Οι εξισώσεις του Hoek-Brown (με ταξινόμηση GSI):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.2)$$

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2.3)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2.4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (2.5)$$

Όπου οι παράμετροι GSI,  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$ , έχουν περιγραφεί προηγουμένως και D είναι ο συντελεστής διαταραχής της βραχώμαζας, ο οποίος εξαρτάται από τη μέθοδο εκσκαφής και λαμβάνει τιμές από 0 έως 1.

Το μέτρο ελαστικότητας του γεωυλικού μπορεί να υπολογιστεί με βάση τη σχέση που προτείνεται από τους Hoek, Carranza - Torres, Corkum (2002), η οποία είναι:

$$E_m \text{ (Gpa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-40}{40}} \quad (2.6)$$

Άλλη μια σχέση που θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί για την εύρεση του μέτρου ελαστικότητας είναι αυτή που προτάθηκε από τους Hoek, Diederichs (2006), η οποία είναι:

$$E_{rm} = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}} \right) \quad (2.7)$$

### 2.2.2 Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb

Οι περισσότερες από τις αναλύσεις που χρησιμοποιούνται σήμερα για την αξιολόγηση ευστάθειας σε υπόγειες εκσκαφές ή σε υπολογισμούς για την ευστάθεια πρανών γίνονται με την βοήθεια του κριτηρίου Mohr Coulomb. Συνεπώς θα έλεγε κανείς ότι είναι το πιο ευρέως χρησιμοποιούμενο κριτήριο αστοχίας στην σύγχρονη γεωτεχνική μηχανική.

Οι παράμετροι που χρησιμοποιεί είναι η γωνιά εσωτερικής τριβής ( $\phi$ ) και η συνοχή ( $c$ ). Η προβάλλουσα αστοχίας έχει προσεγγιστικά γραμμική σχέση, τόσο στον χώρο των ορθών και διατμητικών τάσεων, όσο και στο χώρο των κυρίων τάσεων. Δεδομένου λοιπόν ότι τα περισσότερα γεωτεχνικά λογισμικά κάνουν χρήση του κριτηρίου Mohr Coulomb για την μελέτη γεωτεχνικών προβλημάτων σε βραχώμαζες, παρουσιάστηκε η ανάγκη μετατροπής των παραμέτρων της βραχώμαζας του κριτηρίου Hoek-Brown σε ισοδύναμα μεγέθη συνοχής και γωνιά εσωτερικής τριβής. Για το σκοπό αυτό, προτείνεται από τους η παρακάτω μεθοδολογία Hoek, Carranza Torres, Corkum (2002):

Ορίζεται μια ορθή τάση  $\sigma_{3,max}$  στη συνέχεια το διάστημα  $\sigma=0$  έως  $\sigma_{3,max}$  χωρίζεται σε οχτώ ίσα τμήματα και οι ισοδύναμες παράμετροι  $c$  &  $\phi$  προκύπτουν με τη μέθοδο γραμμικής παλινδρόμησης για τα σημεία αυτά. Η τάση  $\sigma_{3,max}$  για προβλήματα σηράγγων υπολογίζεται από την εμπειρική σχέση



$$\phi = \sin^{-1} \left[ \frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.8)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci} \cdot [(1+2 \cdot a) \cdot s + (1-a) \cdot m_b \cdot \sigma_{3n}] \cdot s + (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a) \cdot (2+a) \cdot \left[ 1 + \frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a) \cdot (2+a)} \right]} \quad (2.9)$$

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma_{3,max}}{\sigma_{ci}} \quad (2.10)$$

$$\frac{\sigma_{3,max}}{\sigma_{cm}} = 0.47 \cdot \left( \frac{\sigma_{cm}}{\gamma} \cdot H \right)^{-0.94} \quad (2.11)$$

Αξίζει να σημειωθεί, ότι για τα εδαφικά υλικά τα μεγέθη  $c$  και  $\phi$  είναι τα πραγματικά για τη βραχώμαζα ισοδύναμα μεγέθη αντοχής χωρίς φυσική σημασία.

### 2.2.3 Κριτήριο αστοχίας Drucker - Prager

Το κριτήριο Drucker - Prager χρησιμοποιείται για να περιγράψει υλικά τα οποία συμπεριφέρονται ελαστικά μέχρι την τάση αστοχίας ενώ για τάσεις μεγαλύτερες από αυτήν τα υλικά παραμορφώνονται πλαστικά (Itasca, 2006). Αποτελεί επέκταση του κριτηρίου Von Mises συσχετίζοντας την επιφάνεια διαρροής με τη μέση πίεση  $p_m$ . Ως παράμετροι αντοχής για τις αναλύσεις λαμβάνονται η γωνία τριβής  $\beta$  και η συνοχή  $d$ . Για να μπορεί να υπάρξει εποπτεία των αναλύσεων κρίνεται σκόπιμο οι παράμετροι αυτές να συσχετιστούν με ένα διαδεδομένο κριτήριο αστοχίας. Το κριτήριο Drucker - Prager είναι παρόμοιο του κριτηρίου Mohr - Coulomb με τη διαφορά ότι χαρακτηρίζεται από πιο ομαλές επιφάνειες διαρροής.

Το κριτήριο Drucker - Prager μπορεί να συσχετιστεί με το κριτήριο Mohr - Coulomb αλλά και με το κριτήριο Hoek - Brown μέσω των σχέσεων:

$$\tan \beta = \sqrt{3} \cdot \sin \phi \quad (2.12)$$

$$\frac{d}{c} = \sqrt{3} \cdot \cos \phi \quad (2.13)$$



# 3

---

## ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΕΝΔΥΣΗ

«Ως τελική επένδυση ορίζεται το δομικό σύστημα, το οποίο ικανοποιεί τις απαιτήσεις επιτελεσματικότητας για την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου.» (Μπακογιάννης 2004)

Η συμβατική μέθοδος διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων περιλαμβάνει δύο κύριες κατασκευαστικές φάσεις. Αρχικά, με τη διάνοιξη, τοποθετούνται τα μέτρα άμεσης υποστήριξης τα οποία περιλαμβάνουν, κυρίως, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αγκύρια βράχου και μεταλλικά πλαίσια, σε διάφορους συνδυασμούς, ενώ έπεται η κατασκευή της τελικής επένδυσης της σήραγγας με την οποία διαμορφώνεται η διατομή λειτουργίας. Η λογική διαστασιολόγησης και οι απαιτήσεις της κάθε φάσης είναι διαφορετικές. Η άμεση υποστήριξη στοχεύει στην αποτροπή των μετακινήσεων κοντά στο μέτωπο διάνοιξης και στην προστασία του προσωπικού και των μηχανημάτων κατά τη διάρκεια των εργασιών διάνοιξης δημιουργώντας ένα ασφαλές περιβάλλον εργασίας, ενώ παράλληλα περιγράφει τη θέση τοποθέτησης της τελικής επένδυσης.

### 3.1 ΣΚΟΠΟΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Σκοπός της τελικής επένδυσης στις σήραγγες είναι η ανάληψη των φορτίσεων που αναμένεται να προκύψουν στην τεχνική διάρκεια ζωής του έργου, η επίτευξη αποδεκτού επιπέδου ασφάλειας και η ικανοποίηση των απαιτήσεων λειτουργικότητας και αισθητικής. Η ιδιαιτερότητα που παρουσιάζει η τελική επένδυση οφείλεται στο γεγονός ότι αποτελεί συγχρόνως έργο τόσο γεωτεχνικής όσο και δομοστατικής φύσης, επειδή φορτίζεται από το περιβάλλον γεωυλικό με ένταση που εξαρτάται από την αλληλεπίδραση του με την άμεση υποστήριξη αλλά και με την ίδια την τελική επένδυση (π.χ. δυσκαμψία και χρόνος κατασκευής).

### 3.2 ΤΥΠΟΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Η επιλογή του κατάλληλου τύπου επένδυσης είναι ένα από τα σημαντικότερα στάδια στην μελέτη μιας σήραγγας. Τα κυριότερα κριτήρια που πρέπει να λάβουμε υπόψιν για την επιλογή αυτή είναι τα εξής:

- Λειτουργικές απαιτήσεις

- Γεωλογία και υδρολογία περιοχής εκσκαφής
- Κατασκευή
- Οικονομία

Είναι πολύ πιθανό σε μια σήραγγα να είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν διαφορετικού τύπου επενδύσεις κατά μήκος της ίδιας σήραγγας. Αυτό οφείλεται κυρίως στην ανομοιογένεια της βραχώμαζας, αλλά και των διαφορετικών μεταβλητών που επηρεάζουν έμμεσα ή άμεσα την επένδυση κατά μήκος της σήραγγας. Για παράδειγμα αν υπάρχει μια βραχώμαζα με ένα σχετικά χαμηλό δείκτη GSI, είναι πολύ πιθανό να χρησιμοποιηθεί σιδηροπαγές σκυρόδεμα για την τελική επένδυσή της, αν, όμως, κατά μήκος της σήραγγας υπάρχει ένα κομμάτι καλής ποιοτικά βραχώμαζας με ένα αρκετά υψηλή τιμή GSI είναι πολύ πιθανό να χρησιμοποιηθεί άοπλο σκυρόδεμα για την τελική επένδυσή της. Ωστόσο είναι πολύ σύνηθες η κατασκευή της τελικής επένδυσης σε μια σήραγγα να έχει έναν ή δυο διαφορετικούς τύπους, καθώς είναι πιο εύκολο κατασκευαστικά να υπάρχει τυποποίηση.

### 3.3 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Η τελική επένδυση κατασκευάζεται συνήθως από οπλισμένο άοπλο σκυρόδεμα. Η κατασκευή ξεκάνει μετά το περάς της διάνοιξης της σήραγγας και της τοποθέτησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης. Απαραίτητο στοιχείο για την τοποθέτηση της τελικής επένδυσης είναι η σήραγγα να έχει πάρει όλες τις παραμορφώσεις της σχεδόν όλες. Αξίζει ωστόσο να σημειωθεί ότι υπάρχουν περιπτώσεις σηράγγων που μέρος της τελικής επένδυσης (συνήθως το δάπεδο) κατασκευάζεται ταυτόχρονα με την άμεση υποστήριξη. Αυτή η μέθοδος υιοθετείται σε περιπτώσεις σηράγγων που έχουν παρατηρηθεί αστοχίες λόγω εκτεταμένων συγκλίσεων επομένως και μεγάλη αποδιοργάνωση της βραχώμαζας και έχει ως σκοπό τη δημιουργία άκαμπτων διατομών με μεγάλη φέρουσα ικανότητα.

Η κατασκευή της τελικής επένδυσης πραγματοποιείται ανά τμήματα 12-14m, με τη χρήση ειδικών κατασκευών για τον προσδιορισμένου παρατυπώματος της διατομής. Αρχικά γίνεται η τοποθέτηση γεωφάσματος για την αποστράγγιση των υδάτων και στεγνωτική στρώση, στη συνέχεια τοποθετείται οπλισμός και τέλος γίνεται η σκυροδέτηση. Η προχώρηση της κατασκευής της τελικής επένδυσης ανάλογα με την ποσότητα του οπλισμού ανά διατομή μπορεί να είναι από ένα έως δυο καλούπια τη μέρα, δηλαδή από 12 έως 28 m.

Για κατασκευαστικούς λόγους και για να αποκτήσουμε μια καλή ποιότητα σκυροδετήσεις, το ελάχιστο πάχος άοπλης τελικής επένδυσης εξαρτάται από το άνοιγμα της σήραγγας (20cm για μικρές διαμέτρους, 30cm για ανοίγματα 10m περίπου). Αντιστρόφως, για να περιοριστεί η ποσότητα του σκυροδέματος και για να αποφευχθούν τυχόν προβλήματα θερμοκρασιακών μεταβολών που δημιουργούνται σαν αποτέλεσμα, το πάχος της επένδυσης δεν πρέπει να είναι υπερβολικά μεγάλο, καθώς μπορεί να επηρεάσει την ποιότητα της επένδυσης αρνητικά. Θα πρέπει να εξασφαλίζεται η αυστηρή συμμόρφωση με το απαιτούμενο πάχος ελέγχοντας κάθε 5 m τη διατομή πριν τη σκυροδέτηση. Αν το πάχος της διατομής έχει παραπάνω από 5 cm διαφορά από το απαιτούμενο, επιβάλλεται να σταματήσουμε τη σκυροδέτηση μέχρι να διορθωθεί η ανωμαλία. Θα πρέπει να μην υπάρχουν ξαφνικές διαφορές στο πάχος του σκυροδέματος και η επιφάνεια του υποστρώματος να είναι όσο το δυνατό πιο λεία.

### 3.4 ΦΟΡΤΙΑ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Ο καθορισμός των φορτίων που αναλαμβάνει η τελική επένδυση σε μία σήραγγα είναι μία σύνθετη διαδικασία, για την οποία μέχρι σήμερα δεν υπάρχει μία ευρέως αποδεκτή μέθοδος (Φορτσάκης & Μαγκανάς 2006, Φορτσάκης & Καββαδάς 2010). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα φορτία που προέρχονται από το περιβάλλον γεωυλικό δεν είναι μονοσήμαντα καθορισμένα, αλλά είναι αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης του συστήματος γεωυλικού – μέτρα άμεσης υποστήριξης – τελική επένδυση και εξαρτώνται από το χρόνο. Στη συνέχεια γίνεται αναλυτική παρουσίαση και σχολιασμός των φορτίων που αναλαμβάνει η τελική επένδυση των σηράγγων και πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό.



Εικόνα 3.1 Οπλισμός και κατασκευή τελικής επένδυσης σήραγγας

#### 3.4.1 Φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό

Η φόρτιση της τελικής επένδυσης από το περιβάλλον γεωυλικό, πέραν των φορτίων που αρχικά είχαν αναληφθεί από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης, οφείλεται κυρίως στα φαινόμενα της διόγκωσης και του ερπυσμού του γεωυλικού εκ των διατμητικών τάσεων από τη διάνοιξη της σήραγγας.

Ερπυσμός είναι το φαινόμενο της συνεχούς αύξησης των παραμορφώσεων του γεωυλικού υπό σταθερό εντατικό πεδίο. Η κατασκευή, όμως, της τελικής επένδυσης παρεμποδίζει την εκδήλωση των μακροχρόνιων παραμορφώσεων, με αποτέλεσμα τη συνεχή και αυξανόμενη φόρτισή της. Έντονη ερπυστική συμπεριφορά παρουσιάζουν κυρίως τα εδαφικά υλικά και οι μαλακοί ή αποσαθρωμένοι βράχοι. Το μέγεθος των φορτίων λόγω ερπυσμού εξαρτάται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά του γεωυλικού και το ύψος υπερκειμένων, καθώς και το χρόνο κατασκευής της τελικής επένδυσης (Καββαδάς 2004).

Το φαινόμενο της διόγκωσης παρουσιάζεται σε ορισμένους αργιλικούς εδαφικούς σχηματισμούς ή σε βραχώμαζες με μεγάλη περιεκτικότητα σε ορισμένα αργιλικά ορυκτά. Η εκσκαφή της σήραγγας προκαλεί μείωση της μέσης τάσης στην πλαστική περιοχή και ανάπτυξη αρνητικής πίεσης πόρων με αποτέλεσμα την απορρόφηση ποσότητας ύδατος από το γεωυλικό και τη διόγκωσή του. Εφόσον η κατασκευή της τελικής επένδυσης δεν επιτρέπει την εξέλιξη του φαινομένου, παρατηρείται ανάπτυξη πιέσεων του γεωυλικού σε αυτή.

#### 3.4.2 Φορτία από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης

Τα φορτία που αναλαμβάνονται αρχικά από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης, όπως είναι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, τα αγκύρια και τα μεταλλικά πλαίσια, μεταφέρονται σταδιακά στην τελική επένδυση της

σήραγγας μέσα στην τεχνική διάρκεια ζωής του έργου. Το ποσοστό των φορτίων που μεταφέρεται στην τελική επένδυση εξαρτάται από τις παραδοχές σχεδιασμού, τα χαρακτηριστικά των υλικών και τις γεωτεχνικές συνθήκες.

Η φόρτιση της τελικής επένδυσης από τα ακύρια οφείλεται κυρίως στη βαθμιαία αποφόρτισή τους με το χρόνο λόγω παγίωσης της κεφαλής τους, σε περίπτωση που η σήραγγα διανοίγεται σε γεωυλικό με ερπυστική συμπεριφορά και δευτερογενώς στη μακροχρόνια διάβρωσή τους, ενώ η φόρτιση από τα χαλύβδινα πλαίσια στην ανεπαρκή κάλυψη και στην επικράτηση δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, όπως η διαβρωτική δράση του υπόγειου νερού σε όξινο περιβάλλον.

Όσον αφορά στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ο υπολογισμός του γίνεται με θεώρηση συντελεστή ασφαλείας προσωρινού έργου. Επίσης, το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα παρουσιάζει έντονη ερπυστική συμπεριφορά λόγω της ανάληψης μεγάλων φορτίων σε «νεαρή ηλικία» (Μπακογιάννης 2004) και του τρόπου κατασκευής του, καθώς εμπλουτίζεται με επιταχυντές πήξης. Το φορτίο που μεταβιβάζεται από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στην τελική επένδυση προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ του συντελεστή ασφαλείας μόνιμου και προσωρινού έργου και από τη διαφορά μεταξύ του ερπυσμού του οπλισμένου σκυροδέματος της τελικής επένδυσης και του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

### **3.4.3 Υδατικές πιέσεις**

Οι υδατικές πιέσεις στην τελική επένδυση της σήραγγας εξαρτώνται από τη θέση της σε σχέση με τον υδροφόρο ορίζοντα, από τον τρόπο κατασκευής και από τη λειτουργία της σήραγγας. Διακρίνονται σε εξωτερικές όταν η σήραγγα βρίσκεται κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα (υδροστατικές πιέσεις, πιέσεις λόγω ροής ύδατος) και σε εσωτερικές σε περίπτωση που η σήραγγα λειτουργεί ως αγωγός νερού υπό πίεση. Συνήθως για την αποτόνωση των υδατικών πιέσεων κατασκευάζεται ειδικό σύστημα αποστράγγισης με γεωυφάσματα, των οποίων, όμως, η αποτελεσματικότητα μέσα στην τεχνική διάρκεια ζωής του έργου διακατέχεται από μεγάλη αβεβαιότητα.

### **3.4.4 Σεισμική δράση**

Η συμπεριφορά των σιηράγγων σε σεισμό εξαρτάται κυρίως από την ακαμψία της σε σχέση με το περιβάλλον γεωυλικό. Συνήθως το περιβάλλον γεωυλικό είναι πολύ «άκαμπτο» σε σχέση με την τελική επένδυση της σήραγγας, με αποτέλεσμα το έργο να παρακολουθεί την κίνηση του γεωυλικού, χωρίς την ανάπτυξη επιπλέον φορτίων (Καββαδάς, 2005). Συνεπώς, η σεισμική φόρτιση των σιηράγγων ανάγεται σε κινηματική επιβολή των σεισμικών παραμορφώσεων του εδάφους (Κόλιας, 2004), οι οποίες όμως παραλαμβάνονται ευχερώς από τους αρμούς της τελικής επένδυσης. Επίσης, πρέπει να σημειωθεί ιδιαιτέρως η περίπτωση στην οποία ο σεισμός συνοδεύεται με μόνιμες μετακινήσεις των σχηματισμών που διασχίζει η σήραγγα. Το φαινόμενο αυτό μπορεί να συναντηθεί σε κλιτυοσήραγγες, όπου είναι πιθανή η δημιουργία κατολίσθησης λόγω σεισμού και στις σήραγγες που διασχίζουν ενεργά ρήγματα.

### **3.4.5 Μόνιμα φορτία**

Στα μόνιμα φορτία συμπεριλαμβάνονται το ίδιο βάρος της τελικής επένδυσης, τα φορτία από τον ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό, καθώς και τα φορτία από υφιστάμενες κατασκευές.

### **3.4.6 Τυχηματικά φορτία**

Στην κατηγορία αυτή συμπεριλαμβάνονται τα φορτία έκρηξης και πρόσκρουσης οχήματος σε περίπτωση οδικής ή σιδηροδρομικής σήραγγας.

### 3.4.7 Φορτία καταναγκασμού (επιβαλλόμενες παραμορφώσεις)

Ως φορτία καταναγκασμού θεωρούνται η θερμοκρασιακές μεταβολές, καθώς και η συστολή ξήρανσης και ο ερπυσμός του σκυροδέματος της τελικής επένδυσης.

Στο σχεδιασμό τις τελικής επένδυσης λαμβάνονται υπόψη θερμοκρασιακές διαφορές μεταξύ εσωτερικής παρειάς και εξωραχίου της τελικής επένδυσης και θερμοκρασιακές μεταβολές στο σύνολο του έργου. Η συστολή ξήρανσης, και ο ερπυσμός του σκυροδέματος λαμβάνονται υπόψη ως ισοδύναμη θερμοκρασιακές μεταβολές.

### 3.4.8 Μεταγενέστερες κατασκευές

Φορτία από επιφανειακές ή υπόγειες κατασκευές που πρόκειται να πραγματοποιηθούν.

## 3.5 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Όπως έγινε σαφές στο προηγούμενο κεφάλαιο οι δράσεις που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση, είναι τα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό, τα μόνιμα φορτία (ίδιον βάρος και ηλεκτρομηχανολογικοί εξοπλισμοί), κινητά και τυχηματικά φορτία (έκρηξη, πρόσκρουση οχήματος), υδατικές πιέσεις λόγω έμφραξης των στραγγιστηρίων, φορτία καταναγκασμού, φορτία μεταγενέστερων κατασκευών και σεισμικά φορτία.

Τα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό εξαρτώνται από την αλληλεπίδραση του συστήματος γεωυλικό – άμεση υποστήριξη – τελική επένδυση. Μπορεί να είναι είτε έμμεσα, λόγω της σταδιακής απενεργοποίησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά τη διάρκεια ζωής του έργου (διάβρωση αγκυρίων και μεταλλικών πλαισίων, αυξημένος ερπυσμός εκτοξευόμενου σκυροδέματος κτλ), είτε άμεσα λόγω της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς του περιβάλλοντος γεωυλικού (ερπυσμός, διόγκωση).

Οι μέθοδοι ανάλυσης που ακολουθούν χωρίζονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες, στις αναλυτικές και στις εμπειρικές μεθόδους, κάθε μέθοδος έχει και πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα, όμως θα πρέπει ο κάθε μελετητής να γνωρίζει τις παραδοχές κάθε μεθόδου έτσι ώστε να αποφύγει χονδροειδή σφάλματα και ανακρίβειες.

### 3.5.1 Εμπειρικές μέθοδοι

Οι μέθοδοι αυτές δίνουν το φορτίο (κατακόρυφο και οριζόντιο) που ασκείται στην επένδυση σήραγγων μέσω εμπειρικών τύπων που περιλαμβάνουν ως κύριες παραμέτρους την ποιότητα της βραχώμαζας και τις διαστάσεις της σήραγγας. Κάθε μία από τις εμπειρικές μεθόδους βασίζεται σε κάποιες παραδοχές, κυρίως σε σχέση με το βάθος της σήραγγας, την ενδοσιμότητα της επένδυσης και την ενεργοποίηση της περιβάλλουσας βραχώμαζας στην ανάληψη φορτίων. Κατά συνέπεια, τα φορτία που δίνουν οι μέθοδοι αυτές διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους.

#### 3.5.1.1 Μέθοδος μέσω του δείκτη RMR ή Unal (Bieniawski)

Η μέθοδος αυτή προτάθηκε από τον Unal (1983) και δίνει την κατακόρυφη και οριζόντια πίεση στην επένδυση της σήραγγας μέσω του δείκτη RMR.

- Κατακόρυφη πίεση στη στέψη της σήραγγας

$$p_v = \gamma \cdot H_t \quad (3.1)$$

$$H_t = \left( \frac{100 - RMR}{100} \right) \cdot B \quad (3.2)$$

Και: B= εύρος της σήραγγας

$\gamma$ = ειδικό βάρος της βραχώμαζας

RMR= δείκτης ποιότητας της βραχώμαζας (κατά Bieniawski)

- Οριζόντια πίεση στις παρειές της σήραγγας:

$$p_h = \lambda \cdot p_v \quad (3.3)$$

όπου ο συντελεστής  $\lambda$  μπορεί να εκτιμηθεί όπως στη μέθοδο NGI (βλέπε κατωτέρω).

Οι ανωτέρω σχέσεις υπολογισμού των πιέσεων στην επένδυση της σήραγγας βασίζονται σε παρατηρήσεις της συμπεριφοράς σηράγγων εύρους 5-10 μέτρων, που διανοίχθηκαν με τη μέθοδο NATM σε βραχώμαζες με τιμές του δείκτη RMR>50 και βάθη έως 100 μέτρων από την επιφάνεια του εδάφους. Στις περιπτώσεις αυτές, τα φορτία επί της τελικής επένδυσης της σήραγγας είναι γενικώς μικρά επειδή κατά τη διάνοιξη της σήραγγας ενεργοποιείται η αντοχή της περιβάλλουσας βραχώμαζας και επιπλέον η αντοχή αυτή δεν μειώνεται σημαντικά με την πάροδο του χρόνου λόγω του μικρού βαθμού ερπυσμού της βραχώμαζας με RMR>50.

### 3.5.1.2 Μέθοδος NGI (μέσω του δείκτη Q)

Η μέθοδος βασίζεται στον εμπειρικό δείκτη ποιότητας της βραχώμαζας (Q) που υπολογίζεται από τη σχέση (έχει αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο):

$$Q = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \cdot \left( \frac{J_r}{J_n} \right) \cdot \left( \frac{J_w}{SRF} \right) \quad (3.4)$$

- Κατακόρυφη πίεση στη οροφή της σήραγγας (σε kg/cm<sup>2</sup>):  $p_v = \left( \frac{2}{3 \cdot J_r} \right) \cdot J^{1/2} \cdot Q^{-1/3}$

- Οριζόντια πίεση στις παρειές της σήραγγας:  $p_h = \lambda \cdot p_v$

Όπου:

Q	$\lambda$
Q>10	0.58
0.1<Q<10	0.74
Q<10	1.0

Πίνακας 3.1 Τιμές συντελεστών  $\lambda$  με βάση τη μέθοδο NGI



Η μέθοδος αφορά την εκτίμηση των φορτίων που ασκούνται στην τελική επένδυση σήραγγων που έχουν διανοιχθεί με τη μέθοδο NATM και τα μέτρα υποστήριξης έχουν σχεδιασθεί σύμφωνα με την εμπειρική μέθοδο του NGI. Η μέθοδος έχει βαθμονομηθεί για βραχώμαζες σχετικώς καλής ποιότητας ( $Q > 0.05$ ). Για τιμές του  $Q < 0.05$  προκύπτουν υπερβολικά μεγάλες τιμές της πίεσης στην επένδυση της σήραγγας.

### 3.5.1.3 Μέθοδος Terzaghi

Κατά τη μέθοδο αυτή, η κατακόρυφη πίεση γαιών στην οροφή της σήραγγας υπολογίζεται από τη σχέση (3.5):

$$p_v = \gamma \cdot H_p \quad (3.5)$$

όπου οι τιμές του φορτιζοντος ύψους γαιών ( $H_p$ ) δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ	Ύψος $H_p$
Συμπαγής βράχος, πρακτικώς χωρίς διακλάσεις	0
Συμπαγής βραχώμαζα με μικρό αριθμό τυχαίων διακλάσεων	$0 \div 0.10 b$
Συμπαγής βραχώμαζα με τυχαίες κλειστές διακλάσεις	$0 \div 0.25 b$
Κερματισμένη βραχώμαζα σε επιμέρους συμπαγή τεμάχια με ανοικτές ή κλειστές διακλάσεις χωρίς υλικό πλήρωσης	$0.25 \div 0.35 (b+h)$
Βραχώμαζα ως άνω αλλά εντονότερα κερματισμένη	$0.35 \div 1.00 (b+h)$
Κατακερματισμένη βραχώμαζα με ικανοποιητική εμπλοκή μεταξύ των τεμαχίων	$1.0 \div 1.5 (b+h)$
Απόθεση πυκνής άμμου	$0.60 \div 1.40 (b+h)$
Απόθεση χαλαρής άμμου	$1.00 \div 1.40 (b+h)$
Συνθλίβοντα εδάφη, σήραγγες σε μικρά βάθη	$1.10 \div 2.10 (b+h)$
Συνθλίβοντα εδάφη, σήραγγες σε μεγάλα βάθη	$2.10 \div 4.50 (b+h)$

Πίνακας 3.2: Τιμές της παραμέτρου  $H_p$  με τη μέθοδο Terzaghi

Η μέθοδος αναπτύχθηκε για σήραγγες όπου μπορεί να αναπτυχθεί πλήρως το φαινόμενο θόλου πάνω από τη στέψη της σήραγγας, δηλαδή για σήραγγες με πάχη υπερκειμένων  $D > 1.5 (b+h)$ . Η μέθοδος Terzaghi προτάθηκε στη δεκαετία του 1940 για σήραγγες εύρους έως 5 μέτρων και προσωρινή υποστήριξη με ξυλοδοκούς ή χαλύβδινα πλαίσια, δηλαδή πριν από την εφαρμογή των σύγχρονων μεθόδων υποστήριξης σήραγγων με αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

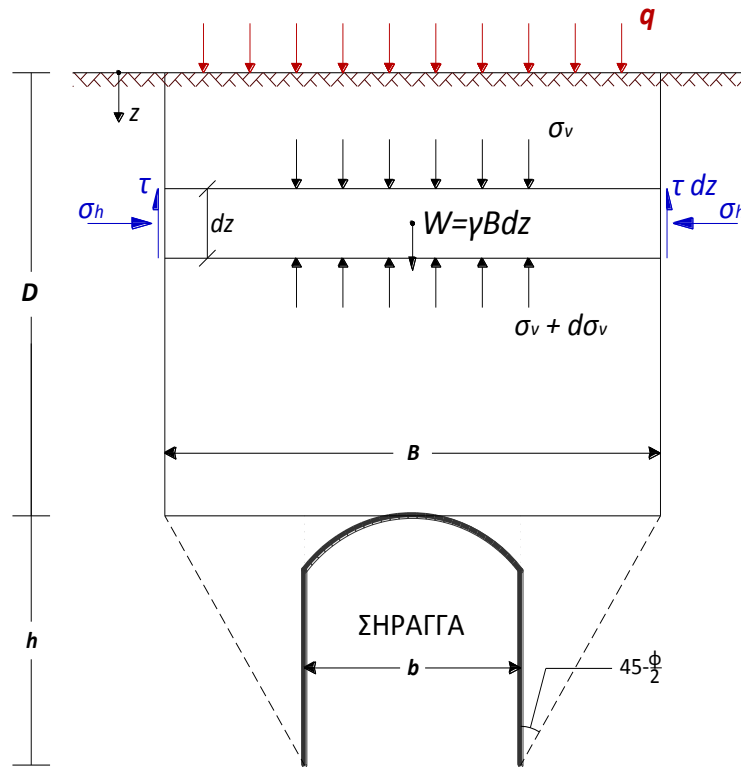
### 3.5.2 Αναλυτικές μέθοδοι

Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται στην εκτίμηση των διαστάσεων μιας εδαφικής μάζας πάνω από τη στέψη της σήραγγας η οποία φορτίζει την επένδυση. Η τελική φόρτιση προκύπτει μέσω αναλυτικών σχέσεων, οι οποίες ως κύριες παραμέτρους έχουν τα χαρακτηριστικά του γεωυλικού και τις διαστάσεις της σήραγγας.

### 3.5.2.1 Αναλυτική μέθοδος Terzaghi

- Σήραγγες σε μικρά βάθη ( $D < 2.5B$ )

Λόγω της μικρής απόστασης της σήραγγας από την επιφάνεια του εδάφους, δεν υπάρχει ανάπτυξη πλήρους εδαφικού τόξου πάνω από την στέψη της σήραγγας.



Σχήμα 3.1 Εκτίμηση φορτίων με τη μέθοδο Terzaghi

Με την ισορροπία του στοιχείου πάχους  $dz$ , δημιουργείται η βασική διαφορική εξίσωση, η οποία με την επίλυση της και με την επιβολή των συνοριακών συνθηκών καταλήγουμε στις βασικές εξισώσεις.

$$p_v = \left( q \cdot e^{-\Lambda \cdot D} + \frac{1}{\Lambda} \right) \cdot \left( \gamma - \frac{2 \cdot C}{B} \right) \cdot (1 - e^{-\Lambda \cdot D}) \quad (3.6)$$

$$p_h = (p_v + \gamma \cdot d) \cdot \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.7)$$

$$\Lambda = \frac{2 \cdot K}{B} \cdot \tan \phi \quad (3.8)$$

όπου  $p_v$  είναι η κατακόρυφη πίεση στη στέψη της σήραγγας,  $p_h$  είναι το οριζόντιο φορτίο στο επίπεδο της σήραγγας, το οποίο έχει προκύψει με θεώρηση ενεργητικής κατάστασης, τα  $B, D$  φαίνονται στο σχήμα και  $K$  ο συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων, για τον οποίο η σύσταση του Terzaghi είναι  $K=1$ .

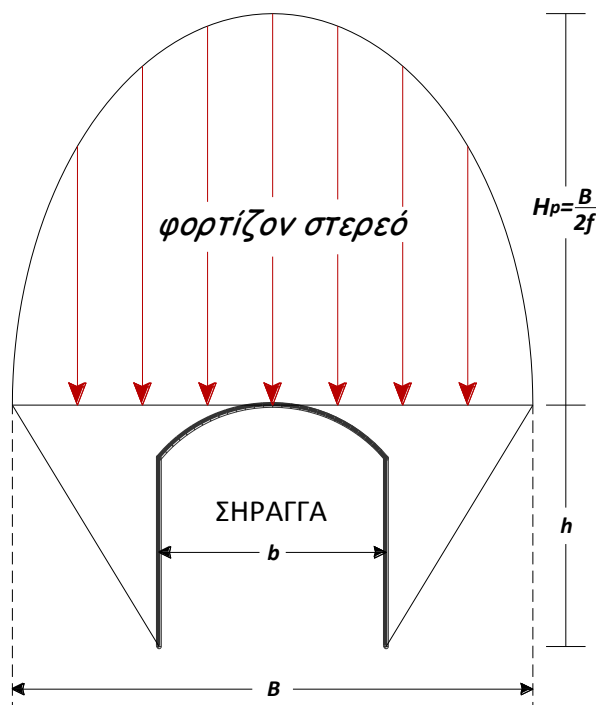
- Σήραγγες σε μεγάλα βάθη ( $D > 2.5B$ )

Στην περίπτωση αυτή, η κατασκευή της σήραγγας δεν επηρεάζει τις ανώτερες εδαφικές στρώσεις, οι οποίες απλώς φορτίζονται με το βάρος τους το υποκείμενο εδαφικό τόξο. Θεωρώντας ότι η επιρροή του φαινομένου θόλου (δηλαδή το εδαφικό τόξο) φθάνει μέχρι ύψος  $H$  πάνω από τη στέψη της σήραγγας ( $H \approx 2.5 B$ ), ενώ οι ανώτερες εδαφικές στρώσεις ασκούν απλώς μια γεωστατική φόρτιση  $q = \gamma (D - H)$ , τότε η κατακόρυφη πίεση γαιών στη στέψη της σήραγγας είναι:

$$p_v = \gamma \cdot (D - H) \cdot e^{-\lambda H} + \frac{1}{\lambda} \left( \gamma - \frac{2 \cdot c}{B} \right) \cdot (1 - e^{-\lambda H}) \quad (3.9)$$

Η οριζόντια πίεση στην παρειά της σήραγγας μπορεί να εκτιμηθεί με τον ίδιο τρόπο όπως και για σήραγγες σε μικρά βάθη.

### 3.5.2.2 Μέθοδος Protodyakonov (Ρωσική μέθοδος)



Σχήμα 3.2 Εκτίμηση φορτίων στην επένδυση της σήραγγας κατά τη μέθοδο Protodyakonov

Η μέθοδος αυτή θεωρεί ότι η εδαφική μάζα που φορτίζει τη στέψη της σήραγγας είναι παραβολική και έχει μέγιστο ύψος (πάνω από τη στέψη της σήραγγας) ίσο με:

$$H_p = \frac{B}{2 \cdot f} \quad \text{με:} \quad B = b + 2 \cdot h \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Όπου:

$b, h$  = το εύρος και ύψος της σήραγγας, αντιστοίχως.

$f$  = εμπειρικός συντελεστής που λαμβάνει τις εξής τιμές:

- Συνεκτικά εδαφικά υλικά:  $f = \frac{c}{\sigma_c} + \tan\phi$ , όπου  $\sigma_c$ : η αντοχή του εδάφους σε ανεμπόδιστη θλίψη.
- Βραχώδη υλικά:  $f = \frac{\sigma_c}{100}$ , όπου  $\sigma_c$ : (σε kg/cm<sup>2</sup>) η αντοχή της βραχώμαζας σε μονοαξονική θλίψη.

Η κατακόρυφη πίεση γαιών στη στέψη της σήραγγας έχει παραβολική κατανομή με μέγιστη τιμή (στο μέσον της στέψης):

$$p_{v,\max} = \gamma \cdot H_p \quad (3.10)$$

Η οριζόντια πίεση στο τοίχωμα της σήραγγας μπορεί να υπολογισθεί με παραδοχή αντίστοιχη με την παραδοχή της μεθόδου Terzaghi (παραδοχή ενεργητικής κατάστασης τάσεων).

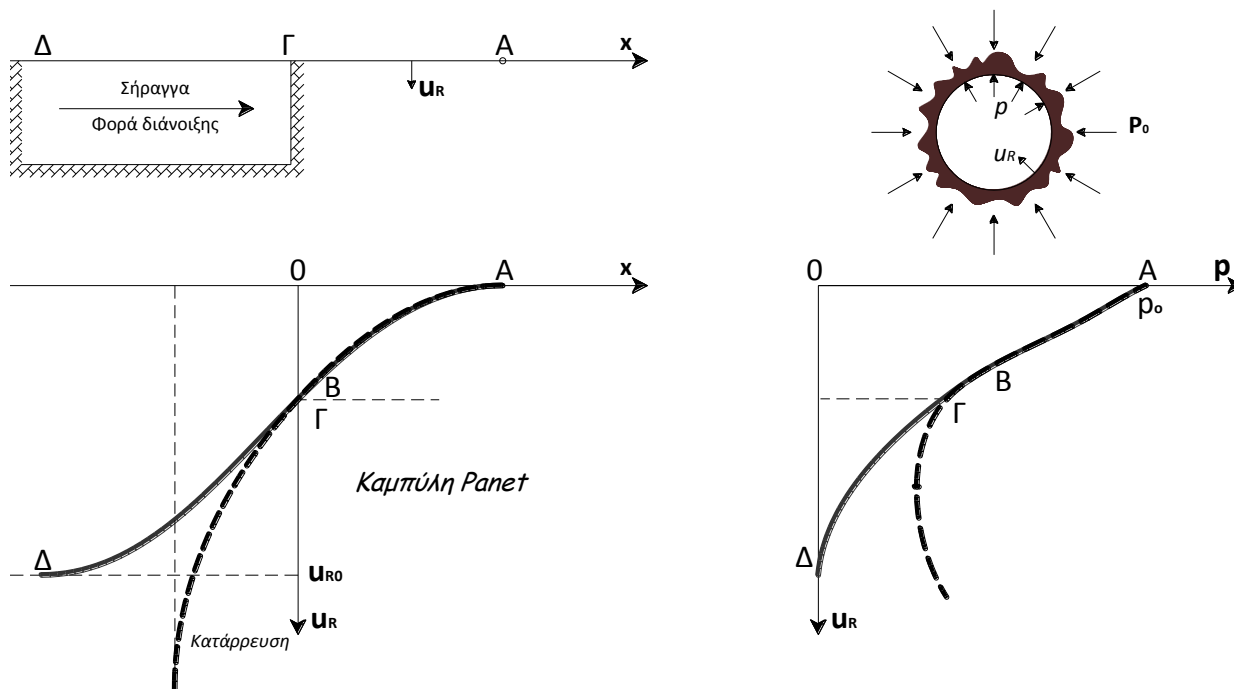
Για την εκτίμηση των φορτίων στην τελική επένδυση σηράγγων (μακροχρόνια φόρτιση), εφόσον αναμένεται προσαύξηση των φορτίων λόγω επιρροής ερπυστικών φαινομένων, συνιστάται η τροποποίηση των ανωτέρω πιέσεων με ένα συντελεστή που έχει τις εξής τιμές:

Πίεση	Συντελεστής τροποποίησης
$p_v$	1.50
$p_h$	0.2 – 1.2

Πίνακας 3.3 Συντελεστές προσαύξησης λόγω ερπυστικών παραμορφώσεων

### 3.5.3 Καμπύλες σύγκλισης αποτόνωσης

Κατά τη διάνοιξη σήραγγων οι μετακινήσεις του εδάφους αρχίζουν σε θέσεις αρκετά εμπρός από το μέτωπο διάνοιξης, δηλαδή πριν το μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας φθάσει σε κάποια συγκεκριμένη θέση. Το Σχήμα 3.3 παρουσιάζει μια τέτοια καμπύλη (ΑΒΓΔ) εξέλιξης της σύγκλισης για ανυποστήρικτη σήραγγα σε διάγραμμα  $x - u_R$ , όπου ( $u_R$ ) είναι η σύγκλιση της οροφής της σήραγγας και ( $x$ ) είναι η απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής.



Σχήμα 3.3 Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα

Από το Σχήμα 3.3 φαίνεται ότι ένα σημαντικό ποσοστό της συνολικής σύγκλισης ( $u_{R0}$ ), της τάξεως του 30-35% της συνολικής σύγκλισης, συμβαίνει εμπρός από το μέτωπο της σήραγγας. Στο ίδιο σχήμα φαίνεται και η αντίστοιχη καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης. Συνεπώς σε κάθε θέση ( $x$ ) κατά μήκος του άξονα της σήραγγας αντιστοιχεί μέσω της καμπύλης  $x-u_R$  μια τιμή της σύγκλισης του τοιχώματος ( $u_R$ ). Σημειώνεται ότι εάν η συμπεριφορά του εδάφους παρουσιάζει χαρακτηριστικά έντονης χαλάρωσης (δηλαδή μείωση της αντοχής με παρατεταμένη παραμόρφωση) τότε η διατομή της σήραγγας δεν ισορροπεί, η σύγκλιση της οροφής αυξάνει απεριόριστα και η διατομή καταρρέει.

Η εκτίμηση της σύγκλισης του τοιχώματος σε διάφορες θέσεις ως προς το μέτωπο μας ενδιαφέρει για τους εξής λόγους:

- Με τη σύγκλιση του τοιχώματος ενεργοποιείται (φορτίζεται) η βραχώμαζα και μειώνονται τα φορτία που θα αναληφθούν από την προσωρινή υποστήριξη
- Σε περίπτωση υπέρμετρης σύγκλισης, η βραχώμαζα χαλαρώνει και αυξάνουν τα φορτία που θα αναληφθούν από την προσωρινή υποστήριξη
- Η σύγκλιση του τοιχώματος αποτελεί τον συνηθέστερο τρόπο ελέγχου των παραδοχών της μελέτης, μέσω σύγκρισης προβλέψεων-μετρήσεων, και προσαρμογής της διάνοιξης και υποστήριξης στις επιτόπου συνθήκες

- Η σύγκλιση του τοιχώματος επηρεάζει τις καθιζήσεις της επιφάνειας του εδάφους, το οποίο μας ενδιαφέρει κυρίως στις αστικές περιοχές

# 4

## ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΤΟΧΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

### 4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι πιθανότητες χρησιμοποιούνται στην περίπτωση που η τιμή μιας μεταβλητής δεν μπορεί να προσδιοριστεί με βεβαιότητα. Οι μεταβλητές αυτές ονομάζονται τυχαίες. Εάν οι τιμές που μπορεί να πάρει μια τυχαία μεταβλητή αποτελούν αριθμήσιμο σύνολο τότε ονομάζεται διακριτή. Στην αντίθετη περίπτωση, όπου οι τιμές είναι οποιεσδήποτε μη αρνητικές, η τυχαία μεταβλητή ονομάζεται συνεχής.

Ο χαρακτήρας μιας τυχαίας μεταβλητής περιγράφεται από το νόμο κατανομής της, ο οποίος περιγράφεται με την σειρά του με διάφορους τρόπους, συνηθέστεροι από τους οποίους είναι η συνάρτηση πυκνότητας – πιθανότητας και η αθροιστική συνάρτηση κατανομής. Στις διακριτές μεταβλητές η συνάρτηση πυκνότητας – πιθανότητας εκφράζει το σύνολο των τιμών των πιθανοτήτων για τις οποίες ισχύει  $P_x(x) = P(X = x)$ . Για τις συνεχείς, όπου η πιθανότητα να πάρει μια μεταβλητή μια συγκεκριμένη τιμή είναι μηδενική, η συνάρτηση εκφράζει τη σχέση:  $f_x(x) = P(x \leq X \leq x + dx)$ . Η αθροιστική συνάρτηση κατανομής μιας τυχαίας μεταβλητής ορίζεται με παρόμοιο τρόπο ως:

$$F_x = P(X \leq x) = P(-\infty < X \leq x) = \int_{-\infty}^x (f_x) u du \quad (4.1)$$

Χαρακτηριστικές παράμετροι των τυχαίων μεταβλητών είναι η μέση τιμή  $m_x$  και η διασπορά  $\text{Var}(x)$ . Για τις τυχαίες μεταβλητές έχουμε:

$$m_x = \sum x_i \cdot P_x(x_i) \quad (4.2)$$

$$\text{Var}(x) = \sum (x_i - m_x)^2 \cdot P_x(x_i) \quad (4.3)$$

Ενώ για τις συνεχείς:

$$m_x = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f_x(x) \quad (4.4)$$

$$\text{Var}(x) = \int_{-\infty}^{\infty} (x - m_x)^2 \cdot f_x(x) dx \quad (4.5)$$

Προφανώς, η διασπορά είναι ένας μη αρνητικός αριθμός. Η θετική τετραγωνική του ρίζα ονομάζεται τυπική απόκλιση και είναι:

$$\sigma = \sqrt{\text{Var}(x)} \quad (4.6)$$

Ο λόγος της τυπικής απόκλισης προς τη μέση τιμή ονομάζεται συντελεστής μεταβλητότητας  $K_x$ :

$$K_x = \frac{\sigma_x}{m_x} \quad (4.7)$$

Η διασπορά αποτελεί ροπή δεύτερης τάξης ως προς την μέση τιμή. Οι ροπές τρίτης και τέταρτης τάξης ονομάζονται ασυμμετρία και κύρτωση αντίστοιχα.

Μία κατανομή δεδομένων μπορεί να είναι συμμετρική ή ασύμμετρη. Εάν τα δεδομένα κατανέμονται συμμετρικά, τότε όσο απομακρυνόμαστε από τη μέση τιμή συναντάμε περίπου τον ίδιο αριθμό παρατηρήσεων. Συχνά όμως, μια κατανομή δεν είναι συμμετρική και η κατανομή παρουσιάζει μια «ουρά» προς τα δεξιά ή προς τα αριστερά, πράγμα το οποίο καθορίζεται από τη σύγκριση της μέσης τιμής της κατανομής και της διαμέσου. Η ποσότητα που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως μέτρο της ασυμμετρίας ονομάζεται συντελεστής ασυμμετρίας ή απλά ασυμμετρία:

$$\text{skew} = \frac{n}{(n-1) \cdot (n-2)} \cdot \sum \left( \frac{x_i - m_x}{s} \right)^3 \quad (4.8)$$

Η κύρτωση χαρακτηρίζει τη σχετική οξύτητα ή ομαλότητα της κατανομής σε σύγκριση με την κανονική κατανομή. Όταν η κύρτωση είναι θετική σημαίνει ότι η κατανομή παρουσιάζει σχετικές οξύνσεις, ενώ αν προκύψει αρνητική, αναφερόμαστε σε σχετικά ομαλή κατανομή. Η κύρτωση περιγράφεται από την σχέση (4.9).

$$\text{kurt} = \left\{ \frac{n \cdot (n+1)}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (n-3)} \cdot \sum \left( \frac{x_i - m_x}{s} \right)^4 \right\} - \frac{3 \cdot (n-1)^2}{(n-2) \cdot (n-3)} \quad (4.9)$$

## 4.2 ΚΑΤΑΝΟΜΕΣ

### 4.2.1 Ομοιόμορφη κατανομή

Η συνάρτηση πυκνότητας – πιθανότητας είναι σταθερή για το διάστημα  $[a, b]$  και μηδενική εκτός αυτού:

$$f_x(x) = c, \quad a \leq x \leq b \quad (4.10)$$

Η σταθερά  $c$  για το συγκεκριμένο διάστημα  $[a, b]$  ισούται με  $\frac{1}{b-a}$ .

### 4.2.2 Κατανομή Poisson

Πρόκειται για μια διακριτή κατανομή με συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας:

$$p_x(x) = P(X=x) = \frac{v^x \cdot e^{-v}}{x!} \quad (4.11)$$

Όπου  $v$  είναι η παράμετρος της κατανομής η οποία παίρνει μόνο θετικές τιμές. Η συνάρτηση ορίζεται μόνο για ακέραιες τιμές της μεταβλητής. Η μέση τιμή ισούται με  $v$  όπως και η διασπορά.



Η κατανομή Poisson βασίζεται στις παραδοχές ότι κάθε γεγονός μπορεί να συμβεί τυχαία οποιαδήποτε χρονική στιγμή και ότι η εμφάνιση ενός γεγονότος σε κάποια χρονική περίοδο είναι ανεξάρτητη από την εμφάνιση σε άλλα ανεξάρτητα διαστήματα.

#### 4.2.3 Εκθετική κατανομή

Η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κατανομής αυτής είναι:

$$f_x(x) = \nu \cdot e^{-\nu x}, \quad x \geq 0 \quad (4.12)$$

Η μέση τιμή της εκθετικής κατανομής ισούται με  $\frac{1}{\nu}$  και η διασπορά της με  $\frac{1}{\nu^2}$ .

Αξίζει να σημειωθεί ότι εάν ένα γεγονός εμφανίζεται με κατανομή Poisson τότε ο χρόνος που μεσολαβεί μεταξύ δυο διαδοχικών γεγονότων ακολουθεί εκθετική κατανομή.

#### 4.2.4 Κανονική κατανομή

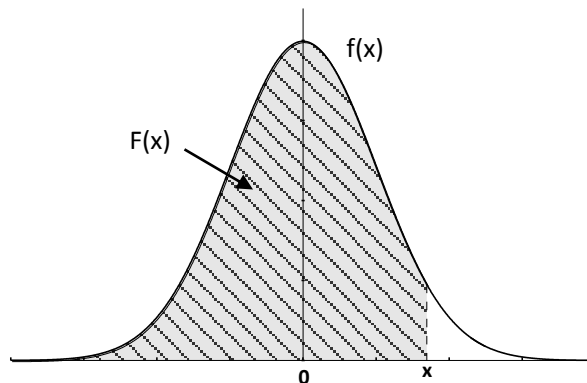
Η κανονική κατανομή είναι η πιο ευρέως χρησιμοποιούμενη κατανομή. Η συνάρτηση πυκνότητας – πιθανότητας της δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}}, \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (4.13)$$

Η μέση τιμή ισούται με  $m$  και η τυπική απόκλιση με  $\sigma$ .

Στην ειδική περίπτωση που  $m=0$  και  $\sigma=1$ , η κατανομή ονομάζεται τυποποιημένη κανονική κατανομή και συμβολίζεται με  $N(0,1)$ . Η συνάρτηση πυκνότητας – πιθανότητας σε αυτή την περίπτωση είναι:

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2}} \quad (4.14)$$



Σχήμα 4.1 Συνάρτηση κατανομής πυκνότητας – πιθανότητας τυποποιημένης κανονικής κατανομής

Και είναι συμμετρική ως προς τον άξονα  $y$ . Η αθροιστική συνάρτηση κατανομής: υπολογίζεται με ειδικούς πίνακες.

$$f_x(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\xi^2}{2}} \quad (4.15)$$

Αν η τυχαία μεταβλητή  $X$  ακολουθεί κανονική κατανομή, τότε η μεταβλητή  $Z = \frac{x-m}{\sigma}$  ακολουθεί τυποποιημένη κανονική κατανομή.

Σημαντική ιδιότητα της κανονικής κατανομής είναι ότι:

Αν  $X = \alpha_1 X_1 + \alpha_2 X_2 + \dots + \alpha_n X_n$  όπου  $X_i$  ανεξάρτητες μεταξύ τους, τότε η  $X$  ακολουθεί κανονική κατανομή με μέση τιμή:  $m = \alpha_1 m_1 + \alpha_2 m_2 + \dots + \alpha_n m_n$  και τυπική απόκλιση  $\sigma_x = \sqrt{\alpha_1^2 \sigma_1^2 + \alpha_2^2 \sigma_2^2 + \dots + \alpha_n^2 \sigma_n^2}$ .

Επίσης ισχύει το **Κεντρικό Οριακό Θεώρημα** σύμφωνα με το οποίο:

Έστω μια ακολουθία ανεξάρτητων και ισόνομων (δηλαδή όλες οι μεταβλητές ακολουθούν την ίδια κατανομή, όχι απαραίτητα την κανονική) τυχαίων μεταβλητών  $X_n, n=1,2,\dots$  με μέση τιμή  $m_x$  και διασπορά  $\sigma_x^2$ . Τότε, η τυχαία μεταβλητή  $Z_n = \frac{(X_1 + X_2 + \dots + X_n) - n\mu}{\sigma\sqrt{n}}$  συγκλίνει κατά κατανομή, καθώς  $n \rightarrow \infty$ , στη

συνάρτηση κατανομής της τυποποιημένης κανονικής κατανομής  $\Phi$ , δηλαδή ισχύει ότι

$$\lim_{n \rightarrow \infty} P(Z_n \leq x) = \Phi(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt, \text{ για κάθε } x \in \mathbb{R}.$$

#### 4.2.5 Λογαριθμοκανονική κατανομή

Η συνάρτηση πυκνότητας προκύπτει ως εξής:

Έστω τυχαία μεταβλητή με κατανομή  $N(m_x, \sigma_x^2)$  και συνάρτηση  $Y = g(x) = e^x$ .

Επειδή η  $g$  είναι αύξουσα προκύπτει ότι θα έχουμε:

$$F_Y(y) = \begin{cases} \Phi(\log y) & y > 0 \\ 0 & y \leq 0 \end{cases} \quad (4.16)$$

Όπου  $\Phi$  είναι η συνάρτηση κατανομής πυκνότητας της  $N(0,1)$ .

Παραγωγίζοντας ως προς  $y$  παίρνουμε την λογαριθμοκανονική κατανομή με παραμέτρους  $m_x, \sigma_x^2$ .

$$f_Y(y) = \begin{cases} \frac{y^{-1}}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\log y - m_x)^2}{2\sigma^2}\right) & y > 0 \\ 0 & y \leq 0 \end{cases} \quad (4.17)$$

#### 4.3 ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΚΑΤΑΝΟΜΕΣ

Ότι ισχύει για μια τυχαία μεταβλητή, μπορεί να εφαρμοστεί και για δύο μεταβλητές. Ονομάζουμε από κοινού συνάρτηση πυκνότητας – πιθανότητας της δισδιάστατης μεταβλητής  $(X, Y)$  την  $f(x, y)$  και συνάρτηση κατανομής την  $F(x, y)$  η οποία είναι ίση με την πιθανότητα  $P(X \leq x, Y \leq y)$ . Στην περίπτωση των διακριτών μεταβλητών η συνάρτηση κατανομής ορίζεται ως:

$$P(X \leq x_k, Y \leq y_l) = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^l P_{ij} \quad (4.18)$$

Η μέση τιμή της συνάρτησης  $g(X,Y) = (x-E(X))(y-E(Y))$ , όπου  $E(X) = \iint_T xf(x,y)dxdy$  και  $E(Y) = \iint_T yf(x,y)dxdy$  ονομάζεται συνδιακύμανση και συμβολίζεται με  $Cov(X,Y)$ . Ορίζουμε τον συντελεστή συσχέτισης μεταξύ των  $X,Y$ :

$$\rho(X, Y) = \frac{\text{Cov}(X, Y)}{\sigma_x \sigma_y} \quad (4.19)$$

Οι μεταβλητές  $X, Y$  ονομάζονται ασυσχέτιστες ή ορθογώνιες όταν ο συντελεστής συσχέτισης ισούται με το μηδέν. Στην περίπτωση αυτή οι μεταβλητές μπορεί να είναι ανεξάρτητες ή όχι: Οι έννοιες της συσχέτισης και της εξάρτησης δεν σημαίνουν ότι πρέπει να υπάρχει οπωσδήποτε σχέση αίτιου – αποτελέσματος μεταξύ των μεταβλητών  $X, Y$ . Ωστόσο, μπορούμε να πούμε ότι όταν δύο τυχαίες μεταβλητές  $X, Y$  έχουν συντελεστή συσχέτισης διάφορο του μηδενός, δεν είναι ανεξάρτητες. Σε αυτή την περίπτωση μπορούν να χρησιμοποιηθούν σχέσεις όπως:

$$\frac{y - m_y}{\sigma_y} = \rho \cdot \frac{y - m_x}{\sigma_x} \quad (4.20)$$

για να προβλέψουμε την τιμή της  $Y$  από την τιμή της  $X$ .

#### 4.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ

Για απλές συναρτήσεις τυχαίων μεταβλητών μπορεί να υπολογιστεί αναλυτικά η συνάρτηση πυκνότητας – πιθανότητας. Όμως για περίπλοκες περιπτώσεις είναι απαραίτητο να γίνει «προσομοίωση». Προσομοίωση είναι η δημιουργία, με τεχνητό τρόπο, ενός δείγματος μιας μεταβλητής  $Y$ , η οποία στην συνήθη περίπτωση είναι συνάρτηση άλλων τυχαίων μεταβλητών  $X_i$  οι οποίες ακολουθούν γνωστούς νόμους κατανομής. Στην συνέχεια, το δείγμα των τιμών  $y_i$  που προκύπτει το χειριζόμαστε ως ένα τυχαίο στατιστικό δείγμα το οποίο επεξεργαζόμαστε ώστε να εκτιμήσουμε διάφορα στοιχεία της τυχαίας μεταβλητής  $Y$ . Η διαδικασία της προσομοίωσης θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα προσεκτική στο να ικανοποιούνται οι παρακάτω κανόνες:

- i. Το δείγμα θα πρέπει να υπακούει στο νόμο  $F$  κατανομής της τυχαίας μεταβλητής, δηλαδή αν κάποιος εξετάσει το δείγμα να καταλήξει στο συμπέρασμα ότι είναι δείγμα μιας τυχαίας μεταβλητής με συνάρτηση κατανομής  $F$ .
- ii. Το δείγμα θα πρέπει να έχει ανεξαρτησία διαδοχικών τιμών
- iii. Να έχει απεριοδικότητα
- iv. Να απαιτεί μικρή μνήμη στον  $H/Y$
- v. Να έχει μεγάλη ταχύτητα
- vi. Να εξασφαλίζει επαναληψιμότητα χωρίς να χρειάζεται φύλαξη των τιμών.

Θεμελιώδης ιδιότητα στην οποία βασίζεται η προσομοίωση είναι η εξής: Αν  $X$  είναι μια τυχαία μεταβλητή με συνάρτηση κατανομής  $F_x(x)$  και η συνάρτηση  $y=F_x(x)$  είναι αντιστρέψιμη τότε η μεταβλητή  $F^{-1}(y)$  ακολουθεί την ομοιόμορφη κατανομή  $U(0,1)$ . Δηλαδή η αντίστροφη της συναρτήσεως κατανομής οποιασδήποτε τυχαίας μεταβλητής ακολουθεί την ομοιόμορφη κατανομή στο διάστημα  $[0,1]$ .

Σύμφωνα με την παραπάνω ιδιότητα είναι αντιληπτό ότι πρώτο βήμα για την διαδικασία της προσομοίωσης αποτελεί η δημιουργία ενός δείγματος που ακολουθεί την ομοιόμορφη κατανομή. Ακολουθεί η δημιουργία ενός δείγματος που ακολουθεί την επιθυμητή κατανομή  $F_x$ . Οι τυχαίοι αριθμοί

που εμείς θα χρησιμοποιήσουμε προκύπτουν από την αντίστροφη της  $F_x$  και τον υπολογισμό της ποσότητας  $x_i = F_x^{-1}(u_i)$ .

#### 4.4.1 Μέθοδος Monte Carlo

Σε πολύπλοκες καταστάσεις όπου η αναλυτική μέθοδος είναι ανεπαρκής και οι προσεγγίσεις δεν μας ικανοποιούν εφαρμόζουμε την μέθοδο Monte Carlo. Έτσι με την μέθοδο αυτή αντί να γίνει αναλυτική ή αριθμητική επίλυση του προβλήματος, γίνεται υπολογισμός ενός μεγάλου αριθμού περιπτώσεων του από τις οποίες με στατιστικές μεθόδους εξάγονται γενικότερα συμπεράσματα.

Για την δημιουργία δείγματος αριθμών που ακολουθούν την ομοιόμορφη κατανομή χρησιμοποιούνται ακολουθίες του τύπου:

$$x_{n+1} = \lambda x_n \pmod{m} \quad (4.21)$$

Διαιρώντας τις παρακάτω σχέσεις με  $m$  έχουμε την  $U(0,1)$ .

Αν λοιπόν έχουμε τις τυχαίες μεταβλητές  $r$  που ακολουθούν την ομοιόμορφη κατανομή και προέκυψαν από το προηγούμενο βήμα μπορούμε να προχωρήσουμε στην δημιουργία μεταβλητών που ακολουθούν την κατανομή που θέλουμε.

- Αν αυτή η κατανομή είναι η τυποποιημένη κανονική τότε οι μεταβλητές  $x_1, x_2$  προκύπτουν από τις σχέσεις:

$$\begin{aligned} x_1 &= \left[ -2 \ln r_1 \right]^{-0.5} \cos(2\pi r_2) \\ x_2 &= \left[ -2 \ln r_1 \right]^{-0.5} \sin(2\pi r_2) \end{aligned} \quad (4.22)$$

- Η κανονική κατανομή με μέση τιμή  $m$  και τυπική απόκλιση  $\sigma$  προκύπτει από την τυποποιημένη κανονική με τον μετασχηματισμό:

$$\begin{aligned} y_1 &= m_1 + \sigma_1 x_1 \\ y_2 &= m_2 + \sigma_2 x_2 \end{aligned} \quad (4.23)$$

- Αν η κατανομή αυτή είναι η εκθετική τότε η μεταβλητή  $x$  προκύπτει από τη σχέση:

$$x = \frac{1}{\lambda} \ln r \quad (4.24)$$

- Αν είναι η ομοιόμορφη σε συγκεκριμένο διάστημα  $[a,b]$ :

$$x = a + (b - a)r \quad (4.25)$$

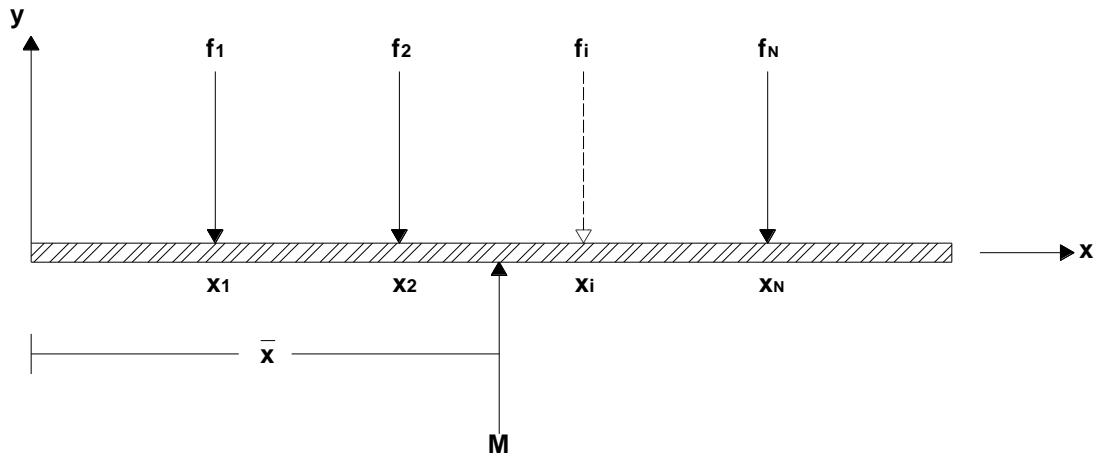
#### 4.4.2 Μέθοδος σημειακής εκτίμησης (Point Estimate Method)

Η μέθοδος σημειακής εκτίμησης χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό ροπών της τιμής ενός αποτελέσματος της γεωτεχνικής ανάλυσης και βασίζεται στις ροπές των τυχαίων μεταβλητών που θα επιλεγούν κατά την επίλυση του γεωτεχνικού προβλήματος. Η προσέγγιση της κατανομής των πιθανοτήτων συνεχών τυχαίων μεταβλητών γίνεται με χρήση διακριτών ισοδύναμων μεταβλητών που έχουν δύο ή περισσότερες τιμές. Τα στοιχεία αυτών των κατανομών, καλούνται σημειακές εκτιμήτριες και έχουν συγκεκριμένες τιμές με καθορισμένες πιθανότητες όπως αυτές των ροπών πρώτης τάξης μιας

συνεχούς τυχαίας μεταβλητής. Συνεπώς έχοντας μόνον λίγες τιμές να υπολογιστούν, το υπολογιστικό κόστος μειώνεται κατακόρυφα.

Η μέθοδος αυτή παρουσιάστηκε πρώτα από τον Rosenblueth το 1975 και αργότερα επεκτάθηκε από τον ίδιο το 1981.

Αρχικά θεωρούμε ότι μπορεί να εισαχθεί ένα ανάλογο μεταξύ μιας κατανομής πιθανότητας και ενός συστήματος διακριτών κατακόρυφων φορτίων πάνω σε μια οριζόντια άκαμπτη ράβδο.



Σχήμα 4.2 Καταμεμημένο φορτίο σε άκαμπτη ράβδο

Θεωρούμε ένα σύστημα διακριτών, παράλληλων και κατακόρυφων δυνάμεων  $f_1, f_2, \dots, f_N$  που δρουν πάνω σε μια άκαμπτη ράβδο στις αντίστοιχες αποστάσεις  $x_1, x_2, \dots, x_N$ , Σχήμα 4.2.

Από την Στατική γνωρίζουμε ότι το μέγεθος της συνισταμένης των δυνάμεων  $M$  είναι:

$$M = \sum_{i=1}^N f_i \quad (4.26)$$

Και το σημείο εφαρμογής της  $\bar{x}$ :

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^N f_i x_i / M \quad (4.27)$$

Ας υποθέσουμε ότι οι διακριτές δυνάμεις στο

Σχήμα 4.2 αντιπροσωπεύουν τις πιθανότητες όλων των πιθανών  $N$  τιμών  $x_1, x_2, \dots, x_N$ . Αφού η κατανομή είναι πεπερασμένη, και η πιθανότητα να εμφανιστούν τα γεγονότα είναι σίγουρη, η πιθανότητα της συνισταμένης πρέπει να είναι μονάδα,  $M=1$ . Έτσι, η εξίσωση γίνεται:

$$E[x] = \bar{x} = \sum_{i=1}^N x_i f_i \quad (4.28)$$

Όπου  $E[x]$  είναι η προσδοκώμενη τιμή του  $x$ . αυτή η τιμή είναι το καλύτερο μέτρο της κεντρικής τάσης της κατανομής. Είναι στενά συνδεδεμένη με τον αριθμητικό μέσο, ή μέσο, ενός συνόλου αριθμών. Ωστόσο, θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην διαφορά μεταξύ των δύο εννοιών. Ο αριθμητικός μέσος είναι ένα μέτρο της κεντρικής τάσης ενός συνόλου τυχαίων παρατηρήσεων, καθεμία εκ των οποίων έχει ίση πιθανότητα να συμβεί, ενώ η προσδοκώμενη τιμή υπολογίζεται από τη συνάρτηση κατανομής πιθανότητας μιας τυχαίας μεταβλητής, στην οποία οι μεμονωμένες τιμές μπορεί να έχουν διαφορετικές πιθανότητες να συμβούν.

Η προσδοκώμενη τιμή είναι ανάλογη της ροπής 1<sup>ης</sup> τάξεως της κατανομής πιθανότητας.

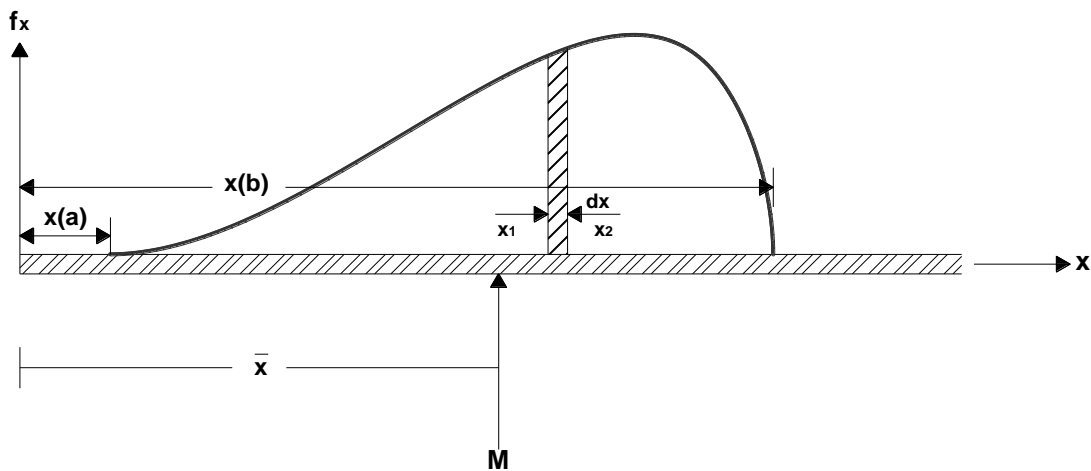
Και πάλι, από τη στατική, το μέτρο της διασποράς των διακριτών μεγεθών (όπως είναι οι μάζες), γύρω από κεντροειδείς άξονες, δίνεται από τη ροπή αδρανείας (ροπή 2<sup>ης</sup> τάξεως):

$$I_y = \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 f_i \quad (4.29)$$

Η θεωρία Πιθανοτήτων χρησιμοποιεί την ίδια έννοια ως ένα μέτρο της διασποράς για την κατανομή μιας τυχαίας μεταβλητής. Ονομάζεται διασπορά  $V[x_i]$ , και ορίζεται ως εξής:

$$V[x_i] = \sum (x_i - \bar{x})^2 f_i \quad (4.30)$$

Αντίστοιχα, μπορούμε να θεωρήσουμε ένα μηχανικό ανάλογο για τη συνεχή κατανομή πιθανότητας, με κατανεμημένο φορτίο σε άκαμπτη οριζόντια ράβδο, Σχήμα 4.3.



Σχήμα 4.3 Κατανεμημένο φορτίο σε άκαμπτη ράβδο

Η περιοχή κάτω από την καμπύλη Σχήμα 4.3 της  $f(x)$ ,  $dx$  μεταξύ, έστω του  $x_1$  και  $x_2$ , δίνει την συνισταμένη των δυνάμεων μεταξύ των δύο αυτών σημείων. Στην πιθανοτική θεώρηση η ίδια περιοχή δίνει την πιθανότητα το  $x$  να βρίσκεται μεταξύ των δύο αυτών τιμών:

$$\int_{x_1}^{x_2} f(x) dx = P[x_1 \leq x \leq x_2] \quad (4.31)$$

Αυτή η σχέση μπορεί να εκφραστεί σε όρους αθροιστικής κατανομής ως εξής:

$$\int_{x_1}^{x_2} f(x) dx = F(x_1) - F(x_2) \quad (4.32)$$

Όσο η διαφορά μεταξύ των  $x_1, x_2$  μειώνεται, τόσο και η πιθανότητα το  $x$  να βρίσκεται μεταξύ των δύο σημείων. Όταν το όριο της διαφοράς  $x_2 - x_1$ , τείνει στο μηδέν, η πιθανότητα πλησιάζει το μηδέν. Η πιθανότητα μίας συνεχούς τυχαίας μεταβλητής να πάρει οποιαδήποτε συγκεκριμένη τιμή μέσα στο όριο  $x(a)$  με  $x(b)$  είναι μηδενική. Οι πιθανότητες που σχετίζονται με συνεχείς τυχαίες μεταβλητές μεταξύ συγκεκριμένων ορίων τιμών καθορίζονται από τις περιοχές κάτω από τις καμπύλες μεταξύ των τιμών. Επομένως, η περιοχή κάτω από την  $f(x)$  μεταξύ των  $x(a)$  και  $x(b)$  πρέπει να είναι ίση με μονάδα, όπου  $x(a)$  και  $x(b)$  είναι τα κάτω και άνω όρια αντίστοιχα.

$$\int_{x(a)}^{x(b)} f(x) dx = 1 \quad (4.33)$$

Έτσι, η προσδοκώμενη τιμή της κατανομής, το ανάλογο του κέντρου βάρους στη στατιστική, είναι:

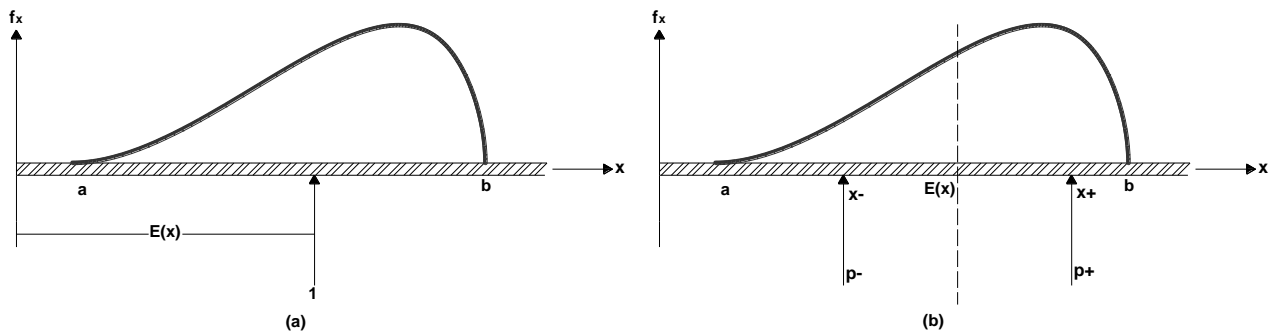
$$E[x] = \int_{x(a)}^{x(b)} xf(x) dx \tag{4.34}$$

Οι αντίστοιχες εκφράσεις της διασποράς και της τυπικής απόκλισης είναι:

$$V[x] = (\sigma[x])^2 = \int_{x(a)}^{x(b)} (x - \bar{x})^2 f(x) dx \tag{4.35}$$

Όπου,  $\bar{x} = E(x)$ .

Έχοντας θεωρήσει τα στατιστικά ανάλογα της κατανομής πιθανότητας, η προσδοκώμενη τιμή (μέση τιμή) είναι το ανάλογο του σημείου εφαρμογής της συνισταμένης των δυνάμεων ή του κέντρου φόρτισης, και η τυπική απόκλιση είναι το ανάλογο της ακτίνας περιστροφής. Το Σχήμα 4.3 απεικονίζεται σχηματικά από το Σχήμα 4.4.



Σχήμα 4.4 Στηρίξεις σε άκαμπτη ράβδο, (α) Απλή στήριξη (β) Διπλή στήριξη

Έτσι, φαίνεται ότι η προσδοκώμενη τιμή και η τυπική απόκλιση παρέχουν πληροφορίες σχετικά με την κεντρική τάση και την διασπορά της μεταβλητής. Ο Rosenblueth (1975) εισηγήθηκε ότι αυτές οι πληροφορίες μπορούν να εξαχθούν από το ανάλογο με τη ράβδο, αλλά όταν αυτή υποστηρίζεται από δύο αντιδράσεις, την  $p_-$  που δρα στο σημείο  $x = x_-$  και την  $p_+$  που δρα στο σημείο  $x = x_+$ , Σχήμα 4.4.

Οι αντιδράσεις  $p_-$  και  $p_+$  ονομάζονται εκτιμητρίες δύο σημείων (two points estimates) της κατανομής  $f(x)$ .

Οι ροπές μεταφρασμένες σε κοινούς πιθανοτικούς συμβολισμούς, καθορίζουν τέσσερις εξισώσεις με τέσσερις αγνώστους:

$$\begin{aligned} p_- + p_+ &= 1 \\ p_+ x_+ + p_- x_- &= E[f(x)] = \bar{x} \\ p_+ (x_+ - \bar{x})^2 + p_- (x_- - \bar{x})^2 &= \sigma[f(x)]^2 = \sigma^2[x] \\ p_+ (x_+ - \bar{x})^3 + p_- (x_- - \bar{x})^3 &= \beta(1)\sigma^3[x] \end{aligned} \tag{4.36}$$

Όπου  $\beta(1)$  είναι η ασυμμετρία.

Αυτές οι εξισώσεις οδηγούν στις εξής τέσσερις εκφράσεις:

Το πρόσημο που προηγείται της ρίζας στην πρώτη από τις εξισώσεις (4.37) είναι του  $-\beta(1)$ .

$$p_+ = \frac{1}{2} \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \frac{1}{1 + \frac{[\beta(1)]^2}{2}}} \right] \tag{4.37}$$

$$p_- = 1 - p_+$$

$$x_+ = \bar{x} + \sigma[x] \sqrt{\frac{p_-}{p_+}}$$

$$x_- = \bar{x} - \sigma[x] \sqrt{\frac{p_+}{p_-}}$$

Εάν  $\beta(1)=0$ , τότε οι εξισώσεις (4.37) παίρνουν την μορφή:

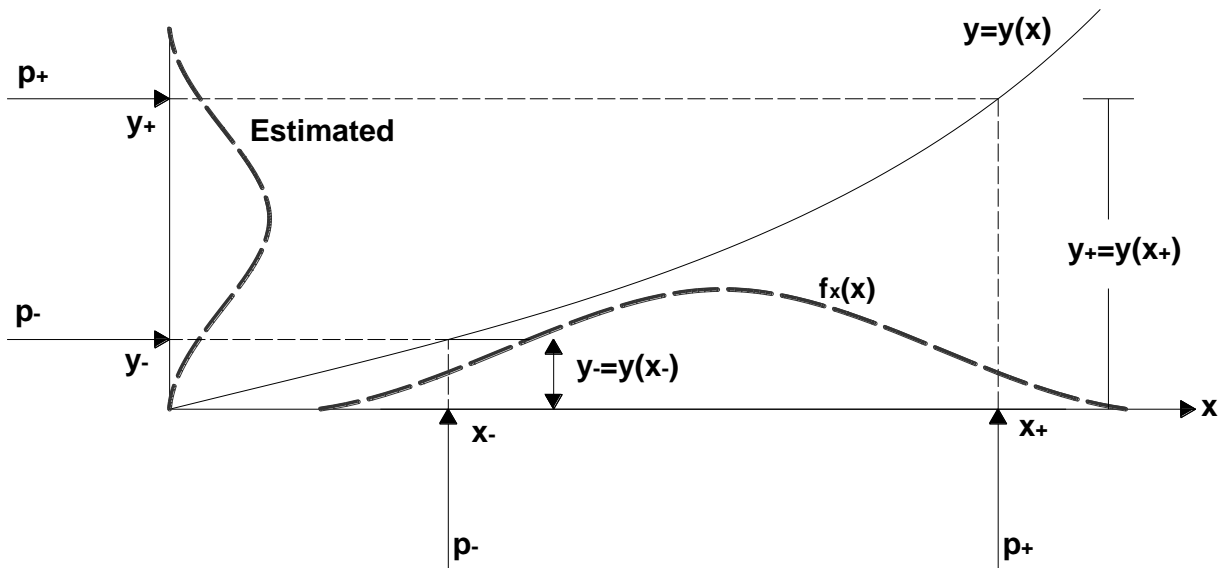
$$p_+ = p_- = \frac{1}{2} \tag{4.38}$$

$$x_+ = \bar{x} + \sigma[x]$$

$$x_- = \bar{x} - \sigma[x]$$

Πρέπει να τονιστεί ότι οι εκτιμήτριες σημείων και τα σημεία που εφαρμόζονται, σαν έννοιες, χρησιμεύουν στο να μεταφέρουν πληροφορίες σχετικά με την κατανομή της μεταβλητής.

Γνωρίζοντας τις πληροφορίες που αφορούν τις τρεις πρώτες τάξεις ροπών μιας τυχαίας μεταβλητής  $x$ , τι μπορούμε να εξάγουμε σχετικά με την εξαρτημένη μεταβλητή  $y=y(x)$ ; Γνωρίζοντας μόνο το  $\bar{x}$ ,  $\sigma[x]$  και  $\beta(1)$ , από τις εξισώσεις (4.37), υπολογίζονται τα  $x$ ,  $x_+$ ,  $p$  και  $p_+$ , που φαίνονται στο Σχήμα 4.5.



Σχήμα 4.5 Σχηματική απεικόνιση μεταφορά πληροφορίας

Αυτή η πληροφορία για την άγνωστη κατανομή της μεταβλητής  $x$  παράγει τις δύο εκτιμήτριες της  $y$  μεταβλητής,  $y_-$  και  $y_+$ . Αυτό σημαίνει ότι οι πληροφορίες σχετικά με την μεταβλητή  $x$  μεταφέρονται μέσω της σχέσης μεταξύ των  $x$  και  $y(x)$  για να παρέχουν τις δύο τιμές των  $y_-$  και  $y_+$ . Οι δύο αντισταθμιστικές συναρτήσεις  $p_-$  και  $p_+$ , έπειτα διαβαθμίζουν αυτές τις εκτιμήτριες.



$$E(y) = \bar{y} = p_- y_- + p_+ y_+ \tag{4.39}$$

$$E(y^2) = p_- y_-^2 + p_+ y_+^2$$

Ή γενικά:

$$E(y^M) = p_- y_-^M + p_+ y_+^M \tag{4.40}$$

Φυσικά το M δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερο από τον αριθμό των γνωστών τάξεων ροπών για τη x.

Υποθέτοντας, όπως συμβαίνει συνήθως, ότι γνωρίζουμε μόνο την προσδοκώμενη τιμή και τον συντελεστή μεταβλητότητας (ή την τυπική απόκλιση) της μεταβλητής x, και μην έχοντας καμιά πληροφορία για να υποθέσουμε ότι η συνάρτηση f(x) είναι ασύμμετρη, γνωρίζουμε μόνο τις δύο πρώτες τάξεις ροπών. Η αρχή της μέγιστης εντροπίας καθορίζει ότι β(1)=0, και έτσι εφαρμόζονται οι εξισώσεις (4.38). Επίσης, φαίνεται εύκολα ότι παίρνοντας ότι β(1)=0, οι εξισώσεις (4.39) απλοποιούνται στα εξής:

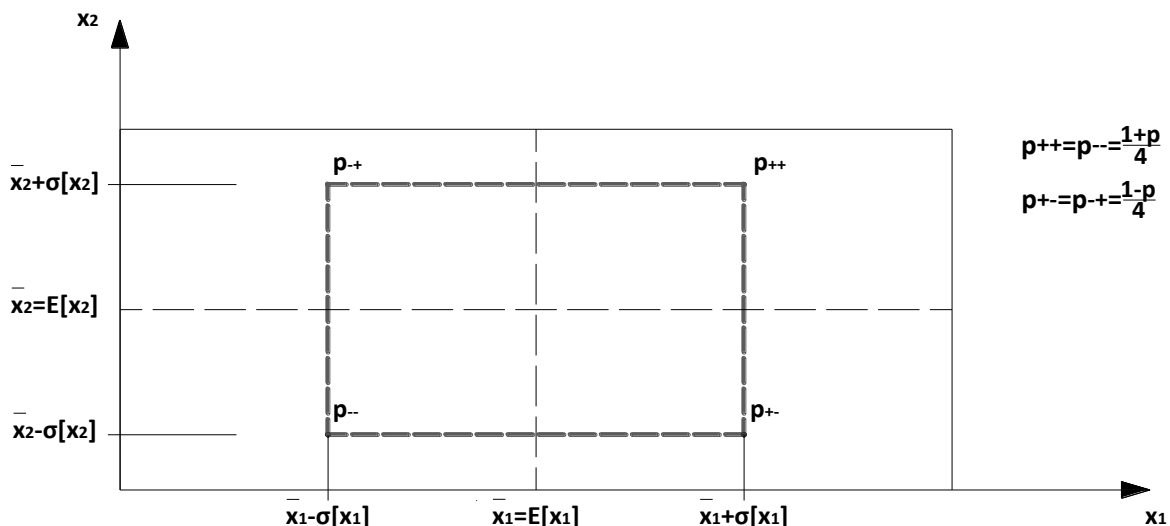
$$E(y) = \frac{y_+ + y_-}{2} \tag{4.41}$$

$$\sigma[y] = \left| \frac{y_+ - y_-}{2} \right| \tag{4.42}$$

$$V[y] = \left| \frac{y_+ - y_-}{y_+ + y_-} \right| \cdot 100\% \tag{4.43}$$

#### 4.4.2.1 Μέθοδος σημειακής εκτίμησης δύο μεταβλητών

Για δύο τυχαίες μεταβλητές, ο Rosenblueth θεώρησε την κατανομή της πιθανότητας ανάλογη με ένα κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο που δρα σε μια άκαμπτη πλάκα, που υποστηρίζεται σε τέσσερα σημεία: p<sub>++</sub>, p<sub>+-</sub>, p<sub>-+</sub>, p<sub>--</sub>, Σχήμα 4.6.



Σχήμα 4.6 Απεικόνιση των δύο μεταβλητών σαν φόρτιση σε άκαμπτη πλάκα

Για αυτή την περίπτωση η M ροπή της συνάρτησης για παράδειγμα,  $y=y(x_1, x_2)$  είναι:

$$E[y^M] = p_{++} y_{++}^M + p_{+-} y_{+-}^M + p_{-+} y_{-+}^M + p_{--} y_{--}^M \tag{4.44}$$

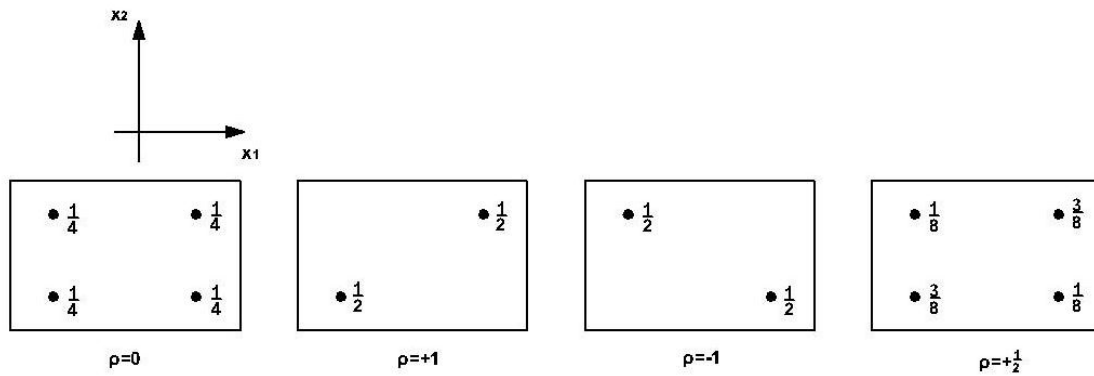
Όπου:

$$y_{\pm\pm} = y(\bar{x}_1 \pm \sigma[x_1], \bar{x}_2 \pm \sigma[x_2]) \quad (4.45)$$

$$p_{++} = p_{..} = \frac{1+\rho}{4} \quad (4.46)$$

$$p_{+-} = p_{-+} = \frac{1-\rho}{4} \quad (4.47)$$

Σε αυτές τις εξισώσεις το  $\rho$  είναι ο συντελεστής συσχέτισης μεταξύ των  $x_1$  και  $x_2$ , και  $\bar{x}_1 = E[x_1]$ ,  $\bar{x}_2 = E[x_2]$ . Η επιρροή του συντελεστή συσχέτισης στους αντισταθμιστικούς παράγοντες, φαίνεται για κάποιες περιπτώσεις στο Σχήμα 4.7.



Σχήμα 4.7 Επιρροή του συντελεστή συσχέτισης στους αντισταθμιστικούς παράγοντες

# 5

---

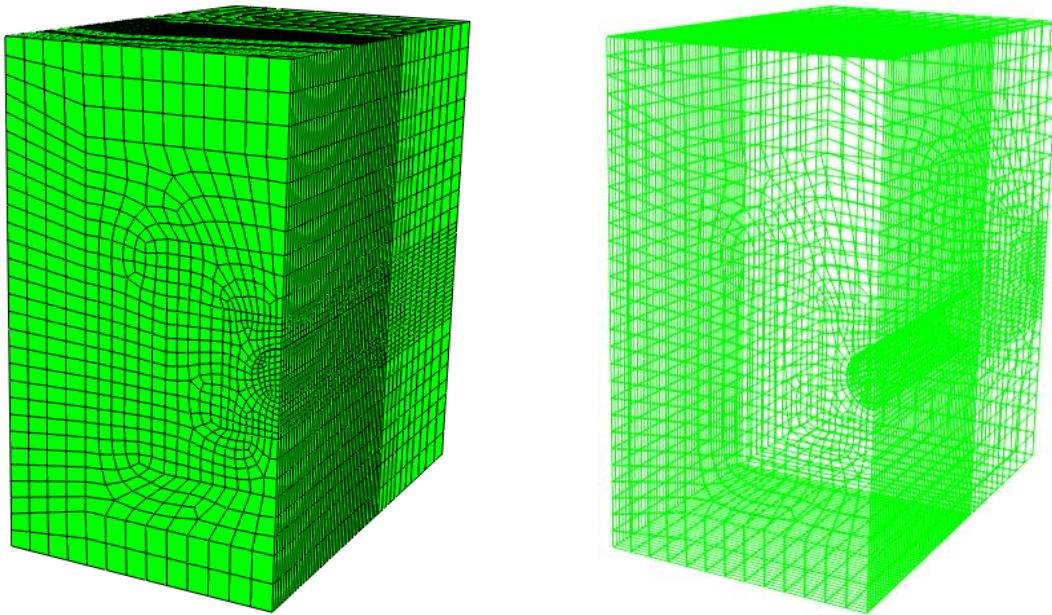
## ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Με σκοπό την μελέτη των εντατικών μεγεθών που προκαλούνται από τα φορτία της βραχόμαζας στην τελική επένδυση της σήραγγας, αλλά κυρίως για να γίνει μία εκτίμηση της εκκεντρότητας της αξονικής δύναμης στη διατομή της τελικής επένδυσης, πραγματοποιήθηκαν ορισμένες αριθμητικές αναλύσεις. Οι αριθμητικές αναλύσεις εκτελέστηκαν με τη βοήθεια κατάλληλων λογισμικών προσομοίωσης πεπερασμένων στοιχείων. Συγκεκριμένα, έγιναν τρισδιάστατες αναλύσεις χρησιμοποιώντας ένα μοντέλο προσομοίωσης, στις οποίες μεταβάλλονταν οι παράμετροι αντοχής της βραχόμαζας και διατηρούνταν σταθερές οι υπόλοιπες παράμετροι του προβλήματος.

Ο σχεδιασμός και η διακριτοποίηση του μοντέλου προσομοίωσης έγιναν στο σχεδιαστικό περιβάλλον του ANSYS, ενώ για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό προσομοίωσης πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS.

### 5.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Το αριθμητικό προσομοίωμα περιλαμβάνει σήραγγα διαμέτρου  $D=10\text{m}$  και λόγω συμμετρίας του τρισδιάστατου σχήματος προσομοιώνεται η μισή, χρησιμοποιώντας ως επίπεδο συμμετρίας το κατακόρυφο επίπεδο που διέρχεται από τον διαμήκη κεντρικό άξονα της σήραγγας.



Εικόνα 5.1 Μοντέλο αναλύσεων και κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων

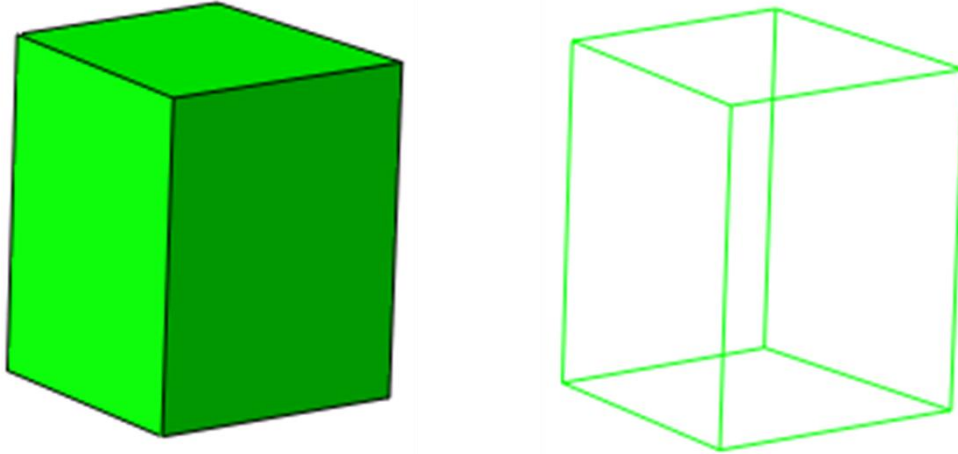
Η απόσταση από το κάτω όριο ελήφθη ίση με  $4D=40m$  από το κέντρο και το πλευρικό όριο σχεδιάστηκε σε απόσταση ίση με  $5D=50m$ . Το μήκος κατά την διεύθυνση εκσκαφής λήφθηκε ίσο με  $8D=80m$  και η διάνοιξη προχώρησε μέχρι τα πρώτα  $40m$  της σήραγγας. Τέλος, το ύψος των υπερκειμένων ή αλλιώς βάθος εκσκαφής θεωρήθηκε ίσο με  $5D=50m$ .

Στο σχεδιασμό του προσομοιώματος ελήφθησαν υπόψη ορισμένοι περιορισμοί και έγιναν κάποιες παραδοχές, έτσι ώστε να δημιουργηθεί ένα αξιόπιστο μοντέλο του οποίου η επίλυση να μην είναι ιδιαίτερα χρονοβόρα. Συγκεκριμένα, ο περιορισμός των διαστάσεων της σήραγγας οδήγησε στην εξοικονόμηση χρόνου μειώνοντας τις χρονικές απαιτήσεις του προγράμματος. Βέβαια, η απόσταση των ορίων του προσομοιώματος από την σήραγγα επιλέχθηκε ώστε να μην υπάρχει επίδραση των συνοριακών συνθηκών των ορίων στα αποτελέσματα των αναλύσεων. Το μήκος της σήραγγας κατά τη φορά διάνοιξης πρέπει να είναι τέτοιο ώστε να μην επηρεάζεται η περιοχή στην οποία λαμβάνονται τα αποτελέσματα από τα πλευρικά όρια. Επίσης, η απόσταση της σήραγγας από το κάτω όριο παίζει καθοριστικό ρόλο στην κατανομή των ολικών τάσεων μετά την εκσκαφή οι οποίες πρέπει να κατανέμονται ομοιόμορφα ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Επιπλέον, η επιλογή της απόστασης της σήραγγας από το πλευρικό όριο πρέπει να είναι τέτοια ώστε η κατανομή των τάσεων κοντά σε αυτό να είναι ομοιόμορφη ως προς το οριζόντιο επίπεδο και να έχει όσο το δυνατόν μικρότερη τιμή με σκοπό να ελαχιστοποιούνται οι καθιζήσεις στην εν λόγω περιοχή.

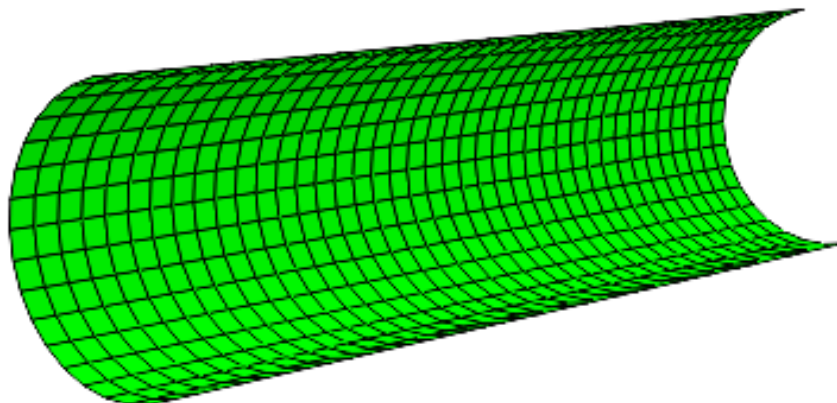
Οι συνοριακές συνθήκες που χρησιμοποιήθηκαν ήταν η παρεμπόδιση των οριζόντιων μετακινήσεων στα πλευρικά όρια και η παρεμπόδιση οριζοντίων και κατακόρυφων μετακινήσεων στο κάτω όριο του μοντέλου, ενώ το άνω όριο παρέμεινε ελεύθερο. Συγκεκριμένα, στο αριστερό και στο δεξί όριο τοποθετήθηκαν κυλίσεις, έτσι ώστε να επιτρέπεται η κατακόρυφη μετακίνηση χωρίς την ανάπτυξη διατμητικών τάσεων και στο κάτω όριο τοποθετήθηκαν αρθρώσεις απαγορεύοντας τις μετακινήσεις.

### 5.1.1 Διακριτοποίηση

Κατά την διαδικασία σχεδίασης του μοντέλου για την προσομοίωση του εδαφικού υλικού χρησιμοποιήθηκαν οκτακομβικά εξαπλευρικά στοιχεία (Εικόνα 5.2), ενώ για την προσομοίωση των στοιχείων της τελικής επένδυσης της σήραγγας χρησιμοποιήθηκαν τετρακομβικά στοιχεία κελύφους.



Εικόνα 5.2 Οκτακομβικά εξαπλευρικά στοιχεία C3D8R προσομοίωσης του εδαφικού υλικού



Εικόνα 5.3 Προσομοίωμα τελικής επένδυσης από τετρακομβικά στοιχεία κελύφους



Εικόνα 5.4 Τετρακομβικό στοιχείο κελύφους της σήραγγας

Η διακριτοποίηση έγινε με την εξής λογική: Τοποθετήθηκε πυκνός κάνναβος στις περιοχές όπου απαιτούνταν πιο ακριβή αποτελέσματα, δηλαδή στην σήραγγα και στην περιοχή κοντά σε αυτή, ενώ έγινε μια σταδιακή αραιώση του κάνναβου όσο απομακρυνόμασταν από αυτή. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι τα πεπερασμένα στοιχεία της σήραγγας και του κελύφους της ήταν ανά 1m, και κοντά - γύρω από

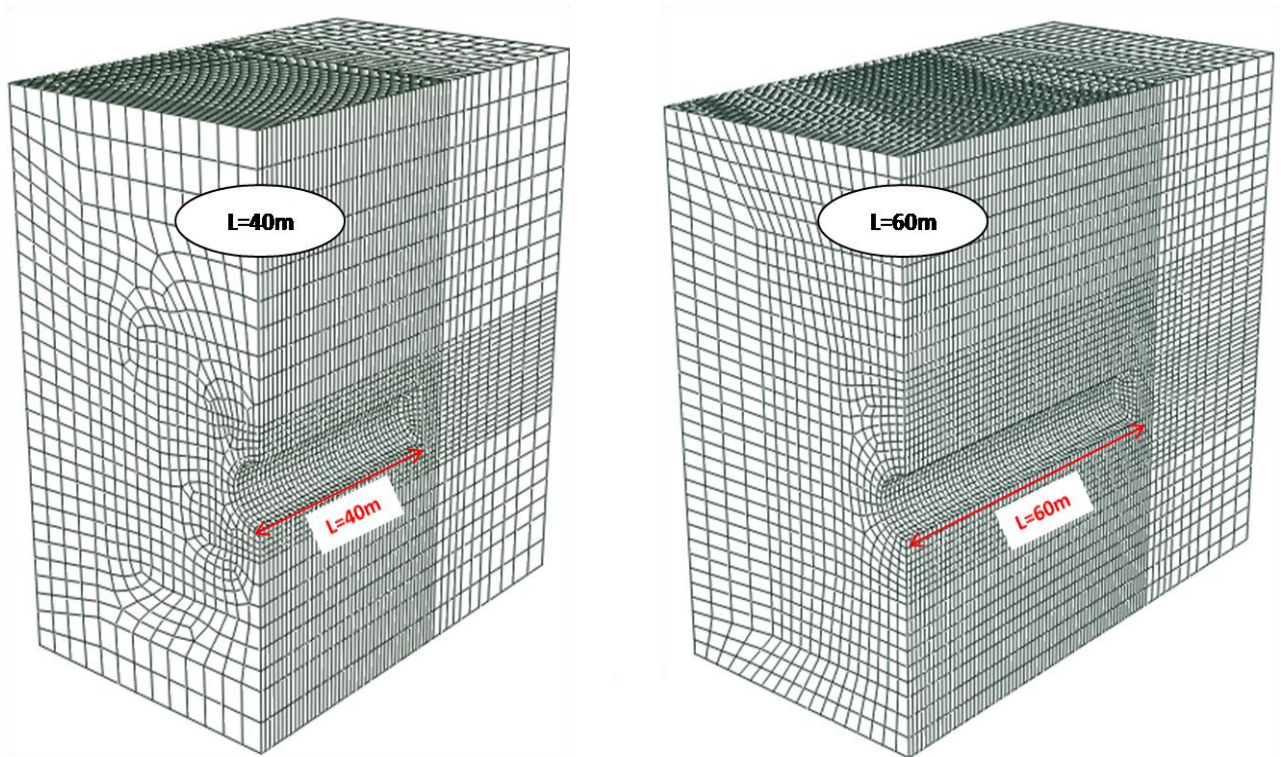
αυτή της τάξης του 1 έως 1.5m. Αντίθετα τα στοιχεία εκτός της πλαστικής περιοχής και κοντά στα όρια του μοντέλου σχεδιάστηκαν με πεπερασμένα στοιχεία της τάξης των 4 έως 5 m, καθώς δεν επηρεάζουν τόσο τα αποτελέσματα των αναλύσεων, ενώ αυξάνουν το χρόνο ολοκλήρωσής τους.

Κατά μήκος της διάνοιξης της σήραγγας, τα στοιχεία έχουν πάχος 1m για τα πρώτα 45m του μοντέλου, γεγονός που επιβαλλόταν λόγω του μικρού βήματος εκσκαφής και της ανάγκης για μεγάλη ακρίβεια αποτελεσμάτων. Το πάχος των στοιχείων αυξάνεται στα 2m στα επόμενα 8m του μοντέλου, στα 3m στα επόμενα 9m και φθάνει στα 4m στα τελευταία 8m, δηλαδή μέχρι το πίσω όριο του προσομοιώματος. Γύρω από την σήραγγα διαμορφώθηκαν ορθογωνικές επιφάνειες έτσι ώστε η αραίωση του κάρναβου να γίνει ομαλά, χωρίς να δημιουργηθούν προβληματικά πεπερασμένα στοιχεία.

### 5.1.2 Έλεγχος επάρκειας του μήκους της σήραγγας

Όπως είναι φυσικό για την πληρότητα της παρούσας διπλωματικής, αλλά και για την αρτιότερη εξαγωγή αποτελεσμάτων, κρίθηκε απαραίτητο η διερεύνηση της επάρκειας του μήκους της σήραγγας. Δηλαδή αν το μήκος της σήραγγας του προσομοιώματος ( $L=40m$ ) είναι επαρκές, έτσι ώστε οι τάσεις της τελικής επένδυσης της σήραγγας να ανταποκρίνονται στην πραγματικότητα, ή λόγω των συνοριακών συνθηκών οι τάσεις της τελικής επένδυσης επηρεάζονται και τα αποτελέσματα δεν είναι ρεαλιστικά.

Η διερεύνηση αυτή έγινε ως εξής: Δημιουργήθηκαν τέσσερα επιπλέον προσομοιώματα με ίδια λογική διακριτοποίησης με τα προηγούμενα αλλά με διαφορετικό μήκος σήραγγας ( $L=60m$ ). Το κάθε μοντέλο ( $L=60m$ ), συγκρίθηκε με το αντίστοιχο μοντέλο ίδιων γεωτεχνικών συνθηκών ( $L=40m$ ). Παρατηρώντας λοιπόν σε ποια απόσταση από το μέτωπο αρχίζουν οι τάσεις της τελικής επένδυσης να ομαλοποιούνται για τα ζευγάρια των προσομοιωμάτων, θα εξαχθεί το συμπέρασμα, αν η ομαλοποίηση των τάσεων αρχίζει από την ίδια απόσταση από το μέτωπο της σήραγγας, δηλαδή δεν μας προσθέτει κάτι επιπλέον σε ακρίβεια ή αν τελικά η διαφορά της απόστασης της σήραγγας παίζει σημαντικό ρόλο στην εξαγωγή ρεαλιστικών αποτελεσμάτων.

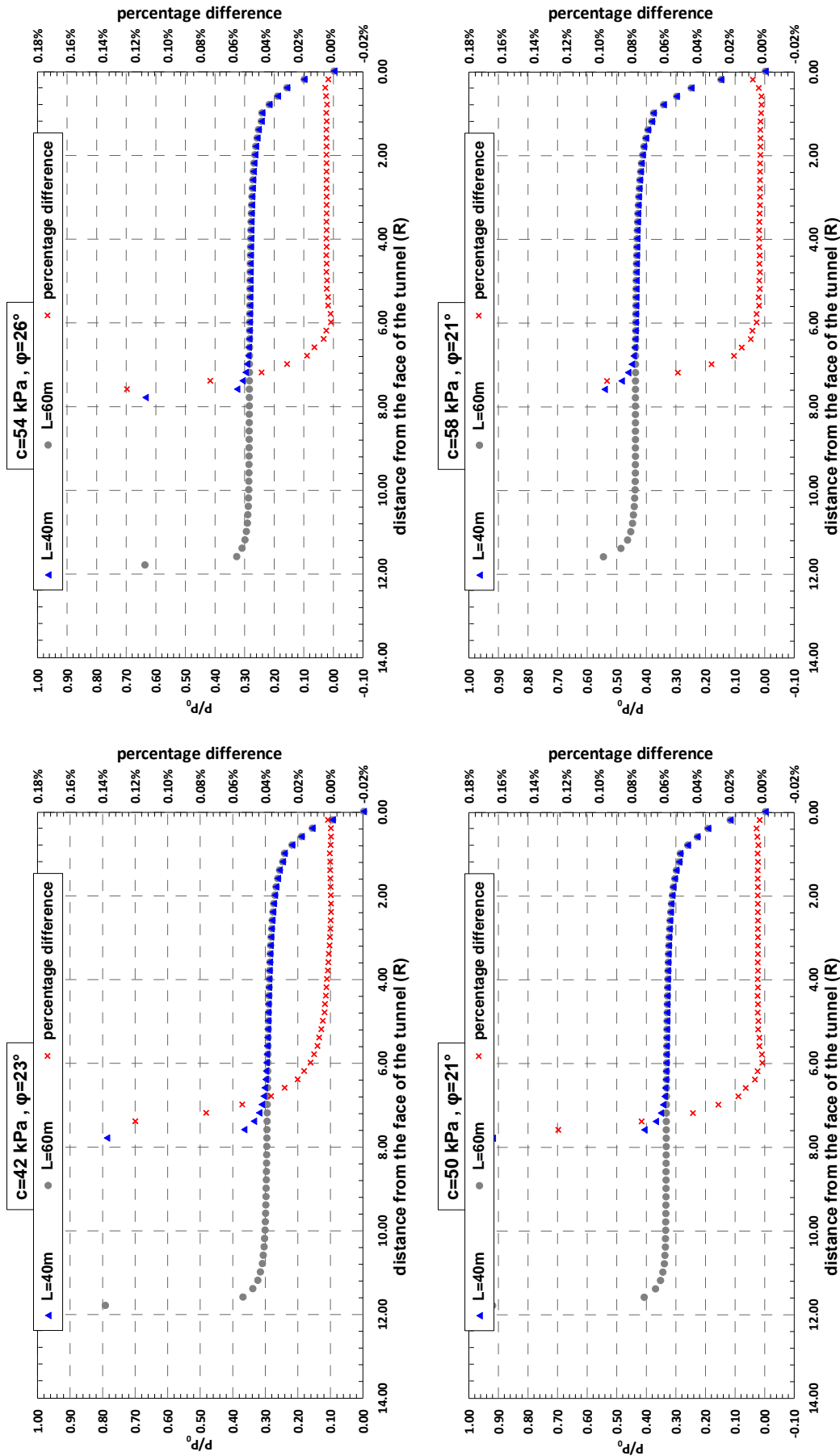


Εικόνα 5.5 Μοντέλα προσομοίωσης με μήκος σήραγγας L=40m και L=60m αντίστοιχα

Όπως παρατηρείται και από την Εικόνα 5.5, το προσομοίωμα με L=60m σε σχέση με το L=40m φαίνεται ξεκάθαρα να έχει πολύ μεγαλύτερο πλήθος πεπερασμένων στοιχείων. Άρα και ο υπολογιστικός χρόνος για μια τέτοια ανάλυση (L=60m) είναι και πολύ μεγαλύτερος σε σχέση με το (L=40m).

Όπως παρατηρούμε και στα τέσσερα διαγράμματα (Διάγραμμα 5.1), οι αναλύσεις που έγιναν και για τα δύο προσομοιώματα (L=40m & L=60m αντίστοιχα) είχαν τα εξής χαρακτηριστικά:

- Ανάλυση: 3\_α\_69                      c=42 kPa &     $\phi=23^\circ$
- Ανάλυση: 3\_α\_71                      c=54 kPa &     $\phi=26^\circ$
- Ανάλυση: 3\_α\_161                    c=50 kPa &     $\phi=21^\circ$
- Ανάλυση: 3\_α\_253                    c=58 kPa &     $\phi=21^\circ$



Διάγραμμα 5.1 Διαγράμματα τάσεων ( $P/P_0$ ) σε σχέση με την απόσταση από το μέτωπο της σήραγγας & ποσοστιαίες διαφορές των τάσεων για  $L=60\text{m}$  και  $L=40\text{m}$  για τα πρώτα 8R μέτρα της σήραγγας.



Όπως παρατηρούμε και από τα διαγράμματα, η σταθεροποίηση των πιέσεων και για τα δύο προσομοιώματα στην κάθε ανάλυση, γίνεται περίπου στην ίδια απόσταση από το μέτωπο της σήραγγας. Άρα οι συνοριακές συνθήκες του μοντέλου ( $L=40m$ ) δεν φαίνεται να επηρεάζουν και πολύ τις τάσεις της τελικής επένδυσης.

Έχοντας και τις ποσοστιαίες διαφορές των τάσεων της τελικής επένδυσης να κυμαίνονται (στις θέσεις που μας ενδιαφέρει, δηλαδή  $2.5 R - 3.5 R$ ) σε αριθμούς της τάξης του  $0.3 \% - 1.0 \%$  αντιλαμβανόμαστε ότι η περεταίρω ακρίβεια που μπορεί να προκύψει από το μοντέλο με τα  $60m$  σήραγγα, δεν είναι και τόσο αναγκαία, αν συνυπολογιστεί και ο υπολογιστικός χρόνος ανάλυσης. Καθώς με έναν συμβατικό ηλεκτρονικό υπολογιστή, η ανάλυση για το μοντέλο των  $40m$  διαρκεί περίπου  $12-14$  ώρες, ενώ για το για το μοντέλο των  $60m$  περίπου  $20-24$  ώρες. Έτσι λοιπόν το μοντέλο των  $40m$  είναι πέραν του ικανοποιητικού (σε σχέση με των  $60m$ ) συνυπολογίζοντας χρόνο ανάλυσης, αλλά και την ακρίβεια αυτής.

## 5.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Όπως έχει προαναφερθεί, οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν μέσω του λογισμικού ABAQUS με το προσομοίωμα που παρουσιάστηκε παραπάνω. Το κριτήριο αστοχίας που χρησιμοποιήθηκε ήταν το Drucker – Prager.

Οι παράμετροι των αριθμητικών αναλύσεων παρουσιάζονται στον πίνακα 5.1 και Πίνακα 5.2.

Παράμετρος	Εύρος τιμών
Διάμετρος σήραγγας $D(m)$	10
Βάθος σήραγγας (m)	50
Βάθος σήραγγας προς την διάμετρο της σήραγγας $H/D$	5
Συντελεστής οριζόντιων ωθήσεων, $K$	0.5, 1.0, 1.5
Αντοχή βραχώμαζας, $GSI$	10 - 40
Αντοχή άρρηκτου βράχου, $\sigma_{ci}$ (MPa)	4 - 20
Τιμή σταθεράς ακέραίου πετρώματος, $m_i$	6

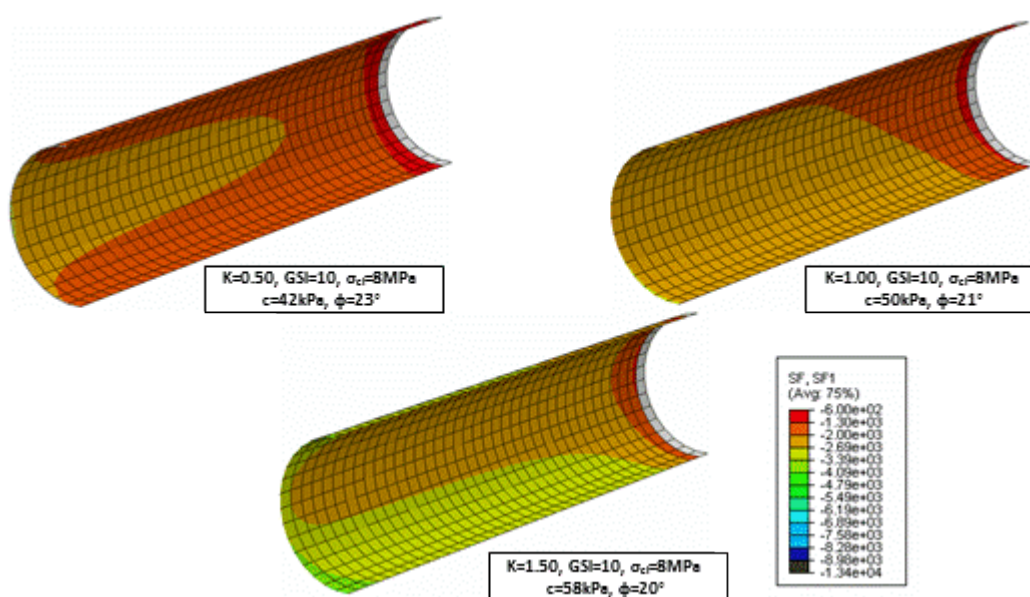
Πίνακας 5.1 Εύρος τιμών των παραμέτρων που εξετάστηκαν στις αναλύσεις

Με βάση αυτών των αρχικών παραμέτρων αλλά και με την βοήθεια των εξισώσεων (2.8), (2.9), (2.12), (2.13) προέκυψαν και οι παράμετροι για τα κριτήρια αστοχίας Mohr – Coulomb και Drucker – Prager. Τέλος το μέτρο ελαστικότητας  $E$  προέκυψε από τη σχέση (2.6).

Παράμετρος	Εύρος τιμών
Γωνία τριβής, $\phi$ (°)	16.5 – 42.2
Γωνία εσωτερικής τριβής, $\beta$ (°)	27.4 – 47.6
Συνοχή, c (kPa) Mohr - Coulomb	33 - 227
Συνοχή, d (kPa) Drucker – Prager	56 - 295
Μέτρο ελαστικότητας, E (MPa)	200.00-2514.86

Πίνακας 5.2 Εύρος τιμών των παραμέτρων που εξετάστηκαν στις αναλύσεις (όσον αφορά τα κριτήρια αστοχίας).

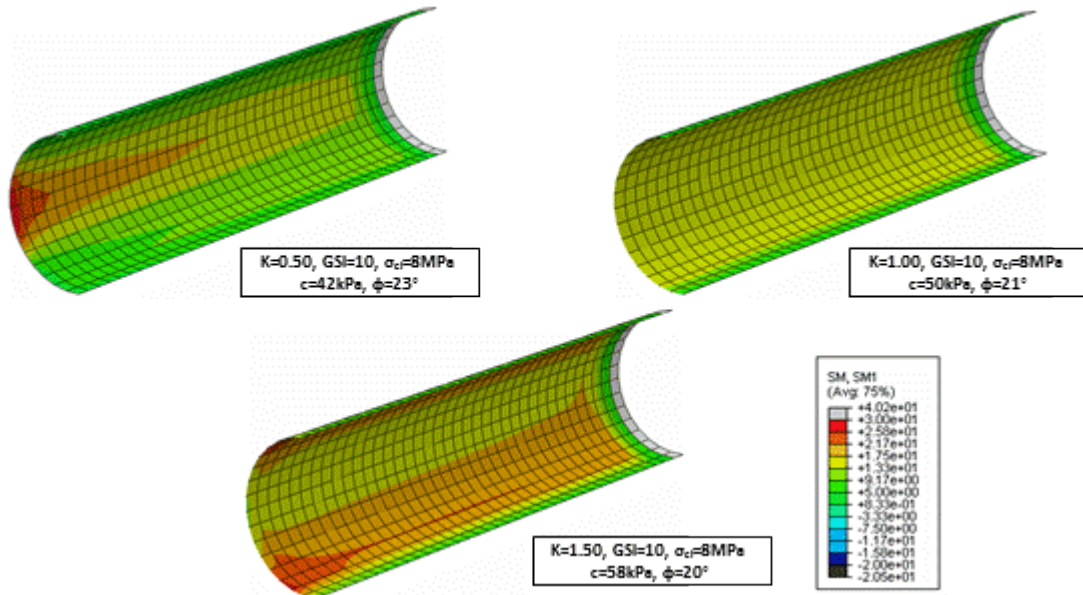
Προτού παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, θα παρουσιαστούν κάποια ποιοτικά αποτελέσματα από συγκεκριμένες αριθμητικές αναλύσεις, έτσι ώστε να δειχθεί πέρα από μια ποιοτική σύγκριση των διάφορων εντατικών μεγεθών που προκύπτουν λόγω της αλλαγής της ποιότητας της βραχώμαζας και μια ποσοτική εκτίμηση των εντατικών μεγεθών που ασκούνται στην τελική επένδυση της σήραγγας.



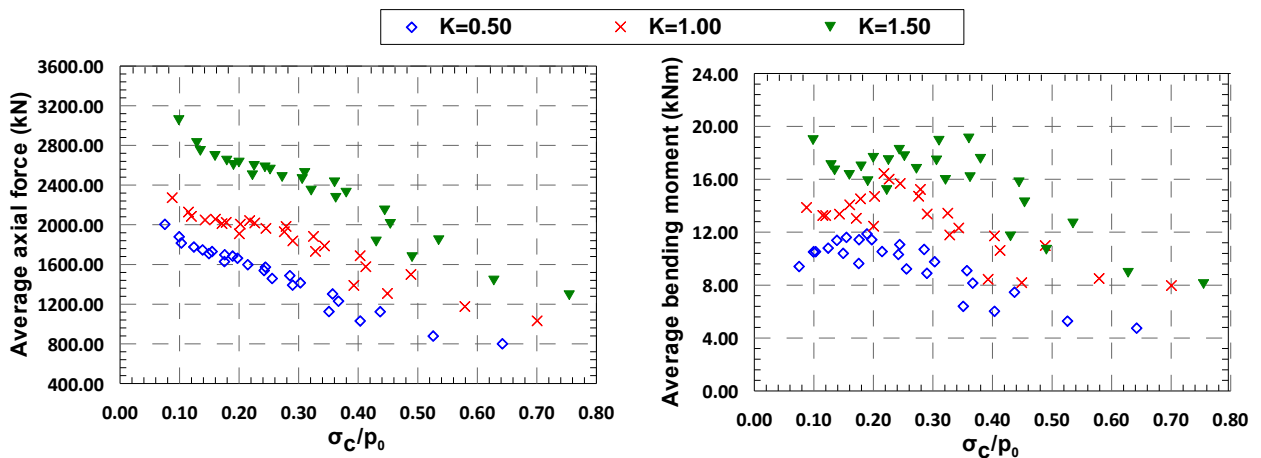
Εικόνα 5.6 Αξονικές δυνάμεις στην τελική επένδυση σήραγγας

Στην Εικόνα 5.6 παρουσιάζονται οι αξονικές δυνάμεις τελικής επένδυσης σήραγγας για διάφορες ποιότητες βραχώμαζας, οι οποίες έχουν προκληθεί λόγω των φορτίων της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Οι αξονικές δυνάμεις, όπως φαίνονται και στην παραπάνω εικόνα, είναι ιδιαίτερα υψηλές λόγω των κακών γεωτεχνικών συνθηκών που επικρατούν και στις τρεις των περιπτώσεων αλλά και λόγω της γεωμετρίας της τελικής επένδυσης. Η γεωμετρία της τελικής επένδυσης που έχει επιλεγεί στο προσομοίωμα είναι κυκλικής διατομής, γεγονός που «αναγκάζει» την τελική επένδυση να δρα υπό προέχουσα θλίψη. Λόγω αυτής της εντατικής κατάστασης στην τελική επένδυση – προέχουσα θλίψη - παρουσιάζονται τόσο μεγάλα μεγέθη στις αξονικές δυνάμεις. Η κυκλική διατομή της τελικής επένδυσης είναι εξιδανικευμένη περίπτωση όσον αφορά στη γεωμετρία, καθώς στις κατασκευές των σηράγγων η γεωμετρία της τελικής επένδυσης μπορεί να είναι και πεταλοειδούς μορφής.

Στην Εικόνα 5.7 παρουσιάζονται οι ροπές κάμψης της τελικής επένδυσης που έχουν προκύψει για τις ίδιες ποιότητες βραχώμαζας, όπως και στις αξονικές δυνάμεις παραπάνω. Όπως φαίνεται τα μεγέθη είναι αρκετά χαμηλά συγκρινόμενα με τις πολύ μεγάλες αξονικές δυνάμεις. Το συμπέρασμα αυτό θα ενισχυθεί και παρακάτω, παρουσιάζοντας συνολικά τις μέσες αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψεως όλων των αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν συγκεντρωτικά.



Εικόνα 5.7 Ροπές κάμψεις στην τελική επένδυση σήραγγας



Διάγραμμα 5.2 Συγκεντρωτικό διάγραμμα όπου παρουσιάζονται τα μέσα εντατικά μεγέθη – αξονική δύναμη και ροπή κάμψεως – που προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις

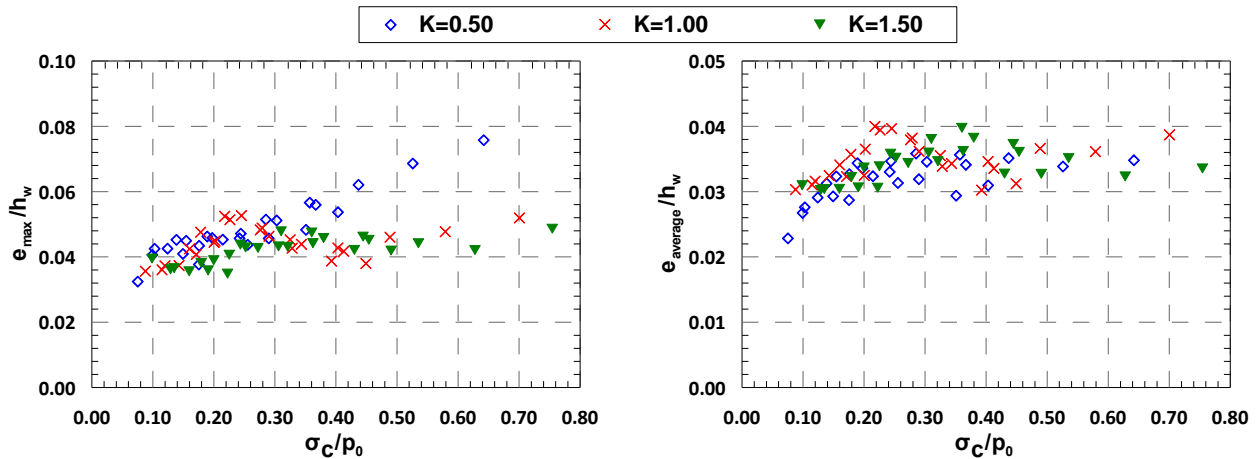
Το  $\sigma_c$  και  $P_0$  προκύπτουν από τις σχέσεις (5.1) και (5.2), όπου αφορούν την αντοχή της βραχώμαζας κατά Mohr – Coulomb και τη γεωστατική τάση στη κέντρο της σήραγγας αντίστοιχα.

$$\sigma_c = 2 \cdot c \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{5.1}$$

$$P_0 = \gamma \cdot H \tag{5.2}$$

Στο Διάγραμμα 5.3 παρουσιάζονται οι εκκεντρότητες της αξονικής δύναμης στη διατομή της τελικής επένδυσης. Οι εκκεντρότητες αυτές προέκυψαν με τη βοήθεια της σχέσης (5.3), δηλαδή με τη διαίρεση της εκάστοτε ροπής κάμψης της διατομής με την αξονική δύναμη και το ύψος της διατομής ( $h_{\text{section}}=0.20\text{m}$ ). Όπως φαίνεται και από το Διάγραμμα 5.3, η μέγιστη εκκεντρότητα από τις αναλύσεις δεν ξεπερνά το  $0.08h$ , ενώ η μέση τιμή της εκκεντρότητας που προκύπτει από κάθε ανάλυση κυμαίνεται στο  $0.03 - 0.04h$ .

$$e/h = \frac{M}{N \cdot h} \tag{5.3}$$



Διάγραμμα 5.3 Εκκεντρότητα της αξονικής δύναμης στη διατομή της τελικής επένδυσης για διάφορες ποιότητες βραχόμαζας και συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων  $K$

Όπως παρατηρείται και από τα παραπάνω διαγράμματα η εκκεντρότητα των φορτίων της τελικής επένδυσης δεν εξαρτάται από τη μεταβολή των γεωτεχνικών συνθηκών της βραχόμαζας (για υπόθεση ημικυκλικής διατομής τελικής επένδυσης σήραγγας), καθώς έχει ένα σταθερό εύρος τιμών για ποικίλες γεωτεχνικές συνθήκες βραχόμαζας.

# 6

---

## ΆΟΠΛΗ ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΕΝΔΥΣΗ

Με την ανάπτυξη της τεχνολογίας από τις αρχές του προηγούμενου αιώνα, οι τελικές επενδύσεις των σηράγγων (οδικές, σιδηροδρομικές, υδραυλικές κ.α.) έχουν σταδιακά μετατραπεί από επενδύσεις πλινθοδομών σε σκυροδέματος. Η διαστασιολόγηση που γινόταν παλιότερα, βασιζόταν κυρίως στις μεθόδους διαστασιολόγησης τελικών επενδύσεων με πλινθοδομή αλλά και στην εμπειρία που κατείχε ο εκάστοτε μηχανικός.

Στις μέρες μας βέβαια, υπάρχει και η γνώση αλλά και η εμπειρία έτσι ώστε να σχεδιάζονται και να διαστασιολογούνται επενδύσεις με γνώμονα την ασφάλεια του έργου αλλά και των πολιτών. Το συντριπτικό ποσοστό, που φτιάχνονται μέχρι σήμερα, είναι κατασκευασμένες από οπλισμένο σκυρόδεμα, βέβαια έχει παρατηρηθεί μία τάση αλλαγής στα υλικά της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα σε άοπλο.

### 6.1 ΑΙΤΙΑ ΣΤΡΟΦΗΣ ΣΤΗΝ ΑΟΠΛΗ ΕΝΑΝΤΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

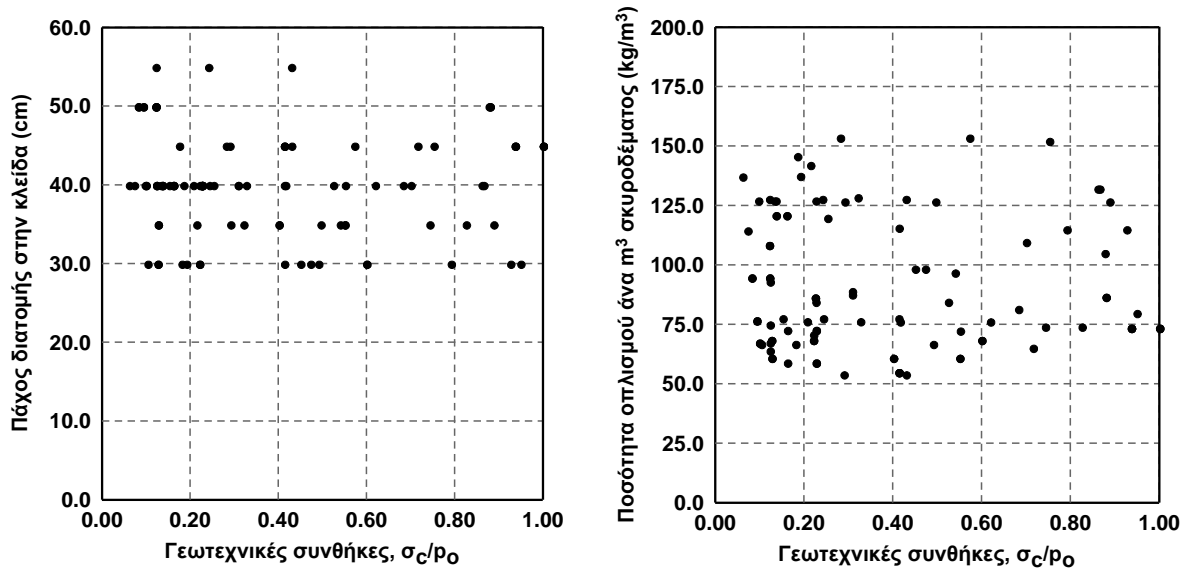
Οι λόγοι που έχουν στρέψει τους μελετητές αλλά, κυρίως τους χρηματοδότες και κατασκευαστές, στην κατασκευή τελικών επενδύσεων άοπλου σκυροδέματος έναντι οπλισμένων είναι κυρίως οικονομικοί.

Μία τελική επένδυση που έχει σχεδιαστεί να γίνει από οπλισμένο σκυρόδεμα, ακόμα και αν τα φορτία που καλείται να αναλάβει είναι σχετικά μικρά, έχει ένα κόστος κατασκευής λόγω του «σιδερώματος» της τελικής επένδυσης (όσον αφορά στην κατασκευαστική διαδικασία), αλλά και στο κόστος του οπλισμού. Το κόστος του σκυροδέματος είναι και αυτός ένας παράγοντας, αλλά δευτερευούσης σημασίας, κυρίως γιατί είναι κοινός παράγοντας και για το οπλισμένο αλλά και για το άοπλο σκυρόδεμα.

Η τοποθέτηση οπλισμού (σιδερώμα) στον ξυλότυπο ή σιδηρότυπο είναι μια διαδικασία που απαιτεί καταρτισμένα εργατικά χέρια, συνεπώς και αυξημένο εργατικό κόστος. Πέρα από το κόστος μόρφωσης του οπλισμού της επένδυσης, η όλη διαδικασία που ακολουθείται από την όπλιση μέχρι την τελική σκυροδέτηση μέσα στη σήραγγα είναι πολυσύνθετη και σε πολλές περιπτώσεις μπορεί να δημιουργηθεί καθυστέρηση του έργου λόγω της μη εναρμόνισης όλων των παραγόντων που απαιτούνται για την εύρυθμη λειτουργία του έργου. Από την άλλη μεριά, μία άοπλη τελική επένδυση, όσον αφορά την

κατασκευαστική διαδικασία, η μόνη διαδικασία που απαιτείται για την μόρφωσή της, είναι η κατασκευή του ξυλότυπου ή σιδερότυπου και η σκυροδέτηση αυτού.

Το Σχήμα 6.1 δείχνει την κατανομή του πάχους στην κλείδα και της ποσότητας οπλισμού των διατομών τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών  $\sigma_c/\rho_o$  για διάφορες σήραγγες στην Εγνατία οδό.



Σχήμα 6.1 Κατανομή του πάχους στην κλείδα και της ποσότητας οπλισμού των διατομών τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη των γεωτεχνικών συνθηκών  $\sigma_c/\rho_o$  (Η γεωστατική τάση  $\rho_o$  έχει υπολογιστεί για το άνω όριο του προτεινόμενου εύρους εφαρμογής ύψους υπερκειμένων). Στοιχεία από TIAS (Marinos V. et al)

Είναι φανερό, ότι τα εύρη ποσότητας οπλισμού (50 – 155 kg/m<sup>3</sup>) είναι πολύ μεγαλύτερα από τα εύρη πάχους της κλείδας (30 – 55cm). Είναι χαρακτηριστικό επίσης, ότι ακόμα και για τελικές επενδύσεις που έχουν σχεδιαστεί να παραλάβουν πολύ μικρά φορτία, σε σχέση με άλλες της Εγνατίας οδού, χρησιμοποιείται οπλισμός της τάξης 55kg/m<sup>3</sup>. Συνυπολογίζοντας λοιπόν το κόστος του χάλυβα, δημιουργείται το ερώτημα, πόσο πιο οικονομικό θα ήταν για κάποιες από τις τελικές επενδύσεις και συγκεκριμένα τις ελαφρά οπλισμένες να κατασκευάζονταν ως άοπλες. Και το άλλο ερώτημα που τίθεται και στο οποίο εμείς καλούμαστε να απαντήσουμε είναι, αν η υιοθέτηση άοπλης τελικής επένδυσης μειώνει το επίπεδο αξιοπιστίας του σχεδιασμού.

Αυτό το σκεπτικό έχει οδηγήσει τις τεχνικές εταιρίες αλλά και την επιστημονική κοινότητα γενικότερα να μελετήσουν το ενδεχόμενο κατασκευής τελικών επενδύσεων από άοπλο σκυρόδεμα και όχι με τη συμβατική μέθοδο του οπλισμένου σκυροδέματος.

## 6.2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΑΟΠΛΩΝ ΤΕΛΙΚΩΝ ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ

Η λογική του σχεδιασμού των άοπλων τελικών επενδύσεων που θα ακολουθηθεί στα παρακάτω κεφάλαια, βασίζονται σε ορισμένες παραδοχές AFTES(1998). Οι παραδοχές αυτές στο σχεδιασμό, αλλά και στη λειτουργία της επένδυσης, που απαριθμούνται παρακάτω, ορίζονται έτσι ώστε να υπάρχει η βέλτιστη συμπεριφορά της τελικής επένδυσης.

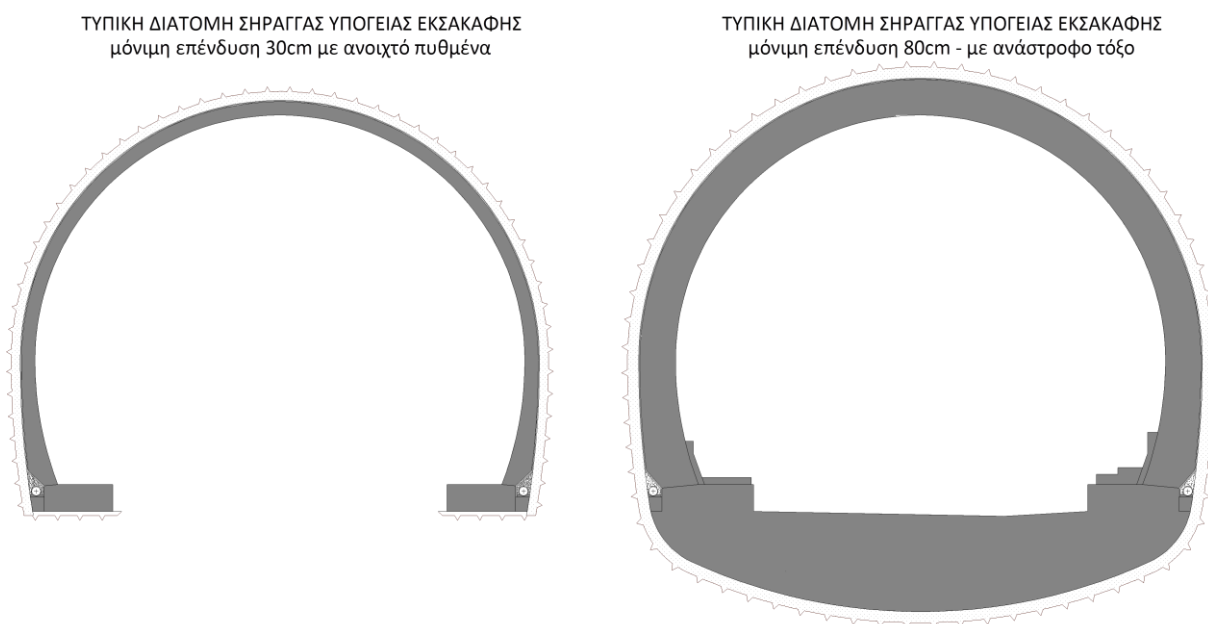
✚ Το σχήμα της τελικής επένδυσης θα πρέπει να προσεγγίζει όσο το δυνατόν το κυκλικό (Σχήμα 6.2), αλλά γενικότερα θα πρέπει να έχει τέτοια γεωμετρία έτσι ώστε να αποφεύγονται οι συγκεντρώσεις τάσεων.

Η τελική επένδυση θα μπορούσε να έχει γεωμετρία ημικυκλίου, το οποίο στην πράξη μπορεί να μορφωθεί από μία σειρά τοξωτών τεμάχων. Οι έντονες γωνίες θα πρέπει όσο είναι δυνατόν να αποφεύγονται, λόγω συγκέντρωσης τάσεων.

✚ Θα πρέπει να διασφαλίζεται η συνεχής επαφή της βραχόμαζας με την επένδυση, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται όσο το δυνατόν καλύτερα, ηομοιόμορφη μεταφορά των τάσεων (μέσω της διεπιφάνειας). Η σχετική δυσκαμψία μεταξύ της βραχόμαζας και της επένδυσης θα πρέπει επίσης να εξετάζεται και να αναλύεται στο στάδιο του σχεδιασμού.

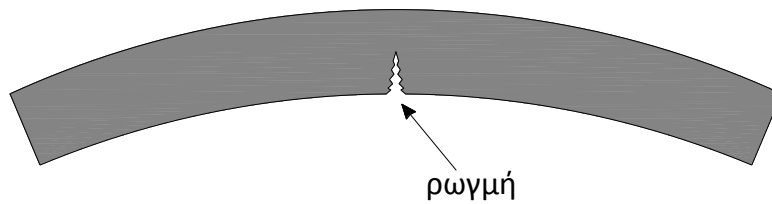
✚ Η διατομή (π.χ. ημικυκλικής διατομής) θα πρέπει να κλείνεται και στο κάτω μέρος (ανάστροφο τόξο) έτσι ώστε να αποφεύγεται πιθανή διόγκωση του εδάφους (Σχήμα 6.2), να εξασφαλίζεται η λειτουργία κλειστού δακτυλίου και να δημιουργείται καθεστώς προέχουσας θλίψης στη διατομή.

Η συνεργασία με το ανάστροφο τόξο αυξάνει σημαντικά την αντοχή της επένδυσης, αλλά και αντιστέκεται στην διόγκωση του εδάφους (και στο νερό). Όταν επίσης το ανάστροφο τόξο προσεγγίζει διατομή θόλου, η αντοχή όλης της επένδυσης αυξάνει σημαντικά.



Σχήμα 6.2 Τυπικές διατομές σήραγγας υπόγειας εκσκαφής με ανοιχτό πυθμένα (αριστερά) και με ανάστροφο τόξο (δεξιά) από την σήραγγα Ζίγκρας της Εγνατίας οδού. Στοιχεία από TIAS, Marinos V. et al.

✚ Στην άοπλη τελική επένδυση (και στη τελική επένδυση από πλινθοδομή), είναι πολύ συχνό το φαινόμενο της ρωγμάτωσης (Σχήμα 6.3). Η ρωγμάτωση προέρχεται, είτε από τη συστολή του σκυροδέματος, είτε από τις τάσεις που καλείται να παραλάβει η επένδυση.



Σχήμα 6.3 Ρωγματωμένο τέμαχος τυπικής διατομής σήραγγας

Η απουσία του οπλισμού στην επένδυση κάνει την άοπλη κατασκευή πιο ευαίσθητη, όσον αφορά στην ανάπτυξη, αλλά και στη διάδοση των ρωγμών. Αν και, η αναπόφευκτη αυτή ρωγμάτωση δεν επηρεάζει την κατασκευή (από άποψη στατικής επάρκειας), ωστόσο ο μελετητής οφείλει να ελέγχει το εύρος και τα όρια της ρωγμάτωσης για αισθητικούς, αλλά και για λόγους λειτουργικότητας της κατασκευής (υδατοπερατότητα και ανθεκτικότητα σε διαβρωτικούς παράγοντες).

### 6.3 ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΕΣ ΔΙΑΦΟΡΕΣ

Γενικά, υπάρχει η αντίληψη, ότι οι τελικές επενδύσεις δεν υπόκεινται σε μεγάλες καταπονήσεις και τα πάχη αυτών προκύπτουν συνήθως περισσότερο από τις εκτιμήσεις των μελετητών – εταιριών και τη γενικότερη εμπειρία τους, παρά από αποτελέσματα που έχουν προκύψει από αναλύσεις.

Για λόγους κατασκευής αλλά και ποιοτικότερης σκυροδέτησης, ορίζεται AFTES (1998) ένα ελάχιστο πάχος άοπλου σκυροδέματος στην επένδυση της τάξης των 20 – 30 cm ανάλογα με το μέγεθος της σήραγγας. Αντίθετα, πρέπει να υπάρχει και ένας περιορισμός του πάχους, ως άνω όριο, καθώς οι θερμοκρασιακές μεταβολές, εσωτερικής παρειάς και εξωραχίου τελικής επένδυσης, λόγω της εξώθερμης διαδικασίας πήξης του σκυροδέματος, σε εκτεταμένα μεγάλα πάχη επένδυσης, καταστρέφει την ποιότητα της τελικής επένδυσης. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με την AFTES (1998), για πάχη επενδύσεων άνω των 50cm θα πρέπει να χρησιμοποιούνται «ειδικά» σκυροδέματα στην τελική επένδυση, όπως για παράδειγμα τσιμέντο αργής πήξης, έτσι ώστε να ελαχιστοποιηθούν τα προβλήματα των θερμοκρασιακών μεταβολών.

Οι θερμοκρασιακές διαφορές λοιπόν, είναι σημαντικό να περιοριστούν στην τελική επένδυση, καθώς η αποδοτικότητα της μειώνεται, λόγω των προαναφερόμενων προβλημάτων που προκαλούν. Συγκεκριμένα, λόγω της έλλειψης οπλισμού στη μάζα του σκυροδέματος, οι θερμοκρασιακές διαφορές είναι υπεύθυνες για ρωγματώσεις, μικρού ή μεγαλύτερου εύρους στη μάζα του σκυροδέματος, λόγω της αδυναμίας του άοπλου σκυροδέματος να παραλάβει τυχόν εφελκυστικές τάσεις προκαλούμενες από τη συστολοδιαστολή του σκυροδέματος.

### 6.4 ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Όσον αφορά την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, δεν υπάρχει μια πιστοποιημένη πειραματική διαδικασία για τον ορισμό της καθαρής εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος, δηλαδή αντοχή υπό μονοαξονική ένταση. Αυτό, οφείλεται κυρίως στη δυσκολία παραγωγής καθαρής αξονικής έντασης στο δοκίμιο, χωρίς να παραχθούν τοπικές συγκεντρώσεις τάσεων. Βέβαια η γνώση της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος είναι σημαντική, καθώς βοηθάει στην κατανόηση και ποσοτικοποίηση του μηχανισμού της ρωγμάτωσης του σκυροδέματος. Συνεπώς, αρκετές πειραματικές διαδικασίες έχουν αναπτυχθεί για την εύρεση της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος:

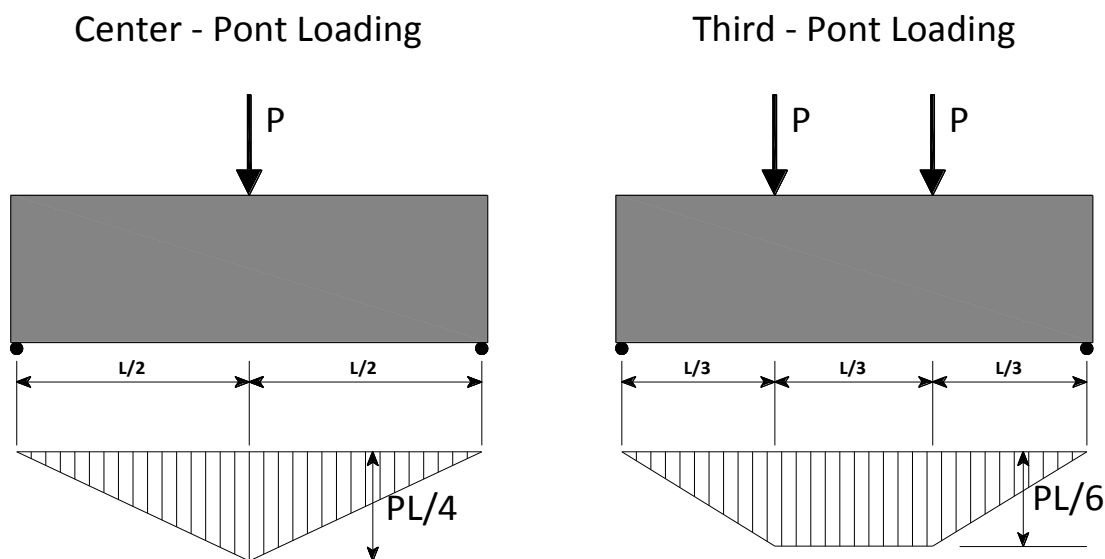


- ❖ Πειραματική μέθοδος εύρεσης καμπτικής αντοχής σκυροδέματος ASTM C78 (Σχήμα 6.4) (χρησιμοποιώντας δοκίμιο και φορτίζοντας το στα τρίτα του μήκους του)
- ❖ Πειραματική μέθοδος εύρεσης καμπτικής αντοχής σκυροδέματος ASTM C293 (Σχήμα 6.4) (χρησιμοποιώντας δοκίμιο και φορτίζοντας στο μέσο του μήκους του)
- ❖ Πειραματική μέθοδος εύρεσης αντοχής σκυροδέματος σε διάρρηξη ASTM C496 (Σχήμα 6.5)

Παρακάτω περιγράφονται λεπτομερέστερα οι πειραματικές διατάξεις αλλά και οι παράγοντες που τις επηρεάζουν.

#### 6.4.1 Πειραματική διαδικασία καμπτικής αντοχής

Οι μέθοδοι ASTM C78 και ASTM C293 είναι παρόμοιες διαδικασίες, όπου και στις δύο εξετάζεται ένα απλά εδραζόμενο πρισματικό δοκίμιο (Σχήμα 6.4). Και στα δύο δοκίμια, η αστοχία αρχίζει από την έλλειψη εφελκυστικής αντοχής των δοκιμίων. Η κύρια διαφορά των πειραματικών διατάξεων είναι η φόρτιση που επιβάλλεται σε κάθε δοκίμιο. Όταν το φορτίο επιβάλλεται στα τρίτα του μήκους του δοκιμίου, τότε η μέγιστη καμπτική ροπή εμφανίζεται στο μεσαίο κομμάτι του δοκιμίου (Σχήμα 6.4), ενώ όταν το φορτίο εφαρμόζεται στο μέσο, η μέγιστη καμπτική ροπή εμφανίζεται μόνο στο μέσο του δοκιμίου (Σχήμα 6.4).



Σχήμα 6.4 Διαγράμματα ροπών κάμψης για φόρτιση στο μέσο (αριστερά) και για φόρτιση στα τρίτα του μήκους (δεξιά)

#### ○ Παράγοντες που επηρεάζουν την καμπτική αντοχή των δοκιμίων

Οι εξισώσεις στις μεθόδους ASTM C78 και ASTM C293 για τον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής είναι βασισμένες σε παραδοχές και υποθέσεις. Μία υπόθεση είναι ότι το σκυρόδεμα συμπεριφέρεται γραμμικά – ελαστικά, το οποίο δεν είναι ακριβές ιδιαίτερα όταν βρίσκεται στην αστοχία. Οι εξισώσεις υπολογισμού απαιτούν μακριά (σε μήκος) και κοντά (σε ύψος) δοκίμια, ενώ τα δοκίμια που εξετάζονται είναι κοντά και ψηλά αντίστοιχα. Τα αποτελέσματα των τάσεων αστοχίας που υπολογίζονται από τις μεθόδους αυτές, είναι πολύ υψηλότερα από τα κανονικά και αυτό οφείλεται στην απλοποιητική παραδοχή, ότι η κατανομή των εφελκυστικών τάσεων καθ' ύψος της διατομής είναι γραμμική. Βέβαια ποικίλοι άλλοι παράγοντες έχουν βρεθεί, οι οποίοι επηρεάζουν την καμπτική αντοχή των δοκιμίων.

Τέτοιοι παράγοντες είναι:

- ✓ Το μήκος των δοκιμίων

Συγκεκριμένα ο Kellerman (1933) έχει αναφέρει ότι η καμπτική αντοχή των δοκιμίων (και για τις δύο πειραματικές διατάξεις) μειώνεται όσο το μήκος των δοκιμίων αυξάνεται. Από την άλλη μεριά ο Reagel & Willis (1931) υποστήριξαν, ότι στην πειραματική διάταξη, όπου το φορτίο ασκείται στα τρίτα του μήκους, δεν επηρεάζει το μήκος του δοκιμίου την καμπτική αντοχή του.

- ✓ Το μέγεθος των δοκιμίων

Είναι κοινά αποδεκτό, ότι όσο το μέγεθος του δοκιμίου αυξάνει η καμπτική αντοχή του μειώνεται (και για τις δύο) πειραματικές διατάξεις.

- ✓ Το μέγεθος των αδρανών

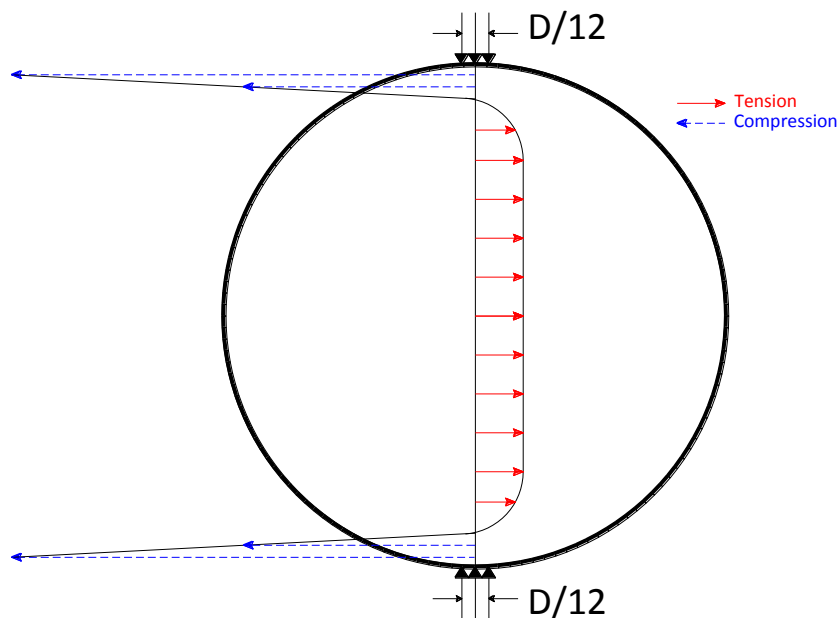
Η καμπτική αντοχή των δοκιμίων είναι μεγαλύτερη για μικρότερο μέγεθος αδρανών στην πάστα του σκυροδέματος.

- ✓ Ο ρυθμός επιβολής του φορτίου

Η καμπτική αντοχή των δοκιμίων αυξάνεται με την αύξηση του ρυθμού φόρτισης.

#### 6.4.2 Πειραματική διαδικασία αντοχής σε διάρρηξη

Με τη μέθοδος ASTM C496 προκύπτει η αντοχή του σκυροδέματος σε διάρρηξη, φορτίζοντας θλιπτικά ένα κυλινδρικό δοκίμιο αντιδιαμετρικά μέχρι να επέλθει η αστοχία του (Σχήμα 6.5). Η αστοχία του επέρχεται κατά μήκος της διατομής του κυλινδρικού δοκιμίου. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.5 το αντιδιαμετρικά θλιπτικό φορτίο προκαλεί μία σχεδόν ομοιόμορφη εφελκυστική ένταση κάθετα στην κυκλική διατομή του κυλινδρικού δοκιμίου.



Σχήμα 6.5 Κατανομή τάσεων στην κυκλική διατομή ενός κυλινδρικού δοκιμίου για αντιδιαμετρικό κατανεμημένο φορτίο μήκους  $1/12$  της διαμέτρου του κυλίνδρου

Η κατανομή της έντασης στη διατομή επηρεάζεται από το πάχος του ομοιόμορφου φορτίου που εφαρμόζεται. Η τιμή της ομοιόμορφης εφελκυστικής τάσης αστοχίας είναι η αντοχή σε διάρρηξη του δοκιμίου και μπορεί να προσεγγιστεί από την παρακάτω εξίσωση:

$$f_{sp} = \frac{2P}{\pi LD} \quad (6.1)$$

όπου:

$f_{sp}$  = αντοχή σε διάρρηξη

P = μέγιστη δύναμη κατά την διάρκεια του πειράματος

L = μήκος κυλινδρικού δοκιμίου

D = διάμετρος κυλινδρικού δοκιμίου

#### ο Παράγοντες που επηρεάζουν την αντοχή του σκυροδέματος σε διάρρηξη

Στην θεωρία, η εφαρμογή ενός αντιδιαμετρικά κατανεμημένου φορτίου κάθετα στον άξονα ενός κυλινδρικού δοκιμίου προκαλεί ομοιόμορφες εφελκυστικές τάσεις κάθετα στην διατομή. Στην πράξη - πείραμα όμως, υπάρχουν πολλές αποκλίσεις από τη θεωρία. Πρώτον, η θεωρία απαιτεί ομογενές υλικό, όπου το σκυρόδεμα δεν είναι. Δεύτερον, το σκυρόδεμα δεν είναι γραμμικά ελαστικό, όπως θεωρείται στην ανάλυση. Και επίσης, το φορτίο δεν ασκείται κατά μήκος μιας «γραμμής» του δοκιμίου, αλλά η επιβολή φορτίο γίνεται μέσω λωρίδων άλλου υλικού (π.χ. κόντρα πλακέ). Συνεπώς, η αντοχή σε διάρρηξη αλλοιώνεται εύκολα πειραματικά, και για αυτό υπάρχουν πολλά αντικρουόμενα αποτελέσματα (αντοχών) από διαφορετικές πειραματικές διατάξεις. Βέβαια ποικίλοι άλλοι παράγοντες έχουν βρεθεί, οι οποίοι επηρεάζουν την αντοχή σε διάρρηξη που προκύπτει πειραματικά.

✓ Το μήκος και η διάμετρος του πρισματικού δοκιμίου

Για δεδομένη διάμετρο, το μήκος του δοκιμίου δεν φαίνεται να επηρεάζει τα πειραματικά αποτελέσματα, αλλά για μεγαλύτερα μήκη δοκιμίων είναι πιθανότερο να ελαττώνεται η μεταβλητότητα των αποτελεσμάτων.

✓ Λωρίδες υλικού που μεταβιβάζουν τα φορτία στο δοκίμιο

Συνήθως είναι κατασκευασμένα από κόντρα πλακέ, αυξάνοντας το πάχος τους είναι πιθανό να υπάρχουν μειώσεις στην επιβολή του φορτίου λόγω ενδοσιμότητας των λωρίδων.

#### 6.4.3 Σχέση μεταξύ αντοχής σκυροδέματος σε εφελκυσμό και διάρρηξης

Στην αντοχή σε εφελκυσμό, η αστοχία του σκυροδέματος ελέγχεται από την διατομή που βρίσκεται στην μέγιστη εντατική κατάσταση π.χ. για φορτίο στο μέσο, την μεσαία διατομή, ενώ για την αντοχή σε διάρρηξη η αστοχία επέρχεται σε οποιοδήποτε σημείο του δοκιμίου που εφελκύεται (οι εφελκυστικές τάσεις είναι περίπου ομοιόμορφες). Συνεπώς, λόγω και της επίδρασης του μεγέθους, η αντοχή σε διάρρηξη είναι αναμενόμενο να προκύπτει χαμηλότερη από την καμπτική.

#### 6.4.4 Συμπεράσματα - σχόλια για την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος

Όπως συμπεραίνεται και παραπάνω, δεν υπάρχει καμία πρότυπη μέθοδος υπολογισμού της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος. Αποτελέσματα αντοχών, από διαφορετικές πειραματικές διατάξεις δεν μπορούν να αποτελέσουν αξιόπιστα στοιχεία για γενική χρήση, καθώς το κάθε πείραμα έχει λάβει υπόψη του διαφορετικές παραδοχές και απλοποιήσεις. Επίσης, και η μεταβλητότητα της εφελκυστικής αντοχής πειραματικών αποτελεσμάτων είναι υψηλή λόγω της ιδιαίτερης ευαισθησίας σε λεπτομέρειες κατασκευής, χειρισμού, πήξης και δοκιμών των δοκιμίων. Συνεπώς, σύμφωνα με τα

παραπάνω αλλά και με προσωπικές συζητήσεις με καθηγητές σκυροδέματος Χρονόπουλος & Κωτσοβός (2011), θεωρείται σωστότερο η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος να αμελείται καθώς κρίνεται προβληματική η εξαγωγή μιας κοινά αποδεκτής τιμής.

## 6.5 ΡΩΓΜΑΤΩΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΑΟΠΛΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

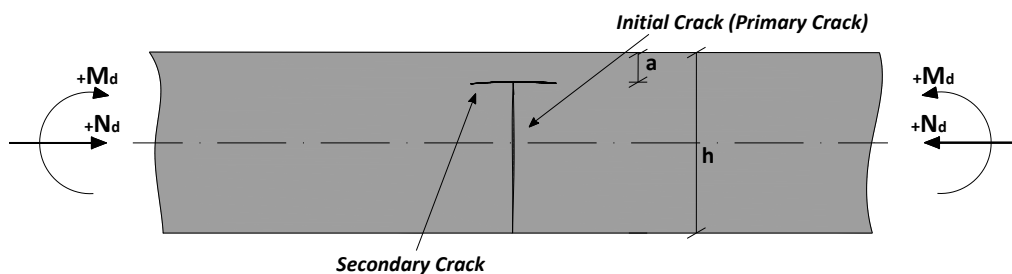
### 6.5.1 Βάθος ρωγμάτωσης (κύρια – πρωτογενής ρωγμάτωση)

Γενικά, η επιλογή του βάθους της ρωγμάτωσης που θα απαιτηθεί για τον σχεδιασμό της άοπλης διατομής σκυροδέματος, είναι ένα κρίσιμο μέγεθος που επηρεάζει σημαντικά την αντοχή της διατομής. Όσον αφορά στο άνω όριο της ρωγμάτωσης που μπορεί να απαιτηθεί, σύμφωνα με την AFTES (1998) και το DIN1045, είναι το μισό της άοπλης διατομής σκυροδέματος.

Η κύρια απαίτηση για το άοπλο σκυρόδεμα, όσον αφορά στη ρωγμάτωση, είναι το βάθος της να μην επεκταθεί και πέρα από το άνω όριο που έχουμε θέσει. Σύμφωνα με την AFTES (1998) η λογική του περιορισμού της ρωγμάτωσης υφίσταται λόγω, ότι απαιτείται να υπάρχει στη θλιπτική περιοχή τέτοιο πάχος μη ρωγματωμένης διατομής, ώστε να είναι μεγαλύτερο από το διπλάσιο του μέγιστου κόκκου αδρανούς που υπάρχει στο σκυρόδεμα (Σχήμα 6.6).

### 6.5.2 Δευτερογενής ρωγμάτωση

Σύμφωνα με επιστημονικά άρθρα Röttler (1993), αλλά και με συζητήσεις με πολιτικούς μηχανικούς (προσωπική επικοινωνία, Χρονόπουλος 2011), πέρα από την κύρια ρωγμάτωση της διατομής, υπάρχει και δευτερογενής ρωγμάτωση, λόγω της στροφής της διατομής κατά την παραλαβή των εντατικών μεγεθών (Σχήμα 6.6).



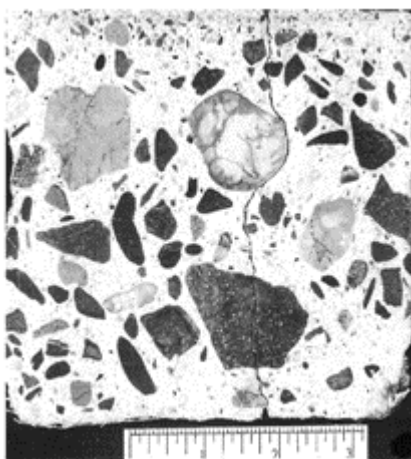
Σχήμα 6.6 Πρωτογενής και δευτερογενής ρωγμή άοπλης διατομής σκυροδέματος

Έτσι λοιπόν, η επιτρεπόμενη στροφή της ρωγματωμένης διατομής δεν θα πρέπει να ξεπερνά το  $\Theta \leq 4 \cdot 10^{-3}$  rad, έτσι ώστε να μπορεί να αποφευχθεί η δημιουργία δευτερογενών ρωγματώσεων (Σχήμα 6.6). Ο μηχανισμός ανάπτυξης δευτερογενών ρηγματώσεων είναι ο εξής: Με την αύξηση του φορτίου στη διατομή, η στροφή της ρωγματωμένης διατομής αυξάνεται επίσης και αρχίζει η ρωγμάτωση στο άνω άκρο της κύριας ρωγμάτωσης. Η δευτερογενής ρωγμάτωση αρχίζει να αναπτύσσεται κάθετα στην κύρια (Σχήμα 6.6) επηρεάζοντας σημαντικά την ασφάλεια και την αντοχή της κατασκευής. Επίσης, συνεχίζει να αναπτύσσεται σταδιακά σε όλη τη διατομή έως ότου βρεθεί, είτε σε σκυρόδεμα με υψηλότερες εφελκυστικές αντοχές, είτε λόγω συννοριακών συνθηκών για να σταματήσει.

Οι κύριες συνέπειες της δευτερογενούς ρωγμάτωσης είναι η πιθανή αποκόλληση αρκετά μεγάλων κομματιών σκυροδέματος από την διατομή λόγω έλλειψης συνάφειας (spalling), προκαλώντας και μείωση της ικανότητας της διατομής (λόγω μείωσης των διαστάσεων αυτής), αλλά και κίνδυνο στους χρήστες από την πιθανή πτώση τεμαχίων σκυροδέματος. Επίσης η επισκευασιμότητα των ρωγμών είναι

ένα δύσκολο εγχείρημα, καθώς αν το εύρος των ρωγμών είναι αρκετά μεγάλο και σε δύσκολο σημείο για επέμβαση, οι λύσεις για την επισκευή αυτών είναι λίγες και δίχως εγγυημένη επιτυχία, (προσωπική επικοινωνία, Χρονόπουλος 2011).

Πέρα από την κύρια (πρωτογενή), αλλά και δευτερογενή ρωγμάτωση της άοπλης διατομής σκυροδέματος, ένα άλλο σημαντικό θέμα των άοπλων διατομών είναι και το εύρος των ρωγματώσεων αυτών. Συγκεκριμένα, σημαντικός παράγοντας είναι κυρίως το εύρος των πρωτογενών ρωγματώσεων για αισθητικούς αλλά και για στατικούς λόγους για την κατασκευή.



Εικόνα 6.1 Ρωγματωμένη διατομή δοκιμίου σκυροδέματος (Neville 2006)

Λόγω ότι η τελική επένδυση είναι «εκτεθειμένη» σε κοινή θέα από τους χρήστες του έργου (στη συγκεκριμένη περίπτωση, τη σήραγγα), το θέαμα μιας ρωγματωμένης τελικής επένδυσης προκαλεί στο κοινό, αμφιβολίες ως προς την ασφάλεια του έργου. Από την άλλη μεριά, μεγάλα εύρη ρωγμών, δίνουν τη δυνατότητα σε διάφορους διαβρωτικούς παράγοντες (π.χ. για οδική σήραγγα, ρύπους μηχανών εσωτερικής καύσης) να προκαλέσουν περαιτέρω διάβρωση στο εσωτερικό της διατομής του σκυροδέματος, χειροτερεύοντας την ποιότητα του σκυροδέματος, άρα και την ικανότητα της διατομής.

Σύμφωνα λοιπόν με Röttler (1993), αλλά και με συνήθεις πρακτικές που εφαρμόζονται γενικά, για τον έλεγχο του εύρους των κύριων ρωγματώσεων στις άοπλες τελικές επενδύσεις προτείνεται η σχέση (6.2).

$$\Theta = \frac{Ns}{E} \cdot \left( \frac{2}{a^2} - \frac{6}{h^2} - \frac{4a}{h^3} \right) \cdot (h-a) \quad (6.2)$$

$$w = \Theta \cdot (h-a)$$

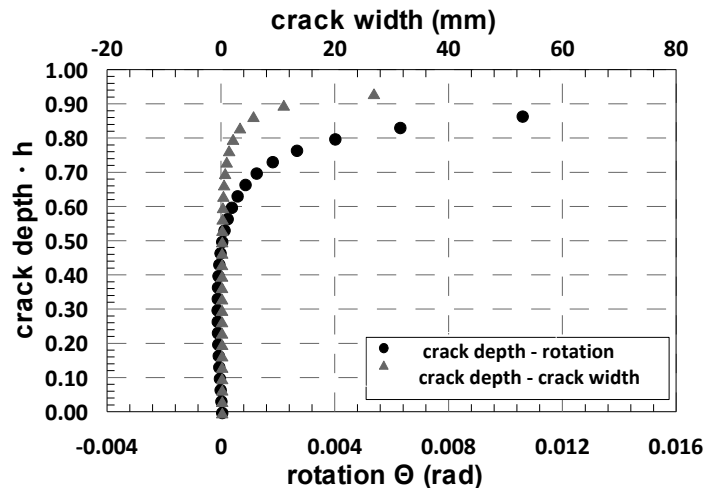
όπου:

$\Theta$  = στροφή της διατομής

w = εύρος πρωτογενούς ρωγμής

a = βάθος αρωγμάτωσης ζώνης

h = ύψος διατομής



Διάγραμμα 6.1 Βάθος πρωτογενούς ρωγμής συναρτήσει τη στροφή της διατομής και συναρτήσει το εύρος της ρωγμής με βάση τη σχέση (6.2)

Συνεπώς, από το Διάγραμμα 6.1 φαίνεται ξεκάθαρα ότι τα προβλήματα στα εύρη των ρωγματώσεων αρχίζουν όταν η επιτρεπόμενη ρωγμάτωση της διατομής ξεπερνάει το 60 - 70% του συνολικού ύψους της διατομής ( $\Theta_{\text{επιτ}} < 4 \cdot 10^{-3}$ ). Από την άλλη μεριά, για την επιτρεπόμενη ρωγμάτωση της τάξης του 50% του συνολικού ύψους της διατομής, ρωγμάτωση που έχουμε θεωρήσει και στις δικές μας αναλύσεις, φαίνεται ξεκάθαρα από το διάγραμμα, αλλά και με μία απλή αντικατάσταση των τύπων, ότι το εύρος της ρωγμάτωσης είναι αμελητέο και προσεγγίζει το μηδέν.

## 6.6 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΑΟΠΛΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

### 6.6.1 Σχεδιάζοντας την άοπλη τελική επένδυση

Σχεδιάζοντας μία τελική επένδυση θα έπρεπε να θεωρείται ότι το σκυρόδεμα έχει ελαστοπλαστική συμπεριφορά, δίχως εφελκυστική αντοχή. Με αυτή τη θεώρηση, η ανάπτυξη των ρωγμών στο σκυρόδεμα, προκαλεί μια ανακατανομή των τάσεων στην επένδυση και μία μείωση των καμπτικών ροπών.

Στην πράξη βέβαια, είναι προτιμότερο γενικά, να υπολογίζονται οι τάσεις θεωρώντας ότι το σκυρόδεμα έχει ελαστική συμπεριφορά και μετά να γίνεται έλεγχος των διατομών του άοπλου σκυροδέματος, λαμβάνοντας υπόψη και την ρωγμάτωση του σκυροδέματος. Στην εξαιρετική περίπτωση, όπου μία διατομή βρεθεί όλη υπό εφελκυστικές τάσεις, θα πρέπει να γίνει έλεγχος, έτσι ώστε να διαπιστωθεί ότι η ασυνέχεια που θα προκληθεί στην επένδυση, σε εκείνη την διατομή, δεν θα επηρεάσει στατικά όλη την τελική επένδυση.

### 6.6.2 Αντοχή διατομής άοπλου σκυροδέματος

Η καμπτική αντοχή μιας διατομής άοπλου σκυροδέματος προκύπτει για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αμελώντας την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται το παραβολικό διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων διατομής άοπλου σκυροδέματος.

Για την στατική επάρκεια της διατομής, η ρωγμάτωση θα πρέπει να περιορίζεται μέχρι το μισό ύψος της διατομής. Βέβαια, για διατομές με ύψος πάνω από 50cm, θα μπορούσε να ληφθεί το ύψος της ρωγμάτωσης λιγότερο συντηρητικά, πάντα βέβαια με την συμφωνία των άμεσα ενδιαφερόμενων ως προς το έργο (π.χ. των ιδιοκτών).

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην ακραία ίνα του σκυροδέματος, είναι όπως φαίνεται και στο σχήμα  $\sigma_{bc}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{f_{cj}}{\gamma_c}$$

Η τιμή του επιμέρους συντελεστή  $\gamma_c$  μπορεί να εκλεγεί σε σχέση με τα χαρακτηριστικά της θλιπτικής αντοχής του άοπλου σκυροδέματος, ανάλογα εάν επρόκειτο:

- Για τους βασικούς συνδυασμούς  
 $\gamma_c=1.80$  Σύμφωνα με Ευρωκώδικα (EC2, Part 1.1) και DIN 1045-1.
- Για τυχηματικούς συνδυασμούς  
 $\gamma_c=1.15$

▪ **Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων**

Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται και στο παρακάτω σχήμα είναι οι εξής:

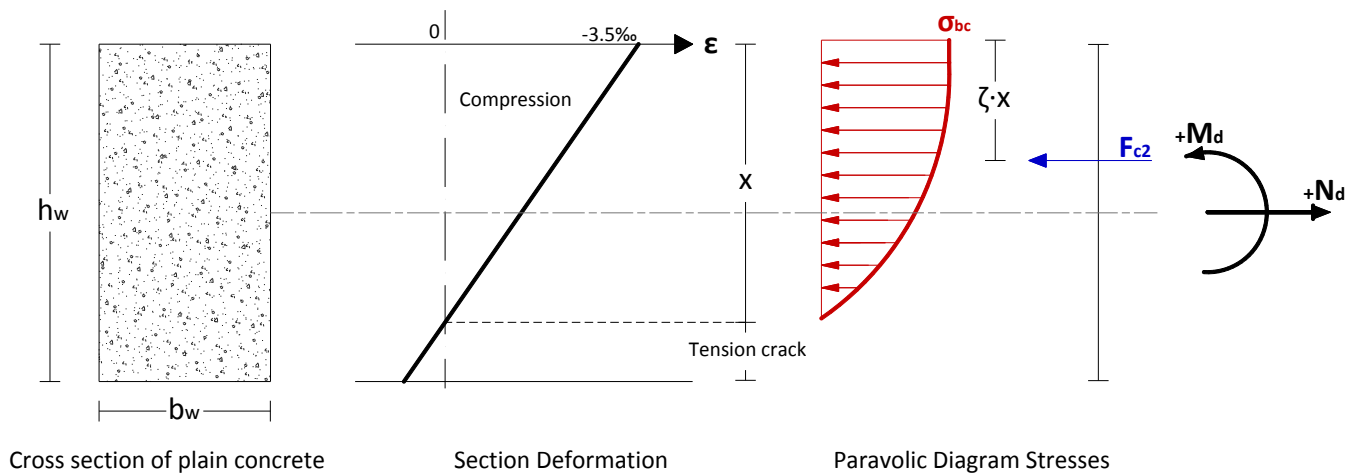
$b_w$  = πλάτος διατομής

$h_w$  = ύψος διατομής

$\gamma_u$  ή  $x$  = ύψος αρηγάτωτης διατομής

Οι διάφορες παραδοχές στο παρακάτω σχήμα, χρησιμοποιούνται για να υπολογιστεί η θλιπτική αντοχή

της διατομής  $N_{Rd}$  η οποία εφαρμόζεται με εκκεντρότητα  $e = \frac{M_u}{N_u}$ :



**Σχήμα 6.7** Διάγραμμα τάσεων (παραβολικό) και παραμορφώσεων για διατομή άοπλου σκυροδέματος

$$N_{Rd} = a \cdot b \cdot \chi \cdot \sigma_{bc}$$

όπου:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_c}$$

$$e = \frac{h_w}{2} - \zeta \chi$$

(6.3)

Άρα το αποτέλεσμα των υπολογισμών προκύπτουν:

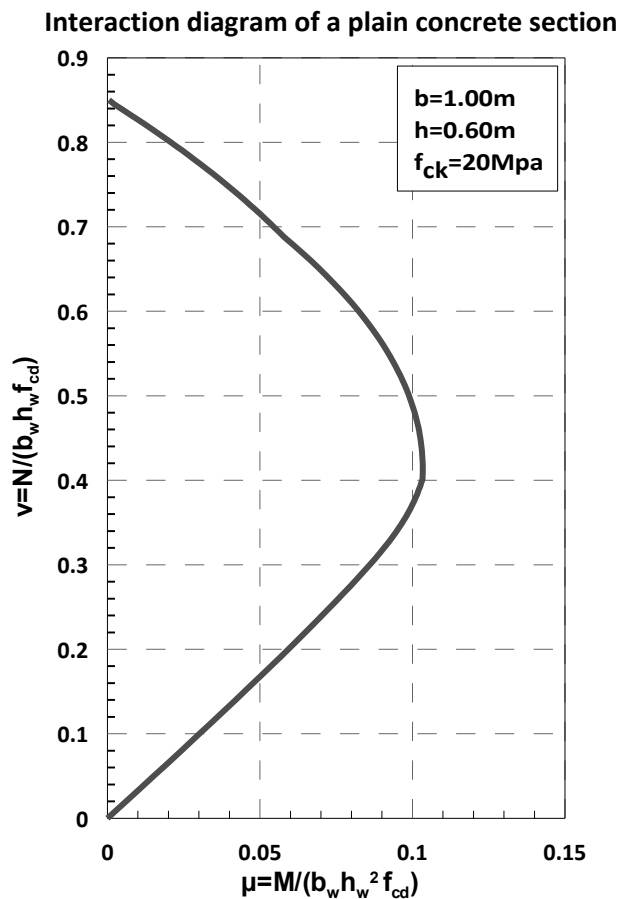
$$N_{Rd} = a \cdot b \cdot h_w \cdot \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_c} \cdot \left( \frac{1}{2\zeta} - \frac{e}{\zeta \cdot h_w} \right)$$

$$M_{Rd} = e \cdot N_{Rd}$$

Ο περιορισμός της ρωγμάτωσης του μισού ύψος της διατομής είναι:

$$e < 0.3 \cdot h_w$$

Συνεπώς λοιπόν, σύμφωνα με τα παραπάνω μπορεί να χαραχθεί και διάγραμμα αλληλεπίδρασης για μια τυχαία διατομή άοπλου σκυροδέματος (Διάγραμμα 6.2).



Σε αντίθεση με το διάγραμμα αλληλεπίδρασης του οπλισμένου σκυροδέματος, όπου το κάθε διάγραμμα αλληλεπίδρασης απευθύνεται για διαφορετικό οπλισμό  $\rho$  και επικάλυψη  $c_1$  &  $c_2$ , το διάγραμμα αλληλεπίδρασης του άοπλου σκυροδέματος (με ανηγμένες τιμές αξονικών και καμπτικών αντοχών) είναι ίδιο για ποικίλες διατομές και ποιότητες σκυροδέματος.



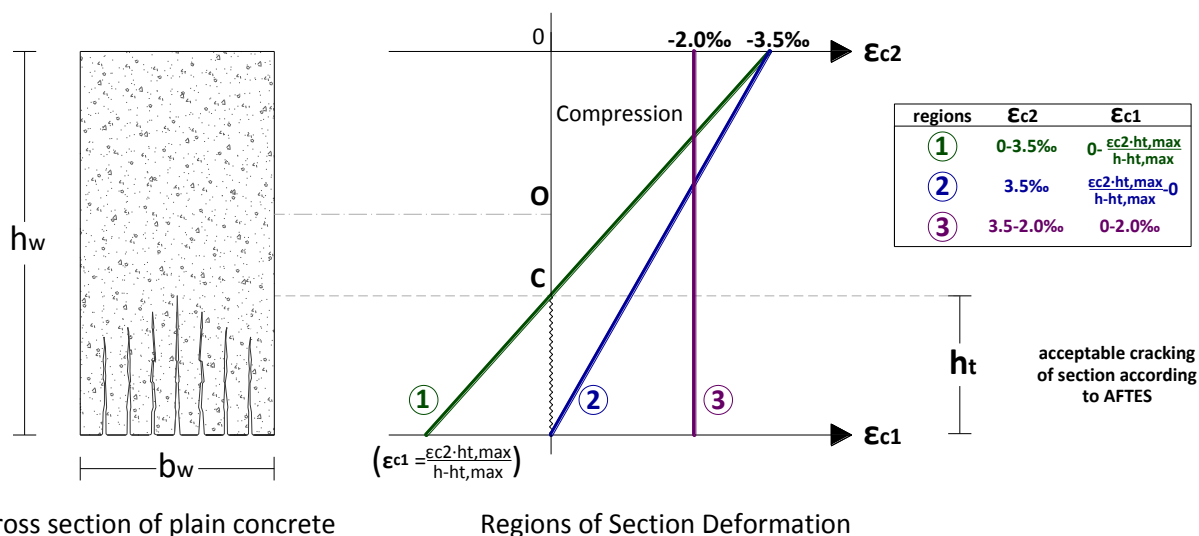
### 6.6.3 Δημιουργία διαγράμματος αλληλεπίδρασης

Για τη χάραξη του διαγράμματος αλληλεπίδρασης μια τυχαίας διατομής άοπλου σκυροδέματος, κατασκευάστηκε ένας προγραμματιστικός κώδικας - γλώσσα προγραμματισμού VBA (η VBA είναι γλώσσα προγραμματισμού που συνεργάζεται με το λογισμικό Microsoft Office Excel).

Απαραίτητα στοιχεία για να χαραχθεί ένα διάγραμμα αλληλεπίδρασης είναι το πλάτος της διατομής  $b_w$ , το ύψος της διατομής  $h_w$ , η ποιότητα σκυροδέματος  $f_{ck}$  και το επιτρεπόμενο ύψος της ρωγμάτωσης που θα θεωρηθεί  $h_{t,max}$ .

Η προγραμματιστική διαδικασία για να προκύψει το διάγραμμα αλληλεπίδρασης μιας άοπλης διατομής σκυροδέματος, είναι η εξής: Με μια επαναληπτική διαδικασία (Loop), προκαλούμε στη διατομή παραμορφώσεις, έτσι ώστε να περάσει σταδιακά από τις διάφορες οριακές καταστάσεις και να καταλήξει στην προέχουσα θλίψη ( $\epsilon_{c2}=-2.0\%$  και  $\epsilon_{c1}=-2.0\%$ ) [Σχήμα 6.8]. Συγκεκριμένα, η διατομή από αρχικώς αφόρτιστη, άρα και απαραμόρφωτη ( $\epsilon_{c2}=0\%$  και  $\epsilon_{c1}=0\%$ ), περιστρέφεται περί το σημείο C και καταλήγει στην παραμορφωσιακή κατάσταση ( $\epsilon_{c2}=-3.5\%$  και  $\epsilon_{c1} = -\frac{\epsilon_{c2} \cdot h_{t,max}}{h-h_{t,max}}$ ) [ΠΕΡΙΟΧΗ 1], έπειτα η

μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση στην άνω ίνα παραμένει σταθερή ( $\epsilon_{c2}=-3.5\%$ ) και μειώνεται με σταθερό βήμα η παραμόρφωση  $\epsilon_{c1}$  έως ότου η ρωγμάτωση στην διατομή μηδενιστεί ( $\epsilon_{c2}=-3.5\%$  και  $\epsilon_{c1}=0\%$ ) [ΠΕΡΙΟΧΗ 2], τέλος η διατομή περιστρέφεται περί το O έως ότου η διατομή φτάσει στην εντατική κατάσταση της κεντρικής θλίψης ( $\epsilon_{c2}=-2.0\%$  και  $\epsilon_{c1}=-2.0\%$ ) [ΠΕΡΙΟΧΗ 3].

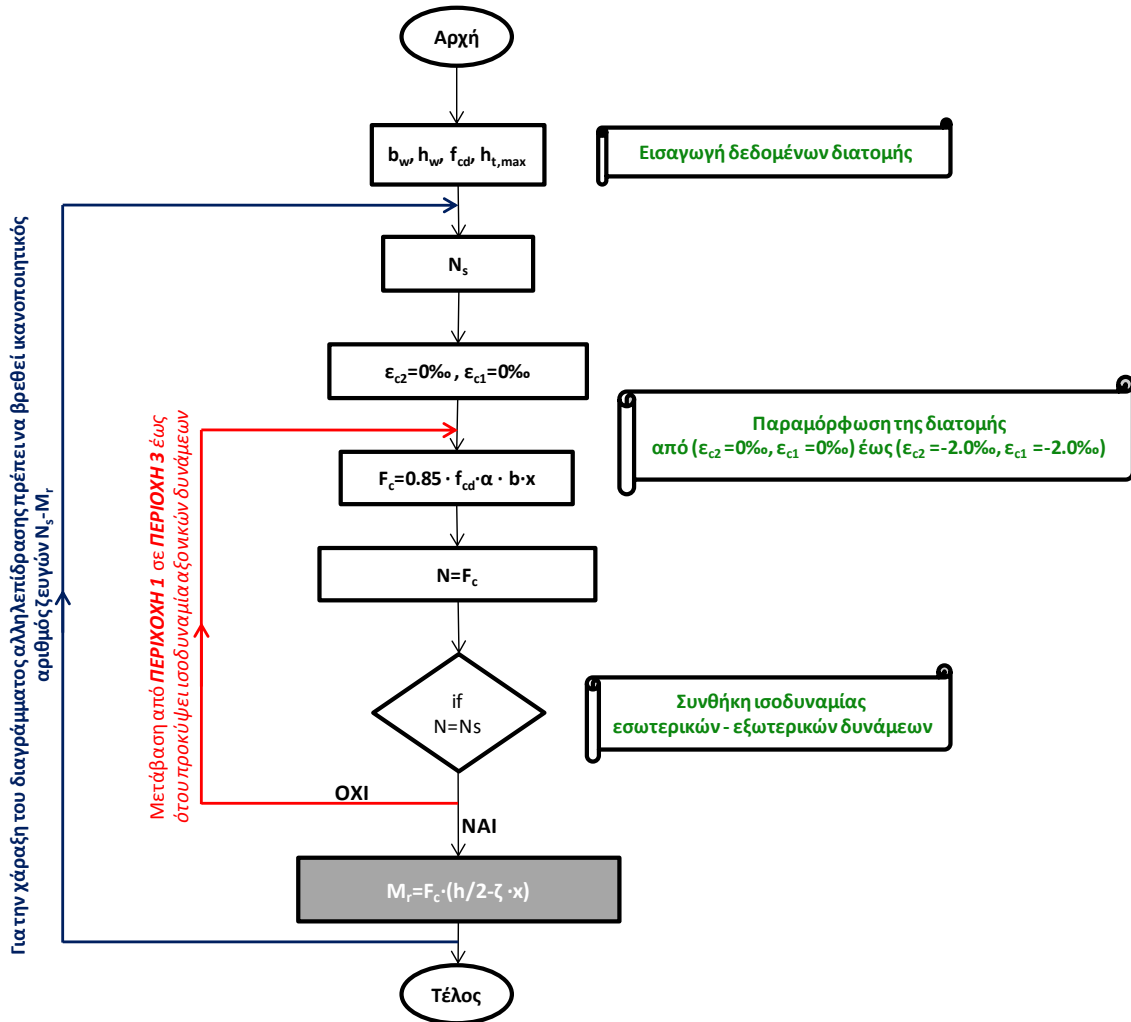


Σχήμα 6.8 Διάγραμμα παραμορφώσεων καθ' ύψος της διατομής στην οριακή κατάσταση αστοχίας υπό μεγέθη ορθής έντασης

Η περιγραφόμενη διαδικασία μπορεί να κατανοηθεί ευκολότερα με τη βοήθεια των σχημάτων και διαγραμμάτων. Συγκεκριμένα, το Σχήμα 6.8 περιγράφει σχηματικά την μεταβολή των παραμορφώσεων αλλά και τις εντατικές περιοχές που περνά η διατομή για την παραλαβή των εντατικών μεγεθών. Επίσης, στο Σχήμα 6.9 περιγράφεται η προγραμματιστική διαδικασία για την χάραξη ενός διαγράμματος αλληλεπίδρασης μιας τυχούσας διατομής άοπλου σκυροδέματος.

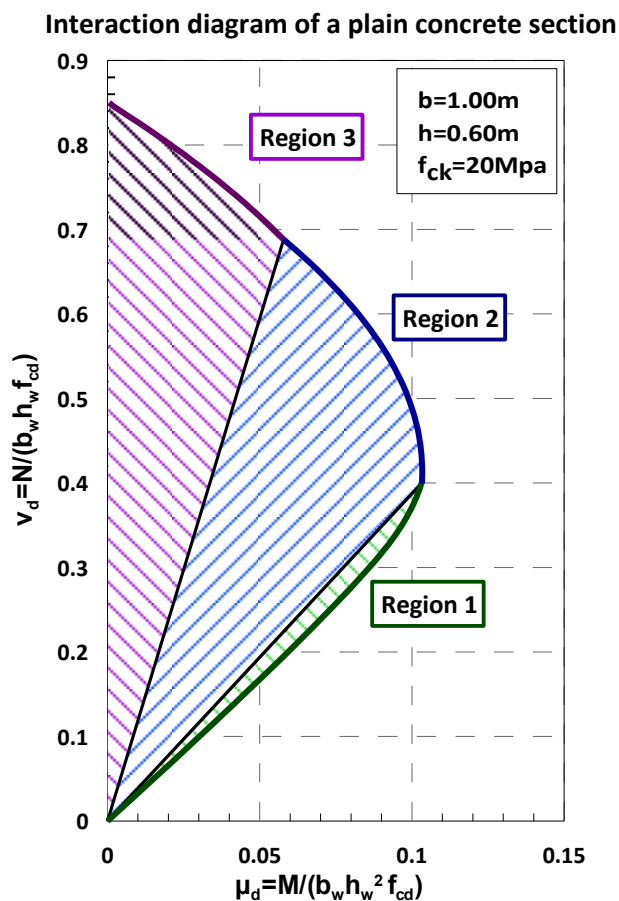
Συνεπώς, έχοντας ως δεδομένα τις διαστάσεις της διατομής, τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος και έχοντας θεωρήσει ένα επιτρεπόμενο βάθος ρωγμής (σύμφωνα με τους Κανονισμούς), βρίσκοντας για

κάθε παραμόρφωση  $\epsilon_{c2}$ ,  $\epsilon_{c1}$ , το μέγεθος  $F_{c2}$ , μπορούν να υπολογιστούν οι αντοχές της διατομής σε ροπή και αξονική. Έτσι λοιπόν, τοποθετώντας τα ζεύγη των σημείων  $M_r-N$  σε ένα καρτεσιανό σύστημα, προκύπτει το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για τη δεδομένη εξεταζόμενη διατομή άοπλου σκυροδέματος.



Σχήμα 6.9 Διάγραμμα ροής για την χάραξη διαγράμματος αλληλεπίδρασης σε άοπλη διατομή σκυροδέματος

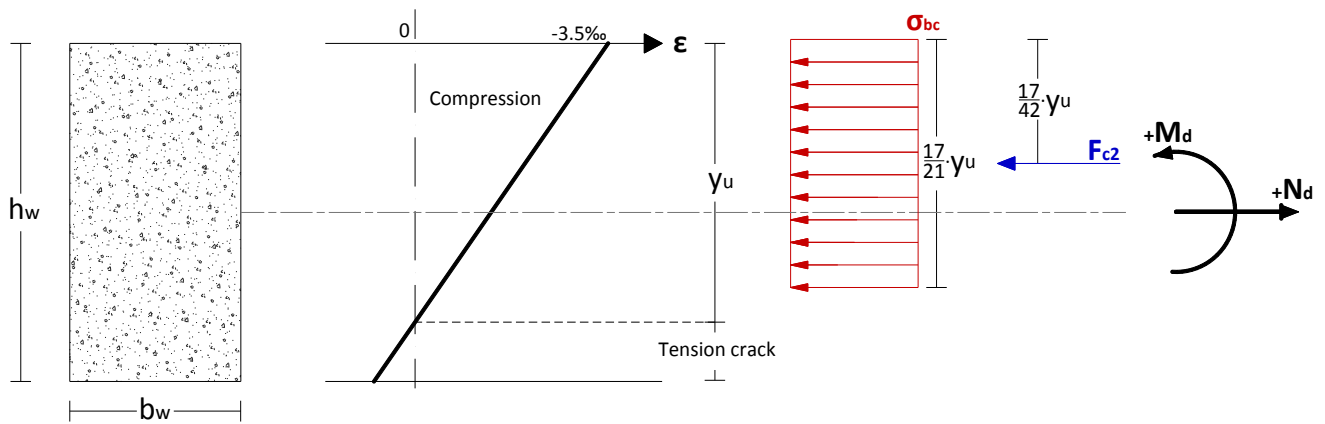
Το παρακάτω διάγραμμα αλληλεπίδρασης, αφορά άοπλη διατομή σκυροδέματος με χαρακτηριστικά διατομής  $b=1.00m$ ,  $h=0.60m$ ,  $f_{ck}=20MPa$  και έχοντας θεωρήσει επιτρεπόμενο εύρος ρωγμής το μισό ύψος της διατομής. Στο διάγραμμα φαίνονται ξεκάθαρα και οι διάφορες εντατικές περιοχές που περνά η διατομή, ανάλογα με τις παραμορφώσεις της που επιβάλλονται σε αυτή.



**Διάγραμμα 6.3** Διάγραμμα αλληλεπίδρασης άοπλης διατομής σκυροδέματος ( $b=1.00\text{m}$ ,  $h=0.60\text{m}$  &  $f_{ck}=20\text{MPa}$ ), με εμφανείς τις εντατικές περιοχές (1, 2, 3) που περνά η διατομή, για την εύρεση της αντοχής της διατομής σε ταυτόχρονη δράση ροπής και αξονικής δύναμης

Στη διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω, στο σκυρόδεμα θεωρούμε ότι η κατανομή των θλιπτικών τάσεων είναι παραβολική (Σχήμα 6.7), έτσι ώστε να έχουμε και μεγαλύτερη ακρίβεια στα αποτελέσματα μας. Από την άλλη μεριά, άλλα επιστημονικά άρθρα Pöttler (1993), AFTES (1998) & DAUB (2007) για την χάραξη ενός διαγράμματος αλληλεπίδρασης άοπλου σκυροδέματος, βασίζονται στο απλοποιημένο - ορθογωνικό διάγραμμα θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος (Σχήμα 6.10), με αποτέλεσμα να υπάρχει μια μικρή διαφοροποίηση στις βασικές σχέσεις (7.2) αλλά και στο διάγραμμα αλληλεπίδρασης (Διάγραμμα 6.4).

Συγκεκριμένα λοιπόν στο Διάγραμμα 6.4, το διάγραμμα αλληλεπίδρασης με την κόκκινη γραμμή απευθύνεται για παραβολική κατανομή των θλιπτικών τάσεων του σκυροδέματος, ενώ αυτό με την μπλε γραμμή για ορθογωνική κατανομή αντίστοιχα. Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα, στο κάτω μέρος του διαγράμματος αλληλεπίδρασης η σχέση ροπής και αξονικής δύναμης είναι γραμμική και ο λόγος που συμβαίνει αυτό είναι λόγο περιορισμού της εκκεντρότητας ( $e < 0.3h_w$ ). Το «καμπύλο» διάγραμμα αλληλεπίδρασης, που χαράσσεται με την χρησιμοποίηση της γενικής σχέσης (6.4), κόβεται στο κάτω μέρος του - με την διακεκομμένη γραμμή ( $e/h_w=0.3$ ) - που δηλώνει την μέγιστη εκκεντρότητα που μπορεί να υπάρξει στη διατομή. Για αυτό το λόγο το διάγραμμα αλληλεπίδρασης σύμφωνα με AFTES (1998) έχει αρχικά γραμμική και έπειτα καμπύλη μορφή. Επίσης, πάνω στο ίδιο διάγραμμα υπάρχει και η διακεκομμένη γραμμή, η οποία δείχνει την εκκεντρότητα της αξονικής δύναμης για  $e=h_w/6$ .



Cross section of plain concrete

Section Deformation

Orthogonal Diagram Stresses

**Σχήμα 6.10 Διάγραμμα τάσεων (απλοποιημένο - ορθογωνικό) και παραμορφώσεις για διατομή άοπλου σκυροδέματος**

$$N_{Rd} = b \cdot \frac{17}{21} \cdot \gamma_u \cdot \sigma_{bc}$$

όπου:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_c}$$

$$e = \frac{h_w}{2} - \frac{17}{42} \cdot \gamma_u$$

(6.4)

Άρα το αποτέλεσμα των υπολογισμών προκύπτουν:

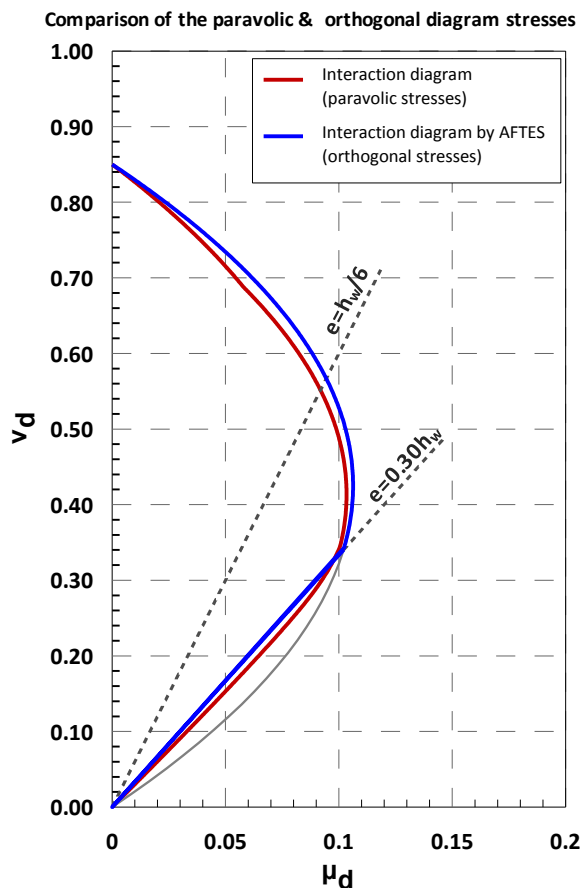
$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_c} \cdot \left( 1 - \frac{2e}{h_w} \right)$$

$$M_{Rd} = e \cdot N_{Rd}$$

Ο περιορισμός της ρηγμάτωσης του μισού ύψους της διατομής είναι:

$$e < 0.3 \cdot h_w$$

Όπως παρατηρείται στο Διάγραμμα 6.4, τα δύο διαγράμματα αλληλεπίδρασης (παραβολική και ορθογωνική κατανομή θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος) είναι «προσεγγιστικά» όμοια μεταξύ τους. Βέβαια, με μία λεπτομερέστερη ματιά παρατηρείται, ότι για την κάτω περιοχή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης, όπου σημαντικότερο ρόλο παίζει η ρωγμάτωση της διατομής για την αντοχή αυτής, η απλοποιημένη μέθοδος προκύπτει πιο συντηρητική (δηλαδή για ίδια αξονική δύναμη προκύπτει λίγο μικρότερη καμπτική αντοχή της διατομής), σε αντίθεση με τις «υψηλότερες» περιοχές των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης, όπου το σημαντικότερο ρόλο για την αντοχή της διατομής τον παίζει το σκυρόδεμα, που συμβαίνει το αντίθετο.



Διάγραμμα 6.4 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης για θεώρηση παραβολικής κατανομής θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος (θεώρηση που χρησιμοποιήθηκε και στις δικές μας αναλύσεις) και ορθογωνικής (απλοποιημένης) με βάση τους Pöttler (1993), AFTES (1998) & DAUB (2007).

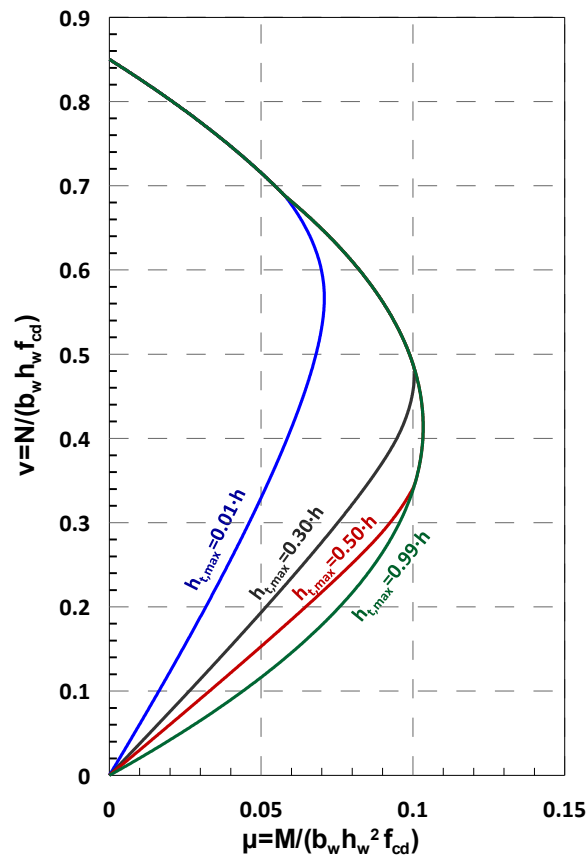
#### 6.6.4 Επιρροή της επιτρεπόμενης ρωγμάτωσης στην αντοχή της διατομής

Η θεώρηση για επιτρεπόμενη ρωγμάτωση της άοπλης διατομής μέχρι τα μισά της, έχει βασιστεί σε επιστημονικά άρθρα, όπως έχει αναφερθεί και παραπάνω. Η θεώρηση αυτή, είναι αρκετά συντηρητική, και ο συντηρητισμός αυτός πηγάζει κυρίως για την αποφυγή μικρής θλιβόμενης ζώνης της άοπλης διατομής του σκυροδέματος, αλλά και λόγω των αβεβαιοτήτων ή προβληματισμών που έχουν οι επιστήμονες για το άοπλο σκυρόδεμα.

Σε αυτό το υποκεφάλαιο γίνεται μια προσπάθεια ανάδειξης της επιρροής της επιτρεπόμενης ρωγμάτωσης του στην άοπλη διατομή σκυροδέματος, όσον αφορά την αντοχή της. Έτσι λοιπόν για διάφορες επιτρεπόμενες ρηγματώσεις (0.01h, 0.30h, 0.50h, 0.99h), χαράχτηκαν τα αντίστοιχα διαγράμματα αλληλεπίδρασης (Διάγραμμα 6.5).

Έχουν επιλεγθεί αυτές οι χαρακτηριστικές ρηγματώσεις, οι οποίες για  $h_{t,max}=0.01h$  πρακτικά δεν επιτρέπουμε στη διατομή τη ρωγμάτωση και για  $h_{t,max}=0.99h$  η διατομή είναι ένα βήμα πριν την ολική ρωγμάτωση (αστοχία). Αυτό επιλέχθηκε έτσι, για να γίνει ξεκάθαρο όλο το φάσμα της αντοχής της διατομής από θεώρηση αρωγμάτωσης διατομής, μέχρι και «σχεδόν» πλήρως ρωγματωμένης.

Interaction diagrams for different depths of crack



Διάγραμμα 6.5 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης άοπλης διατομής σκυροδέματος για ποικίλες επιτρεπόμενες ρηγματώσεις

Όπως παρατηρείται και από το Διάγραμμα 6.5, όσο η επιτρεπόμενη ρωγμάτωση αυξάνεται, η επιρροή στην αντοχή της διατομής, μειώνεται με αυξανόμενο ρυθμό. Επίσης, χαρακτηριστικό είναι στο διάγραμμα ότι από κάποιο σημείο και μετά (όχι το ίδιο σημείο για όλα) όλα τα διαγράμματα ταυτίζονται μεταξύ τους. Σαν συμπέρασμα από τα παραπάνω λοιπόν θα μπορούσε να εξαχθεί, ότι αυξάνοντας την επιτρεπόμενη ρωγμάτωση της διατομής π.χ. από 0.5h σε 0.6h (με όλους τους κινδύνους που συνεπάγεται από το εγχείρημα), η αντοχή της διατομής αυξάνεται μηδαμινά. Συνεπώς, δεν αξίζει να γίνει μια λιγότερο συντηρητική (ίσως και ριψοκίνδυνη) θεώρηση επιτρεπόμενης ρωγμάτωσης για μια αρκετά μικρή αύξηση των αντοχών της διατομής.

## 6.7 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΟΠΛΩΝ ΤΕΛΙΚΩΝ ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

Η σχεδιασμός άοπλων τελικών επενδύσεων σε σήραγγες, όπως έχει αναφερθεί και στα προηγούμενα κεφάλαια, είναι μια ευρέως διαδεδομένη τεχνική, αλλά στον ελλαδικό χώρο αρχίζει και βρίσκει εφαρμογή τα τελευταία κυρίως χρόνια. Οι λόγοι που έχουν στραφεί οι τεχνικές εταιρίες στην εφαρμογή άοπλων τελικών επενδύσεων, οι οποίοι αναφέρονται και στα προηγούμενα κεφάλαια, είναι κυρίως οικονομικοί και κατασκευαστικοί.

Σε αυτό το υποκεφάλαιο παρουσιάζονται σήραγγες του ελλαδικού χώρου, των οποίων η τελική επένδυση (ή μέρος αυτής) έχει κατασκευαστεί από άοπλο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα, για κάθε μία από αυτές τις σήραγγες, θα αναφερθούν τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά τους (γεωμετρικές, διαστάσεις, ποιότητα βραχόμαζας κ.α.), αλλά και άλλες τυχόν σημαντικές πληροφορίες που έχουν συλλεχθεί.

Οι πρώτες τέσσερις σήραγγες που θα αναφερθούν είναι μέρος της εθνικής οδού Κόρινθος – Καλαμάτα – Μωρέας και είναι οι σήραγγές του Αρτεμισίου, Νεοχωρίου, Στέρνας και Καλογερικού. Επίσης θα αναφερθούν στοιχεία για ακόμα δύο σήραγγες από την περιοχή των Τεμπών η Τ1 και η Τ2 της Εθνικής οδού Αθήνας - Θεσσαλονίκης.

### 6.7.1 Σήραγγες εθνικής οδού Κόρινθος – Καλαμάτα – Μωρέας

Τα στοιχεία για τις σήραγγες εθνικής οδού Κόρινθος – Καλαμάτα – Μωρέας συγκεντρώθηκαν από τη δημοσίευση Haralampidou et al.

Ο δεξιός κλάδος στην σήραγγα του Αρτεμισίου έχει κατασκευαστεί από τα τέλη του 80'. Η τελική επένδυση αυτής λοιπόν, κατασκευάστηκε από άοπλο σκυρόδεμα, εκτός από τις περιοχές στάθμευσης και τις περιοχές δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών. Η τελική επένδυση του αριστερού κλάδου του Αρτεμισίου αλλά και των άλλων σηράγγων της Πελοποννήσου κατασκευάστηκαν με ένα ελαφρύ πλέγμα (Ø14/20). Βέβαια, το πλέγμα χρησιμοποιήθηκε κυρίως για λόγους αποφυγής της ρωγμάτωσης της επένδυσης, παρά για στατικούς λόγους της τελικής επένδυσης, συνεπώς η τελική επένδυση σχεδιάστηκε και συμπεριφέρεται ως άοπλη.



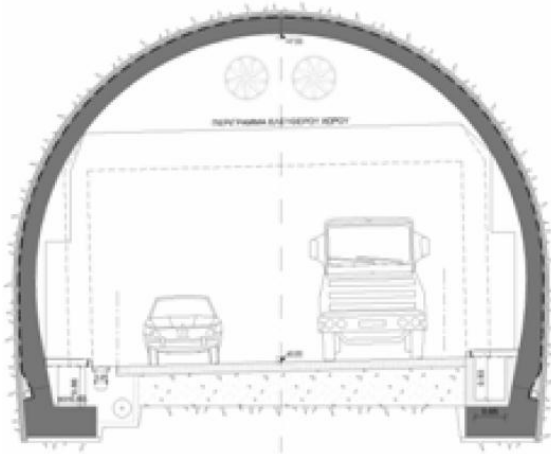
Εικόνα 6.2 Σκυροδέτηση τελικής επένδυσης σε σήραγγα, (Haralampidou et al.)

Στις τελικές επενδύσεις χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C30/37 και το πάχος κυμάνθηκε από 35cm έως 45cm. Σχεδιάστηκαν για να παραλαμβάνουν διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων (υδροστατικές πιέσεις νερού, σεισμικά φορτία, φορτία έκρηξης κ.α.). Λόγω της ιδιάζουσας περίπτωσης της άοπλης τελικής επένδυσης, έπρεπε να ληφθεί ιδιαίτερη προσοχή σε όλα τα στάδια της από την σκλήρυνση και τη θερμότητα ενυδάτωσης του σκυροδέματος, την πιθανή ρωγμάτωση αυτού, μέχρι και την αφαίρεση του καλουπιού.

#### 6.7.1.1 Σήραγγα του Αρτεμισίου

##### 6.7.1.1.1 Γενικά χαρακτηριστικά

Η σήραγγα του Αρτεμισίου είναι στην ουσία μία δίδυμη σήραγγα κοντά στην Τρίπολη (Κόρινθος προς Τρίπολη) και είναι μέρος του αυτοκινητοδρόμου Κόρινθος – Καλαμάτα. Ο δεξιός κλάδος της σήραγγας είχε κατασκευαστεί από τα τέλη του 80', ενώ ο αριστερός ολοκληρώθηκε πρόσφατα. Ο αριστερός κλάδος έχει περίπου μήκος 1400m, και το ύψος των υπερκειμένων γαιών ποικίλει από 10m στις εξόδους της σήραγγας μέχρι και 400m στο κεντρικό κομμάτι αυτής.



Εικόνα 6.3 Τυπική διατομή και εικόνα από τελειωμένο κομμάτι της σήραγγας του Αρτεμισίου, (Haralampidou et al.)

#### 6.7.1.1.2 Γεωλογική και γεωτεχνική αξιολόγηση



Εικόνα 6.4 Ραδιολαρίτες στο μέτωπο εκσκαφής, (Haralampidou et al.)

Το γεωλογικό μοντέλο του αριστερού κλάδου βασίστηκε στην κατασκευή από την γνώση και την εμπειρία που προϋπήρχε λόγω του δεξιού κλάδου. Οι γεωλογικοί σχηματισμοί που υπήρχαν στην περιοχή ήταν γκριζοπράσινοι ραδιολαρίτες, αλλά και λεπτές ασβεστολιθικές στρώσεις. Για τη βαθμονόμηση της βραχώμαζας χρησιμοποιήθηκε ο δείκτης GSI αλλά και αποτελέσματα από εργαστηριακές δοκιμές.

#### 6.7.1.1.3 Εκσκαφή και προσωρινή υποστήριξη

Λόγω της μεταβλητότητας των γεωλογικών σχηματισμών, χρησιμοποιήθηκαν τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις για την προσωρινή υποστήριξη και την εκσκαφή της σήραγγας. Συγκεκριμένα, για τις καλές γεωτεχνικές συνθήκες χρησιμοποιήθηκαν λεπτές στρώσεις εκτοξευόμενου σκυροδέματος συνεργαζόμενα με αραιό κάνναβο αγκυρίων, ενώ για δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες χρησιμοποιήθηκαν στρώσεις εκτοξευόμενου σκυροδέματος μικρού πάχους, πυκνός κάνναβος αγκυρίων, δοκοί προπορείας συνδυαζόμενες με βαριά μεταλλικά πλαίσια.

### 6.7.1.2 Σήραγγες Νεοχωρίου και Στέρνας

#### 6.7.1.2.1 Γενικά χαρακτηριστικά

Οι σήραγγες Νεοχωρίου και Στέρνας είναι μέρος του υπάρχοντος αυτοκινητοδρόμου και κατασκευάστηκαν με σκοπό την βελτίωση της ευθυγραμμίας της εθνικής οδού, πριν από την σήραγγα του Αρτεμισίου. Η σήραγγα του Νεοχωρίου έχει ολικό μήκος περίπου 1460m και μέγιστο ύψους υπερκειμένων γαιών 180m. Από την άλλη μεριά, η σήραγγα της Στέρνας έχει μήκος 1855m με μέγιστο ύψος υπερκειμένων 200m.



### 6.7.1.2.2 Γεωλογική και γεωτεχνική αξιολόγηση

Και οι δύο σήραγγες «διαπερνούν» το βουνό Μελιδόνι, το οποίο έχει 1207m υψόμετρο. Οι κύριοι εδαφικοί σχηματισμοί που διαπερνούν οι σήραγγες είναι καρστικοί ασβεστόλιθοι και δολομίτες.

### 6.7.1.2.3 Προσωρινή υποστήριξη

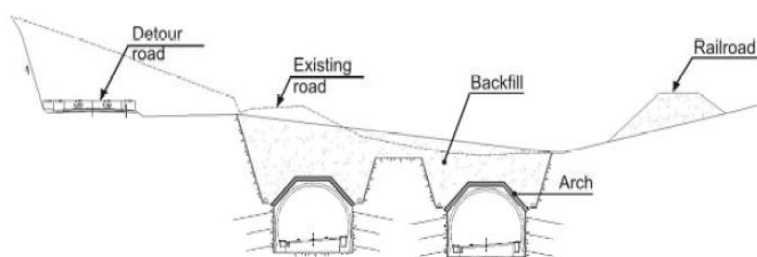
Και στις δύο σήραγγες ακολουθήθηκε η ίδια νοοτροπία στην προσωρινή υποστήριξη. Με παραμετρικές αναλύσεις επιλέχθηκαν τρία συστήματα για την προσωρινή υποστήριξη, το πρώτο αφορούσε στις καλές γεωτεχνικές συνθήκες (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια), ενώ στις κακές γεωτεχνικές συνθήκες χρησιμοποιήθηκαν ακόμα και βαριά χαλύβδινα πλαίσια.

### 6.7.1.3 Σήραγγα Καλογερίκου

Η σήραγγα του Καλογερίκου αποτελεί μέρος του εθνικού οδικού δικτύου και βρίσκεται ανάμεσα στις πόλεις Τρίπολη και Μεγαλόπολη στην κεντρική Πελοπόννησο. Έχει συνολικό μήκος 1450m και μέγιστο ύψος υπερκειμένων γαιών 80m. Η τελική επένδυση του είναι πεταλοειδούς μορφής με 8m ύψος και 10.50m πλάτος.

#### 6.7.1.3.1 Γεωλογική και γεωτεχνική αξιολόγηση

Η περιοχή της εκσκαφής περιλαμβάνει κυρίως τρία διαφορετικά είδη πετρωμάτων καρστικούς ασβεστόλιθους, δολομίτες και σχηματισμούς φλύσχη. Συγκεκριμένα για τον φλύσχη, παρατηρήθηκαν εναλλαγές ψαμμιτικού και μαργαϊκού φλύσχη. Η κατηγοριοποίηση των πετρωμάτων έγινε με τη μέθοδο βαθμονόμησης GSI.



Εικόνα 6.5 Διατομή Cut & Cover στη σήραγγα Καλογερίκου, (Haralampidou et al.)

#### 6.7.1.3.2 Προσωρινή υποστήριξη

Για την εκσκαφή και την προσωρινή υποστήριξη της σήραγγας χρησιμοποιήθηκαν πέντε διαφορετικά πιθανά συστήματα υποστήριξης, ανάλογα με την κατάσταση της βραχώμαζας. Για την προσωρινή υποστήριξη χρησιμοποιήθηκε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αγκύρια, δοκούς προπορείας και σε περιπτώσεις μεγάλων προβλημάτων ευστάθειας της οροφής τα μέτρα υποστήριξης αυξήθηκαν με πιο παχιές στρώσεις εκτοξευόμενου σκυροδέματος, πυκνότερους καννάβους αγκυρίων κ.α.

Ένα σημαντικό θέμα που έπρεπε να αντιμετωπιστεί στο έργο, ήταν τα πολύ χαμηλά υπερκείμενα στις περιοχές εισόδου και εξόδου από την σήραγγα, κάνοντας την εκσκαφή μη ασφαλή σαν λύση. Επίσης η χρήση της μεθόδου Cut & Cover δεν ήταν ευνοϊκή, καθώς θα επηρεάζονταν το σιδηροδρομικό δίκτυο που περνούσε από εκεί. Σαν λύση λοιπόν προωθήθηκε η ενίσχυση της βραχώμαζας με χαλύβδινα καλώδια σε κάνναβο 2.5x2.5m, έτσι λοιπόν με την εκσκαφή της σήραγγας, που έχει ως άμεση συνέπεια

την παραμόρφωση ης βραχώμαζας, τα καλώδια ενεργοποιούνται με αποτέλεσμα να συγκρατούν τελικώς την βραχώμαζα.

Καταλήγοντας λοιπόν για τις σήραγγες της εθνικής οδού Κόρινθος – Καλαμάτα – Μωρέας, εξαιρώντας τα κομμάτια των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν για τις σήραγγες άοπλες τελικές επενδύσεις (μόνο με ένα ελαφρύ χαλύβδινο πλέγμα) για ένα μεγάλο εύρος γεωτεχνικών συνθηκών.

### **6.7.2 Σήραγγες Τεμπών T1 και T2**

Τα στοιχεία για τις σήραγγες των Τεμπών ελήφθησαν από τη μελέτη της Hochtief Consult για την κοινοπραξία κατασκευής του έργου παραχώρησης ΜΚCJV.

#### **6.7.2.1 Γενικά χαρακτηριστικά**

Η σήραγγα T1 βρίσκεται στην κοιλάδα των Τεμπών. Έχει συνολικό μήκος 1900m και δύο λωρίδες κυκλοφορίας ανά κατεύθυνση. Από την άλλη μεριά, η σήραγγα T2 βρίσκεται στην κοιλάδα των Τεμπών, κοντά στο χωριό Ραψάνη, έχει συνολικό μήκος 6000m, με δύο λωρίδες κυκλοφορίας ανά κατεύθυνση επίσης.

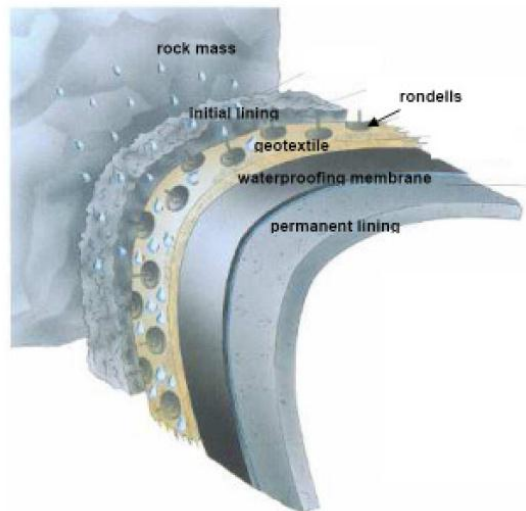
#### **6.7.2.2 Γεωλογική και γεωτεχνική αξιολόγηση**

Η σήραγγα T1 πρόκειται να κατασκευαστεί σε μεταμορφωμένο βραχώδες σύμπλεγμα από το βουνό Όσσα. Η γεωλογική δομή της περιοχής δομείται στα βαθύτερα στρώματα με βραχώδη πετρώματα, ενώ στα υπερκείμενα της σήραγγας με τεταρτογενή μαλακά πετρώματα κυρίως αποθέσεις ποταμών, αλουβιακές αποθέσεις και κορρήματα. Τα μεταμορφωμένα πετρώματα είναι κυρίως μάρμαρα και σχιστόλιθοι της ενότητας Αμπελακίων και φυλλίτες με στρώσεις μαρμάρων από το την ενότητα της Όσσας. Από την άλλη μεριά η σήραγγα T2 θα κατασκευαστεί μέσα σε ασβεστολιθικά πετρώματα και σε φυλλίτες με λεπτές στρώσεις ασβεστόλιθου.

Ένα άλλο σημαντικό στοιχείο, όσον αφορά στη γεωλογία της περιοχής ήταν τα δύο ρήγματα που υπήρχαν εκεί, τα οποία σε κάποια σημεία διαπερνούσαν και τις σήραγγες δυσκολεύοντας το σχεδιασμό τους. Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε και στην T2 σήραγγα στις εναλλαγές ασβεστόλιθου και φυλλίτη, λόγω τυχόν αποσαθρώσεων ή ύπαρξη χαμηλότερων αντοχών πετρωμάτων στις εναλλασσόμενες περιοχές πετρωμάτων.

#### **6.7.2.3 Προσωρινή υποστήριξη**

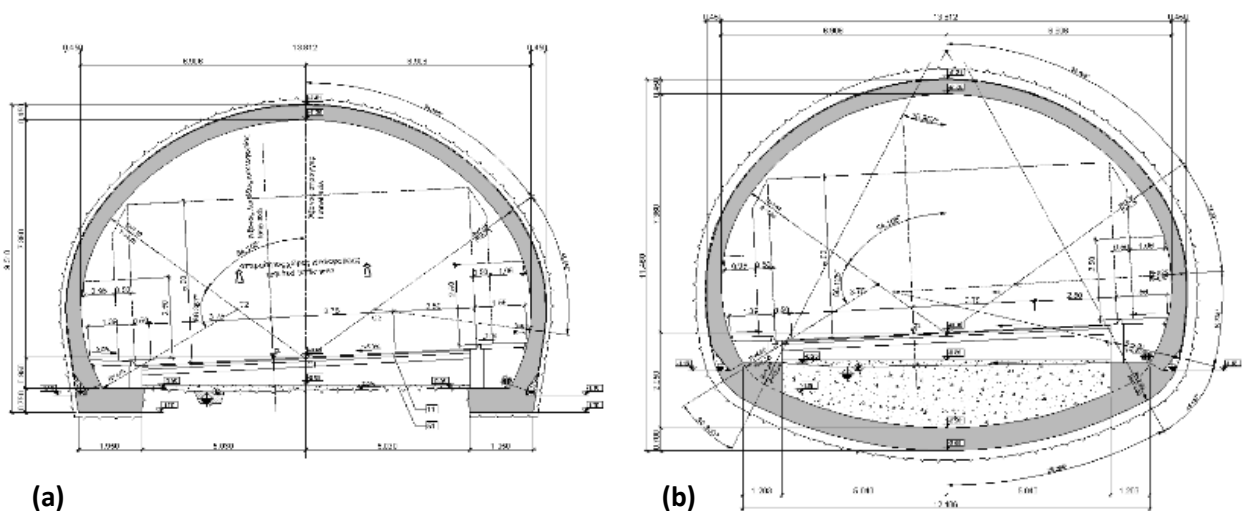
Για την προσωρινή υποστήριξη και των δύο σηράγγων χρησιμοποιήθηκε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε συνδυασμό με άλλα μέσα άμεσης υποστήριξης (π.χ. αγκύρια, χαλύβδινα πλαίσια κ.α.) ανάλογα την περίπτωση. Όλο το σύστημα αυτό είναι εύκαμπτο, έτσι ώστε να επιτρέπονται παραμορφώσεις στην βραχώμαζα και συνεπώς να επιτυγχάνεται μια αποτόνωση αυτής και να μειώνονται τελικώς τα ασκούμενα φορτία από την βραχώμαζα.

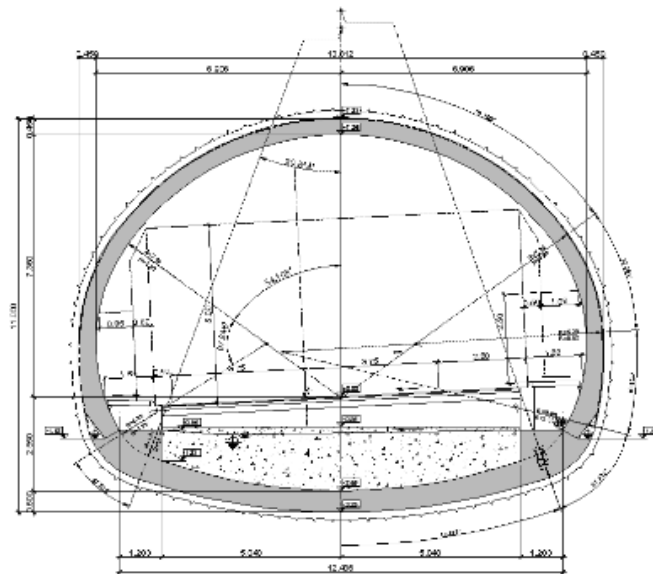


Εικόνα 6.6 Τυπική δομή σήραγγας (βραχώμαζα, προσωρινή υποστήριξη και τελική επένδυση). (Στοιχεία από Hochtief Consult)

#### 6.7.2.4 Τελική επένδυση

Ανάλογα με τις γεωτεχνικές συνθήκες μέσα στην σήραγγα, σχεδιάστηκαν τρεις πιθανές διατομές τελικής επένδυσης, οι οποίες διαφέρουν στο ανάστροφο τόξο και στα πάχη σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, για περιοχές της σήραγγας με ήπιες (μη δυσμενείς) γεωτεχνικές συνθήκες, η τελική επένδυση θα είναι άοπλη χωρίς ανάστροφο τόξο. Επιπλέον, έχει σχεδιαστεί άοπλη τελική επένδυση με ανάστροφο τόξο για χειρότερες γεωτεχνικές συνθήκες και τέλος μια οπλισμένη διατομή τελικής επένδυσης με ανάστροφο τόξο για δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες (Σχήμα 6.11).





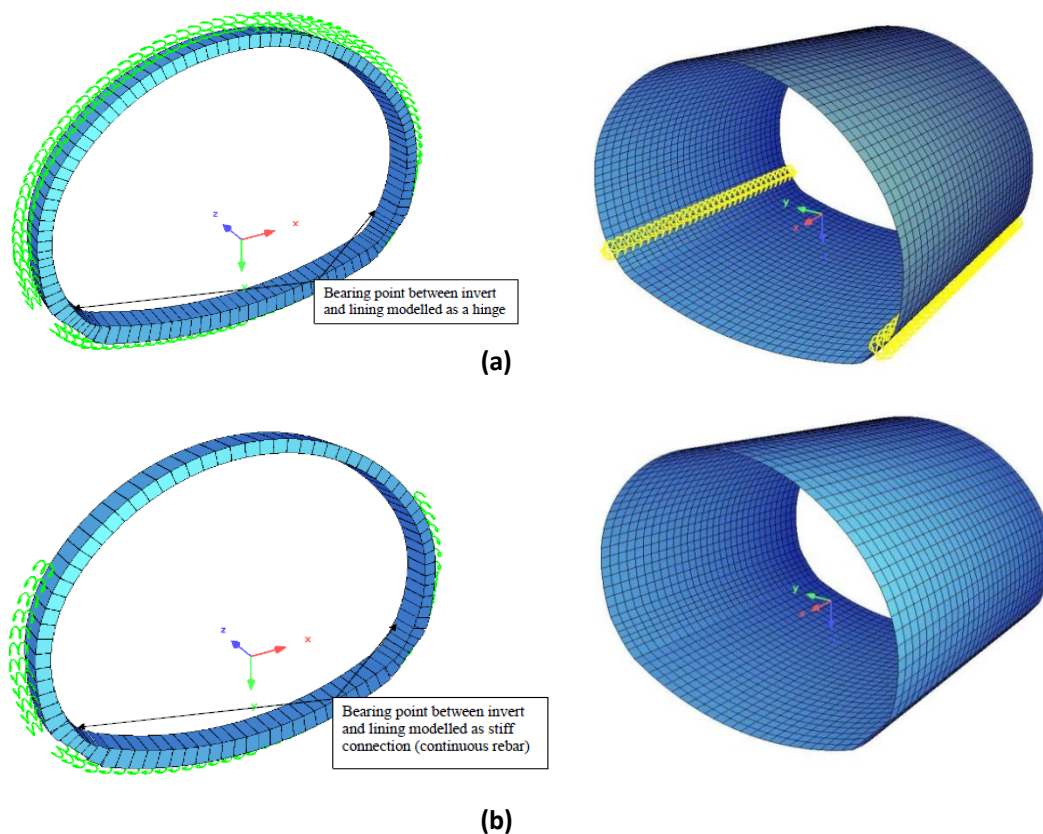
(c)

Σχήμα 6.11 Τυπικές διατομές τελικής επένδυσης (a) άοπλη διατομή χωρίς ανάστροφο τόξο, (b) άοπλη διατομή με ανάστροφο τόξο και (c) οπλισμένη διατομή με ανάστροφο τόξο. (Στοιχεία από Hochtief Consult)

Αξίζει να σημειωθεί ότι πέρα από τις τρεις τυπικές διατομές τελικής επένδυσης, τελικώς σχεδιάστηκε και μια τέταρτη διατομή, η οποία είναι ίδια με την τυπική διατομή του Σχήμα 6.11(c), αλλά διαφέρει στο πάχος του ανάστροφο τόξου, το οποίο είναι 50cm σε αντίθεση με τα 45cm του Σχήμα 6.11(c).

#### 6.7.2.5 Ανάλυση τελικής επένδυσης

Η τελική επένδυση αναλύθηκε με το λογισμικό SOFISTIK. Το οποίο προσομοίωσε την μη γραμμική συμπεριφορά της βραχώμαζας, αλλά και την αλληλεπίδραση της με την τελική επένδυση της σήραγγας. Τα προσομοιώματα που έγιναν για την ανάλυση της τελικής επένδυσης ήταν διδιάστατα, προσομοιώνοντας την τελική επένδυση με στοιχεία δοκού και την αλληλεπίδραση της βραχώμαζας με ελατήρια, αλλά και άλλη μία προσέγγιση με την τελική επένδυση να προσομοιώνεται με στοιχεία κελύφους (Εικόνα 6.7).

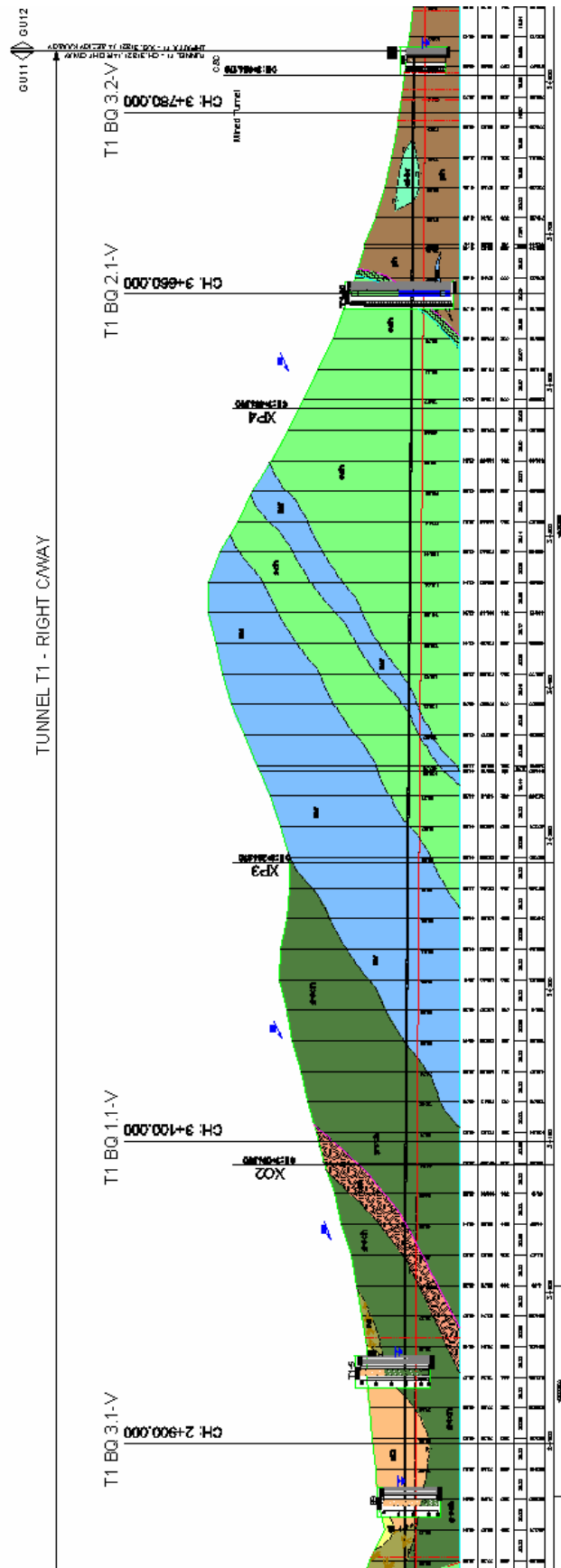


Εικόνα 6.7 Προσομοιώματα τελικής επένδυσης (a) Δισδιάστατο και τρισδιάστατο προσομοίωμα, με θεώρηση άρθρωσης στην ένωση ανάστροφου τόξου με το θόλο, (b) Δισδιάστατο και τρισδιάστατο προσομοίωμα, με θεώρηση μονολιθικής σύνδεσης στην ένωση ανάστροφου τόξου με το θόλο. (Στοιχεία από Hochtief Consult)

Τέλος φόρτια που ελήφθησαν υπόψιν για την ανάλυση της τελικής επένδυσης και για τις δύο σήραγγες ήταν:

- ✓ Ίδια βάρη της κατασκευής
- ✓ Ερπυσμός και συστολή σκυροδέματος
- ✓ Διαφορές θερμοκρασίας Χειμώνα – Καλοκαιριού
- ✓ Πιέσεις βραχόμαζας από ανάλυση
- ✓ Φορτία κυκλοφορίας
- ✓ Σεισμικά φορτία

Στην Εικόνα 6.8 παρουσιάζεται η μηκοτομή της σήραγγας T1 και συγκεκριμένα ο βόρειος κλάδος της. Με διάφορα χρώματα απεικονίζονται τα πετρώματα που διαπερνά η σήραγγα.



Εικόνα 6.8 Γενική εικόνα της μηκτομής της σήραγγας T1 (Βόρειος κλάδος). (Στοιχεία από Hochtief Consult)

# 7

---

## ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΜΕΣΩ ΣΤΟΧΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

### 7.1 ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, με τα σημερινά δεδομένα η ανάλυση της τελικής επένδυσης γίνεται μέσω του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ) ή ισοδύναμα του Ευρωκώδικα 2 (EC2). Οι δύο συγκεκριμένοι κανονισμοί ισχύουν γενικά για συμβατικά κτιριακά έργα και γέφυρες, όπου η μεταβλητότητα των μόνιμων φορτίων είναι μικρή, καθώς προέρχεται, κυρίως, από την αβεβαιότητα του ειδικού βάρους των υλικών κατασκευής (σκυρόδεμα, επικαλύψεις, ασφαλτοτάπητας). Αντιθέτως, στις σήραγγες η εκτίμηση των μόνιμων φορτίων της τελικής επένδυσης έχει μεγάλη αβεβαιότητα, η οποία προέρχεται από τις παραμέτρους του γεωυλικού, τις μεθόδους εκτίμησης των φορτίων και την αλληλεπίδραση του συστήματος γεωυλικό - άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση. Κατά συνέπεια, τα φορτία της τελικής επένδυσης σήραγγων έχουν μεγαλύτερη μεταβλητότητα σε σχέση με τα αντίστοιχα των συμβατικών κατασκευών.

Για λόγους πληρότητας και σαφήνειας, παρουσιάζονται συνοπτικά κάποια αποτελέσματα από δημοσιεύσεις (Φορτσάκης, 2012, Fortsakis et al., 2011) από την ποσοτικοποίηση της αβεβαιότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης και κάποια αποτελέσματα από παραμετρικές στοχαστικές αναλύσεις σε τελικές επενδύσεις οπλισμένου σκυροδέματος. Συνεπώς λοιπόν, εκτιμήθηκε ένα αντιπροσωπευτικό εύρος για το συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης μέσω της μεθόδου επαναληπτικής προσομοίωσης Monte Carlo, η οποία εφαρμόστηκε στις αναλυτικές και εμπειρικές μεθόδους που περιγράφηκαν στην παράγραφο 3.4 και μέσω της μεθόδου σημειακής εκτίμησης (Point Estimation Method), η οποία εφαρμόζεται σε τρισδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις (Φορτσάκης, 2012, Fortsakis et al., 2011). Στη συνέχεια μέσω στοχαστικών αναλύσεων υπολογίστηκε η πιθανότητα αστοχίας και το επίπεδο αξιοπιστίας διατομών τελικής επένδυσης από ωπλισμένο σκυρόδεμα ( $\Omega/\Sigma$ ), οι οποίες καταπονούνται από μεγέθη ορθής έντασης, για διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων και τέλος προτάθηκαν τιμές για τους επιμέρους συντελεστές των μόνιμων φορτίων (Φορτσάκης, 2012, Fortsakis et al., 2011). Αντίστοιχες αναλύσεις με πιθανοτική θεώρηση του

προβλήματος της διάνοιξης σιηράγγων παρουσιάζονται στις εργασίες των Papaioannou et al. (2009), Mollon et al. (2009), Courage & Vervuurt (2009), Φορτσάκης et al. (2010a) και Νομικός et al. (2010).

### 7.1.1 Παράγοντες καθορισμού αβεβαιότητας φορτίων τελικής επένδυσης

Η εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης είναι μία πολυσύνθετη διαδικασία με αρχικά δεδομένα, αλλά και εργαλεία, τα οποία χαρακτηρίζονται από εξαιρετικά μεγάλη αβεβαιότητα. Συγκεντρωτικά οι παράγοντες που καθορίζουν το μέγεθος της αβεβαιότητας αυτής είναι οι εξής:

- ο Γεωμετρικές παράμετροι
- ο Γεωτεχνικές παράμετροι
- ο Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας υλικών κατασκευής
- ο Καταστατικά προσομοιώματα και κριτήρια αστοχίας
- ο Εμπειρικές μέθοδοι
- ο Απλοποιήσεις προσομοίωσης
- ο Μακροχρόνια συμπεριφορά μέτρων άμεσης υποστήριξης

### 7.1.2 Εκτίμηση πιθανοτικών χαρακτηριστικών φορτίων τελικής επένδυσης

Τα πιθανοτικά χαρακτηριστικά των φορτίων της τελικής επένδυσης που απαιτήθηκε να προσδιοριστούν είναι ο τύπος της κατανομής που ακολουθούν και η μεταβλητότητά τους. Είναι ευνόητο, ότι ο πιο σημαντικός παράγοντας καθορισμού της μεταβλητότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης από το περιβάλλον γεωυλικό είναι οι γεωτεχνικές παράμετροι του προβλήματος.

Εφόσον το υπό μελέτη πρόβλημα αφορά κυρίως σε βραχώδη γεωυλικά επιλέχθηκε η αβεβαιότητα να ενσωματωθεί πρωτογενώς στις παραμέτρους του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown ( $GSI$ ,  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$ ,  $D$ ), σύμφωνα με την διαδικασία που έχει προταθεί από τη διδακτορική διατριβή του Φορτσάκη 2012. Αντίστοιχη ποσοτικοποίηση των πιθανοτικών χαρακτηριστικών του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown έχει προταθεί από τον Hoek (1998). Επίσης, προτάσεις για την προσομοίωση των πιθανοτικών χαρακτηριστικών βραχωδών γεωυλικών με έμφαση στις ασυνέχειες δίνονται στις εργασίες των Baecher (1983) και Park et al. (2005).

Παρακάτω παρατίθενται οι ποσοτικοποιήσεις, όσον αφορά την μεταβλητότητα των γεωτεχνικών παραμέτρων, που ελήφθησαν υπόψιν για τις αναλύσεις.

#### 7.1.2.1 Βαθμονόμηση βραχώμαζας GSI

Για την ποσοτικοποίηση της μεταβλητότητας του GSI, η τιμή βαθμονόμησης GSI προσομοιώθηκε με δύο διαφορετικές κατανομές (Φορτσάκης 2010):

- ο Κανονική κατανομή θεωρώντας ότι το αμφίπλευρο διάστημα που ορίζεται από τα εύρη του προηγούμενου σχήματος αποτελεί το διάστημα εμπιστοσύνης 90% για τη μεταβλητή GSI.
- ο Ομοιόμορφη κατανομή θεωρώντας ότι το αμφίπλευρο διάστημα που ορίζεται αντιστοιχεί στην ελάχιστη και μέγιστη τιμή της ομοιόμορφης κατανομής.



Μέση τιμή GSI $m_{GSI}$		Εύρος	Κανονική κατανομή		Ομοιόμορφη	
Από	Έως		Τυπική απόκλιση $\sigma_{GSI}$	Συντελεστής μεταβλητότητας $V_{GSI} (%)$	Τυπική απόκλιση $\sigma_{GSI}$	Συντελεστής μεταβλητότητας $V_{GSI} (%)$
5	30	$\pm 5$	3.04	10 - 60	2.89	11 - 58
30	40	$\pm 7$	4.25	10 - 15	4.04	10 - 13
40	90	$\pm 10$	6.08	7 - 15	5.78	6.5 - 13

Πίνακας 7.1 Τιμές στοχαστικών χαρακτηριστικών βαθμονόμησης GSI (Φορτσάκης, 2012, Fortsakis et al., 2011).

### 7.1.2.2 Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη $\sigma_{ci}$

Η αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη θεωρήθηκε ότι ακολουθεί κόλουρη κανονική κατανομή με κάτω όριο τη μηδενική τιμή. Συνοψίζοντας την βιβλιογραφία που υπήρχε για τη μεταβλητότητα του άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη, επιλέχθηκε χαρακτηριστικό εύρος  $V_{\sigma_{ci}} = 30\% - 40\%$  και λαμβάνοντας υπόψη τη συμμετοχή μεγάλου όγκου βραχώμαζας στο υπό μελέτη φαινόμενο υιοθετήθηκε η τιμή  $V_{\sigma_{ci}} = 25\%$ .

### 7.1.2.3 Σταθερά γεωυλικού $m_i$

Η σταθερά γεωυλικού  $m_i$  θεωρήθηκε ότι ακολουθεί κόλουρη κανονική κατανομή με κάτω όριο τη μηδενική τιμή. Η μεταβολή του  $V_{m_i}$  ως προς το  $m_{mi}$  μειώνεται η μεταβλητότητα όσο αυξάνει η μέση τιμή της μεταβλητής. Επομένως για μεγαλύτερη ακρίβεια οι τιμές  $m_{mi}$  χωρίστηκαν σε δύο διαστήματα, σε καθένα από τα οποία αντιστοιχήθηκαν διαφορετικές τιμές  $V_{m_i}$ .

Μέση τιμή $m_{mi}$	Μεταβλητότητα $V_{m_i} (%)$	
	Αρχική εκτίμηση	Τελική εκτίμηση (με απομείωση 20%)
0 - 15	21	16
15 - 30	12	10

Πίνακας 7.2 Μεταβλητότητα της σταθεράς του γεωυλικού  $m_i$  (Φορτσάκης et al. 2010)

### 7.1.2.4 Συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων $K$

Ο συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων  $K$  αποτελεί μία ιδιαίτερα σημαντική και συγχρόνως αβέβαιη γεωτεχνική παράμετρο. Η τιμή του  $K$  εξαρτάται κυρίως από τη γεωλογική και τεκτονική ιστορία της υπό μελέτη περιοχής. Στις στοχαστικές αναλύσεις με τις εμπειρικές και αναλυτικές μεθόδους επιλέχθηκε να θεωρηθεί ως ντετερμινιστική μεταβλητή και να μελετηθεί η επίδρασή του μέσω των παραμετρικών αναλύσεων, και ως εκ τούτου πραγματοποιήθηκαν υπολογισμοί για τρεις διαφορετικές, σταθερές ανά ανάλυση, τιμές ( $K=0.5, 1.0, 1.5$ ) (Φορτσάκης, 2012, Fortsakis et al., 2011).

### 7.1.3 Υπολογισμός μεταβλητότητας των φορτίων μέσω αναλυτικών και εμπειρικών μεθόδων

Οι εμπειρικές και αναλυτικές μέθοδοι για τον υπολογισμό των φορτίων παρουσιάζουν το σημαντικό πλεονέκτημα του μικρού υπολογιστικού χρόνου, γεγονός το οποίο επιτρέπει την εκτέλεση παραμετρικών αναλύσεων για μεγάλο φάσμα τιμών των υπό εξέταση παραμέτρων. Παρακάτω

παρατίθενται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των στοχαστικών αναλύσεων για την εύρεση της μεταβλητότητας της κάθε μεθόδου εύρεσης φορτίων τελικής επένδυσης (Φορτσάκης et al. 2010).

#### **7.1.3.1 Εμπειρική μέθοδος Terzaghi**

Η εκτίμηση των φορτίων με βάση τη συγκεκριμένη μέθοδο βασίστηκε μόνο στην ποιοτική περιγραφή της βραχώμαζας, η οποία αντιστοιχίστηκε σε μία περιοχή του διαγράμματος GSI και κατ' επέκταση σε μία συγκεκριμένη τιμή. Επιλέγοντας ένα ικανοποιητικό πλήθος επαναλήψεων, για να υπάρξει η απαιτούμενη σύγκλιση των τιμών, πραγματοποιήθηκε η επαναληπτική μέθοδο προσομοίωσης Monte – Carlo. Με τις στοχαστικές αναλύσεις, σύμφωνα με Φορτσάκης et al. 2010 επιλέχθηκε ότι η μεταβλητότητα γενικά κυμαίνεται από 5% έως 25% και η μορφή της κατανομής εξαρτάται από τον τρόπο ποσοτικοποίησης της αβεβαιότητας του GSI και την «ευκολία» ανά περιοχή η βραχώμαζα να αλλάζει κατηγορία. Η διαφορά μεταξύ των δύο θεωρήσεων για την κατανομή του GSI (κανονική και ομοιόμορφη) ήταν αμελητέες.

#### **7.1.3.2 Μέθοδος Unal**

Με βάση την εμπειρική μέθοδο Unal, το φορτίο υπολογίστηκε ως συνάρτηση της βαθμονόμησης RMR της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Επομένως, στις στοχαστικές αναλύσεις ως πιθανοτική μεταβλητή θεωρήθηκε το GSI. Το εύρος διακύμανσης του συντελεστή μεταβλητότητας είναι από 5% έως 25%. Ομοίως με την εμπειρική μέθοδο Terzaghi, η βαρύτητα της μεθόδου Unal στην τελική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων ήταν μικρή, καθώς ήταν μονοπαραμετρική και δεν ελάμβανε υπόψη κρίσιμες παραμέτρους του προβλήματος.

#### **7.1.3.3 Αναλυτική μέθοδος Terzaghi**

Στη συγκεκριμένη μέθοδο για τον υπολογισμό των φορτίων χρησιμοποιήθηκαν οι παράμετροι αντοχής με βάση το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Επομένως, σε κάθε μία επανάληψη της επαναληπτικής προσομοίωσης από τις τυχαίες τιμές των GSI,  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  υπολογίστηκαν οι ισοδύναμες τιμές της συνοχής και της γωνίας τριβής. Αξίζει να σημειωθεί, ότι η μέθοδος αυτή, είχε πολλές διαφορετικές παραμέτρους να ληφθούν υπόψιν (ύψος υπερκειμένων, διάμετρος σήραγγας κ.α.), με αποτέλεσμα να είναι δύσκολο η εξαγωγή ασφαλών αποτελεσμάτων. Τελικά ως αντιπροσωπευτικό εύρος τιμών του συντελεστή μεταβλητότητας  $V_p$  με βάση τη συγκεκριμένη μέθοδο επιλέχθηκε 10% - 60%.

#### **7.1.3.4 Μέθοδος Protodyakonov**

Στη αναλυτική μέθοδο Protodyakonov το κατακόρυφο φορτίο υπολογίστηκε από το βάρος ενός φορτίζοντος στερεού παραβολικού σχήματος, το ύψος του οποίου εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της βραχώμαζας. Στην συγκεκριμένη μέθοδο, από τις αναλύσεις προέκυψε ότι στην περίπτωση που ο συντελεστής  $f$  υπολογίζεται από την αντοχή του άρρηκτου βράχου οι τιμές των φορτίων που προκύπτουν είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες, σε αντίθεση με την περίπτωση που ο συντελεστής  $f$  υπολογίζεται από την αντοχή της βραχώμαζας  $\sigma_{cm}$ . Τελικά ως αντιπροσωπευτικό εύρος τιμών του συντελεστή μεταβλητότητας  $V_p$  με βάση τη συγκεκριμένη μέθοδο επιλέχθηκε 10% - 60%.

#### **7.1.3.5 Μέθοδος σύγκλισης – αποτόνωσης**

Η μέθοδος σύγκλισης αποτόνωσης αποτελεί, ίσως, την πιο αξιόπιστη προσέγγιση ειδικά για σήραγγες μεγάλου βάθους, όπου οι γεωτεχνικές συνθήκες προσεγγίζουν τις παραδοχές της μεθόδου, καθώς δεν υπάρχει αλληλεπίδραση με την επιφάνεια του εδάφους. Θεωρώντας τις ιδιαίτερα μεγάλες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας  $V_p$  που προέκυψαν ως μη ρεαλιστικές και εν μέρει αποτέλεσμα πιθανής

αριθμητικής αστάθειας, ως αντιπροσωπευτικό εύρος μεταβλητότητας για τη συγκεκριμένη μέθοδο επιλέχθηκε  $V_p=10\%-40\%$ .

#### 7.1.4 Υπολογισμός μεταβλητότητας των φορτίων μέσω τρισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων και της μεθόδου σημειακής εκτίμησης (Point Estimation Method)

Η μέθοδος σημειακής εκτίμησης όπως έχει αναφερθεί εκτενώς προηγουμένως §4.4.2, παρουσιάστηκε αρχικά από τον Rosenbluth (1975) επεκτάθηκε από τον ίδιο (1981) και στη συνέχεια έχουν προταθεί σημαντικές διαφοροποιήσεις και επεκτάσεις αυτής. Η μέθοδος αποσκοπεί στη μείωση του υπολογιστικού χρόνου καθώς «αντικαθιστά» την κατανομή των «μεταβλητών εισόδου» με δύο σημεία και στη συνέχεια τα πιθανοτικά χαρακτηριστικά των «μεταβλητών εξόδου» υπολογίζονται με την επίλυση ενός συστήματος. Ο υπολογισμός των κεντρικών ροπών των «μεταβλητών εξόδου» μέσω της μεθόδου σημειακής εκτίμησης παρέχει ικανοποιητική αξιοπιστία, ειδικά στην περίπτωση απλών προβλημάτων, τα οποία δεν περιέχουν έντονη μη γραμμικότητα στις εξισώσεις τους και ασυμμετρία στις μεταβλητές τους (ενδεικτικά βλ. Φορτσάκης et al., 2010).

Για την πληρότητα στην εξαγωγή της μεταβλητότητας των φορτίων που προκύπτουν από την κάθε μέθοδο ανάλυσης της τελικής επένδυσης, κρίθηκε αναγκαίο να πραγματοποιηθούν αριθμητικές αναλύσεις για την εξαγωγή της μεταβλητότητας των φορτίων που προκύπτει από την μέθοδο σημειακής εκτίμησης.

Στον Πίνακα 7.3 παρουσιάζονται η μέση τιμή και η μεταβλητότητα που προκύπτει για την τιμή του κατακόρυφου φορτίου στην οροφή της σήραγγας. Σε ποιοτική συμφωνία με τα αποτελέσματα των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων η μεταβλητότητα των φορτίων αυξάνεται όσο μειώνεται η μέση τιμή τους. Γενικά οι τιμές της μεταβλητότητας προκύπτουν σε αντίστοιχο εύρος, αλλά ελαφρώς μικρότερες σε σχέση με τις τιμές της προηγούμενης παραγράφου. Υπενθυμίζεται, ότι η Μέθοδος Σημειακής Εκτίμησης δεν παρέχει δεδομένα για τη μορφή της κατανομής των μεταβλητών που υπολογίζονται, παρά μόνο για τις κεντρικές ροπές αυτών. Σαν Γενικό συμπέρασμα βέβαια, θα μπορούσε να σημειωθεί ότι η μεταβλητότητα των φορτίων κυμαίνεται από 15% έως 40%.

	C1*	C2*	C3*	C4*
Μέση τιμή ανηγμένου φορτίου, $m_{p/ro,m}$	0.247	0.178	0.283	0.144
$V_p$ (%)	14	30	11	39

Πίνακας 7.3 Μέση τιμή και μεταβλητότητα κατακόρυφου φορτίου στην κλείδα της διατομής (Fortsakis et al.2011)

Παρακάτω παρατίθενται συγκεντρωτικός πίνακας με όλες τις μεθόδους εύρεσης των φορτίων της τελικής επένδυσης και τη μεταβλητότητα της καθεμιάς αντίστοιχα (Πίνακας 7.4).

Μέθοδος εύρεσης φορτίων τελικής επένδυσης	Μεταβλητότητα (%)
Εμπειρική μέθοδος Terzaghi	5 – 25
Μέθοδος Unal	5 – 25
Αναλυτική μέθοδος Terzaghi	10 – 60
Μέθοδος Protodyakonov	10 - 60
Μέθοδος σύγκλισης – αποτόνωσης	10 – 40
Αριθμητικές αναλύσεις (PEM)	15 - 40

Πίνακας 7.4 Συγκεντρωτικός πίνακας μεθόδων εύρεσης φορτίων τελικής επένδυσης και μεταβλητότητας αντίστοιχα (Φορτσάκης, 2012)

## 7.2 ΣΤΟΧΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Οι προτεινόμενες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση είναι σημαντικά μεγαλύτερες σε σχέση με την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας για τα ίδια βάρη που προτείνεται στη βιβλιογραφία  $V_v=10\%$  (JCSS, 2001b; Haar, 1987). Η αύξηση της μεταβλητότητας των φορτίων, με δεδομένο ότι όλοι οι υπόλοιποι παράγοντες που επηρεάζουν την επάρκεια της τελικής επένδυσης παραμένουν πρακτικά σταθεροί, οδηγεί σε μείωση του επιπέδου αξιοπιστίας ή ισοδυνάμως σε αύξηση της πιθανότητας αστοχίας.

Οι κανονισμοί, ακόμη και οι πλέον σύγχρονοι, όπως είναι οι Ευρωκώδικες, ενσωματώνουν έμμεσα την έννοια της πιθανότητας αστοχίας στη διαδικασία σχεδιασμού, με την επιλογή των χαρακτηριστικών τιμών και των επιμέρους συντελεστών. Ωστόσο, τα διάφορα επίπεδα σχεδιασμού συνδέονται, στη φιλοσοφία του κανονισμού, με απαιτούμενες τιμές του δείκτη αξιοπιστίας  $\beta$ . Ο δείκτης αξιοπιστίας  $\beta$  υπολογίζεται από την αντίστροφη τυποποιημένη κανονική κατανομή για την τιμή της πιθανότητας αστοχίας, δηλαδή:

$$\beta = \text{Erf}^{-1}(1 - p_f) \quad (7.1)$$

Όπου:

$\beta$ : Συντελεστής αξιοπιστίας

$p_f$ : Πιθανότητα αστοχίας

Στους δύο παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 0 (EC0) για τα επίπεδα αξιοπιστίας με ορισμένες προσθήκες από τους Gulvanessian et al. (2009).

Κλάση συνεπειών	Κλάση αξιοπιστίας	Τιμή του δείκτη αξιοπιστίας					
		Οριακή κατάσταση αστοχίας		Κόπωση		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
		Περίοδος επαναφοράς 1 έτος	Περίοδος επαναφοράς 50 έτος	Περίοδος επαναφοράς 1 έτος	Περίοδος επαναφοράς 50 έτος	Περίοδος επαναφοράς 1 έτος	Περίοδος επαναφοράς 50 έτος
CC3	RC3	5.2	4.3				
CC2	RC2	4.7	3.8		1.5 - 3.8	2.9	1.5
CC1	RC1	4.2	3.3				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)

Πίνακας 7.5 Κλάσεις συνεπειών και αξιοπιστίας και τιμές του δείκτη αξιοπιστίας β (Guivanessian et al., 2009).

Συχνότητα χρήσης	Συνέπειες της αστοχίας		
	Χαμηλή	Μεσαία	Υψηλή
Χαμηλή	CC1	CC2	CC3
Μεσαία	CC2	CC2	CC3
Υψηλή	Δεν ισχύει	CC3	CC3

Πίνακας 7.6 Μητρώο κλάσης συνεπειών β (Guivanessian et al., 2009)

### 7.2.1 Στοχαστικές αναλύσεις διατομών τελικής επένδυσης από ωπλισμένο σκυρόδεμα

Προτού παρουσιαστούν και αναλυθούν τα αποτελέσματα των πιθανοτικών αναλύσεων των διατομών τελικών επενδύσεων άοπλου σκυροδέματος, θα παρουσιαστούν συγκεντρωτικά κάποια από τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις πιθανοτικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε διατομές τελικής επένδυσης από ωπλισμένο σκυρόδεμα, από την προπτυχιακή διπλωματική (Λίτσας 2010).

#### 7.2.1.1 Εύρεση επιπέδου αξιοπιστίας διατομών τελικής επένδυσης ωπλισμένου σκυροδέματος

Στην προπτυχιακή διπλωματική εργασία (Λίτσας, 2010), πραγματοποιήθηκαν πιθανοτικές αναλύσεις σε διατομές τελικής επένδυσης από ωπλισμένο σκυρόδεμα θεωρώντας οριακή κατάσταση αστοχίας από μεγέθη ορθής έντασης (αξονική δύναμη και ροπή) αμελώντας άλλους πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας (διάτμηση, αγκύρωση, ρωγμάτωση κτλ). Εφόσον οι αναλύσεις για τον προσδιορισμό της έντασης και τη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης είναι σχεδόν πάντα ελαστικές μπορεί ευλόγως να γίνει η παραδοχή ότι η μεταβλητότητα των εντατικών μεγεθών είναι πρακτικά ίση με τη μεταβλητότητα των φορτίων. Οι επιμέρους συντελεστές που προβλέπονται από τους Ευρωκώδικες για μελέτη κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα είναι οι εξής

- Επιμέρους συντελεστής για μόνιμα φορτία με δυσμενή δράση:  $\gamma_g = 1.35$
- Επιμέρους συντελεστής για μεταβλητά φορτία με δυσμενή δράση:  $\gamma_Q = 1.50$
- Επιμέρους συντελεστής για την αντοχή του σκυροδέματος:  $\gamma_c = 1.50$
- Επιμέρους συντελεστής για την αντοχή του χάλυβα:  $\gamma_s = 1.15$

Παρακάτω παρατίθενται συγκεντρωτικός πίνακας για την αξιοπιστία των διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος που προκύπτουν από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με βάση την μεταβλητότητα του φορτίου και την εκκεντρότητα της δρώσας αξονικής δύναμης.

	$V_p=10\%$	$V_p=20\%$	$V_p=30\%$	$V_p=40\%$	$V_p=50\%$
$e/h_{RC} = 0.00$	6.28-11.57	4.93-11.55	4.09-11.44	3.66-9.35	3.44-6.70
$e/h_{RC} = 0.20$	9.31-23.05	5.10-21.93	3.71-20.63	2.90-20.32	2.50-20.10
$e/h_{RC} = 0.40$	5.01-21.87	3.09-20.47	2.37-20.15	1.96-19.89	1.72-19.63
<b>Συνολικά</b>	5.01-23.05	3.09-21.93	2.37-20.63	1.96-20.32	1.72-20.10

Πίνακας 7.7 Εύρος απαντώμενων τιμών του δείκτη αξιοπιστίας ως προς την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων ( $V_p$ ) και την εκκεντρότητα ( $e/h_{RC}$ ) της επιβαλλόμενης φόρτισης. (Λίτσας, 2010)

### 7.2.1.2 Υπολογισμός απαιτούμενων επιμέρους συντελεστών φορτίων γεωυλικού

Μία τιμή του δείκτη αξιοπιστίας δεν είναι δυνατόν να χαρακτηριστεί απόλυτα εάν είναι μεγάλη ή όχι, αλλά μόνο συγκριτικά με μία απαιτούμενη τιμή. Στο υπό μελέτη πρόβλημα η τιμή αυτή, για ένα συγκεκριμένο συνδυασμό παραμέτρων, θα μπορούσε να είναι είτε μία αυθαίρετα ορισμένη, είτε η τιμή που αντιστοιχεί σε μία κατασκευή με τις ίδιες παραμέτρους, αλλά με συντελεστή μεταβλητότητας μόνιμων φορτίων  $V_p=10\%$  («συμβατική κατασκευή»).

Στο τελευταίο αυτό τμήμα των στοχαστικών αναλύσεων υπολογίζονται οι επιμέρους συντελεστές ( $\gamma_p$ ) για διατομές στις οποίες ασκούνται φορτία με αυξημένη μεταβλητότητα ανάλογα με το απαιτούμενο επίπεδο αξιοπιστίας. Η προσέγγιση αυτή αντιστοιχεί στις διατομές τελικής επένδυσης, στις οποίες ασκούνται φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό, τα οποία παρουσιάζουν πολύ μεγαλύτερη αβεβαιότητα σε σχέση με τα μόνιμα φορτία συμβατικών κατασκευών. Επισημαίνεται ότι οι τιμές που υπολογίζονται αφορούν τον επιμέρους συντελεστή μόνο των φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό.

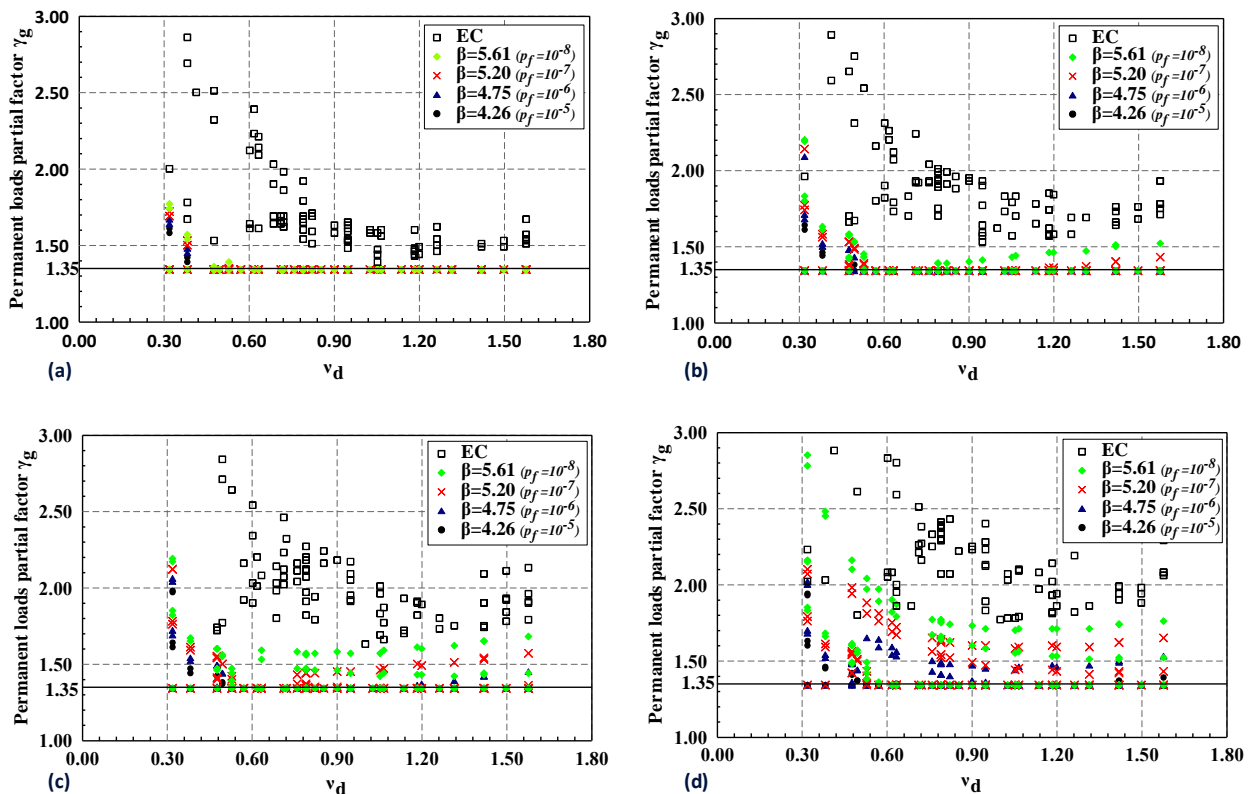
Λαμβάνοντας υπόψη τις συστάσεις του Ευρωκώδικα 0 και των Gulvanessian et al., 2009 (Πίνακας 7.6) τα απαιτούμενα επίπεδα αξιοπιστίας που επιλέχθηκαν είναι:

- $\beta_{req}=4.26$  ( $p_f=10^{-5}$ )
- $\beta_{req}=4.75$  ( $p_f=10^{-6}$ )
- $\beta_{req}=5.20$  ( $p_f=10^{-7}$ )
- $\beta_{req}=5.61$  ( $p_f=10^{-8}$ )
- $\beta_{req} = \langle \beta \text{ διατομής } \Omega/\Sigma \text{ με ίδια χαρακτηριστικά και μεταβλητότητα επιβαλλόμενων φορτίων } V_p=10\% \rangle$

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών  $\gamma_p$  παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα και αντιστοιχούν και στις τρεις περιπτώσεις εκκεντρότητας που εξετάστηκαν. Είναι εμφανές ότι αύξηση του απαιτούμενου επιπέδου αξιοπιστίας ή/και αύξηση του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων οδηγεί σε αύξηση της τιμής του απαιτούμενου επιμέρους συντελεστή  $\gamma_p$ . Γενικά οι μεγαλύτερες τιμές παρατηρούνται στην αριστερή πλευρά των διαγραμμάτων, ενώ είναι φανερό η σημαντική διασπορά των σημείων λόγω των διαφορετικών ποιοτήτων χάλυβα και σκυροδέματος.

Οι τιμές που προκύπτουν με βάση την απαίτηση το επίπεδο αξιοπιστίας να είναι ίδιο με αυτό της αντίστοιχης «συμβατικής κατασκευής» είναι ιδιαίτερα υψηλές και οδηγούν σε πολύ μεγάλες ποσότητες οπλισμού, όπως θα φανεί στη συνέχεια. Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις δείκτη αξιοπιστίας τα σημεία έχουν παρόμοια κατανομή, τείνοντας προς μία καμπύλη με τα κοίλα στραμμένα προς τα πάνω για τις μεγάλες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας.

Οι βασικές μεταβλητές του συγκεκριμένου προβλήματος είναι ο συντελεστής μεταβλητότητας των επιβαλλόμενων φορτίων και το απαιτούμενο επίπεδο αξιοπιστίας. Ωστόσο η επιλογή ενός επιμέρους συντελεστή ανά ζεύγος παραμέτρων δεν είναι εύκολη, καθώς η τιμή του  $\gamma_{p,req}$ , όπως έγινε αντιληπτό από τα παραπάνω διαγράμματα εξαρτάται από την ποιότητα σκυροδέματος και χάλυβα, από την εκκεντρότητα και την τιμή της φόρτισης. Επομένως, εφόσον η επιλογή της τιμής του επιμέρους συντελεστή δεν μπορεί να είναι αποτέλεσμα μίας μαθηματικής διαδικασίας, αλλά εμπεριέχει υποκειμενικότητα είναι μία απόφαση, η οποία βασίζεται περισσότερο σε κανονιστικά, κοινωνικά και τεχνικοοικονομικά παρά σε επιστημονικά κριτήρια.



Σχήμα 7.1 Μεταβολή επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωυλικού για συντελεστή μεταβλητότητας φορτίων (a)  $V_p=20\%$ , (b)  $V_p=30\%$ , (c)  $V_p=40\%$ , (d)  $V_p=50\%$  και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με  $V_p=10\%$ . (Fortsakis et al., 2011)

Οι βασικές μεταβλητές του συγκεκριμένου προβλήματος είναι ο συντελεστής μεταβλητότητας των επιβαλλόμενων φορτίων και το απαιτούμενο επίπεδο αξιοπιστίας. Ωστόσο η επιλογή ενός επιμέρους συντελεστή ανά ζεύγος παραμέτρων δεν είναι εύκολη, καθώς η τιμή του  $\gamma_{p,req}$ , όπως έγινε αντιληπτό από τα παραπάνω διαγράμματα εξαρτάται από την ποιότητα σκυροδέματος και χάλυβα, από την εκκεντρότητα και την τιμή της φόρτισης.

## 7.2.2 Στοχαστικές αναλύσεις διατομών τελικής επένδυσης άοπλου σκυροδέματος

### 7.2.2.1 Στοχαστικά στοιχεία διαγράμματος αλληλεπίδρασης και συμπεράσματα

Αρχικά θα γίνει πιθανοτική ανάλυση του διαγράμματος αλληλεπίδρασης μιας τυχαίας διατομής άοπλου σκυροδέματος, έτσι ώστε να υπάρξει καλύτερη κατανόηση του μηχανισμού αστοχίας της άοπλης διατομής σκυροδέματος και τους παράγοντες που επηρεάζουν λιγότερο ή περισσότερο την αντοχή της διατομής.

Έχοντας ως βάση τον προγραμματιστικό κώδικα για την χάραξη του διαγράμματος αλληλεπίδρασης, μπορεί να χαραχτεί το διάγραμμα αλληλεπίδρασης του σχεδιασμού (εφόσον διαιρεθεί η  $F_{c2}$  με το γνωστό επιμέρους συντελεστή  $\gamma_c=1.50$ ). Επίσης, μπορούν να χαραχθούν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης για τις χαρακτηριστικές και για τις μέσες τιμές του σκυροδέματος βασιζόμενοι στις παρακάτω σχέσεις (7.2) & (7.3). Για τη χάραξη της καμπύλης των χαρακτηριστικών τιμών χρησιμοποιήθηκε ως αντοχή του σκυροδέματος η χαρακτηριστική τιμή του, απαλλαγμένη από συντελεστές ασφαλείας, π.χ. για σκυρόδεμα C20, το 20 MPa. Ενώ για το διάγραμμα αλληλεπίδρασης των μέσων τιμών χρησιμοποιήθηκε ως αντοχή του σκυροδέματος η μέση τιμή του, που προέκυψε με τη βοήθεια των σχέσεων (7.2) & (7.3). Αυτά τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης (σχεδιασμού, χαρακτηριστικών και μέσων τιμών) δείχνονται συγκεντρωτικά στο Διάγραμμα 7.1 για μια τυχαία διατομή άοπλου σκυροδέματος.

$$m_c = \frac{f_{ck}}{(1 + \beta \cdot V_c)} \quad (7.2)$$

$$\sigma_c = V_c \cdot m_c \quad (7.3)$$

Όπου,  $m_c$ ,  $\sigma_c$  &  $V_c$  είναι η μέση τιμή, η τυπική απόκλιση και η μεταβλητότητα του σκυροδέματος αντίστοιχα.

Θεωρώντας ότι η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ακολουθεί κανονική κατανομή, με μέση τιμή  $m_c$  και τυπική απόκλιση  $\sigma_c$ , σύμφωνα με τις (7.2) & (7.3), είναι εφικτό για κάθε ξεχωριστή δύναμη  $N$  να εξαχθεί η κατανομή της ροπής αντοχής της διατομής  $M$ . Αυτό επιτυγχάνεται με τη βοήθεια της μεθόδου επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO.

Έτσι λοιπόν, για να ευρεθεί η κατανομή της ροπής αντοχής  $M$ , για την κάθε αξονική δύναμη  $N$  μιας άοπλης διατομής σκυροδέματος, γίνεται επαναληπτική διαδικασία (50000 Iterations), όπου για κάθε επανάληψη, η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος εκλέγεται «τυχαία» (εφόσον ακολουθεί κανονική κατανομή). Συνεπώς, αφού βρεθεί η κατανομή της ροπής αντοχής για κάθε αξονική δύναμη  $N$ , με αντίστροφη διαδικασία μπορεί να παραχθεί το διάστημα εμπιστοσύνης 90% (Διάγραμμα 7.2), βασιζόμενοι στις σχέσεις (7.4), (7.5) & (7.6). Στο Διάγραμμα 7.2, φαίνεται επίσης και η κατανομή της ροπής αντοχής για κάποιες διακεκριμένες αξονικές δυνάμεις  $N$ .

$$P\left(\frac{M - m_{Mr}}{\sigma_{Mr}} < \frac{-m_{Mr}}{\sigma_{Mr}}\right) = P_f \quad (7.4)$$

$$P\left(M_{5\%} \leq \frac{-m_{Mr}}{\sigma_{Mr}}\right) = 0.05 \quad (7.5)$$

$$P\left(M_{95\%} \leq \frac{-m_{Mr}}{\sigma_{Mr}}\right) = 0.95 \quad (7.6)$$



**7.2.2.1.1 Περιγραφή της διαδικασίας**

Η διαδικασία για τον έλεγχο της επιρροής του σκυροδέματος για την ασφάλεια ή μη της διατομής έγινε με την βοήθεια των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης.

Έτσι λοιπόν, σαν δεδομένα για την κάθε ανάλυση εισάγονται οι διαστάσεις της διατομής, ο επιμέρους συντελεστής (σκυροδέματος) και το επίπεδο αξιοπιστίας. Με βάση αυτά τα δεδομένα δημιουργείται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης του σχεδιασμού, δηλαδή με τη τιμή σχεδιασμού για την αντοχή του σκυροδέματος, και το διάγραμμα αλληλεπίδρασης των χαρακτηριστικών και μέσων τιμών για την χαρακτηριστική και μέση τιμή της αντοχής του σκυροδέματος αντίστοιχα (Διάγραμμα 7.1).

Εφόσον έχουν δημιουργηθεί τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του σχεδιασμού, των χαρακτηριστικών και των μέσων τιμών, γίνεται στοχαστική ανάλυση με τη μέθοδο Monte Carlo (50000 iterations). Δηλαδή παράγονται 50000 διαφορετικοί συνδυασμοί  $f_c$  (θεωρώντας ότι ακολουθούν κανονική κατανομή) και για συγκεκριμένο  $N$  προκύπτει κάθε φορά η ροπή αντοχής  $M$  της διατομής. Έχοντας 50000 διαφορετικά  $M$ , υπολογίζεται η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση του συνόλου του  $M$  (για κάθε  $N$ ), και θεωρώντας ότι ακολουθεί κανονική κατανομή υπολογίζεται εύκολα και η πιθανότητα αστοχίας της διατομής για κάθε  $N$ . Με την αντίστροφη διαδικασία δημιουργείται και το διάστημα εμπιστοσύνης 90%, δηλαδή έχοντας ως δεδομένα την μέση τιμή και την τυπική απόκλιση του  $M$  για κάθε  $N$ , υπολογίζεται η τιμή της ροπής αντοχής ζητώντας η πιθανότητα αστοχίας να είναι 5% ή 95% (Διάγραμμα 7.2).

**7.2.2.1.2 Ενδεικτικό παράδειγμα**

Για να γίνει πιο κατανοητή η παραπάνω διαδικασία, θα δειχθούν αποτελέσματα από ένα ενδεικτικό παράδειγμα.

Τα δεδομένα του παραδείγματος παρουσιάζονται παρακάτω:

Γεωμετρικά και στατιστικά δεδομένα για την διατομή:

Data		Section Properties		
Reliability level	0.05	b	1.00	m
Coefficient of variation for permanent loads	0.10	h	0.60	m
Coefficient of variation for concrete	0.10	ht,max	0.30	m
Concrete factor of safety	1.50			
Increase step for stain calculation (%)	0.0050			

Πίνακας 7.8 Στατιστικά δεδομένα και γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής

Χαρακτηριστικά του σκυροδέματος της διατομής:

**Concrete**

$m_c$ (MPa)	$V_c$	$\beta$	$\gamma_c$	$\sigma_c$ (MPa)	$C_k$ (MPa)	$f_{cd}$ (MPa)
23.94	0.10	-1.645	1.50	2.39	20	13.33

Πίνακας 7.9 Στατιστικά χαρακτηριστικά σκυροδέματος της διατομής

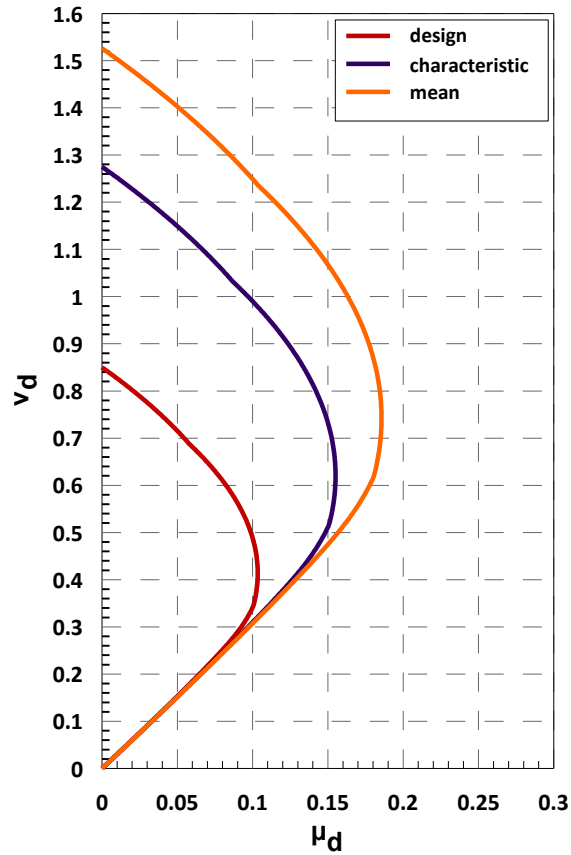
Έχοντας όλα τα παραπάνω, αντοχές υλικών & διαστάσεις προκύπτουν οι αντοχές σε μονοαξονική θλίψη και εφελκυσμό της διατομής για τις τιμές σχεδιασμού, χαρακτηριστικών και μέσων του χάλυβα και του σκυροδέματος.

	Axial Forces	
	Tensile Resistance	Compressive Resistance
	$v_{tensile}$	$v_{compressive}$
Design	0.00	0.85
Characteristic	0.00	1.28
Mean	0.00	1.53

Πίνακας 7.10 Εφελκυστική και θλιπτική αντοχή της άοπλης διατομής σκυροδέματος για αντοχή σκυροδέματος την τιμή α) του σχεδιασμού, β) τη χαρακτηριστική και γ) τη μέση.

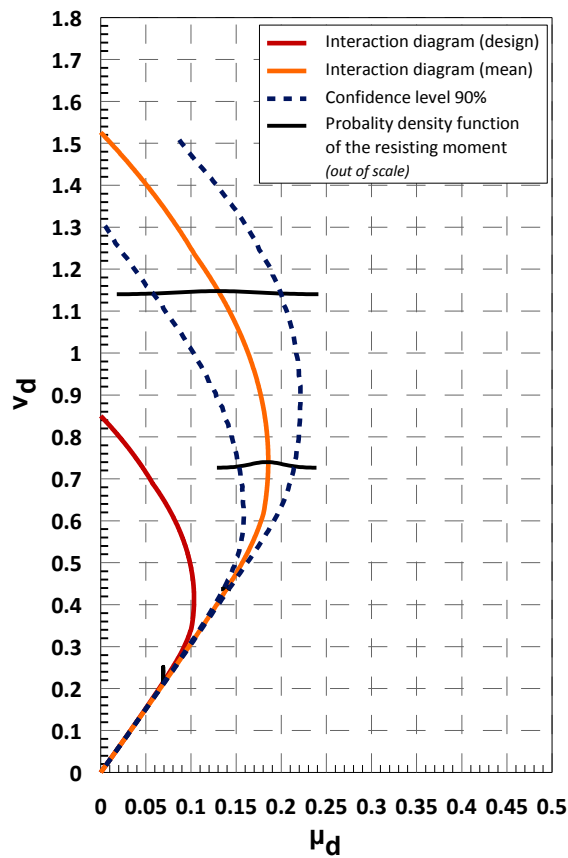
Με δεδομένα τα παραπάνω και με τη βοήθεια του λογισμικού του Excel, δημιουργήθηκαν τα παρακάτω συγκεντρωτικά διαγράμματα με την μέθοδο που έχει περιγραφεί παραπάνω.

**Interaction diagrams of a plain concrete section**  
*(design, characteristic & mean value for concrete strength)*



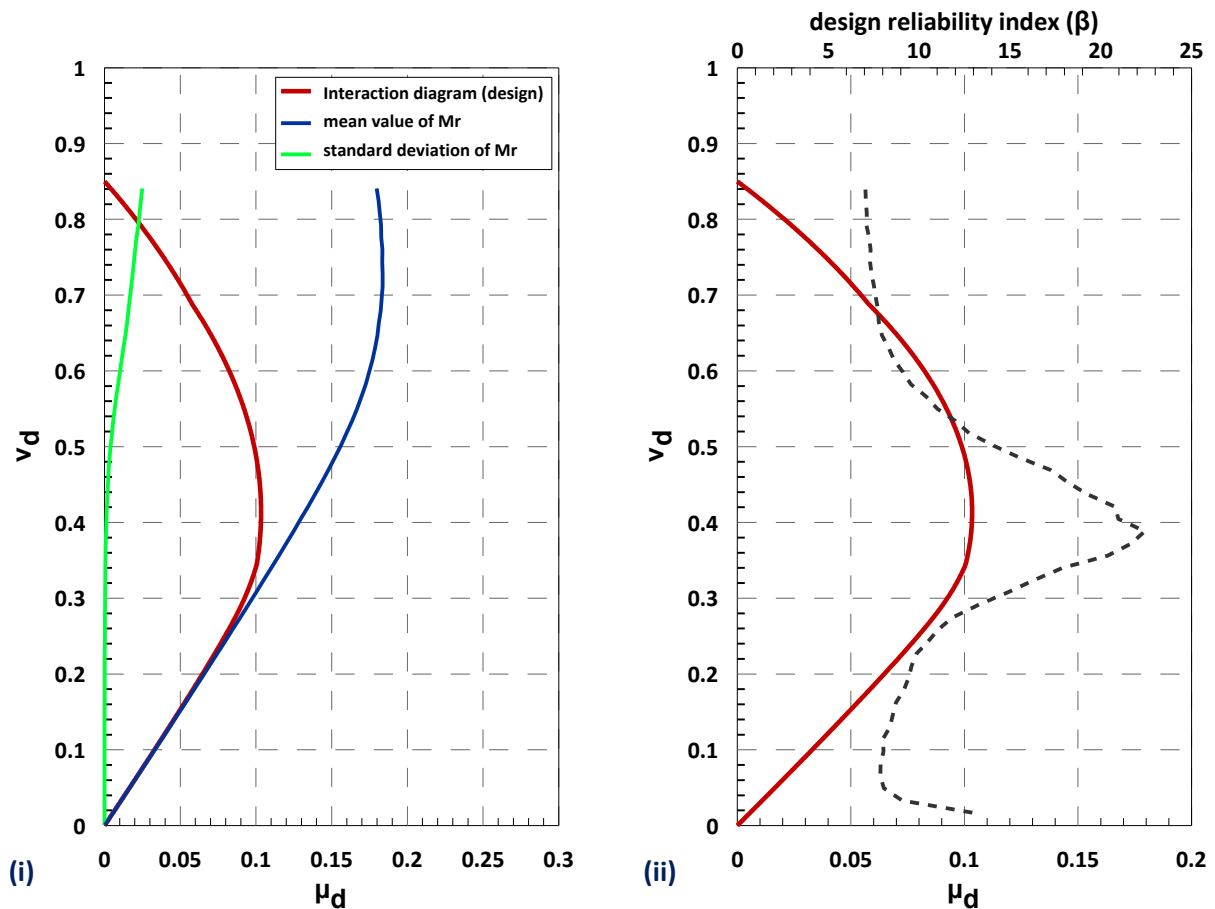
Διάγραμμα 7.1 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης άοπλης διατομής σκυροδέματος ( $b=1.00\text{m}$ ,  $h=0.60\text{m}$  &  $f_{ck}=20\text{MPa}$ ) για σχεδιασμού ( $f_{cd}=13.33\text{MPa}$ ), χαρακτηριστικές ( $f_{ck}=20\text{MPa}$ ) και μέσες ( $f_{cm}=23.94\text{MPa}$ ) τιμές αντοχής του σκυροδέματος

**Interaction diagrams of a plain concrete section**  
(design, mean & confidence level 90%)



Διάγραμμα 7.2 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης σχεδιασμού και μέσων τιμών, διάστημα εμπιστοσύνης 90 % και κατανομή της ροπής αντοχής της διατομής σε διακεκριμένες αξονικές δυνάμεις για γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής  $b=1.00m$ ,  $h=0.60m$  &  $f_{ck}=20MPa$ ,  $f_{cd}=13.33MPa$  και  $f_{cm}=23.94MPa$ .

Στο Διάγραμμα 7.2 φαίνεται χαρακτηριστικά, η μεταβολή του εύρους της κατανομής της ροπής αντοχής για κάθε διαφορετική τιμή του  $N$ . Συγκεκριμένα, για μικρές τιμές της αξονικής δύναμης  $N$ , το εύρος τιμών της κατανομής της ροπής αντοχής είναι πολύ μικρό και για αυτό το λόγο πάνω στο διάγραμμα (λόγω του προβλήματος της κλίμακας) προσεγγίζεται περισσότερο με μια ευθεία γραμμή, αντί για την καμπάνα της κανονικής κατανομής. Αυτό φαινόμενο θα ερμηνευθεί καλύτερα και με τη βοήθεια των διαγραμμάτων που ακολουθούν.



Διάγραμμα 7.3 (i) Διάγραμμα αλληλεπίδρασης σχεδιασμού και μέση τιμή και τυπική απόκλιση της ροπής αντοχής, (ii) Διάγραμμα αλληλεπίδρασης σχεδιασμού και πιθανότητα αστοχίας συναρτήσει της  $v_d$  (εκφρασμένο σε μονάδες τυπικής κανονικής κατανομής  $\beta$ ), για γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής  $b=1.00m$ ,  $h=0.60m$  &  $f_{ck}=20MPa$ ,  $f_{cd}=13.33MPa$  και  $f_{cm}=23.94MPa$ .

Όπως παρατηρείται και από το Διάγραμμα 7.3, ο κύριος λόγος που συμβαίνει αυτό, είναι ότι η ροπή αντοχής για μικρές αξονικές δυνάμεις επηρεάζεται περισσότερο από το εύρος της ρωγμής, όπου είναι ντετερμινιστικό μέγεθος, παρά από την αντοχή του σκυροδέματος, που είναι το μόνο στοχαστικό μέγεθος της ανάλυσης. Από την άλλη μεριά, όσο η αξονική δύναμη αυξάνεται, η επιρροή της αντοχής του σκυροδέματος μεγαλώνει και συνεπώς και η κατανομή της καμπτικής αντοχής της διατομής διευρύνεται, δηλαδή στην ουσία μεγαλώνει η τυπική απόκλιση αυτής (Διάγραμμα 7.3). Στο Διάγραμμα 7.3(β) φαίνεται επίσης, ότι υπάρχει μια αύξηση της αξιοπιστίας της διατομής όσο ανεβαίνουμε σε αξονικές δυνάμεις, έως ότου η παραμορφωσιακή κατάσταση βρίσκεται στην *Περιοχή 1* (Σχήμα 6.8), έπειτα αρχίζει το σημαντικότερο ρόλο για την αντοχή της διατομής να τον παίζει το σκυρόδεμα και λόγω της μεταβλητότητας του, η αξιοπιστία μειώνεται. Τέλος, σύμφωνα με το παραπάνω διάγραμμα, το επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής γίνεται μέγιστο στο σημείο, όπου η διατομή έχει την μέγιστη καμπτική ικανότητα.

### 7.2.2.2 Διαδικασία σχεδιασμού άοπλης τελικής επένδυσης

Για να γίνουν οι στοχαστικές αναλύσεις παραμετρικών αναλύσεων, θα πρέπει αρχικά να γίνει ο σχεδιασμός της άοπλης διατομής σκυροδέματος για την οριακή κατάσταση αστοχίας, συγκεκριμένα να υπολογιστεί το ύψος σχεδιασμού της διατομής.

**7.2.2.2.1 Εύρεση δράσεων σχεδιασμού**

Για να γίνει ο σχεδιασμός μια άοπλης ή οπλισμένης διατομής, πρέπει αρχικά να δημιουργηθούν τα εντατικά μεγέθη του σχεδιασμού: Έχοντας λοιπόν ως αρχικά δεδομένα τις μέσες αξονικές δυνάμεις  $m_N$  και τη μεταβλητότητα των φορτίων  $V_N$ , υπολογίζεται η χαρακτηριστική τιμή της αξονικής δύναμης  $N_k$  (7.7) και συνεπώς και η αξονική δύναμη σχεδιασμού  $N_d$  (7.8).

$$N_k = m_N \cdot (1 + \alpha \cdot V_N) \quad (7.7)$$

$$N_d = N_k \cdot \gamma_g \quad (7.8)$$

Όπου  $\alpha$ : αριθμητικός συντελεστής, ο οποίος για κανονική κατανομή της αξονικής δύναμης  $N$  και για πιθανότητα υπερβάσεως της χαρακτηριστικής της τιμής 5% ισούται με 1.645.

Για διατομές επιβαλλόμενες και σε αξονική δύναμη αλλά και σε ροπή, η επιβαλλόμενη ροπή παράχθηκε με την βοήθεια της αξονικής δύναμης και της εκκεντρότητας  $e$ , δηλαδή η μέση τιμή της ροπής δημιουργήθηκε από το γινόμενο της εκκεντρότητας με το ύψος της διατομής και τη μέση τιμή της αξονικής δύναμης (7.9). Η χαρακτηριστική τιμή και η τιμή σχεδιασμού της ροπής παράχθηκαν σύμφωνα με τις σχέσεις (7.10) και (7.11).

$$m_M = e \cdot h \cdot m_N \quad (7.9)$$

$$M_k = m_M \cdot (1 + \alpha \cdot V_M) \quad (7.10)$$

$$M_d = M_k \cdot \gamma_g \quad (7.11)$$

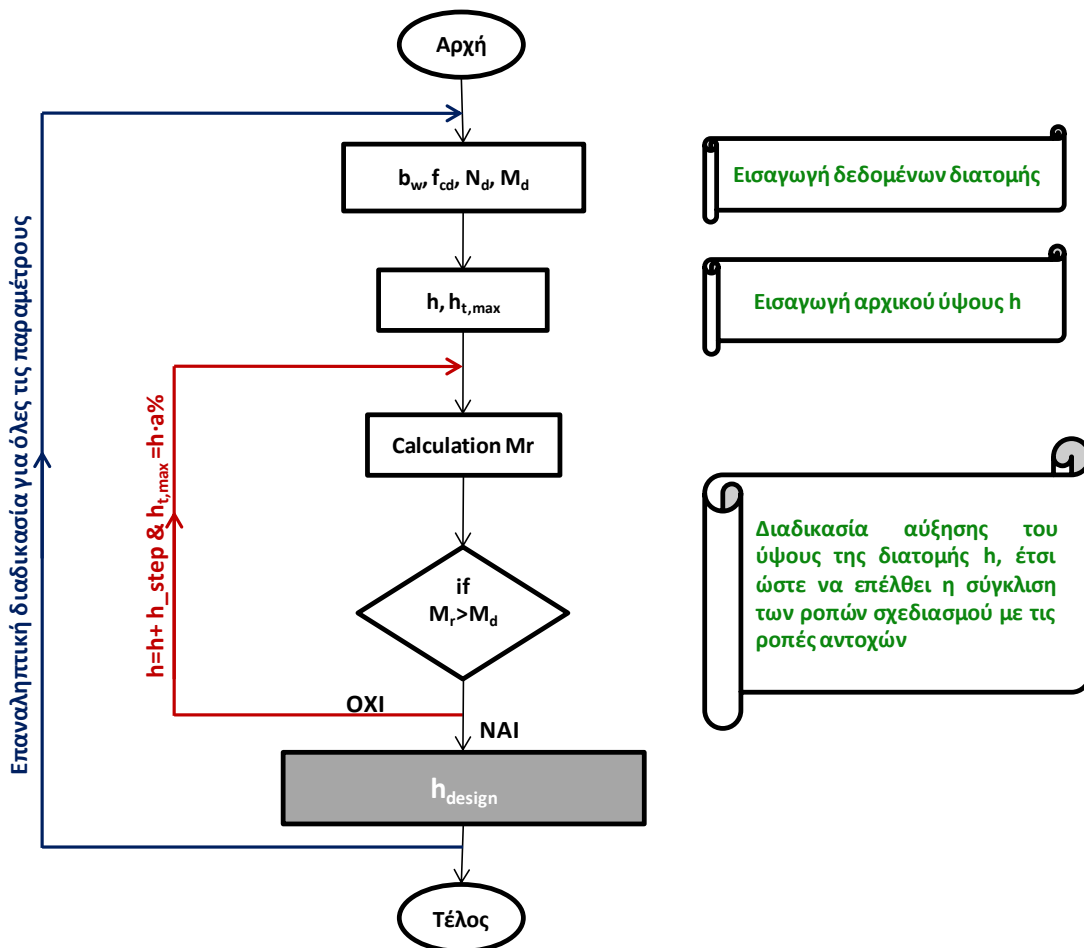
**7.2.2.2.2 Εύρεση ύψος σχεδιασμού άοπλης τελικής επένδυσης**

Για το οπλισμένο σκυρόδεμα η διαδικασία του σχεδιασμού μιας διατομής είναι συγκεκριμένη: Έχοντας ως δεδομένα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής, γίνεται επαναληπτική διαδικασία για την εύρεση του οπλισμού της διατομής, έτσι ώστε με τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού που καλείται να παραλάβει, να μην επέρχεται οριακά η αστοχία της διατομής. Από την άλλη μεριά, στο άοπλο σκυρόδεμα, λόγω της απουσίας του οπλισμού, ο μόνος κρίσιμος παράγοντας για το σχεδιασμό μιας διατομής, για δεδομένα εντατικά μεγέθη, είναι το ύψος αυτής. Συνεπώς, στο άοπλο σκυρόδεμα, έχοντας ως δεδομένα το πλάτος της διατομής και τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, γίνεται επαναληπτική διαδικασία με αλλαγή του ύψους της διατομής, έτσι ώστε να βρεθεί εκείνο το ύψος  $h$  της διατομής, για το οποίο η άοπλη διατομή με τα δεδομένα εντατικά μεγέθη, οριακά δεν αστοχεί.

Η παραπάνω διαδικασία εύρεσης ύψους σχεδιασμού διατομής γίνεται για διάφορες παραμέτρους. Στον Πίνακα 7.11 φαίνονται οι διάφορες παράμετροι που ελήφθησαν υπόψιν για τις αναλύσεις.

Παράμετροι	Τιμές	Μονάδες
B	1.00	m
$m_N$	0.1 – 8.0	MN
$f_{ck}$	20, 25, 30, 35	MPa
$V_{N,M}$	0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50	-
$V_C$	0.10	-
e	0.00, 0.10, 0.20, 0.30	-
$\gamma_g$	1.35	-
$\gamma_c$	1.50, 1.80	-

Πίνακας 7.11 Παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τις αναλύσεις των άοπλων διατομών σκυροδέματος



Σχήμα 7.2 Διάγραμμα ροής για το σχεδιασμό των άοπλων διατομών σκυροδέματος

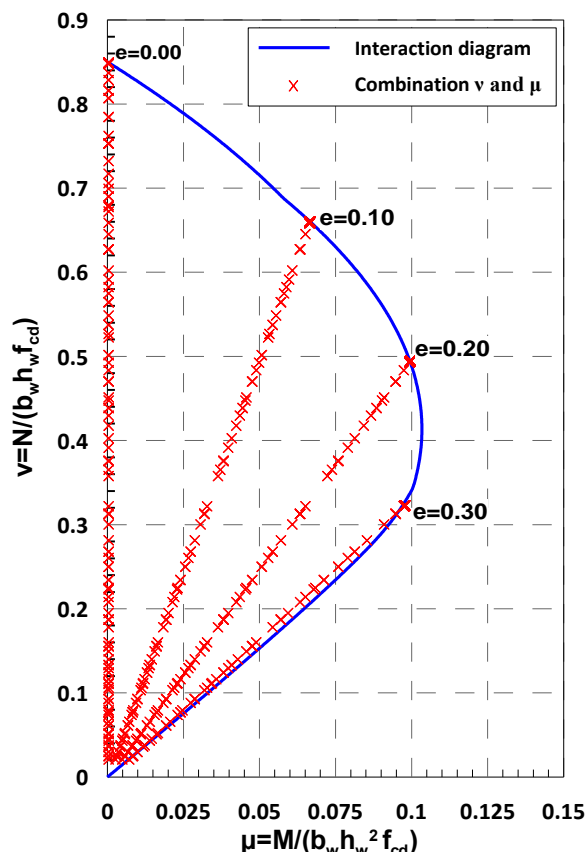
Η διαδικασία που έχει περιγραφεί παραπάνω, προγραμματίστηκε στη γλώσσα προγραμματισμού της VBA, έτσι ώστε σε λίγο προγραμματιστικό χρόνο να μπορούμε να έχουμε έναν αρκετά μεγάλο όγκο διατομών οριακά σχεδιασμένων. Για να γίνει πιο κατανοητή η διαδικασία σχεδιασμού της άοπλης

διατομής σκυροδέματος, στο Σχήμα 7.2 παρατίθεται το διάγραμμα ροής της προγραμματιστικής διαδικασίας που ακολουθήθηκε για το σχεδιασμό.

### 7.2.2.2.3 Αποτελέσματα του σχεδιασμού των διατομών και σχολιασμός

Όπως έχει αναφερθεί παραπάνω (§6.6.2), το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την άοπλη διατομή σκυροδέματος για ανηγμένα μεγέθη είναι συγκεκριμένο, σε αντίθεση με το οπλισμένο σκυρόδεμα, όπου διαφέρει ανάλογα την επικάλυψη και τον οπλισμό της κάθε διατομής.

Στο σχεδιασμό μιας άοπλης διατομής σκυροδέματος, σαν ζητούμενο είναι το απαιτούμενο ύψος της διατομής για την μη αστοχία αυτής. Εφόσον όμως το διάγραμμα αλληλεπίδρασης είναι συγκεκριμένο, υπάρχει μονοσήμαντη σχέση μεταξύ αξονικής δύναμης, καμπτικής ροπής και ύψος διατομής (για συγκεκριμένη ποιότητα σκυροδέματος), καθώς οι ανηγμένοι συνδυασμοί  $\nu - \mu$  είναι συγκεκριμένοι, δηλαδή σημεία πάνω στο διάγραμμα αλληλεπίδρασης. Συνεπώς και τα ανηγμένα μεγέθη της ροπής και της αξονικής δύναμης που θα προκύψουν για την κάθε άοπλη διατομή – αφού έχει βρεθεί για την καθεμιά το απαιτούμενο ύψος της – είναι ένα σημείο πάνω στο διάγραμμα αλληλεπίδρασης της άοπλης διατομής σκυροδέματος. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, λόγω ότι οι εκκεντρότητες που έχουν χρησιμοποιηθεί είναι συγκεκριμένες ( $e/h=0.00, 0.10, 0.20$  &  $0.30$ ), για κάθε πλήθος διατομών με ίδια εκκεντρότητα  $e$  το σημείο σύγκλισης στο διάγραμμα αλληλεπίδρασης είναι το ίδιο. Αυτό αποτυπώνεται ξεκάθαρα και στο Διάγραμμα 7.4.



Διάγραμμα 7.4 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης άοπλης διατομής σκυροδέματος και συνδυασμός ανηγμένων αξονικών και ροπών των άοπλων διατομών που προέκυψαν από το σχεδιασμό

Όπως φαίνεται ξεκάθαρα και στο Διάγραμμα 7.4, για κάθε εκκεντρότητα  $e$  αντιστοιχεί ένα σημείο σύγκλισης με το διάγραμμα αλληλεπίδρασης (κόκκινα σημεία). Τα σημεία που βρίσκονται εντός του



διαγράμματος αλληλεπίδρασης είναι εκείνες οι διατομές όπου σχεδιάστηκαν με το ελάχιστο ύψος που ορίστηκε ( $h_{min}=30cm$ ), λόγω των μικρών εντατικών μεγεθών που καλούνταν να παραλάβουν.

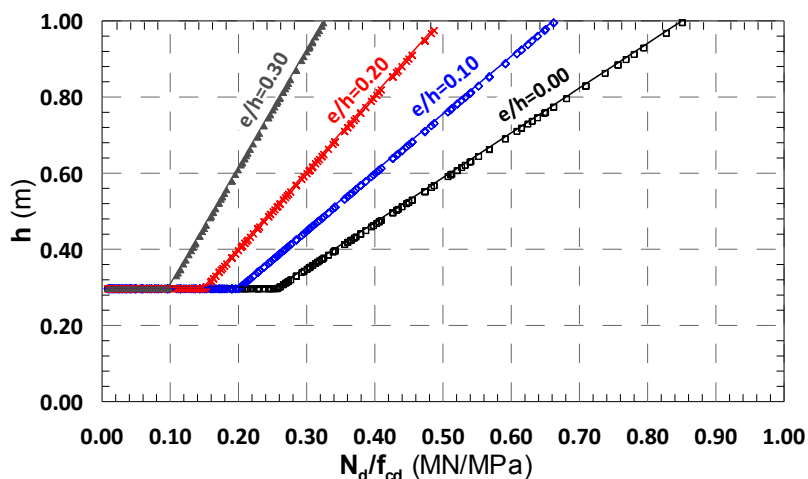
Εφόσον για συγκεκριμένη εκκεντρότητα το σημείο σύγκλισης με το διάγραμμα αλληλεπίδρασης είναι σταθερό σημείο, συνεπάγεται ότι - εξαιρουμένων των διατομών με ελάχιστο ύψος – με την αύξηση της αξονικής δύναμης σχεδιασμού, το ύψος σχεδιασμού της διατομής επίσης αυξάνεται. Το παραπάνω συμπέρασμα μπορεί να εξηγηθεί ευκολότερα και με τη βοήθεια της παρακάτω σχέσης, εφόσον η  $v_d$  παραμένει σταθερή θα πρέπει και ο λόγος  $N_d/b \cdot h \cdot f_{cd}$  να παραμένει σταθερός, συνεπώς με αύξηση του  $N_d$  υπάρχει ταυτόχρονη αύξηση του  $h$  (για σκυρόδεμα ίδιας ποιότητας η αύξηση είναι ανάλογη) για τη διατήρηση του σταθερού λόγου. Η ίδια λογική επικρατεί και για τις ανηγμένες ροπές συναρτήσε των υψών σχεδιασμού που προέκυψαν από την ανάλυση, η μόνη σημαντική διαφορά έγκειται στο γεγονός ότι με την αύξηση της αξονικής δύναμης σχεδιασμού δεν υπάρχει ανάλογη αύξηση του ύψους σχεδιασμού (για σταθερή ποιότητα σκυροδέματος), λόγω ότι στο λόγο της ανηγμένης ροπής το ύψος της διατομής είναι υψωμένο στο τετράγωνο (7.13).

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \tag{7.12}$$

$$\mu_d = \frac{N_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \tag{7.13}$$

**Γενικό σχόλιο διαγραμμάτων**

Είναι λογικό λόγω των πολλών και σε μερικές περιπτώσεις υπερβολικών παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις, έτσι ώστε η παραμετροποίηση για γίνει σε ένα ευρύ φάσμα, τα ύψη των διατομών που προέκυψαν να ξεπερνούσαν κατά πολύ τα 100 cm. Οι τιμές αυτές βέβαια κρίνονται μη ρεαλιστικές, όσον αφορά την κατασκευή μιας τέτοιας διατομής, για αυτό και αφαιρέθηκαν από τα διαγράμματα, καθώς οι πολύ μεγάλες διατομές άοπλου σκυροδέματος αντιμετωπίζουν μεγάλα προβλήματα με τις μεγάλες θερμοκρασιακές μεταβολές, λόγω της θερμότητας ενυδάτωσης. Είναι φυσικό ότι σε τέτοιες περιπτώσεις η κατασκευή άοπλης τελικής επένδυσης σκυροδέματος δεν ενδείκνυται, καθώς για μεγάλα εντατικά μεγέθη – σε δύσκολες γεωτεχνικές συνθήκες- ευλόγως θα προτιμηθεί το οπλισμένο σκυρόδεμα από το άοπλο.



**Διάγραμμα 7.5** Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων σχεδιασμού διαιρεμένων με την αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος συναρτήσε των υψών των διατομών που προέκυψαν από τη διαδικασία του σχεδιασμού των άοπλων διατομών.

Στο παραπάνω διάγραμμα για κάθε εκκεντρότητα προκύπτει μία ευθεία γνησίως αύξουσα γραμμή. Με αυτό το διάγραμμα μπορεί να γίνει ο σχεδιασμός μιας άοπλης διατομής σκυροδέματος για οποιαδήποτε ποιότητα σκυροδέματος, επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος και μεταβλητότητα φορτίων επιλεγούν. Καθώς μέσα στην αξονική δύναμη σχεδιασμού περιλαμβάνεται και η μεταβλητότητα των εξωτερικών

φορτίων που έχουν επιλεγεί από το μηχανικό και μέσα στην αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος, περιλαμβάνεται ο επιμέρους συντελεστής του σκυροδέματος.

### 7.2.2.3 Παραμετρικές προσομοιώσεις με την επαναληπτική μέθοδο Monte – Carlo

Χρησιμοποιώντας την ίδια λογική με τον κώδικα για την κατασκευή του διαγράμματος αλληλεπίδρασης, κατασκευάστηκε και ο κώδικας για την στοχαστική ανάλυση ποικίλων διατομών για διάφορες επιβαλλόμενες εντατικές καταστάσεις.

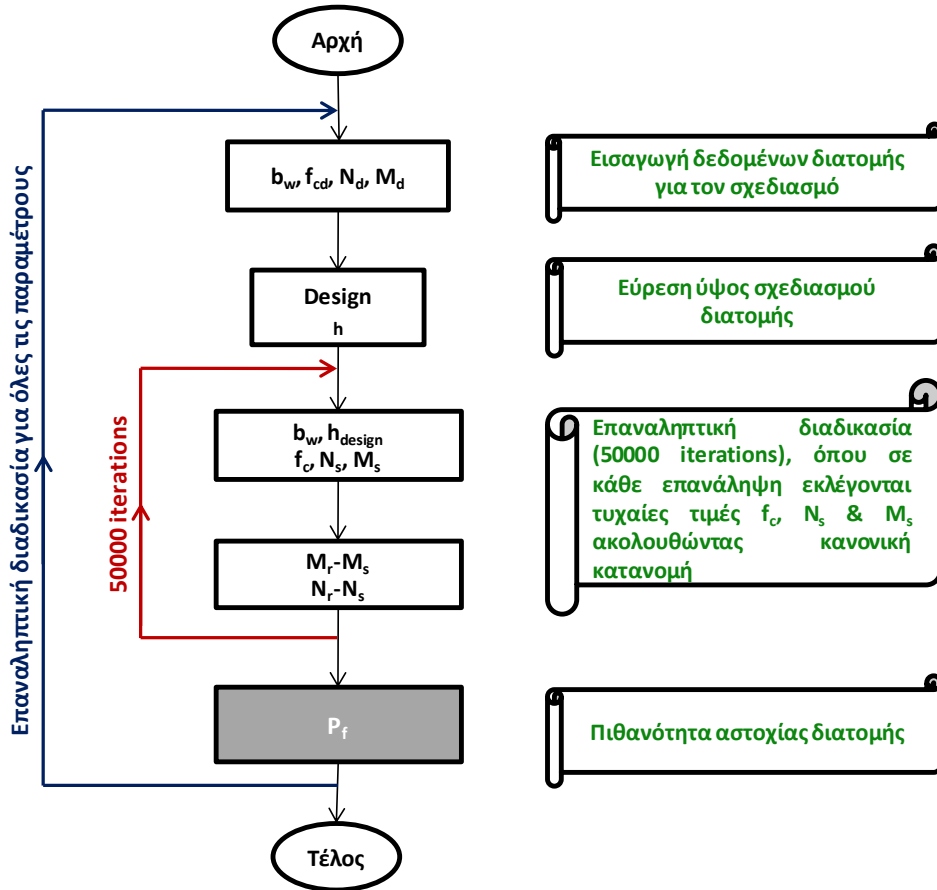
Δημιουργείτε ένα πλήθος τιμών για τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος  $f_{ck}$ , για το μέγεθος της αξονικής δύναμης  $m_N$  και της εκκεντρότητας  $e$  (η εκκεντρότητα δίνεται ως ποσοστό του ύψους  $h$ ), όπου μέσω της εκκεντρότητας και της αξονικής δύναμης παράγεται και το μέγεθος της ροπής  $M$ .

Έτσι λοιπόν για κάθε ζεύγος  $M - N$  διαστασιολογούμε την διατομή, βρίσκουμε δηλαδή το ύψος σχεδιασμού της διατομής για να μπορεί να παραλάβει τα εντατικά μεγέθη που επιβάλλονται, δίχως αστοχία.

Κατόπιν, έχοντας για κάθε σειρά δεδομένων  $h_d$ ,  $f_{ck}$ ,  $N$ ,  $e$  έγινε ένας αρκετά μεγάλος αριθμός προσομοιώσεων έτσι ώστε να παραχθεί ένα επαρκές και αντιπροσωπευτικό δείγμα του  $M_r$ . Ο αριθμός των προσομοιώσεων ήταν 50000 για κάθε σειρά δεδομένων. Η λογική της κάθε προσομοίωσης ήταν να παράγονται τυχαία  $f_{ck}$ ,  $N_s$ ,  $M_s$  με γνώμονα, όμως πάντα ότι ακολουθούν κανονική κατανομή με γνωστές τις μέσες τιμές τους και τις τυπικές αποκλίσεις τους. Αξίζει να σημειωθεί η αντοχή του σκυροδέματος θεωρήθηκε ότι ακολουθεί κανονική κατανομή, συνεπώς γνωρίζοντας ότι η χαρακτηριστική τιμή του σκυροδέματος έχει 5% πιθανότητα υποσκελισμού, υπολογίστηκε η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση (7.2) & (7.3). Όσον αφορά στις δράσεις θεωρώντας ότι ακολουθούν κανονική κατανομή και ότι έχουν συγκεκριμένη μεταβλητότητα, υπολογίστηκε η μέση τιμή τους και η τυπική απόκλισή τους. Είναι σημαντικό το γεγονός ότι τα μεγέθη  $N_s$  και  $M_s$  των δράσεων έχουν συσχετισμένες τις μέσες τους τιμές, δηλαδή η δρώσα ροπή κάμψεως  $M_s$  παράγεται από την δρώσα αξονική δύναμη  $N_s$  σχέση (7.9), αλλά το κάθε ένα μέγεθος έχει ξεχωριστή γεννήτρια «τυχαίων» αριθμών, όπου καθιστούν τα τυχαία δείγματα αυτών ασυσχέτιστα μεταξύ τους.

Εφόσον η  $M_r$  και η  $M_s$  ακολουθούν κανονική κατανομή, η διαφορά τους θα ακολουθεί επίσης κανονική κατανομή, έτσι λοιπόν παράγοντας 50000 διαφορές για κάθε διατομή μπορεί να βρεθεί η πιθανότητα αστοχίας της διατομής, δηλαδή η πιθανότητα η *διαφορά* να γίνει μηδενική. Στο Σχήμα 7.3 περιγράφεται με διάγραμμα ροής η διαδικασία των επαναληπτικών προσομοιώσεων για να γίνει πιο κατανοητή η προγραμματιστική λογική του κώδικα.

$$\text{διαφορά} = M_r - M_s \quad (7.14)$$



Σχήμα 7.3 Διάγραμμα ροής για τις παραμετρικές επαναληπτικές προσομοιώσεις

Για να γίνουν οι παραμετρικές αναλύσεις, αρχικά δημιουργήθηκε ένα πλήθος διατομών σηράγγων συνδυάζοντας διαφορετικές τιμές μέσω των αξονικών δυνάμεων  $m_N$ , χαρακτηριστικών τιμών του σκυροδέματος  $f_{ck}$  και το συντελεστή μεταβλητότητας  $V_N$  των δράσεων, το συντελεστή μεταβλητότητας  $V_C$  του σκυροδέματος, την εκκεντρότητα  $e$  της αξονικής δύναμης και τους επιμέρους συντελεστές  $\gamma_g$  &  $\gamma_c$ . Όλοι οι διαφορετικοί παράμετροι είναι συγκεντρωμένοι στον Πίνακα 7.12.

Παράμετροι	Τιμές	Μονάδες
$b$	1.00	m
$m_N$	0.1 – 8.0	MN
$f_{ck}$	20, 25, 30, 35	MPa
$V_{N,M}$	0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50	-
$V_C$	0.10	-
$e$	0.00, 0.10, 0.20, 0.30	-
$\gamma_g$	1.35	-
$\gamma_c$	1.50, 1.80	-

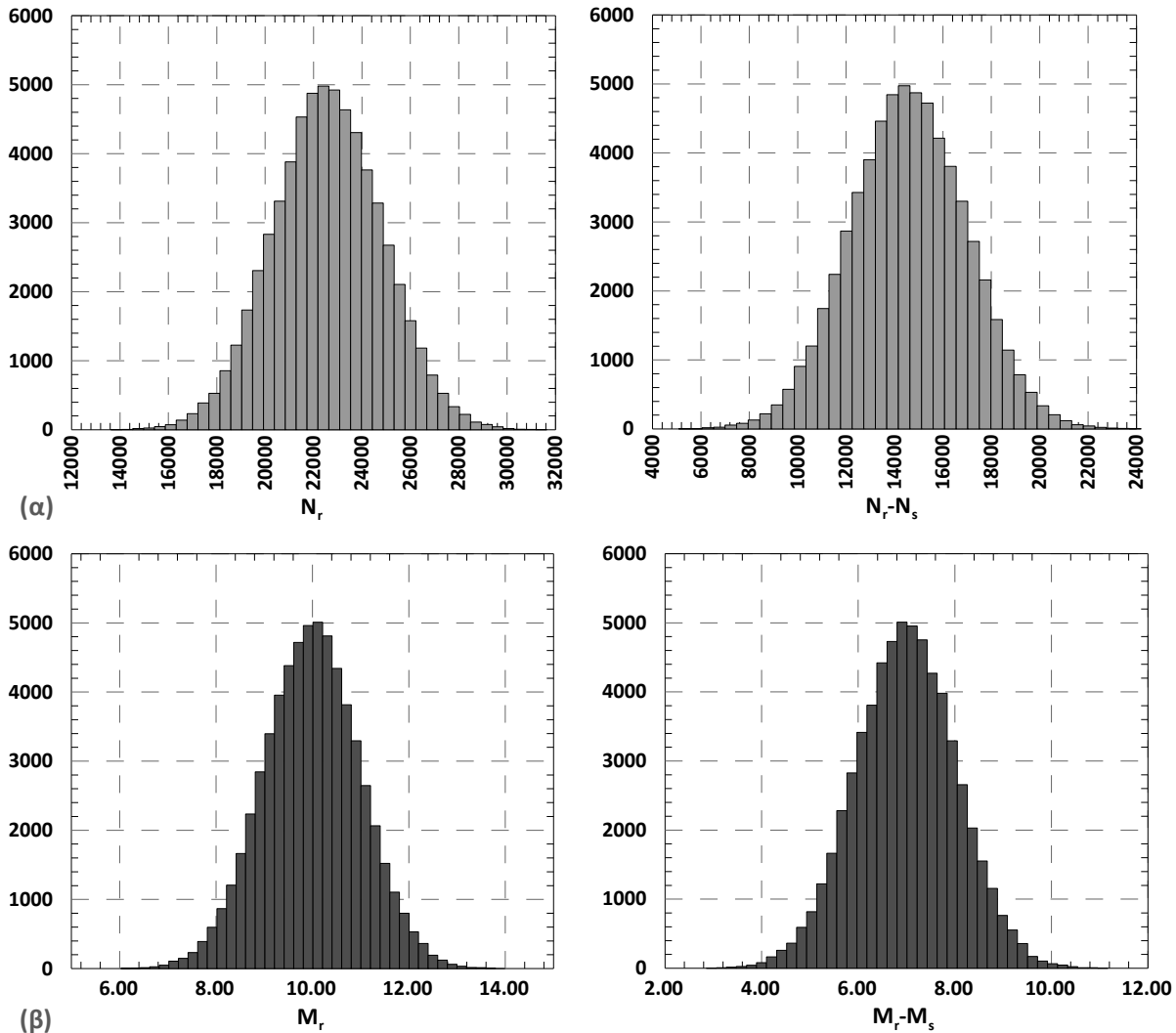
Πίνακας 7.12 Παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τις παραμετρικές πιθανοτικές αναλύσεις των άοπλων διατομών σκυροδέματος

Έτσι λοιπόν το πλήθος των 50000 τιμών που δημιουργείται από την επαναληπτική διαδικασία είτε από την διαφορά της αντοχής σε αξονική δύναμη της διατομής με την επιβαλλόμενη αξονική δύναμη για μονοαξονική θλίψη, είτε την διαφορά της αντοχής σε ροπή της διατομής με την επιβαλλόμενη ροπή για αξονική και καμπτική καταπόνηση, ακολουθεί και αυτό κανονική κατανομή ως διαφορά κανονικών κατανομών (Πίνακας 7.13). *(Η ρωγμάτωση θεωρήθηκε ντετερμινιστικό μέγεθος)*

Φορτίσεις διατομής	Τύπος εύρεσης δείγματος
Μονοαξονική θλίψη	$N_r - N_s$
Αξονική και καμπτική καταπόνηση	$M_r - M_s$

Πίνακας 7.13 Τύποι εύρεσης του δείγματος ανάλογα την φόρτιση της διατομής

Παρακάτω επιλέχθηκαν δύο τυχαίες γραμμές των αναλύσεων - μια διατομή σε μονοαξονική θλίψη και μία σε αξονική και καμπτική καταπόνηση - από το πλήθος των διατομών και φορτίσεων και παρήχθησαν και οι 50000 διαφορετικές  $N_r$  &  $M_r$  και οι διαφορές τους  $N_r - N_s$  &  $M_r - M_s$ , όπου είναι εμφανές ότι και στις δύο περιπτώσεις οι κατανομές που ακολουθούνται είναι κανονικές.



Διάγραμμα 7.6 Ιστογράμματα αντοχών και διαφορές αντοχών με τις δρώσες αξονικές ή καμπτικές ροπές (α) για μονοαξονική θλίψη, (β) για αξονική και καμπτική καταπόνηση της διατομής

### 7.2.2.3.1 Πιθανοτικό προσομοίωμα δράσεων

Κατά την μονοαξονική θλίψη θεωρούμε ότι στη διατομή της σήραγγας ασκείται μια δύναμη  $N$  κανονικής κατανομής με μέση τιμή  $m_N$  και συντελεστή μεταβλητότητας  $V_N$ . Μπορούμε λοιπόν εύκολα να υπολογίσουμε την χαρακτηριστική τιμή  $N_k$  και την τυπική απόκλιση  $\sigma_N$ .

$$N_k = m_N \cdot (1 + \alpha \cdot V_N) \quad (7.15)$$

$$\sigma_N = m_N \cdot V_N \quad (7.16)$$

Όπου  $\alpha$ : αριθμητικός συντελεστής, ο οποίος για κανονική κατανομή της αξονικής δύναμης  $N$  και για πιθανότητα υπερβάσεως της χαρακτηριστικής της τιμής 5% ισούται με 1,645.

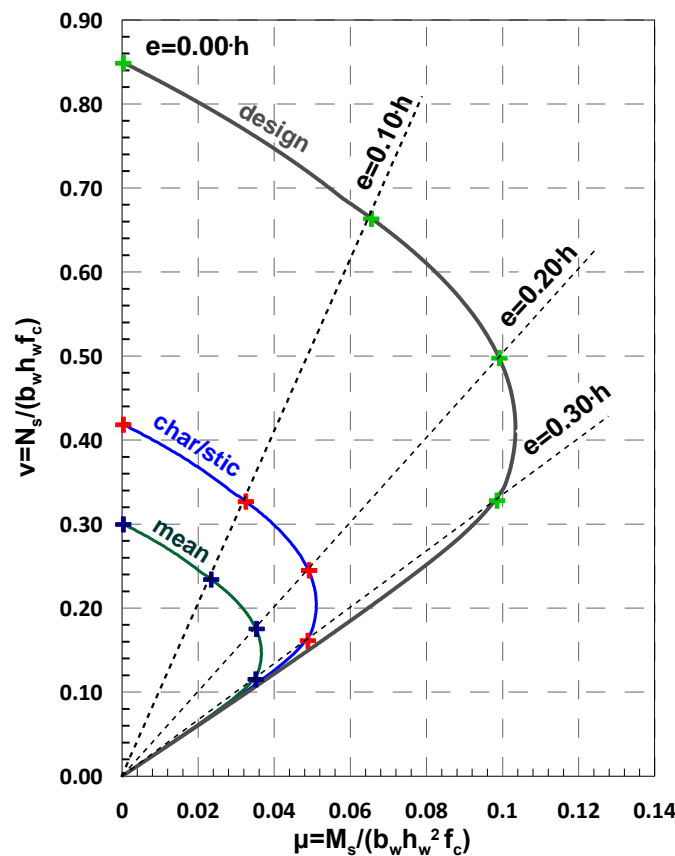
Πέρα από την μονοαξονική θλίψη δημιουργήθηκαν και διατομές επιβαλλόμενες και σε αξονική δύναμη αλλά και σε ροπή, η επιβαλλόμενη ροπή παράχθηκε με την βοήθεια της αξονικής δύναμης και της εκκεντρότητας  $e$ , δηλαδή η μέση τιμή της ροπής δημιουργήθηκε από το γινόμενο της εκκεντρότητας με το ύψος της διατομής και τη μέση τιμή της αξονικής δύναμης (7.9). Η χαρακτηριστική τιμή και η τυπική απόκλιση της ροπής παράχθηκαν τοιουτοτρόπως με της αξονικής.

$$m_M = e \cdot h \cdot m_N \quad (7.17)$$

$$M_k = m_M \cdot (1 + \alpha \cdot V_M) \quad (7.18)$$

$$\sigma_M = m_M \cdot V_M \quad (7.19)$$

Το παρακάτω διάγραμμα αλληλεπίδρασης είναι χαρακτηριστικό και περιγράφει τις μέσες τιμές, τις χαρακτηριστικές και τις τιμές σχεδιασμού των δράσεων που ασκούνται στις άοπλες διατομές σκυροδέματος. Είναι επίσης χαρακτηριστικές οι διακεκομμένες ευθείες, που παριστάνουν τη δράση για σταθερή εκκεντρότητα της αξονικής δύναμης. Τα χρωματιστά σημάδια – σταυροί δηλώνουν την τομή των γραμμών των σταθερών εκκεντροτήτων με τις χαρακτηριστικές και μέσες καμπύλες των δράσεων, αλλά και με τη καμπύλη σχεδιασμού της διατομής.



Διάγραμμα 7.7 Διάγραμμα των δράσεων που ασκούνται στην άσπλη διατομή τελικής επένδυσης, φαίνονται χαρακτηριστικά οι μέσες τιμές, οι χαρακτηριστικές τιμές και οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων. Οι διακεκομμένες γραμμές δηλώνουν την εκκεντρότητα της αξονικής δύναμης στη διατομή. Τα χρωματιστά σημάδια – σταυροί δηλώνουν την τομή των γραμμών των σταθερών εκκεντροτήτων με τις χαρακτηριστικές και μέσες καμπύλες των δράσεων

**7.2.2.3.2 Πιθανοτικό προσομοίωμα αντοχών**

Η αντοχή του σκυροδέματος, όπως αναφέρθηκε, θεωρείται ότι ακολουθεί κανονική κατανομή με χαρακτηριστική τιμή  $C_k$  και συντελεστή μεταβλητότητας  $V_c$ . Όποτε η μέση τιμή  $m_c$  και η τυπική απόκλιση  $\sigma_c$  της αντοχής του σκυροδέματος υπολογίζονται ως εξής:

$$m_c = \frac{f_{ck}}{(1 + \beta \cdot V_c)} \tag{7.20}$$

$$\sigma_c = m_c \cdot V_c \tag{7.21}$$

Όπου  $\beta$ : αριθμητικός συντελεστής, ο οποίος για κανονική κατανομή της αντοχής του σκυροδέματος και για πιθανότητα υποσκελισμού της χαρακτηριστικής της τιμής 5% ισούται με -1.645.

Το ύψος της ρωγμάτωσης θεωρήθηκε νετερμινιστικό μέγεθος.

**7.2.2.3.3 Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων και σχολιασμός**

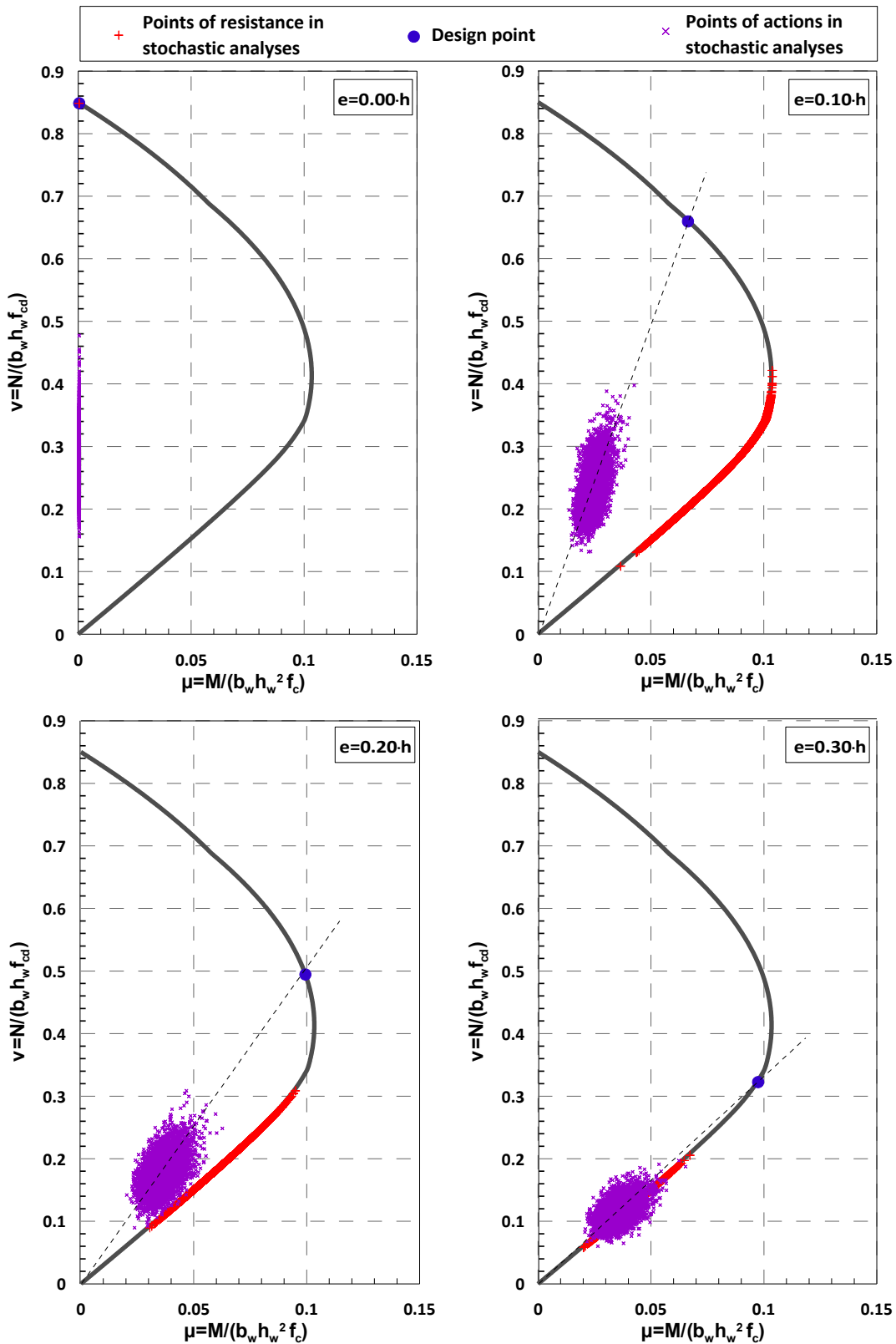
Πρώτου παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων, θα γίνει μια προσπάθεια κατανόησης της διαδικασίας παραγωγής των τιμών δράσεων που ασκούνται στη διατομή, με τη βοήθεια του Διάγραμμα 7.8, έτσι ώστε να γίνει πιο κατανοητή η διαφοροποίηση της συσχετισμένης από την ασυσχέτιστη δρώσα αξονική δύναμη με τη ροπή κάμψωσης.

Όπως φαίνεται και από το Διάγραμμα 7.8, όταν η δρώσα αξονική δύναμη είναι ασυσχέτιστη με τη δρώσα ροπή κάμψεως, δημιουργείται ένα «τυχαίο» νέφος (ελλειψοειδούς μορφής) δρώντων εντατικών μεγεθών στο διάγραμμα αλληλεπίδρασης, όπου το νέφος αυτό περιστρέφεται περί τη μέση τιμή της δρώσας αξονικής δύναμης και ροπής κάμψεως. Όπως είναι φανερό, όταν σημεία αυτού του νέφους (μωβ σημεία) βρίσκονται εκτός του διαγράμματος αλληλεπίδρασης της διατομής, τότε επέρχεται αστοχία στη διατομή. Επισημαίνεται, όμως ότι ακόμη και στην περίπτωση όπου δεν υπάρχει σημείο εκτός της ασφαλούς περιοχής, η μέθοδος επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO δίνει τη δυνατότητα εύρεσης της πιθανότητας αστοχίας της διατομής.

Προτού παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων αξίζει να σημειωθεί ότι όταν γίνεται αναφορά για αστοχία της διατομής δεν εννοείται κατ' ανάγκη και κατάρρευση αυτής. Στην πραγματικότητα με τον όρο «αστοχία διατομής» θεωρείται ότι η ρωγμάτωση που έχει επέλθει στη διατομή έχει ξεπεράσει την επιτρεπόμενη τιμή που έχει θεωρηθεί στο σχεδιασμό για τις αναλύσεις της παρούσας εργασίας το μισό της διατομής. Συνεπώς μπορεί μια διατομή θεωρητικά να θεωρείται ότι έχει αστοχήσει στις αναλύσεις, ενώ στη πραγματικότητα να έχουν ρωγματωθεί τα 2/3 αυτής αντί το 1/2 της διατομής.

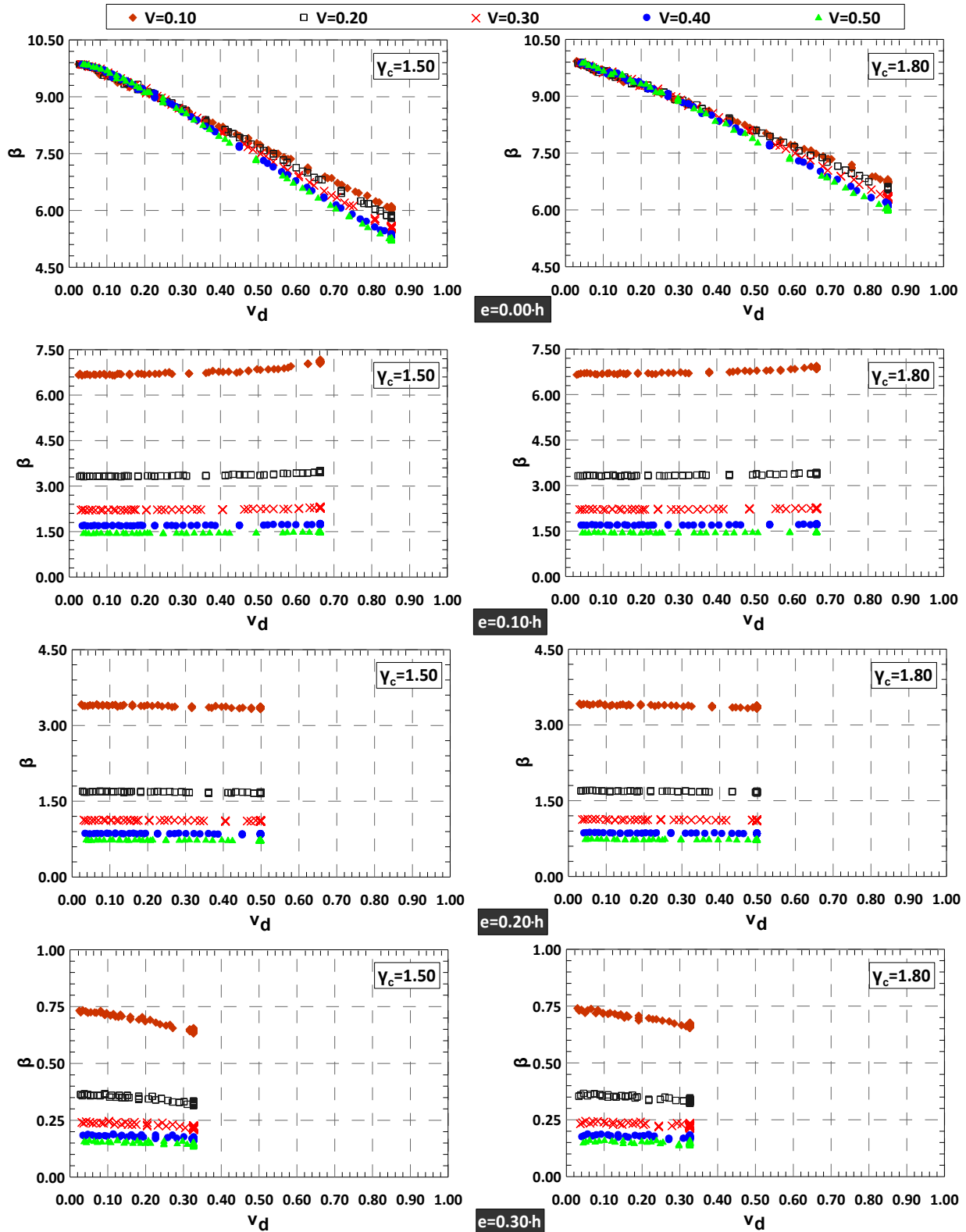
Όπως φαίνεται από το Διάγραμμα 7.8, σημαντικό πρόβλημα επιπέδου αξιοπιστίας φαίνεται να έχει η διατομή για εκκεντρότητα αξονικής δύναμης  $e=0.30h$ , καθώς πολλά σημεία «τυχαίων» δράσεων βρίσκονται εκτός του διαγράμματος αλληλεπίδρασης. Το φαινόμενο αυτό οφείλεται κυρίως στη γραμμικότητα που παρουσιάζει το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για χαμηλές αξονικές δυνάμεις. Αυτή η γραμμικότητα του διαγράμματος αλληλεπίδρασης προσεγγίζει την ευθεία που περιγράφει την εκκεντρότητα  $e=0.30h$  με αποτέλεσμα τα τυχαία σημεία των δράσεων που παράγονται (ή το νέφος των τυχαίων δράσεων), τα οποία περιστρέφονται γύρω από τη μέση τιμή των δράσεων (αξονική και ροπή κάμψεως) να βρίσκονται σε πολλές περιπτώσεις εκτός διαγράμματος αλληλεπίδρασης. Αξίζει να σημειωθεί ότι η μέση τιμή των δράσεων βρίσκεται, όπως είναι λογικό, πάνω στην ευθεία για εκκεντρότητα  $e=0.30h$ , άρα εφόσον το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για χαμηλές αξονικές δυνάμεις συμπίπτει με αυτή την ευθεία (εκκεντρότητα  $e=0.30h$ ), είναι φυσικό να προκύπτει μεγάλη πιθανότητα αστοχίας στη διατομή, όπου η πιθανότητα αυτή αυξάνεται και με την αύξηση της μεταβλητότητας των φορτίων που ασκούνται στη τελική επένδυση.

Στα παραπάνω διαγράμματα (Διάγραμμα 7.9, Διάγραμμα 7.10 & Διάγραμμα 7.11) παρατίθενται διαγράμματα, όπου εμφανίζονται τα επίπεδα αξιοπιστίας της διατομής συναρτήσει του  $\nu_d$  &  $\mu_d$  για διάφορες εκκεντρότητες ( $e=0.00\cdot h$ ,  $0.10\cdot h$ ,  $0.20\cdot h$  και  $0.30\cdot h$ ), μεταβλητότητες φορτίων τελικής επένδυσης ( $V_{Ns}=0.10, 0.20, 0.30, 0.40$  και  $0.50$ ) και επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος ( $\gamma_c=1.50$  και  $1.80$ ).

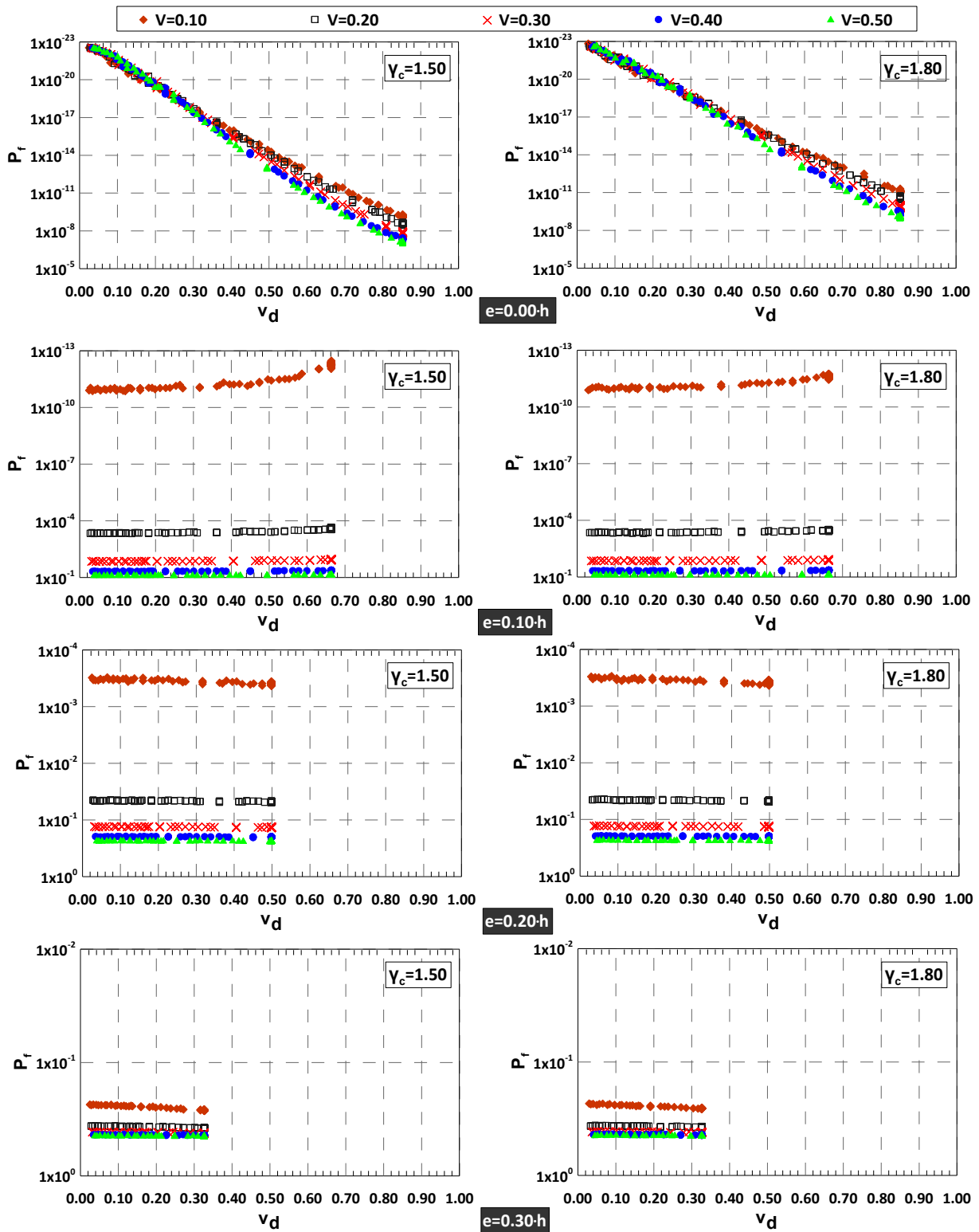


Διάγραμμα 7.8 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης ( $V_{Ns}=0.10$  και  $V_c=0.10$ ), όπου για κάθε εκκεντρότητα ( $e=0.00\cdot h$ ,  $0.10\cdot h$ ,  $0.20\cdot h$  και  $0.30\cdot h$ ) δείχνονται με μπλε σημάδια – κύκλους το σημείο σχεδιασμού της διατομής, με μωβ σημάδια – χιαστί τα «τυχαία» σημεία των δράσεων που έχουν παραχθεί με την επαναληπτική διαδικασία MONTE – CARLO και τα κόκκινα σημεία είναι η αντοχή της διατομής για κάθε τυχαίο σημείο των δράσεων ( $N_s$ ) που έχει παραχθεί από την επαναληπτική διαδικασία

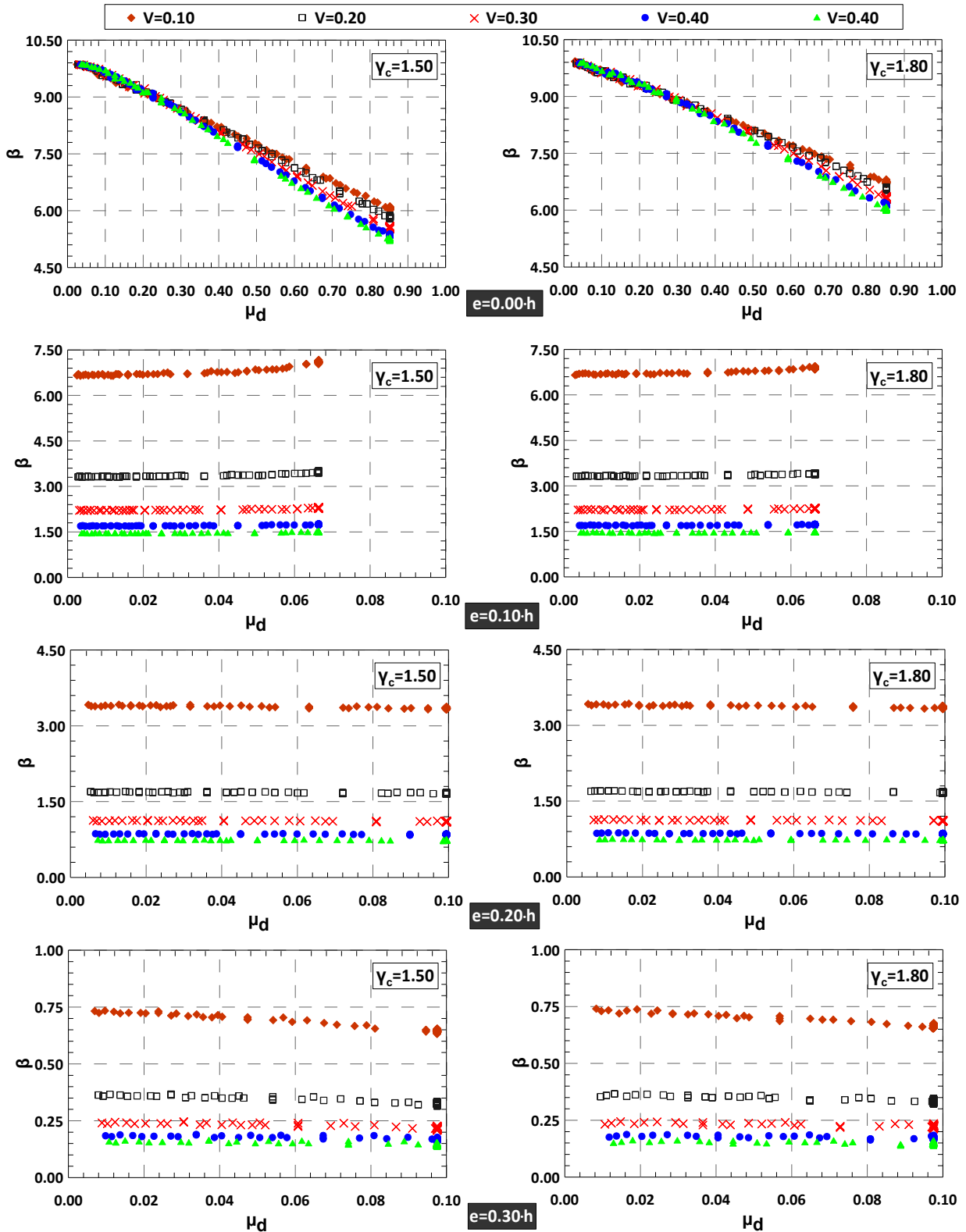




Διάγραμμα 7.9 Επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής συναρτήσει της ανηγμένης αξονικής δύναμης  $v_d$  για διάφορες εκκεντρότητες ( $e=0.00\cdot h, 0.10\cdot h, 0.20\cdot h$  και  $0.30\cdot h$ ), μεταβλητότητας φορτίων τελικής επένδυσης ( $V_{Ns}=0.10,0.20,0.30,0.40$  και  $0.50$ ) και επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος ( $\gamma_c=1.50$  και  $1.80$ ) για ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη

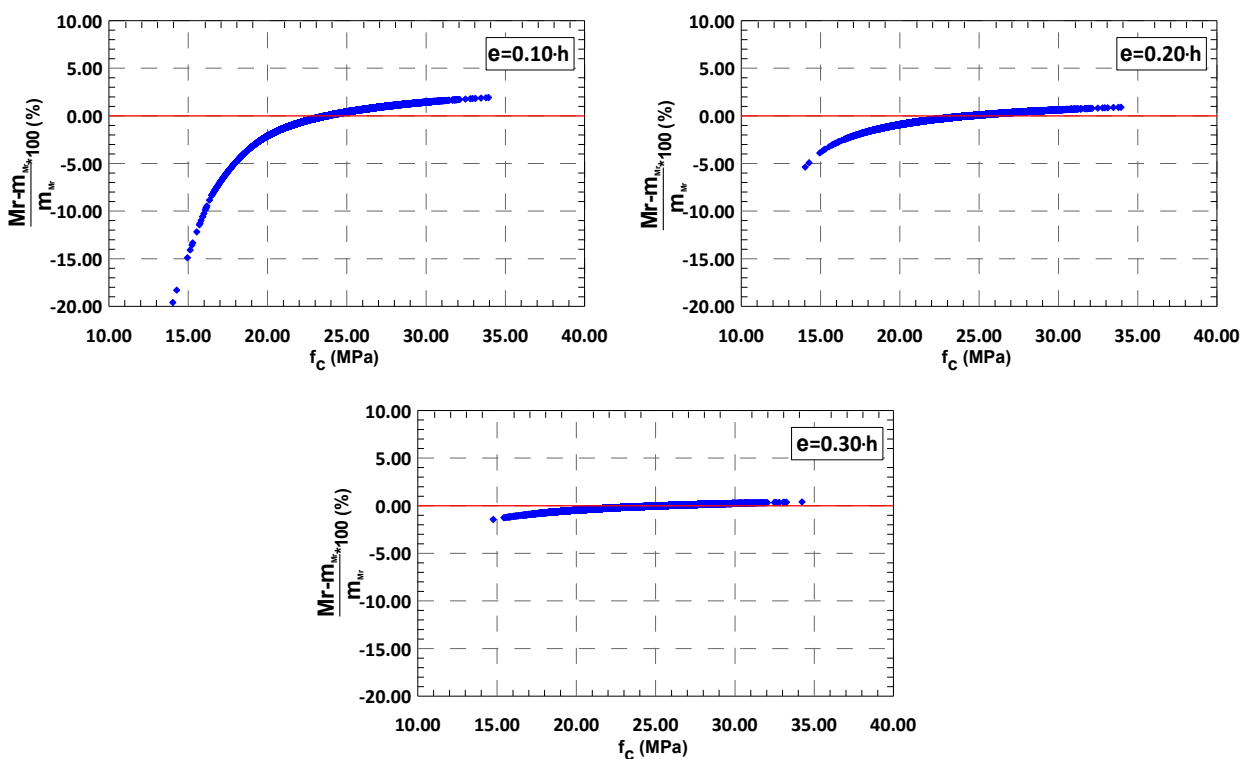


Διάγραμμα 7.10 Πιθανότητα αστοχίας της διατομής συναρτήσει της ανηγμένης αξονικής δύναμης  $v_d$  για διάφορες εκκεντρότητες ( $e=0.00 \cdot h$ ,  $0.10 \cdot h$ ,  $0.20 \cdot h$  και  $0.30 \cdot h$ ), μεταβλητότητες φορτίων τελικής επένδυσης ( $V_{Ns}=0.10, 0.20, 0.30, 0.40$  και  $0.50$ ) και επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος ( $\gamma_c=1.50$  και  $1.80$ ) για ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη



Διάγραμμα 7.11 Επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής συναρτήσει της ροπή κάμψεως  $\mu_d$  για διάφορες εκκεντρότητες ( $e=0.00 \cdot h$ ,  $0.10 \cdot h$ ,  $0.20 \cdot h$  και  $0.30 \cdot h$ ), μεταβλητότητα φορτίων τελικής επένδυσης ( $V_{Ns}=0.10, 0.20, 0.30, 0.40$  και  $0.50$ ) και επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος ( $\gamma_c=1.50$  και  $1.80$ ) για ασυσχετίστα δρώντα εντατικά μεγέθη

Όπως είναι φανερό από τα παραπάνω διαγράμματα, για μεταβλητότητα των φορτίων  $V_{NS}=0.10$  και για εκκεντρότητες  $e=0.10 \cdot h$  και  $e=0.20 \cdot h$ , το επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής είναι αρκετά υψηλό, ενώ για  $V_{NS}=0.10$  και για εκκεντρότητα  $e=0.30 \cdot h$  το επίπεδο αξιοπιστίας είναι υπερβολικά χαμηλό, ο λόγος που συμβαίνει αυτό, όπως έχει εξηγηθεί και παραπάνω, είναι λόγω της μορφής του διαγράμματος αλληλεπίδρασης του άοπλου σκυροδέματος. Στις κατώτερες περιοχές του διαγράμματος αλληλεπίδρασης η μορφή του διαγράμματος αλληλεπίδρασης, προσεγγίζεται περισσότερο ως ευθεία (παρά ως καμπύλη) και η ευθεία που ορίζει την εκκεντρότητα  $e/h=0.30$  σχεδόν ταυτίζεται με το διάγραμμα αλληλεπίδρασης (Διάγραμμα 7.8). Αυτό φαινόμενο έχει ως αποτέλεσμα πολλά σημεία των «τυχαίων δράσεων» ακόμα και για μικρή μεταβλητότητα φορτίων να βγαίνουν έξω από την ασφαλή περιοχή του διαγράμματος αλληλεπίδρασης. Από τη άλλη μεριά, για μεγάλες μεταβλητότητες των φορτίων της τελικής επένδυσης, τα επίπεδα αξιοπιστίας των διατομών ανεξαρτήτως εκκεντρότητας είναι πολύ χαμηλά.



Διάγραμμα 7.12 Διάγραμμα που εμφανίζει τη ποσοστιαία μεταβολή της ροπής αντοχής μιας άοπλης διατομής σκυροδέματος από τη μέση τιμή του πλήθους των τιμών της ροπής αντοχής, συναρτήσει της μεταβολής της αντοχής του σκυροδέματος

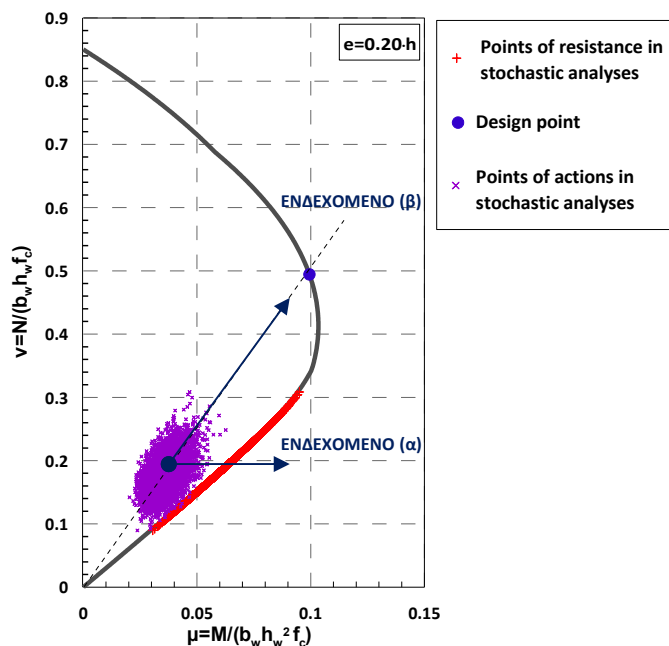
Άλλο ένα σημαντικό συμπέρασμα είναι ότι και με την αύξηση του επιμέρους συντελεστή σκυροδέματος από  $\gamma_c=1.50$  σε  $\gamma_c=1.80$  δεν εμφανίστηκε ιδιαίτερη αύξηση του επιπέδου αξιοπιστίας των διατομών, το επίπεδο αξιοπιστίας παρέμεινε περίπου σταθερό. Αυτό το φαινόμενο μπορεί να ερμηνευθεί ευκολότερα με τη βοήθεια του Διάγραμμα 7.12.

Όπως φαίνεται και από το Διάγραμμα 7.12, όσο αυξάνεται η εκκεντρότητα της αξονικής δύναμης στη διατομή, τόσο λιγότερο επηρεάζει η αντοχή του σκυροδέματος τη ροπή αντοχής της διατομής. Όταν υπάρχουν μεγάλες εκκεντρότητες και συνεπώς και μεγαλύτερες ροπές, σημαντικότερο ρόλο στη ροπή αντοχής, αλλά και στην αντοχή της διατομής γενικότερα παίζει το επιτρεπόμενο εύρος ρωγμής της διατομής και λιγότερο η αντοχή του σκυροδέματος. Για παράδειγμα, για εκκεντρότητα  $e=0.30 \cdot h$

μεταφερόμαστε στο «χαμηλό» κομμάτι του διαγράμματος αλληλεπίδρασης της διατομής, συγκεκριμένα στην εντατική «ΠΕΡΙΟΧΗ 1» §6.6.3 [Διάγραμμα 6.3], όπου το επιτρεπόμενο εύρος ρωγμής παίζει το καθοριστικό ρόλο για τη ροπή αντοχής της διατομής.

Από τα παραπάνω διαγράμματα βέβαια τη μεγαλύτερη εντύπωση προξενούν τα συγκεντρωτικά διαγράμματα για το επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής (Διάγραμμα 7.9, Διάγραμμα 7.10 & Διάγραμμα 7.11), καθώς από τη μορφή τους (με εξαίρεση την εκκεντρότητα  $e/h=0.00$ ) προκύπτει το συμπέρασμα, ότι το επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής δεν εξαρτάται (ή εξαρτάται ελάχιστα) εν τέλει από την αύξηση ή τη μείωση της αξονικής δύναμης, αφού για ένα μεγάλο εύρος αξονικών δυνάμεων, το επίπεδο της αστοχίας της διατομής για σταθερή εκκεντρότητα και μεταβλητότητα φορτίων παραμένει σταθερό (ή σχεδόν σταθερό). Το φαινόμενο αυτό μπορεί να εξηγηθεί ευκολότερα με τη βοήθεια του Διάγραμμα 7.8. Για να επέλθει αστοχία στη διατομή, θα πρέπει ένα ζεύγος τυχαίων δράσεων να βρεθεί εκτός «ασφαλούς περιοχής» του διαγράμματος αλληλεπίδρασης, σύμφωνα όμως με τη μορφή και το προσανατολισμό του νέφους των τυχαίων δρώντων εντατικών μεγεθών, η αστοχία θα επέλθει:

- a) είτε αν τα τυχαία σημεία βρεθούν εκτός από τα «δεξιά» του διαγράμματος αλληλεπίδρασης, ΕΝΔΕΧΟΜΕΝΟ ( $\alpha$ ) στο Διάγραμμα 7.13
- b) είτε πάνω από το σημείο σχεδιασμού του διαγράμματος αλληλεπίδρασης προς την κατεύθυνση της ευθείας της εκκεντρότητας, ΕΝΔΕΧΟΜΕΝΟ ( $\beta$ ) στο Διάγραμμα 7.13

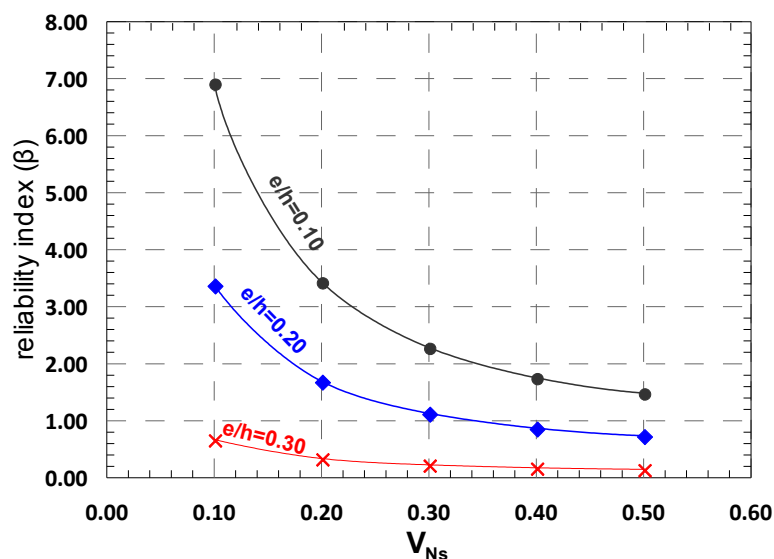


**Διάγραμμα 7.13** Βοηθητικό διάγραμμα για να γίνουν κατανοητά τα πιθανά ενδεχόμενα, όπου μπορεί να επέλθει αστοχία στη διατομή για μεταβλητότητα φορτίων  $V_{Ns}=0.10$  και εκκεντρότητα  $e/h=0.20$

Το να συμβεί το ενδεχόμενο ( $\beta$ ) είναι αρκετά έως πολύ δύσκολο στατιστικά, καθώς θα πρέπει να χτυπηθεί «τυχαία», μία πολύ μεγάλη δρώσα αξονική δύναμη και ροπή κάμψεως ταυτόχρονα. Από την άλλη μεριά, για να συμβεί το πρώτο ενδεχόμενο θα πρέπει η προκύπτουσα εκκεντρότητα από την «τυχαία» δρώσα ροπή και αξονική δύναμη να είναι μεγαλύτερη περίπου από το 0.30, δηλαδή  $m_s/h \cdot n_s > 0.30$  (αρκετά πιθανό ενδεχόμενο). Συνεπώς εξάγεται το συμπέρασμα, ότι το πρώτο ενδεχόμενο είναι και το πιο κρίσιμο για την προκύπτουσα αξιοπιστίας της διατομής. Συνεπώς, για την αξιοπιστία της

διατομής (εκτός για εκκεντρότητα μηδενική), κρίσιμος παράγοντας είναι τα τυχαία δρώντα εντατικά μεγέθη να μην ξεπερνούν το  $\frac{m_s}{h \cdot n_s} > 0.30$ .

Σύμφωνα με τα παραπάνω συμπεράσματα λοιπόν, δικαιολογούνται και τα συγκεντρωτικά διαγράμματα για το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών (Διάγραμμα 7.9, Διάγραμμα 7.10 & Διάγραμμα 7.11), όπου εμφανίζουν σχεδόν σταθερό επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής για σταθερή εκκεντρότητα και μεταβλητότητα φορτίων τελικής επένδυσης. Επίσης, λόγω του σχεδόν σταθερού επιπέδου αξιοπιστίας που εμφανίζεται για κάθε εκκεντρότητα, ανεξαρτήτως (σχεδόν) δρώσας αξονικής δύναμης, είναι εφικτό τα παραπάνω διαγράμματα να απλοποιηθούν με τέτοιο τρόπο, έτσι ώστε για κάθε εκκεντρότητα και κάθε μεταβλητότητα φορτίων τελικής επένδυσης το επίπεδο αξιοπιστίας να εκφράζεται με ένα και μόνο σημείο



Διάγραμμα 7.14 Συγκεντρωτικό διάγραμμα επιπέδου αξιοπιστίας άοπλων διατομών σκυροδέματος συναρτήσει τη μεταβλητότητα των φορτίων της τελικής επένδυσης σήραγγας για ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη

#### 7.2.2.4 Συσχετισμένη δρώσα αξονική δύναμη με ροπή κάμψης

Η διαδικασία εύρεσης του επιπέδου αξιοπιστίας της άοπλης διατομής σκυροδέματος τελικής επενδύσεως που παρουσιάστηκε παραπάνω, θεωρεί ασυσχέτιστες τις «τυχαίες» παραγόμενες δρώσες αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψεως. Σε αυτό το υποκεφάλαιο θα γίνει η παραδοχή ότι οι παραγόμενες δρώσες αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψεως είναι πλήρως συσχετισμένες μεταξύ τους και θα παρουσιαστούν εκ νέου τα επίπεδα αξιοπιστίας των διατομών που προκύπτουν με βάση αυτή την παραδοχή.

##### 7.2.2.4.1 Επίλυση των αναλυτικών σχέσεων AFTES (1998)

Στην διαδικασία με τις ασυσχέτιστες δρώσες αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψεως, η μέση τιμή της ροπής κάμψεως δημιουργούταν από τη μέση τιμή της μέσης τιμής της αξονικής δύναμης και την εκκεντρότητα αυτής (7.22). Όμως η καθεμιά –αξονική δύναμη και καμπτική ροπή– είχαν ξεχωριστή γεννήτρια τυχαίων αριθμών, όπου εντέλει τις καθιστούσε ως ασυσχέτιστα μεγέθη. Συνεπώς τα δρώντα εντατικά μεγέθη είχαν συσχετισμένες μέσες τιμές και ασυσχέτιστες παραγόμενες τιμές για κάθε επανάληψη με τη μέθοδο επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO.

$$m_M = e \cdot h \cdot m_N \quad (7.22)$$

Στη διαδικασία με τις συσχετισμένες δρώσες αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψεως, όσον αφορά τις μέσες τιμές ισχύει η ίδια λογική με την παραπάνω, δηλαδή η μέση τιμή της ροπής κάμψεως δημιουργείται από τη μέση τιμή της μέσης τιμής της αξονικής δύναμης και την εκκεντρότητα αυτής (7.22). Η σημαντική διαφοροποίηση αυτής της διαδικασίας από την προηγούμενη είναι στη γεννήτρια «ψευδοτυχαίων» αριθμών, όπου σε αυτή τη διαδικασία η γεννήτρια είναι μία. Το γεγονός ότι και η αξονική δύναμη αλλά και η ροπή κάμψεως παράγονται «τυχαία» από το ίδιο πλήθος «τυχαίων» αριθμών καθιστά τα ζεύγη αξονικών δυνάμεων και ροπών κάμψεως ως συσχετισμένα. Βάση λοιπόν αυτής της λογικής – των δρώντων συσχετισμένων εντατικών μεγεθών- και σύμφωνα με τη θεωρία της AFTES(1998), υπάρχει δυνατότητα να προκύπτει αναλυτικά το επίπεδο αξιοπιστίας τυχαίας διατομής άοπλου σκυροδέματος σύμφωνα με την παρακάτω επίλυση.

Η βασική σχέση σύμφωνα με AFTES (1998):  $N_{RD} = b \cdot h \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right)$

Για το σκυρόδεμα ισχύει ότι:  $m_c = \frac{f_{ck}}{1 - a \cdot V_c}$ ,  $\sigma_c = \frac{f_{ck}}{1 - a \cdot V_c}$  και  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

Για τις δράσεις ισχύει ότι:  $N_{sk} = m_{Ns} \cdot (1 + a \cdot V_{Ns})$ ,  $N_{sd} = \gamma_p \cdot N_{sk}$

Συνεπώς για τον σχεδιασμό θα πρέπει  $N_{RD} = N_{sd}$  έτσι ώστε να προκύψει το ύψος σχεδιασμού της διατομής.

Άρα  $N_{RD} = N_{sd} \Leftrightarrow \gamma_p \cdot N_{sk} = b \cdot h \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) \Leftrightarrow \gamma_p \cdot m_{Ns} \cdot (1 + a \cdot V_{Ns}) = b \cdot h \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) \Leftrightarrow$

$$\Leftrightarrow h = \frac{\gamma_p \cdot \gamma_c \cdot m_{Ns} \cdot (1 + a \cdot V_{Ns})}{0.85 \cdot b \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right)}$$

Έχουμε επίσης ότι η  $N_R$  ακολουθεί κανονική κατανομή με  $N_R \rightarrow (m_{N_R}, \sigma_{N_R})$  όπου:

$$m_{N_R} = b \cdot h \cdot 0.85 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) \cdot m_c \quad \text{και} \quad \sigma_{N_R} = b \cdot h \cdot 0.85 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) \cdot \sigma_c$$

Η βασική σχέση ισορροπίας για τη διατομή που προκύπτει λοιπόν είναι ότι  $g = N_R - N_s$

$$\text{Συνεπώς } m_g = b \cdot h \cdot 0.85 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) \cdot m_c - m_{Ns} \quad \text{και} \quad \sigma_g = \sqrt{\left(b \cdot h \cdot 0.85 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) \cdot \sigma_c\right)^2 + \sigma_{Ns}^2}$$

Η πιθανότητα λοιπόν αστοχίας είναι  $p_f = P(g < 0) = P\left(\frac{g - m_g}{\sigma_g} < -\frac{m_g}{\sigma_g}\right) \Rightarrow p_f = \text{Erf}\left(-\frac{m_g}{\sigma_g}\right)$

$$\text{Όπου } \frac{m_g}{\sigma_g} = \frac{b \cdot h \cdot 0.85 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) \cdot m_c - m_{Ns}}{\sqrt{\left(b \cdot h \cdot 0.85 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) \cdot \sigma_c\right)^2 + \sigma_{Ns}^2}} \quad \begin{array}{l} \text{τοποθετώντας και το } h \\ \text{από το σχεδιασμό της διατομής} \end{array} \rightarrow$$

$$\frac{m_g}{\sigma_g} = \frac{b \cdot \left(\frac{\gamma_p \cdot \gamma_c \cdot m_{Ns} \cdot (1 + a \cdot V_{Ns})}{0.85 \cdot b \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right)}\right) \cdot 0.85 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) \cdot m_c - m_{Ns}}{\sqrt{\left(b \cdot \left(\frac{\gamma_p \cdot \gamma_c \cdot m_{Ns} \cdot (1 + a \cdot V_{Ns})}{0.85 \cdot b \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right)}\right) \cdot 0.85 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) \cdot \sigma_c\right)^2 + \sigma_{Ns}^2}} = \frac{b \cdot \frac{\gamma_p \cdot \gamma_c \cdot m_{Ns} \cdot (1 + a \cdot V_{Ns})}{f_{ck}} \cdot m_c - m_{Ns}}{\sqrt{\left(b \cdot \frac{\gamma_p \cdot \gamma_c \cdot m_{Ns} \cdot (1 + a \cdot V_{Ns})}{f_{ck}} \cdot \sigma_c\right)^2 + \sigma_{Ns}^2}} \Rightarrow$$

$$\frac{\frac{\gamma_p \cdot \gamma_c \cdot m_{Ns} \cdot (1 + a \cdot V_{Ns})}{(1 - a \cdot V_c)} - m_{Ns}}{\sqrt{\left(\frac{\gamma_p \cdot \gamma_c \cdot m_{Ns} \cdot (1 + a \cdot V_{Ns}) \cdot V_c}{(1 - a \cdot V_c)}\right)^2 + m_{Ns}^2 \cdot V_{Ns}^2}} \Leftrightarrow P_f = \text{Erf}\left(-\frac{\gamma_p \cdot \gamma_c \cdot (1 + a \cdot V_{Ns}) - (1 - a \cdot V_c)}{(1 - a \cdot V_c) \sqrt{\left(\frac{\gamma_p \cdot \gamma_c \cdot (1 + a \cdot V_{Ns}) \cdot V_c}{(1 - a \cdot V_c)}\right)^2 + V_{Ns}^2}}\right)$$

Από την παραπάνω επίλυση των αναλυτικών σχέσεων, δύο είναι οι βασικές σχέσεις οι οποίες πρέπει να συγκρατηθούν. Η σχέση (7.23) με την οποία προκύπτει το ύψος σχεδιασμού της άοπλης διατομής σκυροδέματος και η σχέση (7.24) από την οποία προκύπτει το επίπεδο αξιοπιστίας της άοπλης διατομής σκυροδέματος. Όπως φαίνεται από τη σχέση (7.24) είναι προφανές ότι το επίπεδο αξιοπιστίας μιας άοπλης διατομής σκυροδέματος είναι απαλλαγμένο από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής και την ποιότητα του σκυροδέματος, καθώς καθοριστικό ρόλο για το επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής



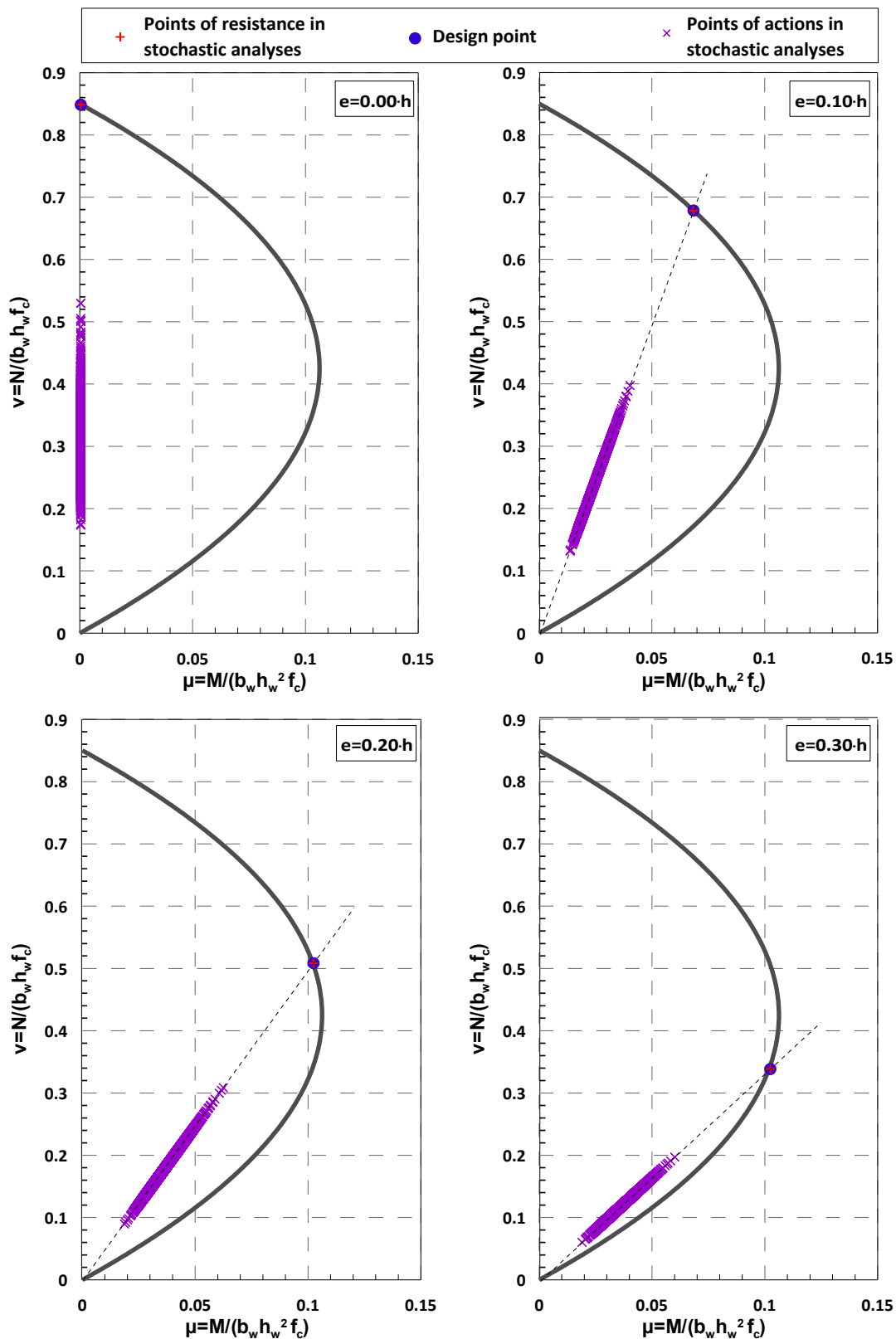
παίζουν οι δείκτες μεταβλητότητας και οι επιμέρους συντελεστές του σκυροδέματος και των δρώντων εντατικών μεγεθών που ασκούνται στη διατομή.

$$h = \frac{\gamma_P \cdot \gamma_c \cdot m_N \cdot (1 + a \cdot V_N)}{0.85 \cdot b \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right)} \quad (7.23)$$

$$P_f = \text{Erf} \left( \frac{\gamma_P \cdot \gamma_c \cdot (1 + a \cdot V_{Ns}) - (1 - a \cdot V_c)}{(1 - a \cdot V_c) \sqrt{\left( \frac{\gamma_P \cdot \gamma_c \cdot (1 + a \cdot V_{Ns}) \cdot V_c}{(1 - a \cdot V_c)} \right)^2 + V_{Ns}^2}} \right) \quad (7.24)$$

#### 7.2.2.4.2 Παρουσίαση αποτελεσμάτων με βάση τη συσχετισμένη σχέση αξονικής δύναμης και ροπής κάμψεως

Η διαδικασία με τη συσχετισμένη αξονική δύναμη και ροπή κάμψης, έχει αναλυτική λύση για την εύρεση της αξιοπιστίας της διατομής. Για να γίνει όμως πιο κατανοητή η διαδικασία και η σημαντική διαφορά της συσχετισμένων από των ασυσχέτιστων δρώντων εντατικών μεγεθών, όπως συνέβη και στις παραμετρικές αναλύσεις §7.2.2.3.3, παρουσιάζεται παρακάτω ένα ενδεικτικό διάγραμμα, το οποίο παρουσιάζει τα «τυχαία» δρώντα εντατικά μεγέθη που παράχθηκαν, το σημείο σχεδιασμού της διατομής και το σημείο αντοχής της διατομής για κάθε «τυχαία» αντοχή σκυροδέματος που παράχθηκε.

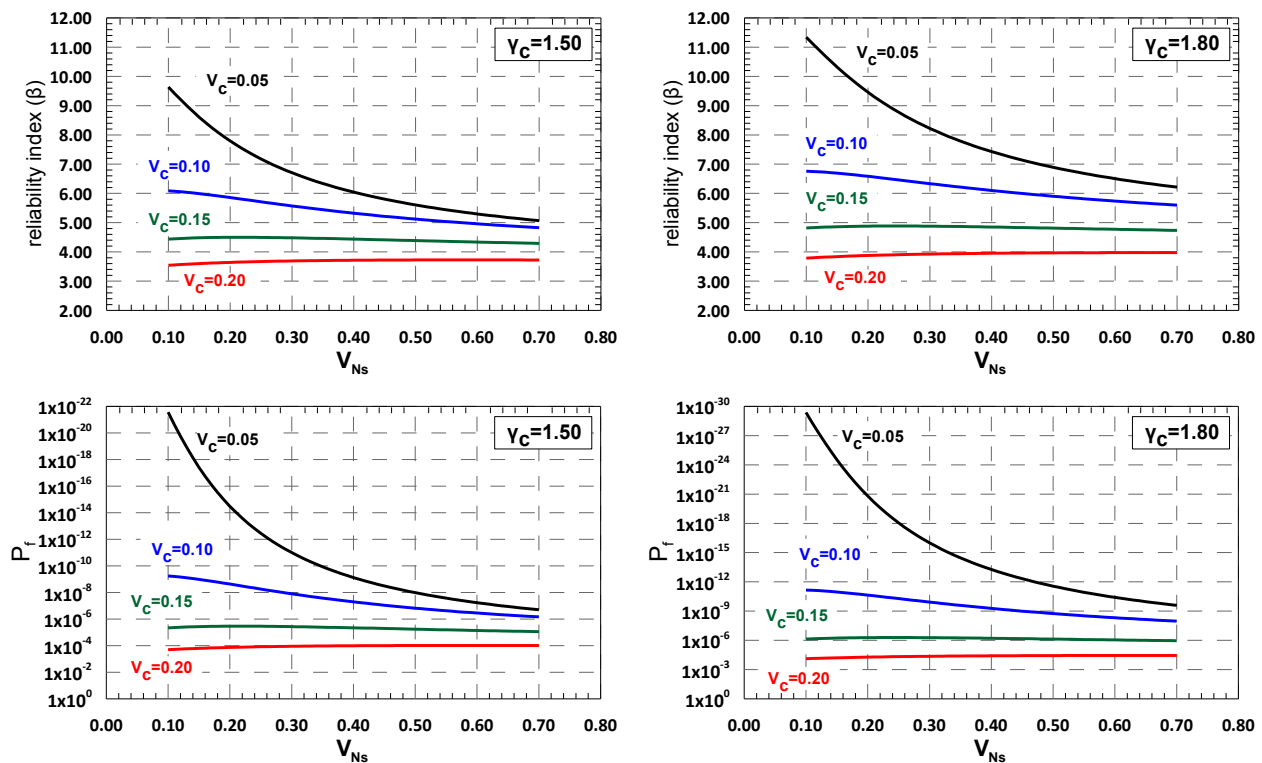


Διάγραμμα 7.15 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης ( $V_{Ns}=0.10$  και  $V_c=0.10$ ), όπου για κάθε εκκεντρότητα ( $e=0.00\cdot h$ ,  $0.10\cdot h$ ,  $0.20\cdot h$  και  $0.30\cdot h$ ) δείχνονται με μπλε σημάδια – κύκλους το σημείο σχεδιασμού της διατομής, με μωβ σημάδια – χιαστί τα «τυχαία» σημεία των δράσεων που έχουν παραχθεί με την επαναληπτική διαδικασία MONTE – CARLO και τα κόκκινα σημεία είναι η αντοχή της διατομής για κάθε τυχαίο σημείο των δράσεων ( $N_s$ ) που έχει παραχθεί από την επαναληπτική διαδικασία, με τη μέθοδο της AFTES(1998) το σημείο της αντοχής για συγκεκριμένη εκκεντρότητα είναι σταθερό

Όπως φαίνεται και από το Διάγραμμα 7.15, το πλήθος των «τυχαίων» δρώντων εντατικών μεγεθών κείται επ' ευθείας λόγω της συσχέτισης που έχουν μεταξύ τους η δρώσα αξονική δύναμη με τη ροπή κάμψεως, σε αντίθεση με το Διάγραμμα 7.8, όπου το πλήθος των «τυχαίων» δρώντων εντατικών μεγεθών είναι ένα νέφος σημείων λόγω ότι η δρώσα αξονική δύναμη με τη ροπή κάμψεως είναι ασυσχέτιστα μεταξύ τους.

Άλλη μια σημαντική διαφοροποίηση της αναλυτικής προσέγγισης από τη μέθοδο που χρησιμοποιείται για την επαναληπτική προσομοίωση MONTE – CARLO είναι ότι με την αναλυτική προσέγγιση υπολογίζεται η αντοχή σε αξονική δύναμη της διατομής με τη γνωστή σχέση (6.4) και πολλαπλασιάζοντας με την εκκεντρότητα της διατομής υπολογίζεται η ροπή αντοχής της διατομής. Από την άλλη μεριά, με τη μέθοδο που χρησιμοποιείται στην επαναληπτική διαδικασία MONTE – CARLO, όπου περιγράφεται εκτενώς στη παράγραφο §7.2.2.3 και στο Σχήμα 7.3, μέσω της δρώσας αξονικής δύναμης που ασκείται στη διατομή υπολογίζεται η ροπή αντοχής της διατομής, μέσω του διαγράμματος αλληλεπίδρασης. Για αυτό το λόγο, η αντοχή της διατομής για τα συσχετισμένα δρώντα εντατικά μεγέθη είναι ένα σταθερό σημείο για συγκεκριμένη εκκεντρότητα, ενώ για τα ασυσχέτιστα αλλάζει ανάλογα τη δρώσα «τυχαία» αξονική δύναμη που παράγεται.

Όπως έχει αναφερθεί παραπάνω, το επίπεδο αξιοπιστίας μιας άοπλης διατομής σκυροδέματος για συσχετισμένα μεγέθη αξονικής δύναμης με ροπής κάμψεως δεν εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής και την ποιότητα του σκυροδέματος, αλλά από τους δείκτες μεταβλητότητας και τους επιμέρους συντελεστές του σκυροδέματος και των δρώντων εντατικών μεγεθών που ασκούνται στη διατομή σύμφωνα με τη σχέση (7.24). Συνεπώς τα αποτελέσματα των αναλυτικών σχέσεων που θα προβληθούν δεν έχουν νόημα να μορφωθούν συναρτήσει των ανηγμένων εντατικών μεγεθών των διατομών, αλλά με βάση τη μεταβολή της μεταβλητότητας των ασκούμενων φορτίων και της αντοχής του σκυροδέματος.



Διάγραμμα 7.16 Επίπεδο αξιοπιστίας διατομών τελικής επένδυσης σηράγγων άοπλου σκυροδέματος συναρτήσει της μεταβλητότητας των εξωτερικών φορτίων της τελικής επένδυσης, ανάλογα το δείκτη μεταβλητότητας που έχει θεωρηθεί ότι έχει η αντοχή του σκυροδέματος

#### Γενικό σχόλιο διαγραμμάτων

Στα παραπάνω διαγράμματα εμφανίζονται δείκτες μεταβλητότητας αντοχής σκυροδέματος, αλλά και φορτίων τελικής επένδυσης ιδιαίτερα υψηλοί. Ο λόγος που εμφανίζονται αυτοί οι υψηλοί δείκτες είναι κυρίως για να γίνει πιο κατανοητό το φαινόμενο, αλλά και να δοθεί μία «πολυπαραμετρικότητα» στο πρόβλημα.

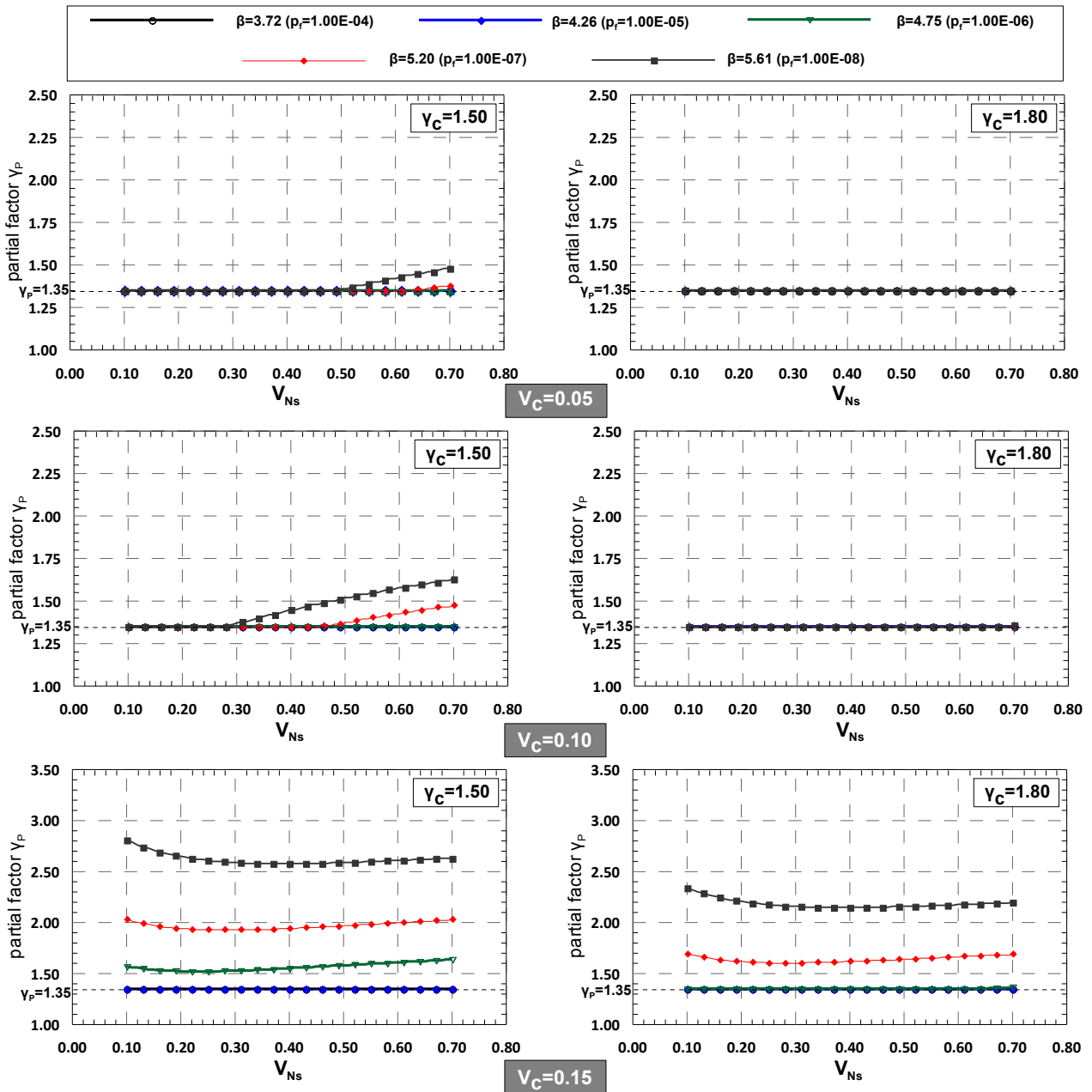
Όπως φαίνεται και από τα παραπάνω διαγράμματα για μικρή μεταβλητότητα της αντοχής του σκυροδέματος ( $V_c=0.05$ ), το επίπεδο αξιοπιστίας συναρτήσει της μεταβλητότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης είναι έντονα μη γραμμικό. Συγκεκριμένα, για μικρές τιμές της μεταβλητότητας των φορτίων, το επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής είναι πολύ υψηλό (ή η πιθανότητα αστοχίας της διατομής είναι πολύ μικρή). Όταν η μεταβλητότητα των φορτίων της τελικής επένδυσης αυξάνεται, το επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής μικραίνει, αλλά εξακολουθεί να έχει ένα πολύ υψηλό δείκτη αξιοπιστίας συγκρίνοντάς το με τα επίπεδα αξιοπιστίας που επιτρέπουν – επιβάλλουν οι ευρωκώδικες.

Όσο η μεταβλητότητα των τιμών της αντοχής του σκυροδέματος αυξάνεται, τείνει το φαινόμενο να γίνεται πιο γραμμικό και να έχει ασυμπτωτική πορεία ως προς τον άξονα της μεταβλητότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης.

Σαν γενικό σχόλιο θα μπορούσε να εξαχθεί, ότι η παραδοχή της συσχετισμένης αξονικής δύναμης με τη ροπή κάμψευς, αυξάνει δραματικά το επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής, ανεξαρτήτως μεταβλητότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης. Επίσης σημαντικό είναι και το γεγονός ότι για δείκτη μεταβλητότητας των αντοχών του σκυροδέματος  $V_c=0.10$  - σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία, η μεταβλητότητα του σκυροδέματος  $V_c=0.10$  ανταποκρίνεται περισσότερο στην πραγματικότητα – το επίπεδο αξιοπιστίας είναι ιδιαίτερα υψηλό, συγκρίνοντας το με τα επίπεδα αξιοπιστίας που επιτρέπουν – επιβάλλουν οι ευρωκώδικες.

**7.2.2.4.3 Εύρεση επιμέρους συντελεστών μόνιμων φορτίων**

Με την ύπαρξη της σχέσης (7.24) για την εύρεση του επιπέδου αξιοπιστίας μιας άοπλης διατομής σκυροδέματος, για συσχετισμένα εντατικά μεγέθη, είναι αρκετά εύκολο υπολογιστικά, η εξαγωγή επιμέρους συντελεστών μόνιμων φορτίων για την τήρηση κάποιων απαιτούμενων επιπέδων αξιοπιστίας των διατομών.



Διάγραμμα 7.17 Επιμέρους συντελεστές φορτίων γεωυλικού για μεταβλητότητες σκυροδέματος  $V_c=0.05, 0.10$  και  $0.15$ , για επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος  $\gamma_c=1.50$  και  $1.80$ , έτσι ώστε να έχουν συγκεκριμένα αξιοπιστίας.

Λαμβάνοντας υπόψη τις συστάσεις του Ευρωκώδικα 0 και των Gulvanessian et al., 2009 (Πίνακας 7.6) τα απαιτούμενα επίπεδα αξιοπιστίας που επιλέχθηκαν είναι:

- $\beta_{req}=4.26$  ( $p_f=10^{-5}$ )
- $\beta_{req}=4.75$  ( $p_f=10^{-6}$ )
- $\beta_{req}=5.20$  ( $p_f=10^{-7}$ )
- $\beta_{req}=5.61$  ( $p_f=10^{-8}$ )

Όπως ήταν φυσικό, λόγω της απόλυτα συσχετισμένης σχέσης αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής, τα επίπεδα αξιοπιστίας που προέκυπταν για τις διατομές του άοπλου σκυροδέματος ήταν πολύ υψηλά ακόμα και με επιμέρους συντελεστή εξωτερικών φορτίων  $\gamma_p=1.35$ . Έτσι λοιπόν όπως φαίνεται και από το Διάγραμμα 7.17 στις περισσότερες των περιπτώσεων ο επιμέρους συντελεστής  $\gamma_p=1.35$  επαρκούσε για τη κάλυψη των απαιτούμενων επιπέδων αξιοπιστίας. Με την αύξηση βέβαια της μεταβλητότητας της αντοχής του σκυροδέματος και για  $\beta_{req}=5.20$  και για  $\beta_{req}=5.61$ , ο επιμέρους συντελεστής  $\gamma_p$  έφτασε σε αρκετά μεγάλες τιμές, σε κάποιες περιπτώσεις πάνω από 2.5.

Για μεταβλητότητα σκυροδέματος  $V_c=0.10$ , για επίπεδο αξιοπιστίας  $\beta_{req}=4.26$  ( $p_f=10^{-5}$ ) και  $\beta_{req}=4.75$  ( $p_f=10^{-6}$ ) ο επιμέρους συντελεστής  $\gamma_p=1.35$  επαρκεί για όλες τις μεταβλητότητες των φορτίων. Αντίθετα για  $\beta_{req}=5.20$  και για  $\beta_{req}=5.61$  ο επιμέρους συντελεστής δεν επαρκεί για  $V_{Ns}>40\%$  και  $V_{Ns}>30\%$  αντίστοιχα. Ένα άλλο χαρακτηριστικό στοιχείο από το διάγραμμα είναι πόσο πιο ευνοϊκά δρα ο επιμέρους συντελεστής του σκυροδέματος στο επίπεδο αξιοπιστίας της διατομής, καθώς όπως φαίνεται από το παραπάνω διάγραμμα για  $\gamma_c=1.80$  ο επιμέρους συντελεστής των φορτίων  $\gamma_p=1.35$  επαρκή για όλα τα απαιτούμενα επίπεδα αξιοπιστίας για μεταβλητότητες σκυροδέματος  $V_c=5$  & 10 % σε αντίθεση με τον επιμέρους συντελεστή του σκυροδέματος  $\gamma_c=1.50$ .

# 8

---

## ΣΥΝΟΨΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

### 8.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΟΠΛΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ

#### 8.1.1 Σύγκριση κόστους και επιπέδου αξιοπιστίας

Οι νέες τάσεις στην κατασκευή τελικών επενδύσεων από άοπλο σκυρόδεμα έναντι οπλισμένου, ήταν και η βασική πηγή «έμπνευσης» για την παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία. Για την πληρότητα της παρούσας διπλωματικής, θα ήταν αναγκαία μια σύγκριση οπλισμένου σκυροδέματος έναντι άοπλου σε διατομή τελικής επένδυσης σήραγγας. Συγκεκριμένα για δεδομένα εντατικά μεγέθη που ασκούνται σε τελική επένδυση, θα παρουσιαστούν αποτελέσματα σχεδιασμού της διατομής για χρησιμοποίηση οπλισμένου και άοπλου σκυροδέματος, επίπεδα αξιοπιστίας της κάθε περίπτωσης και κόστος κατασκευής αντίστοιχα.

Για την διευκόλυνση στη σύγκριση των δύο μεθόδων έγιναν ορισμένες παραδοχές.

- Θεωρήθηκε ίδια ποιότητα σκυροδέματος τόσο στο οπλισμένο όσο και στο άοπλο σκυρόδεμα C30/37 και ποιότητα χάλυβα στο οπλισμένο σκυρόδεμα S500
- Λόγω διαφορετικού ύψους διατομών στο οπλισμένο σκυρόδεμα από το άοπλο, δημιουργήθηκαν δύο σεντ τιμών, όπου στο πρώτο σεντ τιμών η παραγόμενη ροπή προκύπτει από την εκκεντρότητα και το ύψος της διατομής της οπλισμένης διατομής και το δεύτερο σεντ από την εκκεντρότητα και το ύψος της άοπλης διατομής αντίστοιχα ( $e/h=0.10$ )
- Στην επιλογή των διατομών στο οπλισμένο σκυρόδεμα έγινε προσπάθεια έτσι ώστε να μην προκύπτουν διατομές που χρειάζονται «μόνο» τον ελάχιστο οπλισμό
- Η σήραγγα απλοποιητικά θεωρήθηκε ότι έχει μορφή κυκλική  $D=10m$  και το μήκος του καλουπιού θεωρήθηκε μήκος  $L=12m$
- Κόστος σκυροδέματος:  $100 \text{ €/m}^3$  και κόστος χάλυβα:  $0.90 \text{ €/kg}$
- Τα επίπεδα αξιοπιστίας αναφέρονται σε ασυσχέτιστα μεγέθη αξονικής δύναμης και ροπή κάμψης
- Οι πληροφορίες για τα κόστη των υλικών ελήφθησαν από κατάλογους τιμολογίων του δημοσίου για το έτος 2009

Μέσες Δράσεις		Δράσεις Σχεδιασμού		Σχεδιασμός		Αξιοπιστία Διατομής		Κοστολόγηση		Ποσοστιαία διαφορά (%)
$N_m$ (MN)	$M_m$ (MINm)	$N_d$ (MIN)	$M_d$ (MINm)	Άσπλο $h$ (m)	Οπλισμένο $h$ (m)	Άσπλο $(\beta)$	Οπλισμένο $(\beta)$	Άσπλο $(\text{€}/\text{καλούπι})$	Οπλισμένο $(\text{€}/\text{καλούπι})$	
4.00	0.1600	6.288	0.252	0.45	0.40	3.23	13.74	16776.10	22531.96	25.55%
5.00	0.2000	7.860	0.314	0.56	0.50	3.22	14.44	20960.71	27857.32	24.76%
4.00	0.1600	7.176	0.287	0.51	0.40	1.63	10.83	19113.45	29233.18	34.62%
5.00	0.2000	8.971	0.359	0.63	0.50	1.61	10.84	23901.24	36060.72	33.72%
4.00	0.1600	8.065	0.323	0.57	0.50	1.06	5.92	21488.49	29354.17	26.80%
5.00	0.2000	10.081	0.403	0.71	0.60	1.08	6.53	26841.77	37886.32	29.15%

4.00	0.2284	6.288	0.359	0.57	0.40	3.26	13.69	21526.19	33958.12	36.61%
5.00	0.3565	7.860	0.560	0.71	0.40	3.23	13.81	26879.47	41691.24	35.53%
4.00	0.2604	7.176	0.467	0.65	0.40	1.63	11.24	24542.12	30895.16	20.56%
5.00	0.4070	8.971	0.730	0.81	0.40	1.62	11.19	30687.08	40998.74	25.15%
4.00	0.2928	8.065	0.590	0.73	0.40	1.09	6.44	27595.75	32113.50	14.07%
5.00	0.4575	10.081	0.922	0.92	0.40	1.09	7.09	34494.69	44289.23	22.11%

Πίνακας 8.1 Αποτελέσματα σχεδιασμού τελικής επένδυσης σήραγγας για διάφορα εντατικά μεγέθη για οπλισμένη και άσπλη διατομή σκυροδέματος. Για το άσπλο σκυροδέμα ισχύει  $f_{ck}=30\text{MPa}$  &  $\gamma_c=1.80$ , ενώ για οπλισμένο σκυροδέμα  $f_{ck}=30\text{MPa}$ ,  $\gamma_c=1.50$  &  $f_{sk}=500\text{MPa}$ . (Για το πρώτο σετ η ροπή παράγεται από την μέση αξονική δύναμη πολλαπλασιασμένη με την εκκεντρότητα της διατομής της διατομής του οπλισμένου σκυροδέματος, ενώ για το δεύτερο σετ από την μέση αξονική δύναμη πολλαπλασιασμένη με την εκκεντρότητα της διατομής άσπλου σκυροδέματος  $e/h=0.10$ )



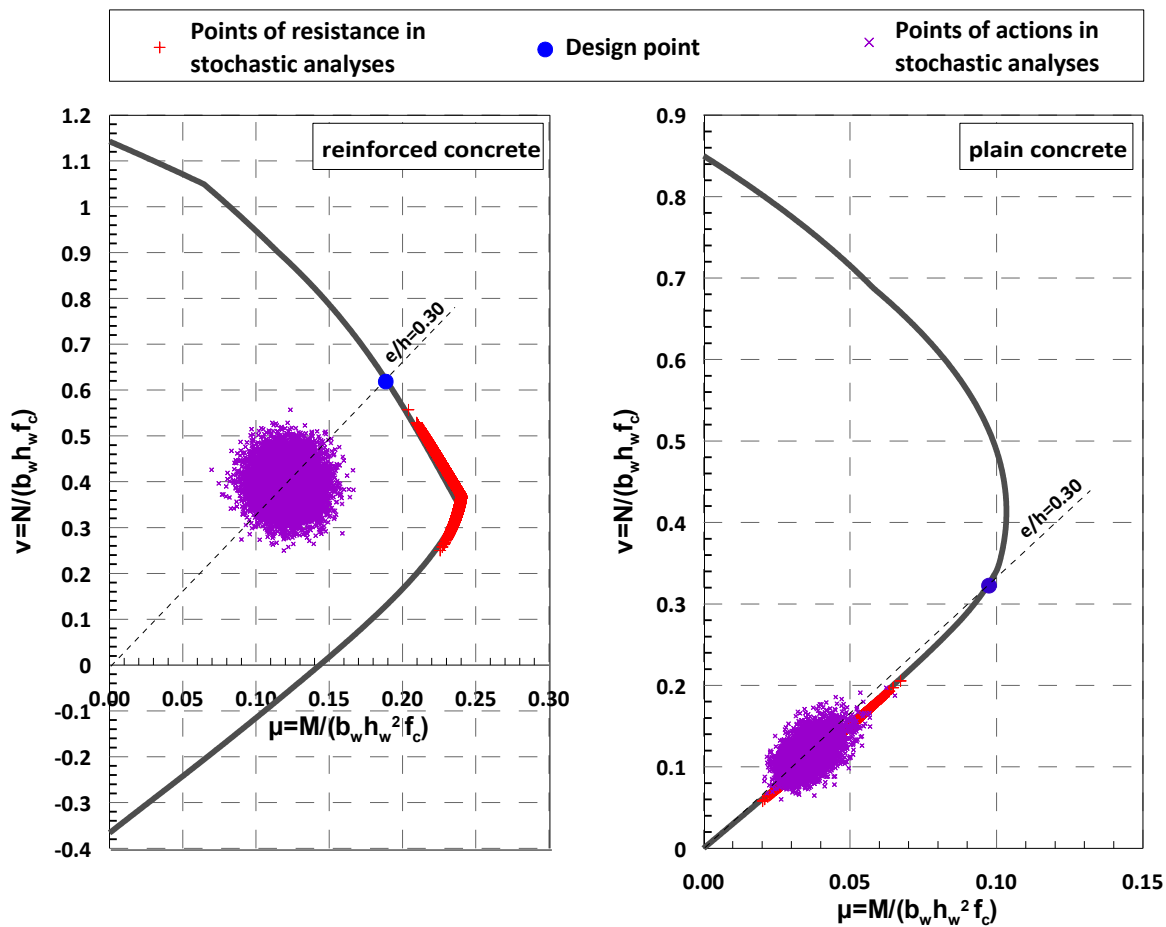
Συγκεντρωτικά, στον Πίνακα 8.1 για διάφορα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται τα μεγέθη σχεδιασμού για το οπλισμένο σκυρόδεμα (ύψος διατομής και οπλισμός) και για το άοπλο σκυρόδεμα (ύψος διατομής), τα επίπεδα αξιοπιστίας για την κάθε μία περίπτωση και τέλος γίνεται ένας υπολογισμός όγκου χάλυβα και σκυροδέματος για ένα δωδεκάμετρο καλούπι (σύμφωνα με τις παραπάνω απλοποιητικές παραδοχές) και εξάγεται ένα συμβατικό κόστος κατασκευής ανά καλούπι για την κάθε μία περίπτωση. Χαρακτηριστικό είναι επίσης το γεγονός ότι για όλες τις περιπτώσεις το άοπλο σκυρόδεμα έχει χαμηλότερο κόστος κατασκευής από το οπλισμένο και χαμηλότερο επίπεδο αξιοπιστίας, όπως αναμενόταν. Το επίπεδο αξιοπιστίας υπολογίστηκε για ασυσχέτιστα εντατικά μεγέθη (αξονικής δύναμης και ροπής κάμψεως), καθώς δεν υπήρχαν στοιχεία για συσχετισμένα εντατικά μεγέθη για το οπλισμένο σκυρόδεμα.

Μια σημαντική παρατήρηση που αξίζει να σημειωθεί για τα παραπάνω είναι ότι από συζητήσεις με έμπειρους μηχανικούς της «σηραγγοποιίας» έχει εξαχθεί το συμπέρασμα ότι η προώθηση της άοπλης τελικής επένδυσης έναντι της οπλισμένης έγκειται λιγότερο στο γεγονός της φθηνότερης κατασκευής από άποψη κόστους υλικών κατασκευής, αλλά ο κρίσιμος παράγοντας που κάνει την άοπλη τελική επένδυση πιο ελκυστική είναι μεγαλύτερη ταχύτητα στην κατασκευή αυτής που έχει ως αποτέλεσμα την μη καθυστέρηση όλου του έργου. Καθώς στην οπλισμένη τελική επένδυση υπάρχει μια αρκετά χρονοβόρα διαδικασία στο καλούπωμα και στο σιδέρωμα του ξυλότυπου, όπου χρονοτριβεί όλη η κατασκευή του έργου.

### **8.1.2 Σύγκριση επιπέδου αξιοπιστίας οπλισμένου σκυροδέματος έναντι άοπλου για ασυσχέτιστα εντατικά μεγέθη**

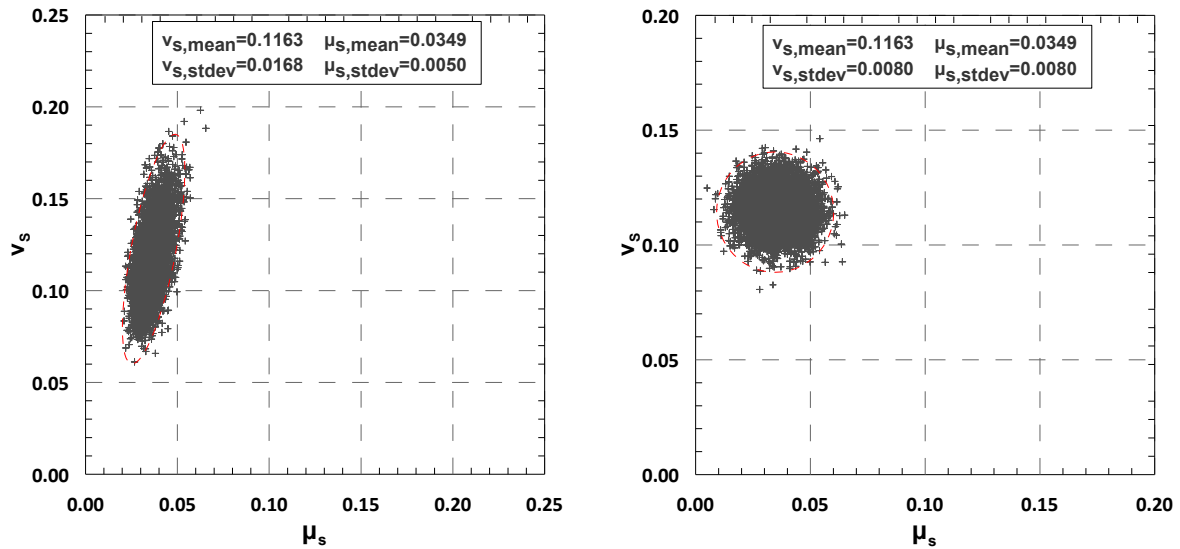
Η σύγκριση των επιπέδων αξιοπιστίας του άοπλου σκυροδέματος έναντι του οπλισμένου - για ασυσχέτιστα εντατικά μεγέθη – προκαλεί μεγάλη εντύπωση, κυρίως για τα μικρά επίπεδα αξιοπιστίας που προκύπτουν για το άοπλο σκυρόδεμα.

Οι λόγοι αυτού του «προβλήματος» έχουν εξηγηθεί στις παραπάνω παραγράφους §7.2.2.3.3. Βέβαια για να γίνει πιο κατανοητό το πρόβλημα των ασυσχέτιστων εντατικών μεγεθών παρατίθεται το Διάγραμμα 8.1, όπου φαίνεται χαρακτηριστικά η διαδικασία επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO για οπλισμένο και άοπλο σκυρόδεμα για εκκεντρότητα  $e/h=0.30$  και μεταβλητότητα φορτίων  $V_{Ns}=0.10$ . Όπως είναι εμφανές το άοπλο σκυρόδεμα παρουσιάζει αδυναμίες για μεγάλες εκκεντρότητες λόγω της μορφής του διαγράμματος αλληλεπίδρασης, καθώς στις κατώτερες περιοχές του διαγράμματος αλληλεπίδρασης η μορφή του προσεγγίζεται περισσότερο ως γραμμική με αποτέλεσμα ένα μεγάλο πλήθος του νέφους των σημείων των δράσεων να βγαίνει εκτός της «ασφαλούς περιοχής». Το διάγραμμα του οπλισμένου σκυροδέματος από την άλλη μεριά, λόγω της εφελκυστικής αντοχής του, περνά και στα αρνητικά των αξονικών δυνάμεων και η μορφή του διαγράμματος προσεγγίζει περισσότερο την καμπυλοειδή και όπως φαίνεται από το Διάγραμμα 8.1 δεν αντιμετωπίζει προβλήματα αστοχίας.



**Διάγραμμα 8.1** Διαγράμματα αλληλεπίδρασης ( $V_{Ns}=0.10$  και  $V_c=0.10$ ), όπου εκκεντρότητα  $e=0.30 \cdot h$  δείχνονται με μπλε σημάδια – κύκλους το σημείο σχεδιασμού της διατομής, με μωβ σημάδια – χιαστί τα «τυχαία» σημεία των δράσεων που έχουν παραχθεί με την επαναληπτική διαδικασία MONTE – CARLO και τα κόκκινα σημεία είναι η αντοχή της διατομής για κάθε τυχαίο σημείο των δράσεων ( $N_s$ ) που έχει παραχθεί από την επαναληπτική διαδικασία για οπλισμένο σκυρόδεμα (αριστερά) και άοπλο σκυρόδεμα (δεξιά).

Στο Διάγραμμα 8.1, χαρακτηριστικό επίσης είναι και το νέφος των σημείων που δημιουργείται για τα δρώντα εντατικά μεγέθη. Στο άοπλο σκυρόδεμα, το νέφος «φαίνεται» να προσεγγίζει ελλειψοειδή μορφή ενώ στο οπλισμένο κυκλική. Στην πραγματικότητα βέβαια το νέφος για τα δρώντα εντατικά μεγέθη, προσεγγίζει και στις δύο περιπτώσεις την ελλειψοειδή μορφή και η κυκλική μορφή στο οπλισμένο σκυρόδεμα οφείλεται στο πρόβλημα της κλίμακας του διαγράμματος. Ο ισχυρισμός της ελλειψοειδούς μορφής των δρώντων εντατικών μεγεθών ενισχύεται και με το παρακάτω διάγραμμα.



Διάγραμμα 8.2 Χαρακτηριστικά νέφη δρώντων εντατικών μεγεθών για διαφορετικές τυπικές αποκλίσεις αριστερά (ελλειψοειδής μορφή νέφους) και για ίδιες τυπικές αποκλίσεις δεξιά (κυκλική μορφή νέφους)

Όπως φαίνεται και από το Διάγραμμα 8.2 το νέφος των δρώντων εντατικών μεγεθών προσεγγίζει την ελλειψοειδή μορφή για διαφορετικές τυπικές αποκλίσεις τιμών, ενώ την κυκλική για ίδιες τυπικές αποκλίσεις τιμών, ανεξαρτήτως της μέσης τιμής τους. Συνεπώς για να προκύψει κυκλική μορφή του νέφους στη δική μας περίπτωση θα πρέπει  $\sigma_{M_s} = \sigma_{N_s}$ .

$$\text{Όμως } \sigma_{M_s} = \sigma_{N_s} \Rightarrow V_s \cdot M_{s,\text{mean}} = V_s \cdot N_{s,\text{mean}} \xrightarrow{M_{s,\text{mean}} = N_{s,\text{mean}} \cdot e/h \cdot h} V_s \cdot N_{s,\text{mean}} \cdot e/h \cdot h = V_s \cdot N_{s,\text{mean}} \Rightarrow e=1 \xrightarrow{e/h=0.30} h=3.33\text{m (άτοπο)}$$

Εφόσον δεν υπάρχουν τόσο μεγάλα ύψη διατομών, όλα τα νέφη των δρώντων εντατικών μεγεθών έχουν ελλειψοειδή μορφή.

## 8.2 ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΕΝΑ ΚΑΙ ΑΣΥΣΧΕΤΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

Ένα μεγάλο θέμα που τέθηκε κατά τη διάρκεια της διπλωματικής εργασίας είναι αν τα δρώντα εντατικά μεγέθη που προκαλούνται από τα φορτία της βραχώμαζας στην τελική επένδυση της σήραγγας είναι συσχετισμένα ή ασυσχέτιστα μεταξύ τους.

Τα συσχετισμένα ή ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη στα φορτία της τελικής επένδυσης σήραγγας συνδέονται έντονα με την κατανομή των φορτίων σε αυτή και πως αυτή εξαρτάται από τη μεταβολή των γεωτεχνικών παραμέτρων. Βέβαια, η μεγάλη αβεβαιότητα που ενέχει από τη φύση του ένα γεωτεχνικό έργο, η έντονη μη γραμμικότητα του προβλήματος, η χωρική μεταβλητότητα και η επιρροή των αποτελεσμάτων από διάφορους άλλους παράγοντες (επιρροή από την επιφάνεια του εδάφους, τεκτονική ιστορία των εδαφών κ.α) επηρεάζουν έντονα την κατανομή των φορτίων της τελικής επένδυσης.

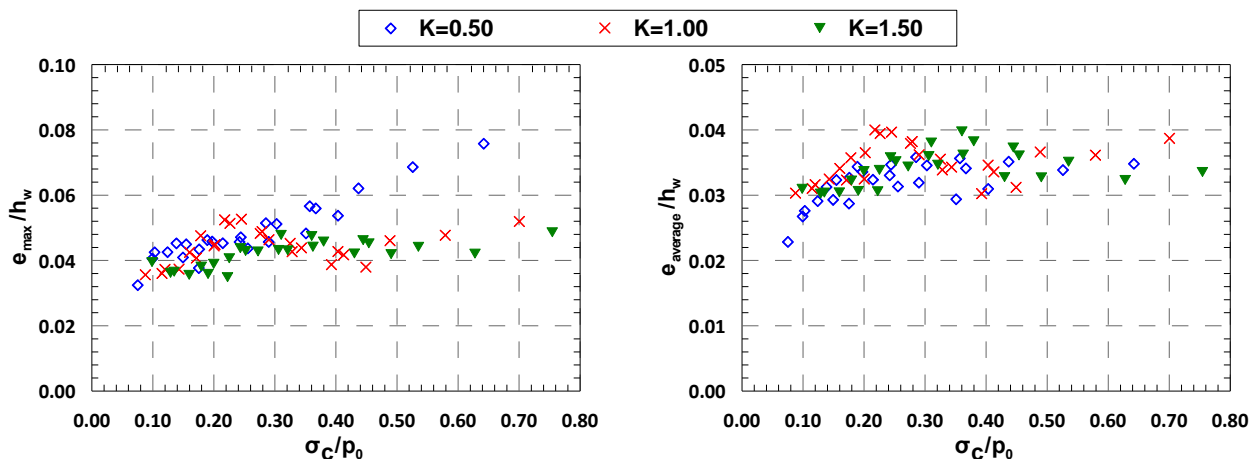
Για την πληρότητα λοιπόν της εργασίας, αποφασίστηκε να γίνουν αναλύσεις για ασυσχέτιστα και συσχετισμένα εντατικά μεγέθη δράσεων. Τα αποτελέσματα των δύο διαφορετικών θεωρήσεων στα επίπεδα αξιοπιστίας της διατομής είναι πολύ διαφορετικά, με ευνοϊκότερη να είναι η θεώρηση των συσχετισμένων εντατικών μεγεθών.

Βέβαια υπάρχει η αντίληψη ότι τα εντατικά μεγέθη δεν μπορούν να είναι εντελώς ασυσχέτιστα μεταξύ τους, αλλά και ούτε πλήρως συσχετισμένα. Συνεπώς υπάρχει ένας βαθμός συσχέτισης μεταξύ των εντατικών μεγεθών (αξονική δύναμη και ροπή κάμψης), ο οποίος δεσμεύει τα μεγέθη αυτά μεταξύ τους.

### 8.3 ΚΥΡΙΟΤΕΡΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

#### 8.3.1 Εκκεντρότητα φορτίων τελικής επένδυσης

Με την πραγματοποίηση αριθμητικών παραμετρικών αναλύσεων με τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία με τη βοήθεια του λογισμικού ABAQUS, προέκυψαν σημαντικά συμπεράσματα για την εκκεντρότητα των φορτίων της τελικής επένδυσης (Διάγραμμα 8.3).

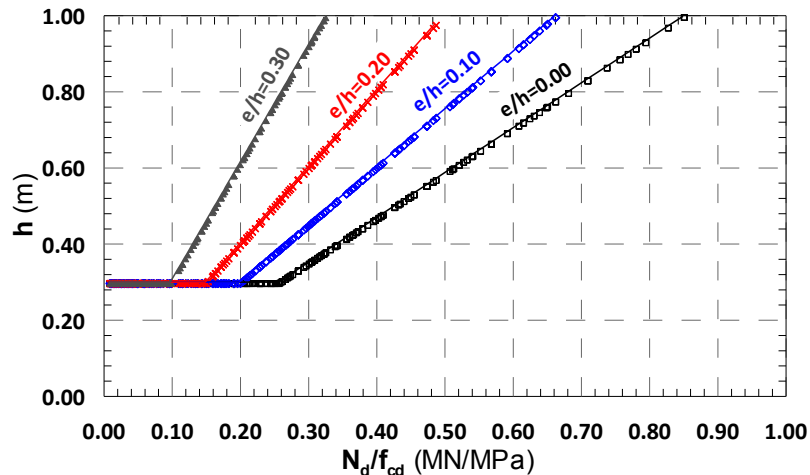


Διάγραμμα 8.3 Εκκεντρότητα της αξονικής δύναμης στη διατομή της τελικής επένδυσης για διάφορες ποιότητες βραχόμαζας και συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K

- ✚ Παρατηρείται μία συγκέντρωση των μέσων τιμών της εκκεντρότητας των φορτίων περί του 2 – 3% του ύψους της διατομής για ποικίλες ποιότητες βραχόμαζας
- ✚ Για τις μέγιστες τιμές των τιμών της εκκεντρότητας που εμφανίστηκαν από τις αναλύσεις, παρατηρήθηκε ομοίως μια συγκέντρωση τιμών περί του 4% του ύψους της διατομής, ενώ για συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων  $K=0.50$ , η μέγιστη εκκεντρότητα που εμφανίστηκε άγγιξε το 8% του ύψους της διατομής.

#### 8.3.2 Αποτελέσματα σχεδιασμού άοπλων τελικών επενδύσεων

Η διαδικασία του σχεδιασμού μιας άοπλης διατομής τελικής επένδυσης σήραγγας είναι κατ' ουσία η εύρεση του ύψους της διατομής της τελικής επένδυσης έτσι ώστε η διατομή να μπορεί να παραλάβει τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού (Διάγραμμα 8.4), σε αντίθεση με το οπλισμένο σκυρόδεμα, όπου ο κρίσιμος παράγοντας για το σχεδιασμό μιας διατομής είναι η ποσότητα του οπλισμού. Παρακάτω παρατίθεται το Διάγραμμα 8.4, με το οποίο μπορεί να γίνει ο σχεδιασμός οποιασδήποτε ορθογωνικής διατομής άοπλου σκυροδέματος, για οποιαδήποτε ορθά εντατικά μεγέθη σχεδιασμού και ποιότητα σκυροδέματος με τη μόνη παραδοχή ότι η επιτρεπόμενη ρωγμάτωση της διατομής δεν ξεπερνά το μισό ύψος της διατομής.



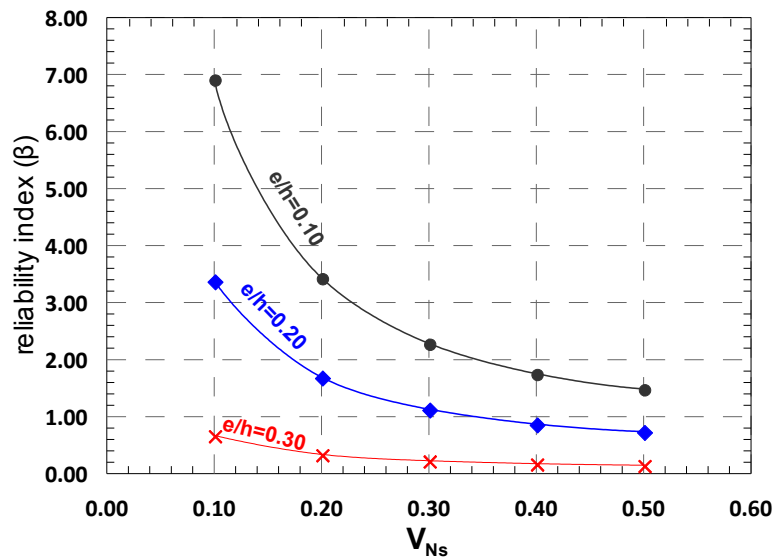
Διάγραμμα 8.4 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων σχεδιασμού διαιρεμένων με την αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος συναρτήσει των υψών των διατομών που προέκυψαν από τη διαδικασία του σχεδιασμού των άοπλων διατομών.

### 8.3.3 Αποτελέσματα επιπέδων αξιοπιστίας συσχετισμένων και ασυσχέτιστων δρώντων εντατικών μεγεθών

Για την εύρεση της αξιοπιστίας των άοπλων διατομών σκυροδέματος ελήφθησαν υπόψιν δύο διαφορετικές θεωρήσεις για τα δρώντα εντατικά μεγέθη και συνεπώς έγιναν και δύο διαφορετικού είδους αναλύσεις.

#### 8.3.3.1 Ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη

Στην πρώτη προσέγγιση θεωρείται ότι τα δρώντα εντατικά μεγέθη (αξονική δύναμη και ροπή κάμψεως) είναι ασυσχέτιστα μεταξύ τους. Με την παραπάνω θεώρηση είναι απαραίτητη η μέθοδος της επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO για να προκύψει το επίπεδο αξιοπιστίας της κάθε άοπλης διατομής σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, τα «τυχαία» δρώντα εντατικά μεγέθη που παράγονται για την επαναληπτική προσομοίωση προκύπτουν το καθένα από διαφορετική γεννήτρια ψευδοτυχαίων αριθμών και με αυτό τον τρόπο τα μεγέθη προκύπτουν ασυσχέτιστα μεταξύ τους. Στο Διάγραμμα 8.5 που ακολουθεί δείχνονται τα αποτελέσματα των επιπέδων αξιοπιστίας που προέκυψαν για διάφορες μεταβλητότητες φορτίων τελικής επένδυσης. Είναι εμφανές το γεγονός ότι τα επίπεδα αξιοπιστίας που προκύπτουν είναι ιδιαίτερα χαμηλά. Το αίτιο, όπως έχει εξηγηθεί και στην εργασία, οφείλεται κυρίως στη μορφή του διαγράμματος αλληλεπίδρασης της άοπλης διατομής σκυροδέματος, αλλά και στο νέφος των «τυχαίων» δρώντων εντατικών μεγεθών που παράγεται λόγω της μη συσχέτισης τους.



Διάγραμμα 8.5 Συγκεντρωτικό διάγραμμα επιπέδου αξιοπιστίας άοπλων διατομών σκυροδέματος συναρτήσει τη μεταβλητότητα των φορτίων της τελική επένδυσης σήραγγας για ασυσχέτιστα δρώντα εντατικά μεγέθη

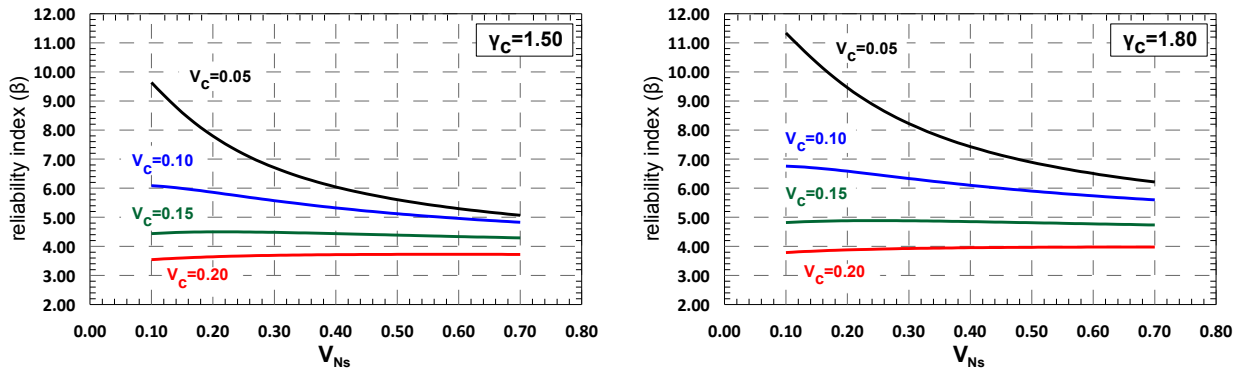
### 8.3.3.2 Συσχετισμένα δρώντα εντατικά μεγέθη

Για τη θεώρηση των συσχετισμένων δρώντων εντατικών μεγεθών γίνεται η χρησιμοποίηση της σχέσης (8.1) που προτείνει η AFTES(1998), με την επίλυση της οποίας προκύπτει αναλυτική σχέση για την εύρεση του επιπέδου αξιοπιστίας της κάθε διατομής (8.2).

$$N_{RD} = b \cdot h \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) \quad (8.1)$$

$$P_f = \text{Erf} \left( \frac{\gamma_P \cdot \gamma_c \cdot (1 + a \cdot V_{Ns}) - (1 - a \cdot V_c)}{(1 - a \cdot V_c) \sqrt{\left( \frac{\gamma_P \cdot \gamma_c \cdot (1 + a \cdot V_{Ns}) \cdot V_c}{(1 - a \cdot V_c)} \right)^2 + V_{Ns}^2}} \right) \quad (8.2)$$

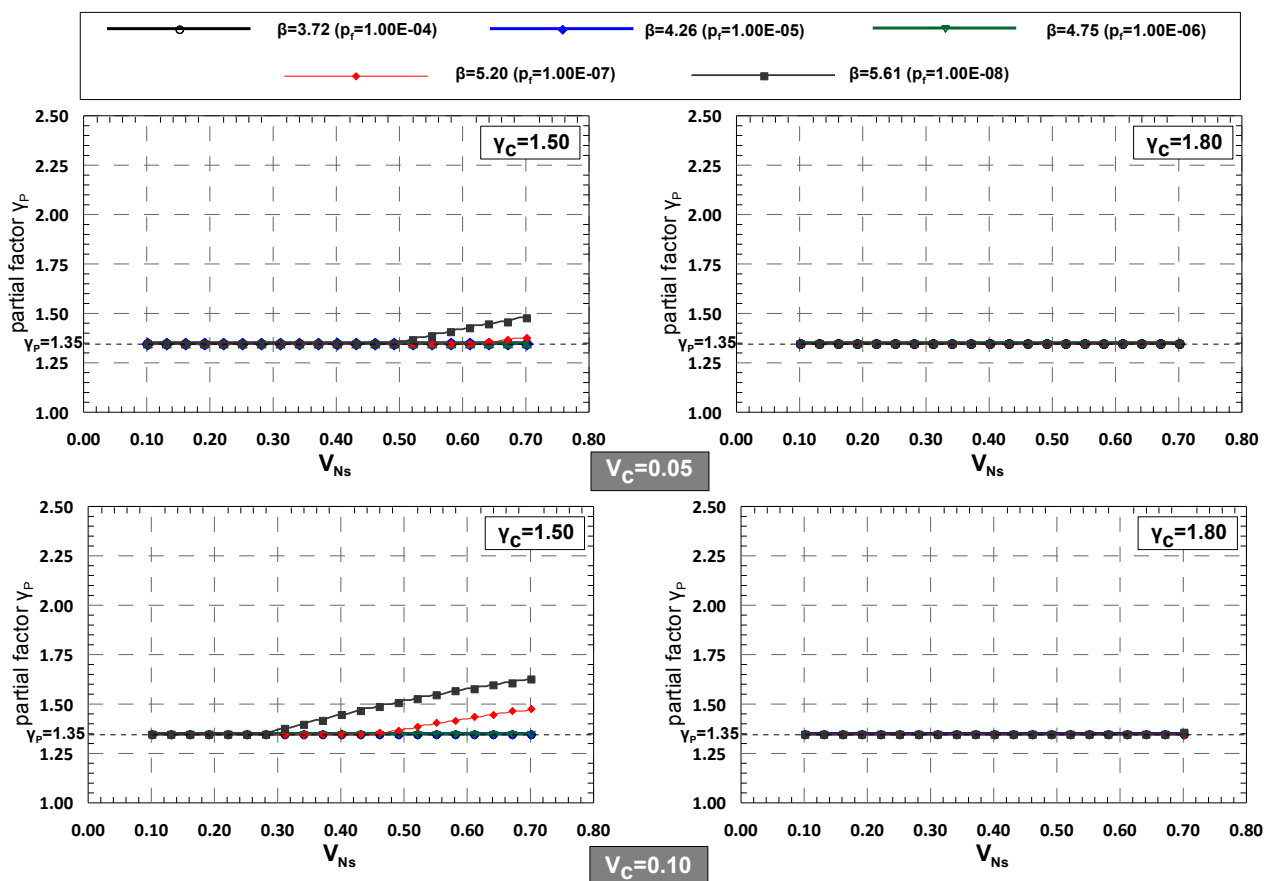
Με την ύπαρξη αναλυτικής σχέσης, η μέθοδος επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO είναι περιττή. Αξίζει να σημειωθεί ωστόσο, πως σε περίπτωση χρησιμοποίηση της μεθόδου επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO, η γεννήτρια των τυχαίων αριθμών που θα παραγόταν θα ήταν μία και για τα δύο δρώντα μεγέθη (αξονική δύναμη και ροπή κάμψευς). Με αυτό τον τρόπο τα «τυχαία» δρώντα εντατικά μεγέθη που θα παράγονταν θα ήταν πλήρως συσχετισμένα. Στο Διάγραμμα 8.6 παρατίθενται τα αποτελέσματα των επιπέδων αξιοπιστίας των διατομών για συσχετισμένα δρώντα εντατικά μεγέθη.

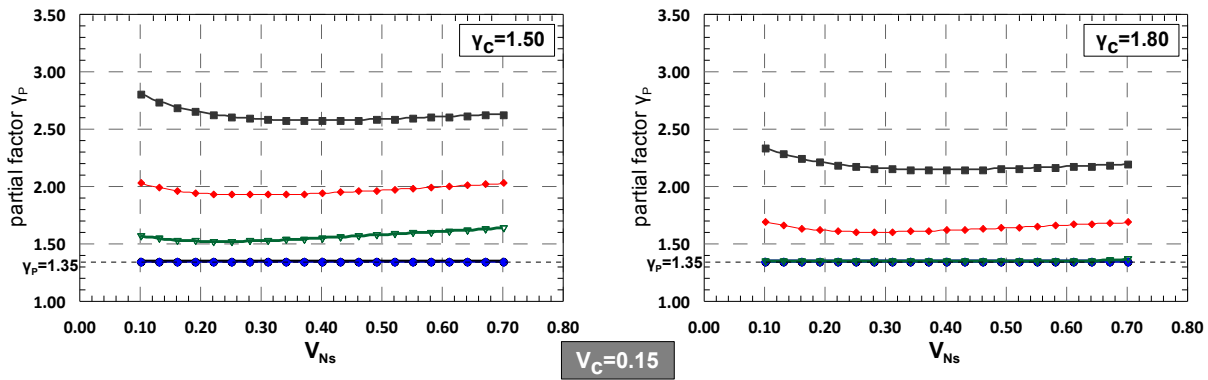


Διάγραμμα 8.6 Επίπεδο αξιοπιστίας διατομών τελικής επένδυσης σηράγγων άοπλου σκυροδέματος συναρτήσει της μεταβλητότητας των εξωτερικών φορτίων της τελικής επένδυσης, ανάλογα το δείκτη μεταβλητότητας που έχει θεωρηθεί ότι έχει η αντοχή του σκυροδέματος

### 8.3.4 Εύρεση επιμέρους συντελεστών για συσχετισμένα δρώντα εντατικά μεγέθη

Για τα συσχετισμένα δρώντα εντατικά μεγέθη, έγιναν αναλύσεις για την εύρεση επιμέρους συντελεστών φορτίων τελικής επένδυσης έτσι ώστε να τηρούνται κάποια συγκεκριμένα επίπεδα αξιοπιστίας ανάλογα την κλάση των συνεπειών, της αξιοπιστίας, την περίοδο επαναφοράς κ.α. Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα των επιμέρους συντελεστών.





**Διάγραμμα 8.7** Επιμέρους συντελεστές φορτίων γεωλικού για μεταβλητότητες σκυροδέματος  $V_c=0.05, 0.10$  και  $0.15$ , για επιμέρους συντελεστές σκυροδέματος  $\gamma_c=1.50$  και  $1.80$ , έτσι ώστε να έχουν συγκεκριμένα αξιοπιστίας.

Από τα παραπάνω διαγράμματα, ένας μηχανικός ανάλογα τη μεταβλητότητα του σκυροδέματος που δέχεται στην ανάλυση του (συνήθεις περιπτώσεις  $V_c=10\%$ ) και δεχόμενος τη θεώρηση για συσχετισμένα δρώντα εντατικά μεγέθη, μπορεί να επιλέξει τον κατάλληλο επιμέρους συντελεστή φορτίων τελικής επένδυσης έτσι ώστε να επιτύχει το επίπεδο αξιοπιστίας που επιθυμεί για την άοπλη διατομή τελικής επένδυσης σήραγγας που επιθυμεί να σχεδιάσει.

#### 8.4 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΕΡΕΥΝΑ

Τα αποτελέσματα και συμπεράσματα που εξήχθησαν και οι προβληματισμοί που τέθηκαν από την παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, θα μπορούσαν να είναι η αφορμή - έναυσμα για μία νέα ερευνητική εργασία. Ο σημαντικότερος προβληματισμός που τέθηκε στην παρούσα εργασία ήταν η συσχέτιση ή μη των φορτίων της τελικής επένδυσης. Η συσχέτιση ή μη των φορτίων οφείλεται σε κύριο βαθμό στην κατανομή των φορτίων στην τελική επένδυση της σήραγγας. Συνεπώς, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο Point Estimation Method σε αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, τη μέθοδο της επαναληπτικής προσομοίωσης MONTE – CARLO σε πιο κλασικές μεθόδους ανάλυσης της τελικής επένδυσης, αλλά και τη μέθοδο Random fields για τη χωρική μεταβλητότητα θα μπορούσε να γίνει κατά κάποιο τρόπο μια ποσοτικοποίηση του βαθμού της συσχέτισης των φορτίων της τελικής επένδυσης που ασκούνται από την περιβάλλουσα βραχώμαζα. Με γνωστό το βαθμό συσχέτισης των φορτίων, είναι εφικτό να γίνουν εκ νέου στοχαστικές παραμετρικές αναλύσεις εισάγοντας και το βαθμό συσχέτισης στα δρώντα εντατικά μεγέθη αυτή τη φορά, με αυτόν τον τρόπο οι αναλύσεις θα προσεγγίσουν περισσότερο το φυσικό πρόβλημα των δρώντων εντατικών μεγεθών στη σήραγγα.



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

### ΔΙΕΘΝΗΣ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ABAQUS 6.9 Documentation. 2009. SIMULIA, United States of America.
2. AFTES 1998. Recommendations in respect of the use of plain concrete in tunnels. (Version 1).
3. Baecher, G.B. 1983. Statistical analysis of rock mass fracturing. *Mathematical Geology*, 15 (2), pp. 329-348.
4. Barton, N.R., Lien, R. & Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6 (4), pp. 189-239.
5. Benjamin, J. & Cornell, Al. *Probability, statistics and decision for Civil Engineers*. McGraw Hill
6. Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering rock mass classifications*. New York: Wiley.
7. Courage, W.M.G. & Vervuurt, H.J.M. 2009. Risk analysis software for underground constructions. Proceedings of the EURO: TUN 2009, *2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling* (Meschke, G., Beer, G., Eberhardsteiner, J. Hartmann, D. & Thewes, M. (eds)). Bochum, Germany, 9-11 September, 2, pp. 601-608. Freiburg: Aedificatio Publishers.
8. DAUB 2007. Recommendations for Executing and Application of unreinforced Tunnel Inner Linings
9. Fortsakis, P. 2009. Estimation of tunnel final lining loads. *Proceedings of the 4iYGEC: 4<sup>th</sup> International Young Geotechnical Engineers Conference* (Baligh, F., Adbelmohsen, H., Abouseeda, H. & Abdelghani, K. (eds)). Alexandria, Egypt, 3-6 October, pp. 325-328.
10. Fortsakis, P., Litsas, D., Kavvadas, M., Trezos, K. 2011. Reliability analysis of tunnel final lining. *3<sup>rd</sup> International Symposium on Geotechnical Safety and Risk*. 2-3 June, Munich, Germany.
11. Gulvanessian, H. Calgaro, J.A. & Holický, M. 2009. *Designers' guide to EN 1990. Eurocode: Basis of structural design* (Gulvanessian, H. (series editor)). London: Thomas Telford.
12. Haralampidou, K., Konstantis, Th., Sitarenios, P., Schina. 2011. The new highway in Peloponnese in Greece and its underground structures. A focus on special conditions. *World Tunnel Congress and 37<sup>th</sup> General Assembly*. May 21-26, Helsinki, Finland
13. Harr, M.E. 1987. *Reliability based design in civil engineering*. New York: Dover Publications INC.
14. Hoek, E. 1994. Strength of rocks and rock masses. *ISRM News Journal*, 2 (2).
15. Hoek, E. 1998. Technical note, Reliability of Hoek Brown estimates of rockmass properties and their impact on design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35, pp. 63-68.
16. Hoek, P. & Marinos, P. 2007. A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion. *Soils and Rocks*, 2.
17. JCSS (Joint Committee of Structural Safety). 2001b. *Probabilistic model code, Part 2.01 - Unit weight*.
18. Kellermann, W. F. 1993. Effect of Size of Specimen, Size of Aggregate and Method of Loading Upon the Uniformity of Flexural Strength Results. *Public Roads, Vol. 13, No. 11*
19. Lacasse, S. & Nadim, F. 1997. Uncertainties on characterizing soil properties. *Publication 21, Norwegian Geotechnical Institute*. Oslo, Norway, pp. 49-75.
20. Lamond, J. F., Pielert, J. H. 2006. Concrete Strength Testing. *Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete - Making Materials*. pp. 125-140
21. Marinos, P. & Hoek, E. 2000. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Proceedings of the GeoEng2000 at the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. Melbourne, Australia, pp. 1422-1446. Lancaster: Technomic publishers.
22. Marinos, V., Fortsakis, P., Prountzopoulos, G., Marinos, P., Korkaris, K., Mirmiris, K. & Papouli, D. 2010. TIAS database: A tunnel information and analysis system. *Proceedings of the 11<sup>th</sup> IAEG Congress*, Auckland, New Zealand, 5-10 September.
23. Mollon, G., Dias, D. & Soubra, A.H. 2009. Reliability based approach for the stability analysis of shallow circular tunnel driven by pressurized shield. Proceedings of the EURO: TUN 2009, *2nd International Conference on*

- Computational Methods in Tunnelling* (Meschke, G., Beer, G., Eberhardsteiner, J. Hartmann, D. & Thewes, M. (eds)). Bochum, Germany, 9-11 September, 2, pp. 593-600. Freiburg: Aedificatio Publishers.
24. Neville, A. M., *Properties of Concrete*, 4th ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, 1996.
  25. Papaioannou, I., Heidkamp, H., Duyster, A., Rank, E. & Katz, C. 2009. Random field reliability analysis as a means for risk assessment in tunnelling. *Proceedings of the EURO: TUN 2009, 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling* (Meschke, G., Beer, G., Eberhardsteiner, J. Hartmann, D. & Thewes, M. (eds)). Bochum, Germany, 9-11 September, 2, pp. 585-592. Freiburg: Aedificatio Publishers.
  26. Park, H.J., Terry, R.W. & Woo, I. 2005. Probabilistic analysis of rock slope stability and random properties of discontinuity parameters, Interstate Highway 40, Western North Carolina, USA. *Engineering Geology*, 79, pp. 230-250.
  27. Pöttler, R. 1990: Stability analyses for unreinforced concrete inner linings. *Bautechnik*, 67, pp. 27-33.
  28. Reagel, F. V. and Willis, T. F. 1931. The Effect of the Dimensions of Test Specimens on the Flexural Strength of Concrete. *Public Roads*, Vol. 12, No. 2.
  29. Rosenbluth, E. 1975. Point estimates for probability moments. *Proc. Nat. Acad. Sci. USA*, 72 (10).
  30. Rosenbluth, E. 1981. Two-Point Estimates in probabilities. *Applied Mathematics Modelling*, 5.
  31. Terzaghi, K. Rock defects and loads on tunnel supports. 1946. In: *Rock tunnelling with steel supports* (Proctor, R.V. & White, T.L. (eds)). pp. 17-99. Youngstown: Commercial Shearing and Stamping Company.
  32. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. 1943. New York: Wiley.
  33. Unal, E. 1983. *Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs*. PhD thesis. The Pennsylvania State University.

### **ΕΛΛΗΝΟΓΛΩΣΣΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

34. Καββαδάς Μ. 2004. Φόρτιση της μόνιμης επένδυσης σηράγγων από περιβάλλον έδαφος. *Ανάλυση και διαστασιολόγηση μόνιμης επένδυσης σηράγγων* (επιμέλεια Τάσιος, Θ.Π.), σελ. 51-78. Αθήνα: Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων & Υπογείων Έργων.
35. Καββαδάς Μ. 2004. Φόρτιση της μόνιμης επένδυσης σηράγγων από περιβάλλον έδαφος. *Ανάλυση και διαστασιολόγηση μόνιμης επένδυσης σηράγγων* (επιμέλεια Τάσιος, Θ.Π.), σελ. 51-78. Αθήνα: Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων & Υπογείων Έργων.
36. Καββαδάς Μ. 2005. *Πιθανοτική θεώρηση της ασφάλειας γεωτεχνικών έργων*.
37. Καββαδάς Μ. 2005. *Σημειώσεις σχεδιασμού υπογείων έργων*. Ε.Μ.Π., Αθήνα.
38. Κόλιας, Β. 2004. Μόνιμη επένδυση σηράγγων: Ανάλυση και διαστασιολόγηση στην πράξη. *Ανάλυση και διαστασιολόγηση μόνιμης επένδυσης σηράγγων* (επιμέλεια Τάσιος, Θ.Π.), σελ. 25-50. Αθήνα: Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων & Υπογείων Έργων.
39. Λίτσας, Δ. 2010. *Μελέτη της τελικής επένδυσης των σηράγγων μέσω αριθμητικών και στοχαστικών αναλύσεων*. Διπλωματική εργασία. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τομέας Γεωτεχνικής, Αθήνα, Ελλάδα.
40. Μπακογιάννης, Γ. 2004. Δράσεις, μέθοδοι και μοντέλα ανάλυσης μόνιμης επένδυσης σηράγγων. *Ανάλυση και διαστασιολόγηση μόνιμης επένδυσης σηράγγων* (επιμέλεια Τάσιος, Θ.Π.), σελ. 25-50. Αθήνα: Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων & Υπογείων Έργων.
41. Νομικός, Π., Χριστοδουλοπούλου, Σ. & Σοφιανός, Α. 2010. Απλοποιημένη πιθανοτική ανάλυση σήραγγας. *6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, 2, σελ. 441-448. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
42. Προσωπική επικοινωνία με Κωτσοβό (2011)
43. Προσωπική επικοινωνία με Χρονόπουλο (2011)
44. Τάσιος, Θ.Π., Γιαννόπουλος, Π.Ι., Τρέζος Κ.Γ. & Τσουκαντάς Σ.Κ. 1998. *Ωπλισμένο Σκυρόδεμα με βάση τον νέο Ελληνικό Κανονισμό Σκυροδέματος*, Ε.Μ.Π., Αθήνα.
45. Τρέζος, Κ.Γ. 2005. Σημειώσεις για τα μάθημα Αξιοπιστία κατασκευών του ΔΠΜΣ-ΔΣΑΚ, Ε.Μ.Π., Αθήνα.

46. Φορτσάκης, Π. 2012. *Διερεύνηση της στατικής αλληλεπίδρασης του περιβάλλοντος εδάφους/βράχου και της τελικής επένδυσης σηράγγων*. Διδακτορική διατριβή. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τομέας Γεωτεχνικής, Αθήνα, Ελλάδα.
47. Φορτσάκης, Π., Αρβανίτη Δ. & Καββαδάς, Μ. 2010α. Μελέτη της φόρτισης τελικής επένδυσης σηράγγων μέσω στοχαστικών αναλύσεων. *6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, 2, σελ. 587-594. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
48. Φορτσάκης, Π.Ι. & Καββαδάς, Μ.Ι. 2010. Σύγκριση των μεθόδων εκτίμησης φορτίων της τελικής επένδυσης μέσω αριθμητικών αναλύσεων και στοιχείων από την Εγνατία Οδό. *6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, 2, σελ. 571-578. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
49. Φορτσάκης, Π.Ι., Μαγκανάς, Κ.Α., & Καββαδάς, Μ.Ι. 2006. Μεθοδολογίες και φορτίσεις σχεδιασμού της τελικής επένδυσης σηράγγων. Παρουσίαση στοιχείων από σήραγγες της Εγνατίας Οδού. *16<sup>ο</sup> Συνέδριο Σκυροδέματος*. Αλεξανδρούπολη, Ελλάδα, 25-27 Οκτωβρίου, Δ, σελ. 117-128. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.