



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΥΜΜΕΤΕΧΟΥΣΕΣ ΣΧΟΛΕΣ: ΜΗΧ. ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ-ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ ΚΑΙ
ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΠΜΣ 'ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ'

**Διαστασιολόγηση της επένδυσης συμβατικά
διανοιγμένων αστικών σηράγγων σύμφωνα
με τον Ευρωκώδικα**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

του

ΚΑΡΑΓΙΑΝΝΗ ΘΩΜΑ

Επιβλέπων : Σοφιανός Α. Ι.
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Μάρτιος 2016



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΥΜΜΕΤΕΧΟΥΣΕΣ ΣΧΟΛΕΣ: ΜΗΧ. ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ -
ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ ΚΑΙ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΠΜΣ 'ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ
ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ'

**Διαστασιολόγηση της επένδυσης συμβατικά
διανοιγμένων αστικών σηράγγων σύμφωνα
με τον Ευρωκώδικα**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

του

ΚΑΡΑΓΙΑΝΝΗ ΘΩΜΑ

Επιβλέπων : Σοφιανός Α. Ι.
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή την 4^η Μαρτίου 2016.

.....
Σοφιανός Α. Ι.
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

.....
Νομικός Π. Π.
Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

.....
Λουπασάκης Κ.
Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Μάρτιος 2016

Θα ήθελα να εκφράσω τις ιδιαίτερες ευχαριστίες μου, στον Καθηγητή ΕΜΠ και επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, κ. Σοφιανό Α. Ι. για τη συνεχή επιστημονική καθοδήγηση που μου προσέφερε, συμβάλλοντας έτσι στην ολοκλήρωση της παρούσης εργασίας.

Περίληψη

Ο σκοπός της διπλωματικής εργασίας ήταν η εφαρμογή συγκεκριμένων Μερών του Ευρωκώδικα για το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση των μέτρων υποστήριξης συμβατικά διανοιγμένων αστικών σηράγγων σε μαλακούς σχηματισμούς.

Όσον αφορά τη διάρθρωση της εργασίας, στο πρώτο Κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις Οδηγίες Μελέτης Οδικών Σηράγγων του ΟΜΟΕ για τη διαστασιολόγηση σηράγγων, καθώς επίσης και σε εμπειρικές και υπολογιστικές μεθόδους διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων. Στο δεύτερο Κεφάλαιο αναφέρονται οι Βάσεις Σχεδιασμού (EN 1990) και Δράσεις (EN 1991) του Ευρωκώδικα επί των κατασκευών, συμπεριλαμβανομένου των σηράγγων. Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η εφαρμογή του EN 1997 στο σχεδιασμό των θεμελιώσεων, των τοίχων αντιστήριξης, των πρανών και των αγκυρώσεων. Στο τέταρτο και πέμπτο Κεφάλαιο γίνεται αναφορά των εφαρμογών του EN 1992 και EN 1993 στο σχεδιασμό των κατασκευών με σκυρόδεμα και χάλυβα αντίστοιχα.

Σε παράδειγμα αστικής σήραγγας στο τελευταίο Κεφάλαιο, εφαρμόζεται ο EN 1997 για τη διαστασιολόγηση των αγκυρίων, ο EN 1992 για τη διαστασιολόγηση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και του κελύφους από οπλισμένο σκυρόδεμα της τελικής επένδυσης και ο EN 1993 για τη διαστασιολόγηση των χαλύβδινων πλαισίων.

Abstract

The scope of this thesis is the application of specific parts included in the Eurocodes for the design of conventional drilled urban tunnels in soft ground formations.

The first part of this thesis is referred to articles of Designing Guidelines of Road Tunnels (OMOE). The next chapter refers to the Design Bases (EN 1990) and Actions (EN 1991) of the Eurocodes on tunnels, followed by the third chapter that is about the application of EN 1997 in the design of foundations, walls, slopes and anchorages. Included in the fourth and fifth chapter there are applications of concrete and steel materials according to EN 1992 and EN 1993 respectively, for the structural design.

Finally, in the last chapter, EN 1997 was used for an urban tunnel example concerning the design of anchors, EN 1992 for the design of shotcrete layer and the final lining of reinforced concrete and EN 1993 for the design of steel frames.

Περιεχόμενα

Κατάλογος σχημάτων	1
Κατάλογος πινάκων	3
1. Εισαγωγή	5
1.1 Γενικές αρχές – εισαγωγικά στοιχεία μεθόδου NATM	6
1.2 Πρώτες εφαρμογές της μεθόδου NATM σε αβαθής συμβατικά διανοιγμένες σήραγγες	8
1.3 Μέθοδοι ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία	10
1.4 Οδηγίες μελέτης σιράγγων	12
1.4.1 Τεχνική διάρκεια ζωής οδικών σιράγγων	12
1.4.2 Αρχές και κριτήρια σχεδιασμού	13
1.4.3 Γενικές θεωρήσεις	17
2. Βάσεις σχεδιασμού και δράσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα	23
2.1 Εισαγωγικά στοιχεία για τον Ευρωκώδικα	23
2.2 Βάσεις σχεδιασμού EN 1990	24
2.2.1 Εισαγωγή στον EN 1990 – Βασικές απαιτήσεις	24
2.2.2 Αρχές σχεδιασμού με βάση τις οριακές καταστάσεις	25
2.2.3 Βασικές μεταβλητές	26
2.2.4 Χαρακτηριστικές τιμές δράσεων	26
2.2.5 Ανάλυση και σχεδιασμός με τη βοήθεια δοκιμών	27
2.2.6 Έλεγχοι με την μέθοδο των επιμέρους συντελεστών	28
2.3 Δράσεις EN 1991 επί αστικών σιράγγων	36
2.3.1 Εισαγωγή στον EN 1991	36
2.3.2 Κατηγοριοποίηση των δράσεων	36
2.3.3 Καταστάσεις σχεδιασμού	37
2.3.4 Δράσεις κατά την διάρκεια κατασκευής αστικών σιράγγων	38
2.3.5 Φορτία για το σχεδιασμό της επένδυσης σιράγγων	39
3. Εφαρμογή EN 1997 σε θεμελιώσεις, τοίχους αντιστήριξης, πρανή και αγκυρώσεις	45
3.1 Σχεδιασμός των επιφανειακών θεμελιώσεων σύμφωνα με τον EN 1997	45
3.1.1 Δράσεις – Παράμετροι αντοχής εδάφους – Αντιστάσεις	45

3.1.2	Σχεδιασμός σε οριακές καταστάσεις αστοχίας	47
3.1.3	Σχεδιασμός σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	49
3.2	Σχεδιασμός των τοίχων αντιστήριξης σύμφωνα με τον EN 1997	52
3.2.1	Οριακές καταστάσεις αστοχίας	52
3.2.2	Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	57
3.2.3	Ωθήσεις γαιών	57
3.2.4	Έλεγχοι αντοχής εδάφους	61
3.2.5	Έλεγχος απώλειας στατικής ισορροπίας	62
3.2.6	Έλεγχος αστοχίας δομικού στοιχείου (STR)	62
3.2.7	Αντισεισμικός σχεδιασμός	63
3.3	Σχεδιασμός των πρανών σύμφωνα με τον EN 1997	64
3.4	Σχεδιασμός των αγκυρώσεων σύμφωνα με τον EN 1997	68
3.4.1	Στοιχεία EN 1997 για το σχεδιασμό των αγκυρώσεων	68
3.4.2	Έλεγχος αγκυρώσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας	70
4.	Εφαρμογή EN 1992 για τη διαστασιολόγηση κατασκευών από σκυρόδεμα	73
4.1	Βάσεις σχεδιασμού - Υλικά	73
4.1.1	Βασικές απαιτήσεις	73
4.1.2	Επιμέρους συντελεστές για τα υλικά	74
4.1.3	Αντοχή	74
4.1.4	Ελαστική παραμόρφωση	76
4.1.5	Σχέση έντασης - παραμόρφωσης για τη μη-γραμμική ανάλυση	79
4.1.6	Θλιπτική και εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού	80
4.1.7	Σχέσεις τάσεων - παραμορφώσεων για τον σχεδιασμό διατομών	81
4.2	Εφαρμογή EN 1992 για την υποστήριξη σηράγγων με εκτοξ. σκυροδέμα	85
4.2.1	Παράμετροι υλικών εκτοξευόμενου σκυροδέματος	85
4.2.2	Τύποι αστοχίας εκτοξευόμενου σκυροδέματος	89
4.2.3	Ικανότητα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην αντιμετώπιση των τύπων αστοχίας	90
4.3	Εφαρμογή EN 1992 για τη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης από Ο/Σ αστικών σηράγγων	93
4.3.1	Δράσεις μελέτης	96
4.3.2	Συνδυασμοί δράσεων	98

4.3.3 Έλεγχοι διαστασιολόγησης	99
5. Εφαρμογή EN 1993 για τη διαστασιολόγηση κατασκευών από χάλυβα	104
5.1 Αρχές σχεδιασμού	104
5.1.1 Βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού	104
5.1.2 Διαχείριση αξιοπιστίας	104
5.1.3 Σχεδιασμός χρόνου ζωής, αξιοπιστίας και αντοχής	105
5.2 Δομικός χάλυβας	106
5.2.1 Ιδιότητες	106
5.2.2 Απαιτήσεις ολκιμότητας	106
5.2.3 Αντοχή σε κρούση	107
5.2.4 Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού	110
5.3 Στατική ανάλυση	111
5.3.1 Επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας	111
5.3.2 Μέθοδοι ανάλυσης	112
5.3.3 Ελαστική στατική ανάλυση	113
5.3.4 Πλαστική στατική ανάλυση	113
5.3.5 Κατάταξη των διατομών	114
5.3.6 Απαιτήσεις διατομής για πλαστική στατική ανάλυση	115
5.4 Οριακές καταστάσεις αστοχίας	117
5.4.1 Αντοχή διατομών	117
5.4.2 Αντοχή των μελών σε λυγισμό	118
5.4.3 Καμπύλες λυγισμού	119
5.5 Εφαρμογή EN 1993 για τη διαστασιολόγηση χαλύβδινων πλαισίων	122
6. Παράδειγμα εφαρμογής Ευρωκώδικα για τη διαστασιολόγηση της επένδυσης αστικής σήραγγας	127
6.1 Διαστασιολόγηση άμεσης επένδυσης	129
6.1.1 Διαστασιολόγηση αγκυρίων κατά EN 1997	132
6.1.2 Διαστασιολόγηση εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατά EN 1992	135
6.1.3 Διαστασιολόγηση πλαισίων κατά EN 1993	138
6.2 Διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης κατά EN 1992	143
7. Συμπεράσματα	150
Βιβλιογραφία	152

Κατάλογος σχημάτων

Σχήμα 2.1. Απεικόνιση μεμονωμένων επιμέρους συντελεστών	31
Σχήμα 2.2. Μέθοδος των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (Designer guide to EN 1990, Gulvnanesssian, Calgaro & Holicky)	33
Σχήμα 2.3. Εκτίμηση φορτίων στην επένδυση σήραγγας κατά τη μέθοδο Terzaghi	41
Σχήμα 3.1. Παραδείγματα τύπων οριακών καταστάσεων έναντι ολικής ευστάθειας τοίχων αντιστήριξης (Figure 9.1, EN 1997-1)	54
Σχήμα 3.2. Παραδείγματα τύπων οριακών καταστάσεων αστοχίας θεμελιώσεων τοίχων βαρύτητας (Figure 9.2, EN 1997-1)	54
Σχήμα 3.3. Παραδείγματα τύπων οριακών καταστάσεων αστοχίας λόγω περιστροφής τοίχων πακτωμένης βάσης (Figure 9.3, EN 1997-1)	55
Σχήμα 3.4. Παράδειγμα τύπου οριακής κατάστασης κατακόρυφης αστοχίας τοίχων πακτωμένης βάσης (Figure 9.4, EN 1997-1)	55
Σχήμα 3.5. Παραδείγματα οριακών τύπων δομικής αστοχίας έργων αντιστήριξης (Figure 9.5, EN 1997-1)	56
Σχήμα 3.6. Παραδείγματα οριακών τύπων αστοχίας λόγω εξόλκευσης των αγκυρώσεων (Figure 9.6, EN 1997-1)	56
Σχήμα 4.1. Απεικόνιση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων για την ανάλυση των κατασκευών (Figure 3.2, EN 1992-1-1)	80
Σχήμα 4.2. Παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα για το σκυρόδεμα υπό θλίψη (Figure 3.3, EN 1992-1-1)	82
Σχήμα 4.3. Δι-γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων (Figure 3.4, EN 1992-1-1)	83
Σχήμα 4.4. Ορθογωνική κατανομή τάσεων (Figure 3.5, EN 1992-1-1)	84
Σχήμα 4.5. Απεικόνιση τύπων αστοχίας εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Figure 3-5, Barrett and McCreath, 1995)	89
Σχήμα 4.6. Εκτίμηση φορτίων στην επένδυση σήραγγας κατά τη θεωρία Terzaghi	97
Σχήμα 4.7. Νομογράφημα για τον υπολογισμό του μηχανικού ποσοστού οπλισμού (Narayanan and Beeby, 2005)	102
Σχήμα 5.1. Διγραμματική αναπαράσταση τάσης παραμόρφωσης (Figure 5.8, EN 1993-1-1)	114
Σχήμα 5.2. Καμπύλες λυγισμού (Figure 6.4, EN 1993-1-1)	120
Σχήμα 5.3. Απεικόνιση διατομής πλαισίου με τους άξονες y και z	125

Σχήμα 6.1. Τυπική πεταλοειδής διατομή (8m) της εξεταζόμενης αστικής σήραγγας	128
Σχήμα 6.2. Επιβολή κατανεμημένου φορτίου σχεδιασμού στο κάθε μέτρο υποστήριξης άμεσης επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)	130
Σχήμα 6.3. Διάγραμμα ροπών σχεδιασμού του κάθε μέτρου υποστήριξης άμεσης επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)	130
Σχήμα 6.4. Διάγραμμα αξονικής δύναμης σχεδιασμού του κάθε μέτρου υποστήριξης άμεσης επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)	131
Σχήμα 6.5. Διάγραμμα τέμνουσας σχεδιασμού του κάθε μέτρου υποστήριξης άμεσης επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)	131
Σχήμα 6.6. Επιβολή κατανεμημένου φορτίου σχεδιασμού στην τελική επένδυση (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)	144
Σχήμα 6.7. Διάγραμμα ροπής σχεδιασμού του φορέα της τελικής επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)	145
Σχήμα 6.8. Διάγραμμα αξονικής δύναμης σχεδιασμού του φορέα της τελικής επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)	145
Σχήμα 6.9. Νομογράφημα για τον υπολογισμό του μηχανικού ποσοστού οπλισμού (Narayanan and Beeby, 2005)	149

Κατάλογος πινάκων

Πίνακας 2.1. Κατηγοριοποίηση δράσεων	38
Πίνακας 3.1. Συντελεστές για τον υπολογισμό των μεγεθών σχεδιασμού	46
Πίνακας 3.2. Συντελεστές ελέγχου σε ανατροπή	48
Πίνακας 3.3. Συντελεστές στις δράσεις ή στα αποτελέσματα τους	66
Πίνακας 3.4. Συντελεστές εδαφικών παραμέτρων (γ_M) ομάδα M2	66
Πίνακας 3.5. Συντελεστής συσχέτισης (Table 8.1, CYS EN 1993-1-1)	72
Πίνακας 4.1. Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας υλικών για οριακές καταστάσεις αστοχίας (Table 2.1N, EN 1992-1-1)	74
Πίνακας 4.2. Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος (Table 3.1, EN 1992-1-1)	78
Πίνακας 4.3. Ενεργό ύψος θλιβόμενης ζώνης και δρώσα αντοχή	83
Πίνακας 5.1. Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες (Table 3.1, EN 1993-1-1)	108
Πίνακας 5.2. Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για κοιλοδοκούς (Table 3.1, EN 1993-1-1)	109
Πίνακας 5.3. Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού (Table 6.1, EN 1993-1-1)	120
Πίνακας 5.4. Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή (Table 6.2, EN 1993-1-1)	121
Πίνακας 5.5. Συσχέτιση ποιότητας χάλυβα και όριο διαρροής (Table 3.1, EN 1993-1-1)	124

1. Εισαγωγή

Οι αυξανόμενες ανάγκες μετακίνησης των ανθρώπων και μεταφοράς των εμπορευμάτων τόσο στην Ελλάδα, αλλά και διεθνώς, έχουν καταστήσει απαραίτητη τη χάραξη νέων οδικών και σιδηροδρομικών αξόνων, αστικών και μη, και τον εκσυγχρονισμό των ήδη υπαρχόντων. Η ανάγκη αυτή έχει ωθήσει την ανάπτυξη των τεχνικών κατασκευής σηράγγων, καθώς η κατασκευή των σηράγγων γίνεται πια σε όλο και δυσκολότερες ως προς την εκσκαφή και υποστήριξη βραχώμαζες.

Η αποκτηθείσα εμπειρία από την κατασκευή σηράγγων έχει αξιοποιηθεί για τη δημιουργία εμπειρικών ή ημι-εμπειρικών μεθόδων για την εκτίμηση του φορτίου που καλείται να αναλάβει η υποστήριξη, καθώς επίσης και το σχεδιασμό των μέτρων άμεσης υποστήριξης που απαιτούνται και κατ' επέκταση της τελικής επένδυσης.

Το αντικείμενο της παρούσης εργασίας στοχεύει στη διαστασιολόγηση της επένδυσης συμβατικά διανοιγμένων αστικών σηράγγων μέσα σε μαλακούς σχηματισμούς σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα. Συγκεκριμένα γίνεται εφαρμογή του EN 1997 για τη διαστασιολόγηση των αγκυρίων υποστήριξης σηράγγων μέσα σε μαλακούς σχηματισμούς, του EN 1992 για τη διαστασιολόγηση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και του κελύφους οπλισμένου σκυροδέματος της τελικής επένδυσης και τέλος του EN 1993 για τη διαστασιολόγηση των χαλύβδινων πλαισίων.

Όσον αφορά το παρών Κεφάλαιο γίνεται αναφορά καταρχήν σε εμπειρικές μεθόδους διάνοιξης και εφαρμογής άμεσης υποστήριξης σηράγγων, κατά δεύτερον σε μεθόδους ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία για την προσομοίωση των σταδίων εκσκαφής και υποστήριξης σηράγγων με χρονική υστέρηση της τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης και τέλος στις οδηγίες μελέτης οδικών σηράγγων του ΟΜΟΕ (2002).

1.1 Γενικές αρχές – εισαγωγικά στοιχεία μεθόδου NATM

Η ανάλυση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης μιας σήραγγας έχει τους εξής σκοπούς:

- Να ελέγξει ότι η διατομή της σήραγγας σε κάθε φάση εκσκαφής είναι ευσταθής, δηλαδή ότι το μέτωπο της εκσκαφής είναι ευσταθές και ότι τα μέτρα άμεσης υποστήριξης μπορούν να αναλάβουν με επαρκή ασφάλεια τα φορτία της βραχόμαζας.
- Να ελέγξει ότι οι συγκλίσεις του τοιχώματος της σήραγγας, της περιβάλλουσας βραχόμαζας και (εφόσον απαιτείται) της επιφάνειας του εδάφους είναι εντός των αποδεκτών ορίων. Τα όρια αυτά καθορίζονται από τις ανοχές των δομημάτων που επηρεάζονται από την κατασκευή της σήραγγας και από την απαίτηση να αποφευχθεί η υπερβολική χαλάρωση της περιβάλλουσας βραχόμαζας αλλά και ταυτοχρόνως να ενεργοποιηθεί η αντοχή της βραχόμαζας σε ικανοποιητικό βαθμό.
- Να προσδιορίσει τη διαδικασία εκσκαφής (αριθμός και διαστάσεις των φάσεων εκσκαφής και μέγιστο βήμα προχώρησης) και το σύστημα άμεσης υποστήριξης (είδος και πυκνότητα μέτρων υποστήριξης, πρόγραμμα τοποθέτησης κλπ) τα οποία συνδυάζουν ικανοποιητική ασφάλεια με το ελάχιστο δυνατό κόστος.

Κατά τη διάνοιξη σηράγγων με τη μέθοδο NATM (New Austrian Tunneling Method), η διαδικασία εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης έχει σκοπό να επιτρέψει την ελεγχόμενη σύγκλιση της βραχόμαζας προς το εσωτερικό της σήραγγας ώστε να αναπτυχθεί φαινόμενο θόλου, δηλαδή θλιπτική ένταση της βραχόμαζας κατά την περιφέρεια της σήραγγας, και με τον τρόπο αυτό να μειωθεί η πίεση στην άμεση υποστήριξη, δεδομένου ότι η πίεση της βραχόμαζας στην άμεση υποστήριξη της σήραγγας δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένη αλλά εξαρτάται από τον τρόπο εκσκαφής και υποστήριξης. Τυπικά, όσο πιο γρήγορα τοποθετείται η άμεση υποστήριξη και όσο πιο ανένδοτη είναι, τόσο μεγαλύτερα φορτία αναλαμβάνει. Αντιθέτως, όσο περισσότερο ενδόσιμη είναι η άμεση υποστήριξη και όσο αργότερα τοποθετείται τόσο μικρότερα φορτία αναλαμβάνει υπό την προϋπόθεση ότι η καθυστέρηση στην τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης δεν προκαλεί υπερβολική χαλάρωση και αποδιοργάνωση της βραχόμαζας (οπότε αυξάνει σημαντικά τα φορτία της άμεσης υποστήριξης).

Σύμφωνα με τα ανωτέρω, η ανάλυση της άμεσης υποστήριξης δεν μπορεί να γίνει με κάποια συμβατικά φορτία επειδή τα φορτία αυτά δεν εξαρτώνται μόνον από τα χαρακτηριστικά της βραχόμαζας αλλά και από τον τρόπο διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης της σήραγγας. Συνεπώς, οι διάφορες μέθοδοι εκτίμησης των φορτίων της βραχόμαζας στην επένδυση σηράγγων (μέθοδος Bieniawski, Terzaghi, Protodyakonov, NGI κλπ) δίνουν πολύ διαφορετικά αποτελέσματα, επειδή βασίζονται σε παραδοχές περί του τρόπου διάνοιξης και υποστήριξης της σήραγγας οι οποίες διαφέρουν από μέθοδο σε μέθοδο. Τέλος, σημειώνεται ότι οι περισσότερες από τις μεθόδους αυτές, με εξαίρεση την NGI έχουν αναπτυχθεί πριν από την εκτεταμένη εφαρμογή των σύγχρονων μεθόδων διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων και συνεπώς οι παραδοχές τους διαφέρουν σημαντικά από τις σύγχρονες συνθήκες διάνοιξης σηράγγων. Κατά συνέπεια, μια αξιόπιστη ανάλυση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης σηράγγων πρέπει να προσομοιώνει την πλήρη ακολουθία των φάσεων διάνοιξης και υποστήριξης, δηλαδή την αλληλεπίδραση μεταξύ των μέτρων υποστήριξης και της περιβάλλουσας βραχόμαζας. Ειδικότερα, πρέπει να προσομοιώνονται τα εξής:

- Η σύγκλιση της βραχόμαζας πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της σήραγγας. Η σύγκλιση αυτή συμβαίνει αφενός μεν πριν το μέτωπο εκσκαφής φθάσει στη συγκεκριμένη θέση αφετέρου δε στο διάστημα που μεσολαβεί μεταξύ της εκσκαφής και της τοποθέτησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης, δεδομένου ότι η άμεση υποστήριξη τοποθετείται σε κάποια απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής.
- Η βαθμιαία ενεργοποίηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης, όπως η βαθμιαία αύξηση του μέτρου ελαστικότητας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, η βαθμιαία αύξηση της συνάφειας των αγκυρίων πλήρους πάκτωσης με τσιμεντένεμα, η τυχόν ατελής επαφή των χαλύβδινων πλαισίων με τη βραχόμαζα κλπ.

1.2 Πρώτες εφαρμογές της μεθόδου NATM σε αβαθής συμβατικά διανοιγμένες σήραγγες

Η NATM είναι γνωστή μέθοδος για διανοίξεις σηράγγων σε βραχώδες έδαφος, από το 1964. Χρησιμοποιούμενα στοιχεία της προϋπήρχαν, όπως αγκύρια, το δε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε στην Αυστρία (Runserau) επιτυχώς το 1955. Στις τότε δυτικογερμανικές πόλεις έγινε η προσπάθεια χρησιμοποίησης της μεθόδου NATM για την κατασκευή αβαθών σηράγγων Μετρό, όταν για τις σήραγγες αυτές συνηθίζονταν οι διανοίξεις με μηχανήματα ολομέτωπης κοπής (TBM). Η πρώτη διάνοιξη σήραγγας μονής τροχιάς για τη σήραγγα Μετρό με τη μέθοδο NATM άρχισε στην Φρανκφούρτη της τότε Δυτικής Γερμανίας την άνοιξη του 1969 και είχε επιτυχία. Από τότε, το παράδειγμα μιμήθηκαν και άλλες πόλεις, όπως Μόναχο, Μπόχουμ, Νυρεμβέργη κλπ. Η επιτυχία της προσαρμογής της μεθόδου NATM στα μαλακά υπεδάφη διαφόρων πόλεων, αποτέλεσε αντικείμενο εφαρμογής και στη Βιέννη το 1982. Το Πολυτεχνείο του Μονάχου συνεισέφερε πολλά στις διερευνήσεις προβλημάτων κατασκευής Μετρό και μετά από πολυετείς έρευνες οι αποκτηθείσες γνώσεις έγιναν νέοι κανονισμοί, νέα κείμενα DIN κτλ.

Η μέθοδος NATM εφαρμοζόμενη κυρίως σε ορεινές περιοχές για να δημιουργήσει την άμεση υποστήριξη χρησιμοποιεί διάφορες δυνατότητες (ανάλογα με το έδαφος) όπως διάνοιξη της διατομής σε μία ή περισσότερες φάσεις επιλέγοντας το εκάστοτε μήκος βήματος, ίσως δίνοντας και κλίση στα μέτωπα, χρησιμοποιώντας εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενισχυμένο με δομικά πλέγματα, ημικυκλικά τόξα από χάλυβα ή και μορφοχάλυβες, αγκύρια παθητικά ή προεντεταμένα, μεμονωμένα ή σε κάνναβο κτλ. Αυτή η άμεση υποστήριξη είναι η εξωτερική επένδυση που δρα ως κέλυφος και αναλαμβάνει ήδη τα φορτία. Η τελική επένδυση κατασκευάζεται αργότερα με οπλισμούς και σκυρόδεμα επί τόπου έγχυσης ενισχύει την κατασκευή και αναλαμβάνει τα τελικά φορτία.

Για την εφαρμογή της μεθόδου NATM σε εδάφη πόλεως παίζει μεγάλο ρόλο ο χρόνος ανυποστήρικτης εκσκαφής του εδάφους. Εφ' όσον η διάνοιξη της μονής σήραγγας γίνεται με μία ή περισσότερες φάσεις εκσκαφής, είναι αναγκαίο να γνωρίζει ο μηχανικός τον χρόνο που μπορεί η νεοεκσκαφείσα επιφάνεια στην κλείδα να μείνει ανυποστήρικτη χωρίς να αποδιοργανωθεί, για την εν συνεχεία εφαρμογή της μεθόδου NATM. Στη μέθοδο NATM σε ορεινές περιοχές δεν υπήρχε παρόμοια στενότητα χρόνου. Η εκτίμηση αυτού

του χρόνου βοηθούσε στο σχεδιασμό του τρόπου εργασίας, μέτρων υποστήριξης κλπ.

Η πρώτη εφαρμογή σε σήραγγα Μετρό της μεθόδου NATM έγινε στην Φρανκφούρτη το 1969 στην άργιλο της περιοχής με $E_s=40$ MPa σε σήραγγα κυκλική με $D=6,50$ m και συνεκτικό έδαφος με συνοχή $c=20$ kN/m². Το μέτωπο διανοίχτηκε σε τρεις φάσεις και το έδαφος επέτρεπε διάρκεια ανυποστήρικτης εκσκαφείσας επιφάνειας περί την 1½ ώρα για μήκος βήματος περίπου 1,5 m.

Η διάνοιξη με τη μέθοδο NATM έγινε σε αντιπαράθεση με τη μέθοδο διανοίξεως με μηχανήματα ολομέτωπης κοπής TBM. Έγιναν συστηματικές γεωτεχνικές μετρήσεις και στις δύο μεθόδους διάνοιξης, απ' όπου προέκυψαν ενδιαφέρουσες συγκρίσεις. Το πλέον ενδιαφέρον για την αποδοχή μιας νέας μεθόδου διανοίξεως σηράγγων Μετρό, της NATM, εκτός από την οικονομικότητα, είναι το θέμα των δημιουργουμένων καθιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους και συνεπώς των ρωγμών σε υπάρχοντα κτίρια. Το συμπέρασμα ήταν ότι η μεγίστη τιμή των καθιζήσεων και στις δύο μεθόδους, είναι περίπου ίδια (Γρυπάρης, 2006). Το ότι η καμπύλη της καθιζήσεως κατά μήκος της διεύθυνσεως διανοίξεως με την NATM καθώς και σε κάθετη διεύθυνση, είναι πολύ πιο ομαλή, επιβεβαιώθηκε πολλές φορές αργότερα. Επίσης σπουδαίο ρόλο παίζει και το γρήγορο κλείσιμο του δακτυλίου, η σκυροδέτηση του πυθμένα της διατομής που προσδίδει σταθερότητα και κρατά τις καθιζήσεις μικρές.

1.3 Μέθοδοι ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία

Η συνηθέστερα χρησιμοποιούμενη μέθοδος ανάλυσης της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης σηράγγων είναι η διδιάστατη ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στο επίπεδο της διατομής της σήραγγας. Κατά τη μέθοδο αυτή προσομοιώνονται τα διαδοχικά στάδια (φάσεις) εκσκαφής και υποστήριξης της σήραγγας καθώς και η χρονική υστέρηση στην τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης μετά την εκσκαφή κάποιας φάσης. Η βραχύμαζα αλλά και τα στοιχεία της άμεσης υποστήριξης (αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κλπ) προσομοιώνονται ως ελαστοπλαστικά υλικά με κάποια ελαστικά χαρακτηριστικά και ένα κριτήριο αστοχίας που καθορίζει το πέρας της ελαστικής τους συμπεριφοράς. Από την ανάλυση υπολογίζονται:

- Οι παραμορφώσεις του τοιχώματος της σήραγγας.
- Η έκταση της πλαστικής ζώνης (δηλαδή της ζώνης στην οποία ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας) στη βραχύμαζα που περιβάλλει τη σήραγγα.
- Η ένταση των μέτρων άμεσης υποστήριξης (δυνάμεις στα αγκύρια, δυνάμεις και ροπές στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κλπ.).

Σημειώνεται ότι λόγω της προσωρινής λειτουργίας των μέτρων άμεσης υποστήριξης είναι αποδεκτή η ανάπτυξη περιορισμένης έκτασης πλαστικών ζωνών στην περιβάλλουσα βραχύμαζα καθώς και η αστοχία (δηλαδή η λειτουργία στο φορτίο διαρροής) ορισμένων αγκυρίων. Αντίθετα, κατά κανόνα επιδιώκεται η ύπαρξη του περιθωρίου ασφαλείας (συντελεστή ασφαλείας) που απαιτείται για προσωρινά έργα στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τα χαλύβδινα πλαίσια της άμεσης υποστήριξης. Η λογική της αποδοχής περιορισμένης έκτασης πλαστικών ζωνών στη βραχύμαζα και αστοχίας ορισμένων αγκυρίων είναι ότι στην περίπτωση αυτή υπάρχει η δυνατότητα αναδιανομής των φορτίων σε παρακείμενες περιοχές της βραχύμαζας και σε γειτονικά αγκύρια, ενώ αντίθετα ο δακτύλιος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τα χαλύβδινα πλαίσια δεν διαθέτουν ανάλογη δυνατότητα αναδιανομής της έντασης σε περίπτωση ανάπτυξης πλαστικής άρθρωσης.

Για την ανάλυση σηράγγων με πεπερασμένα στοιχεία διατίθενται ποικίλα προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή όπως τα γενικής χρήσεως προγράμματα ABAQUS, SOFISTIK αλλά και ειδικά προγράμματα σηράγγων όπως τα TUNNEL, CESAR, PHASES. Σε όλα τα προγράμματα αυτά η διάνοιξη

και υποστήριξη κάθε τμήματος της διατομής της σήραγγας γίνεται σε δυο (τουλάχιστον) φάσεις:

- Κατά την πρώτη φάση, χαλαρώνεται η περιοχή που πρόκειται να εκσκαφεί σε βαθμό ώστε να προκληθεί σύγκλιση του τοιχώματος ίση με τη σύγκλιση που συμβαίνει μέχρι την τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης. Ο βαθμός χαλάρωσης υπολογίζεται μέσω των καμπύλων Panet. Στο τέλος της φάσης αυτής, τοποθετούνται τα μέτρα άμεσης υποστήριξης τα οποία αρχικώς είναι αφόρτιστα.
- Κατά τη δεύτερη φάση, ολοκληρώνεται η εκσκαφή του συγκεκριμένου τμήματος της διατομής με τοποθετημένα τα μέτρα άμεσης υποστήριξης τα οποία βαθμιαίως αναλαμβάνουν φορτίο περιορίζοντας την περαιτέρω σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας. Η φάση αυτή μπορεί να αποτελείται από περισσότερες της μιας υποφάσεις εάν τα μέτρα άμεσης υποστήριξης τοποθετούνται τμηματικά.

1.4 Οδηγίες μελέτης σηράγγων

Στο ΟΜΟΕ (Οδηγιών Μελετών Οδικών Σηράγγων) – Τεύχος Οδικών Σηράγγων (2002) αναφέρονται οδηγίες για τις μελέτες έργων Πολιτικού Μηχανικού οδικών σηράγγων και των συνοδών τους έργων (στοές, φρεάτια αερισμού, στοές διαφυγής κλπ.). Καθορίζονται οι γενικοί τεχνικοί όροι εκπόνησης μελετών σηράγγων και τα υποβλητέα. Οι μελέτες των προαναφερθέντων έργων αποσκοπούν στην διερεύνηση και επιλογή της βέλτιστης λύσης για την εκσκαφή, άμεση υποστήριξη και την τελική επένδυση με γνώμονα την ασφάλεια και την οικονομία τόσο κατά την κατασκευή όσο και κατά τη λειτουργία της.

1.4.1 Τεχνική διάρκεια ζωής οδικών σηράγγων

Σύμφωνα με το Άρθρο 7 του ΟΜΟΕ, το τελικό δομικό σύστημα της σήραγγας θα μελετάται έτσι ώστε να εξασφαλιστεί η αντοχή, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα του καθ' όλη την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου, η οποία ορίζεται συμβατικά σε 100 έτη. Κατά την σύνταξη της μελέτης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη το αποτέλεσμα κάθε φαινομένου που είναι πιθανό να συμβεί στην κατά τα ανωτέρω οριζόμενη περίοδο και να επηρεάσει δυσμενώς την σήραγγα. Τα είδη και τα μεγέθη τους καθορίζονται από τον εργοδότη, τις λοιπές μελέτες ή από τον ίδιο τον μελετητή.

Η μελέτη πρέπει να καλύψει τις εξής απαιτήσεις:

- Οι σήραγγες και άλλες υπόγειες κατασκευές δεν απαιτούν δομική συντήρηση καθ' όλο το χρονικό διάστημα της τεχνικής ζωής του έργου ή του δομικού στοιχείου. Με τον όρο δομική συντήρηση εννοείται η ανακατασκευή του δομικού συστήματος της σήραγγας. Η απαίτηση αυτή δεν ισχύει για την περίπτωση έκρηξης στην σήραγγα. Ο εργοδότης είναι δυνατόν να καθορίσει διαφορετικές απαιτήσεις συνεκτιμώντας τις ιδιαίτερες τεχνικές και οικονομικές συνθήκες.
- Οι σήραγγες και άλλες υπόγειες κατασκευές βρίσκονται σε λειτουργία καθ' όλο το χρονικό διάστημα της τεχνικής ζωής του έργου, χωρίς οι απαιτήσεις συντήρησης να προβλέπουν την διακοπή της λειτουργίας τους. Ο εργοδότης μπορεί να θέσει τα αποδεκτά διαστήματα διακοπής λειτουργίας του έργου είτε για συντήρηση είτε για ανακατασκευή.
- Εφόσον για επί μέρους στοιχεία του τελικού δομικού συστήματος δεν μπορεί να επιτευχθεί όλη η διάρκεια της τεχνικής ζωής του έργου, η μελέτη προβλέπει τη δυνατότητα ασφαλούς και αποδοτικής

συντήρησης και προτείνει εναλλακτικά σενάρια αντιμετώπισης ώστε να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη διάρκεια τεχνικής ζωής του έργου, όπως καθορίζεται παραπάνω.

Εφόσον τηρηθούν τα αναφερόμενα σε ότι αφορά την μελετητική προσέγγιση, γίνει επιτυχής επιλογή υλικών και κατασκευαστικών διαδικασιών κατά την φάση της υλοποίησης και εφαρμοστεί κατάλληλο συνολικό σύστημα διασφάλισης ποιότητας, θεωρείται ότι εξασφαλίζεται η απαιτούμενη τεχνική διάρκεια ζωής του τελικού δομικού συστήματος της σήραγγας με καθορισμένο αποδεκτό χαμηλό κόστος συντήρησης και επισκευών. Ειδικότερα οι συνθήκες περιβάλλοντος που θα επικρατούν κατά τη διάρκεια της τεχνικής ζωής του έργου, πρέπει να εκτιμηθούν κατά τον σχεδιασμό έτσι ώστε να είναι δυνατή η αξιολόγηση της σπουδαιότητας τους σε σχέση με την ανθεκτικότητα και να προβλέπονται τα κατάλληλα μέτρα. Ο εργοδότης μπορεί να απαιτήσει σε περιπτώσεις πολύ διαβρωτικών συνθηκών περιβάλλοντος την απόδειξη της ικανοποίησης της απαίτησης για την τεχνική ζωή του τελικού δομικού συστήματος της σήραγγας. Ως βάση για την προσέγγιση αυτή χρησιμοποιούνται οι αρχές σχεδιασμού για την λειτουργική ζωή του έργου (service life design). Ο μελετητής προτείνει και ο εργοδότης αποφασίζει για τις οριακές καταστάσεις που προκύπτουν από απαιτήσεις ανθεκτικότητας, κατατάσσοντας αυτές σε οριακές καταστάσεις αστοχίας ή λειτουργικότητας, προτείνοντας αντίστοιχους δείκτες αξιοπιστίας (προσέγγιση πιθανολογικών προσομοιωμάτων) και την απαιτούμενη επιτελεστικότητα (performance) της κατασκευής.

1.4.2 Αρχές και κριτήρια σχεδιασμού

Σύμφωνα με το Άρθρο 8 του ΟΜΟΕ, τα παρακάτω κριτήρια σχεδιασμού αποτελούν τις απαιτήσεις που θα πρέπει να ικανοποιήσει η μελετητική διαδικασία. Ο Εργοδότης μπορεί να προβεί σε προσθήκες ή/και αφαιρέσεις ανάλογα με τις ιδιαίτερες συνθήκες κάθε έργου.

- 1) Τεχνική διάρκεια ζωής του έργου 100 έτη (Σχετικό το άρθρο 7 του ΟΜΟΕ).
- 2) Οι λειτουργικές και λοιπές απαιτήσεις (Σχετικό το άρθρο 4 του ΟΜΟΕ).
- 3) Ο γεωμετρικός σχεδιασμός της σήραγγας ανταποκρίνεται στο περιεχόμενο του άρθρου 5 του ΟΜΟΕ.
- 4) Ικανοποίηση ενός καθορισμένου (από τον εργοδότη) επιπέδου επιτρεπόμενων διαφορικών ή/και απόλυτων καθιζήσεων για την επίτευξη

αποδεκτών επιδράσεων σε υπερκείμενες ή παρακείμενες κατασκευές. Εφόσον δεν έχει καθοριστεί επίπεδο επιτρεπόμενων καθιζήσεων ως ανωτέρω ο μελετητής διερευνεί το όλο πρόβλημα των επιδράσεων στις υπερκείμενες ή παρακείμενες κατασκευές θεωρώντας τις παρακάτω οριακές καταστάσεις εν όλω ή εν μέρει:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας, όταν διακυβεύεται η δομοστατική ακεραιότητα υπερκείμενης ή παρακείμενης κατασκευής.
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, όταν κάποιες βασικές κανονικές χρήσεις βρίσκονται σε διακινδύνευση.
- Οριακή κατάσταση «ρηγμάτωσης», όταν εμφανίζονται ορατές ρωγμές, αλλά οι βασικές λειτουργίες της κατασκευής δεν επηρεάζονται.
- Οριακή κατάσταση απουσίας κάθε επίδρασης σε υπερκείμενη ή παρακείμενη κατασκευή.

5) Για την άμεση υποστήριξη είναι αποδεκτή για τα αγκύρια πλήρης διαρροή ενός ποσοστού μέχρι 20% των συνολικώς τοποθετούμενων.

6) Οι επί μέρους δράσεις επί της άμεσης υποστήριξης:

- Φορτία που σχετίζονται με την συμπεριφορά του γεωυλικού με εκτίμηση του ρυθμού και χρόνου επιβολής τους.
- Φορτία που σχετίζονται με διαχρονική συμπεριφορά του γεωυλικού και μέχρι την εκτιμώμενη ενεργοποίηση της μόνιμης επένδυσης.
- Τυχόν υδραυλικά φορτία
- Φορτία που προκύπτουν από κατασκευαστικές δραστηριότητες, όπως διακίνηση εξοπλισμού, εκτέλεση τσιμεντενέσεων κ.λ.π.
- Φορτία από ύπαρξη κατασκευών ή δραστηριοτήτων στην επιφάνεια.

7) Οι επί μέρους δράσεις επί της τελικής επένδυσης:

- Μόνιμες δράσεις:

Ίδιο βάρος της επένδυσης. Κάθε άλλη πρόσθετη κατασκευή που θα παραμένει μόνιμα στο έργο (π.χ. μονίμως αναρτημένα στην επένδυση στοιχεία, επίχωση ανάστροφου πυθμένα).

Ωθήσεις από το περιβάλλον της σήραγγα γεωυλικό. Υδροστατική πίεση, εφόσον η σήραγγα βρίσκεται μέσα στον υδροφόρο ορίζοντα και δεν προβλέπεται διάταξη αποτόνωσης.

Φορτία από υπερκείμενες ή παρακείμενες κατασκευές που υφίστανται ή είναι δυνατό να υπάρξουν στο μέλλον.

Σημειώνεται ότι μολονότι ο χαρακτήρας των τριών τελευταίων δράσεων είναι μόνιμος, εν τούτοις η τιμή τους είναι δυνατό να μεταβάλλεται μεταξύ ακρότατων ορίων, είτε λόγω αβεβαιοτήτων (π.χ. συντελεστής οριζοντίων ωθήσεων Κ) είτε λόγω εποχιακής διακύμανσης (π.χ. στάθμη υπογείου υδροφόρου ορίζοντα) είτε λόγω πιθανής ανέγερσης ή κατεδάφισης. Προτείνεται επομένως κατά τους συνδυασμούς φορτίσεων να λαμβάνονται αυτές είτε με τις δυσμενέστερες για την κατασκευή δράση τους (εφόσον είναι γνωστές) είτε με τις ακρότατες τιμές διακύμανσής τους.

- Μεταβλητές δράσεις:

Κινητά φορτία λειτουργίας που αντιστοιχούν σε οχήματα SLW60 όσα και ο αριθμός των λωρίδων κυκλοφορίας, όταν κατασκευάζεται ανάστροφος πυθμένας.

Συστολή ξήρανσης. Η επίδραση της συστολής ξήρανσης επιτρέπεται να λαμβάνεται κατά τους υπολογισμούς σύμφωνα με την παράγραφο 6.3.2.6 του ΕΚΩΣ 2000, ως ομοιόμορφη πτώση θερμοκρασίας.

Ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας. Θα λαμβάνεται, σύμφωνα με την παράγραφο 6.3.2.6 του ΕΚΩΣ2000, $\Delta t_u = \pm (2/3) \cdot 20 = \pm 13^\circ C$, λόγω του υπόγειου χαρακτήρα του έργου. Σαν μέση θερμοκρασία κατασκευής μπορεί, ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, να ληφθεί $t_m = +10^\circ C$.

Διαφορά θερμοκρασίας. Στις δύο ακραίες ίνες του φορέα προτείνεται να λαμβάνεται, ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, διαφορά θερμοκρασίας από τη μέση, $\Delta t_v = \pm 7,5^\circ C$.

Τυχόν φορτία από κατασκευαστικές δραστηριότητες.

Τυχόν φορτία από δραστηριότητες στην επιφάνεια.

- Τυχηματικές δράσεις:

Έκρηξη. Μπορεί να συμβεί μέσα στη σήραγγα κατά την διέλευση εκρηκτικών υλών. Για την περίπτωση αυτή είναι αποδεκτή η τοπική βλάβη της τελικής επένδυσης από την δράση του εκρηκτικού φορτίου υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχει κίνδυνος αλυσιδωτής κατάρρευσης του θόλου και είναι αποδεκτή η εκ των υστέρων δομική αποκατάσταση της βλάβης. Σαν δράση σχεδιασμού λαμβάνεται πίεση $100 \text{ kN} / \text{m}^2$ μειούμενη στο 0 σε ένα χιλιοστό του δευτερολέπτου.

Πρόσκρουση οχήματος (χωρίς πρόκληση βλάβης) με επιβολή φορτίου $60 \text{ kN} / \text{m}^2$ κατανεμημένο σε πλάτος $1,5\text{m}$ και σε ύψος $1,5\text{m}$ πάνω από την στάθμη του οδοστρώματος.

Υδροστατική πίεση. Το φορτίο αυτό αφορά σήραγγες οι οποίες προστατεύονται από υδροστατική πίεση με σύστημα αποστράγγισης. Η πιθανή παροδική έμφραξη του συστήματος αποστράγγισης, προτείνεται να λαμβάνεται υπόψη ως μία υδροστατική πίεση. Σε περίπτωση που δεν προτείνεται διαφορετικά από τον μελετητή, είναι δυνατό να θεωρείται ως ομοιόμορφα κατανεμημένη και κάθετη στον φορέα, ίση με 50kPa .

Σεισμός. Περιπτώσεις στις οποίες δύναται να απαιτείται έλεγχος είναι: α) στις περιοχές των στομιών, β) σε σήραγγες όπου το ύψος υπερκειμένων δεν ξεπερνά το μισό της ισοδύναμης διαμέτρου της διατομής εκσκαφής, γ) σε σήραγγες εντός κλιτύων εφόσον αναγνωρισθεί κίνδυνος εμφάνισης μηχανισμού γενικευμένης αστάθειας, δ) σε περιοχές διέλευσης της σήραγγας που χαρακτηρίζονται από την παρουσία πιθανών ενεργών ρηγμάτων, ε) σε σήραγγες εντός ιδιαίτερα μαλακών ή χαλαρών εδαφικών σχηματισμών, σ) σε θέσεις διασταυρώσεων σιδηρόδρομων που βρίσκονται πλησίον σημαντικών ενεργών σεισμικών ρηγμάτων. Οι στατικοί υπολογισμοί, για το κύριο σώμα της σήραγγας, προτείνεται να ακολουθούν τις οδηγίες της ITA (Y.M.A. Hashash, J.J. Hook, B. Schmidt, J.I.C. Yao, 2001. "Seismic analysis of underground structures", Tunnelling and Underground Space Technology, 16, 4), λαμβάνοντας υπόψη τον καταναγκασμό σε παραμόρφωση του φορέα της σήραγγας. Ειδικότερα, ο έλεγχος για το διαμήκη καταναγκασμό της σήραγγας δύναται να παραλείπεται, εφόσον έχουν προβλεφτεί προς τούτο κατάλληλοι κατασκευαστικοί αρμοί ανάληψης των παραμορφώσεων.

- Τυχόν άλλες μόνιμες, μεταβλητές ή τυχατικές δράσεις:

Οι συνδυασμοί δράσεων γίνονται σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ2000, πριν τη διενέργεια των υπολογισμών υπόκεινται στην έγκριση από τον εργοδότη.

8) Ελάχιστα μέτρα άμεσης υποστήριξης:

Στην παράγραφο αυτή περιγράφονται τα ελάχιστα μέτρα προς άμεση αντιστήριξη τα οποία πρέπει να τοποθετούνται ακόμη κι όταν τα αποτελέσματα των υπολογισμών προς μελέτη δεν αποδεικνύουν την ανάγκη εφαρμογής τους. Ο μελετητής μπορεί να υιοθετήσει την παρούσα

προσέγγιση ή να υποβάλλει εναλλακτικά μέτρα για έγκριση από τον εργοδότη.

- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα:

Ελαχίστου πάχους $5cm$, στην οροφή προς εκσκαφής, σε τόξο μήκους όσο και το πλάτος του καταστρώματος, συμμετρικό ως προς την κλείδα.

Ελαχίστου πάχους $3cm$ προς υπόλοιπες παρειές, πλην του δαπέδου.

- Δομικό πλέγμα:

Στο κατά τα ανωτέρω τόξο τοποθετείται μεταλλικό χαλύβδινο πλέγμα βάρους τουλάχιστον $1,5kg/m^2$. Εναλλακτικά προς το δομικό πλέγμα μπορούν να τοποθετηθούν μεταλλικές ίνες σε ποσότητα $40kg/m^3$ εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

9) Ελάχιστες διαστάσεις τελικής επένδυσης:

Στην παράγραφο αυτή περιγράφονται οι ελάχιστες διαστάσεις διαμόρφωσης της τελικής επένδυσης οι οποίες πρέπει να τηρούνται ακόμη και όταν τα αποτελέσματα των υπολογισμών της μελέτης δεν αποδεικνύουν την ανάγκη εφαρμογής τους. Ελάχιστο πάχος τελικής επένδυσης $30cm$, σκυρόδεμα C20/25 άοπλο με ανεκτή χαρακτηριστική τιμή εύρους ρωγμής (με πιθανότητα μη υπέρβασης 95%) $1mm$ και εξασφάλιση θλιβόμενης ζώνης $150mm$. Για τις σήραγγες διαφυγής και λοιπά υπόγεια έργα η τελική επένδυση μπορεί να γίνει από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ελάχιστου πάχους $20cm$.

1.4.3 Γενικές θεωρήσεις

Σύμφωνα με το Άρθρο 10 του ΟΜΟΕ:

- 1) Ο Μελετητής θα αναγνωρίσει τις υπάρχουσες αβεβαιότητες και θα προσπαθήσει σε όλα τα στάδια και φάσεις της μελέτης να τις διαχειριστεί κατάλληλα.
- 2) Ο Μελετητής θα θεωρήσει το «σύστημα σήραγγας» ως ενιαίο σύνολο, δηλαδή θα λάβει υπόψη ότι η διαστασιολόγηση της άμεσης υποστήριξης ή/και τελικής επένδυσης είναι στενά συνδεδεμένες με την μέθοδο εκσκαφής και τον χρονισμό τοποθέτησής τους.

- 3) Υιοθετούνται μέθοδοι που ελαχιστοποιούν την διαταραχή και τις επιρροές στο γεωπεριβάλλον ενώ γενικά επιδιώκεται η ενεργοποίηση στο μέγιστο βαθμό της υποστηρικτικής ικανότητας και συνεισφοράς του γεωυλικού στην ευστάθεια του συστήματος.
- 4) Η μελέτη συμπεριλαμβάνει και αναπτύσσει με επάρκεια την μεθοδολογία υλοποίησης της, με ειδικότερη αναφορά στην επιλογή των μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά την εκσκαφή της σήραγγας.
- 5) Διατομή εκσκαφής σήραγγας:

Το εσωράχιο της τελικής επένδυσης θα σχεδιάζεται έτσι ώστε να συμπεριλάβει και να ενσωματώσει την τυπική διατομή χρήσης, η οποία περιλαμβάνει τον ελεύθερο εμποδίων χώρο και τον χώρο τοποθέτησης Η/Μ εγκαταστάσεων και σήμανσης.

Το σχήμα της διατομής της σήραγγας επιλέγεται έτσι ώστε να ικανοποιεί τις παρακάτω γενικές αρχές:

- Να ενεργοποιεί και να εκμεταλλεύεται την αυτουποστηρικτική ικανότητα του γεωυλικού.
- Να εξασφαλίζει την ασφαλή θεμελίωση και λειτουργία τόσο της άμεσης υποστήριξης όσον και της τελικής επένδυσης.
- Να αποφεύγεται η ενσωμάτωση απολύτως ευθυγράμμων τμημάτων και οξειών γωνιών.
- Να διατηρείται στα απολύτως ελάχιστα όρια το συνολικό εμβαδόν της διατομής.

- 6) Θεώρηση σεισμικών δράσεων:

Η μελέτη αναγνωρίζει την αναγκαιότητα εκτέλεσης ελέγχου των αποτελεσμάτων των αναμενόμενων σεισμικών δράσεων. Προς τούτο θα χρησιμοποιηθεί κατ' αρχάς η υφιστάμενη διεθνής εμπειρία και οι παρακάτω παρατηρήσεις που έχουν γίνει για την επιτελεστικότητα των σήραγγων σε σεισμική δράση.

- Οι υπόγειες κατασκευές παρουσιάζουν σημαντικά μικρότερη τρωτότητα από τις επιφανειακές κατασκευές.
- Οι παρατηρηθείσες ζημιές μειώνονται με την αύξηση του βάθους των υπερκείμενων γεωυλικών.

- Οι υπόγειες κατασκευές που διανοίχθηκαν σε εδαφικά υλικά παρουσίασαν περισσότερες ζημιές σε σχέση με αντίστοιχες κατασκευές σε υγιείς βραχομάζες.
- Οι σήραγγες με τελική επένδυση σε βραχομάζες είναι ασφαλέστερες από αντίστοιχες ανεπένδυτες.
- Η κατασκευαστική εξασφάλιση ικανοποιητικής επαφής μεταξύ γεωυλικού και στοιχείων άμεσης υποστήριξης ή/και τελικής επένδυσης μειώνει την παρουσία ζημιών.
- Οι παρατηρηθείσες ζημιές φαίνονται να συσχετίζονται με την μέγιστη επιτάχυνση και ταχύτητα δόνησης του γεωυλικού και την διάρκεια της σεισμικής δόνησης.
- Οι κινήσεις υψηλής συχνότητας μπορούν να προκαλέσουν αποφλοιώση του σκυροδέματος ή της βραχομάζας κατά μήκος επιπέδων μειωμένων μηχανικών χαρακτηριστικών. Επειδή τέτοιες συχνότητες κατά κανόνα εξασθενούν με την απόσταση, αντίστοιχες ζημιές αναμένονται σε μικρές αποστάσεις από το γενεσιουργό ρήγμα.
- Η δόνηση του γεωυλικού μπορεί να ενισχυθεί στην περιοχή της σήραγγας όταν το μήκος κύματος είναι μεταξύ μιας και τεσσάρων διαμέτρων αυτής.
- Οι ζημιές στα στόμια μπορούν να είναι σημαντικές κυρίως λόγω αστάθειας του πρανούς.

Τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων στις σήραγγες ομαδοποιούνται σε δύο κατηγορίες:

- Δονήσεις του γεωυλικού δηλαδή παραμορφώσεις που προκαλούνται από την διάδοση των σεισμικών κυμάτων στον γήινο φλοιό. Οι κύριοι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος των ζημιών από τις δονήσεις είναι: το σχήμα, οι διαστάσεις και το βάθος της σήραγγας, οι ιδιότητες του γεωυλικού, οι ιδιότητες της κατασκευής και τα χαρακτηριστικά της δόνησης.
- Αστοχία του γεωυλικού π.χ. ρευστοποίηση, μετατοπίσεις ρηγμάτων, αστάθεια πρανών.

Για τις περισσότερες σήραγγες η αδράνεια του περιβάλλοντος γεωυλικού είναι μεγάλη συγκρινόμενη με αυτή της επένδυσής τους. Γι αυτό, η απόκριση της σήραγγας εξαρτάται κυρίως από την απόκριση του πρώτου και όχι από την αδράνεια της επένδυσης. Ο σχεδιασμός επομένως έναντι σεισμικής καταπόνησης εστιάζεται στην παραμόρφωση ελεύθερου

πεδίου του περιβάλλοντος γεωυλικού και στην αλληλεπίδρασή του με το φορέα της σήραγγας. Γενικά, εφόσον η σήραγγα δύναται να αναλάβει τις παραμορφώσεις του ελεύθερου πεδίου ελαστικά, δεν απαιτούνται περαιτέρω μέτρα για την αντιμετώπιση της δόνησης του σεισμού. Αυτή η μέθοδος ελέγχου της συμπεριφοράς της σήραγγας βάσει της παραμόρφωσης του ελεύθερου πεδίου αποτελεί εύχρηστο και αποτελεσματικό εργαλείο όταν η σήραγγα είναι εύκαμπτη και οι προκαλούμενες εντάσεις στην επένδυση λόγω σεισμού είναι μικρές. Σε αντίθετη περίπτωση πρέπει να αρθούν κάποιες από τις απλοποιήσεις προκειμένου να προσεγγισθεί με μεγαλύτερη ακρίβεια η πραγματική ένταση της σήραγγας. Συνηθέστερα, αίρεται η απλοποίηση της τελείως εύκαμπτης σήραγγας, και υπολογίζεται η αλληλεπίδραση περιβάλλοντος γεωυλικού και κατασκευής. Η σχετική ευκαμψία της σήραγγας ως προς το περιβάλλον πέτρωμα εκφράζεται από τους λόγους συμπιεστότητας C και ιδίως ευκαμψίας F που δίνονται από τις σχέσεις:

- Σε αξονική καταπόνηση:

$$C = \frac{E_m(1-\nu_l^2)R}{E_l t(1+\nu_m)(1-2\nu_m)} \quad \text{Εξ. (1.1)}$$

- Σε καμπτική καταπόνηση:

$$F = \frac{E_m(1-\nu_l^2)R^3}{6E_l I(1+\nu_m)} \quad \text{Εξ. (1.2)}$$

Όπου:

E_m	είναι το μέτρο παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού.
I	είναι η ροπή αδρανείας της επένδυσης κυκλικής σήραγγας μοναδιαίου πλάτους.
R	είναι η ακτίνα της επένδυσης.
t	είναι το πάχος της επένδυσης.
ν_l	είναι ο λόγος Poisson του υλικού της επένδυσης.
ν_m	είναι ο λόγος Poisson του γεωυλικού.

Σπανιότερα αίρεται και η παραδοχή της πλήρους επαφής μεταξύ σήραγγων και περιβάλλοντος γεωυλικού, με την παραδοχή ολίσθησης

στην επιφάνεια της μεμβράνης στεγάνωσης ή επένδυσης-γεωυλικού. Σε αυτή την περίπτωση, η οριακή αντίσταση τριβής καθίσταται μία από τις βασικές παραμέτρους σχεδιασμού και υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις ιδιότητες του γεωυλικού, όσο και τον τρόπο κατασκευής της σήραγγας.

Οι συνηθέστεροι τύποι παραμορφώσεων - μετατοπίσεων που αντιστοιχούν στην απόκριση της σήραγγας σε σεισμική δράση και για τις οποίες κατ' ελάχιστον γίνεται θεώρηση, αν αναγνωριστεί η αναγκαιότητα εκτέλεσης αναλύσεων, είναι:

- Αξονικός εφελκυσμός - θλίψη. Από τις συνιστώσες των σεισμικών κυμάτων προκαλούνται κινήσεις παράλληλες προς τον άξονα της σήραγγας με αποτέλεσμα εναλλασσόμενη θλίψη και εφελκυσμό.
- Διαμήκης κάμψη που προξενείται από τις συνιστώσες των σεισμικών κυμάτων που επιφέρουν κινήσεις κάθετες στον διαμήκη άξονα της σήραγγας.
- Παραμόρφωση (στρέβλωση) του σχήματος της διατομής της σήραγγας που παρατηρείται όταν διατμητικά κύματα διαδίδονται σχεδόν κάθετα στον άξονα.

Η μελετητική προσέγγιση του προβλήματος των επιδράσεων των σεισμικών δράσεων στις σήραγγες περιλαμβάνει τρία κύρια βήματα:

- Καθορισμός του σεισμικού περιβάλλοντος και απόληψη των σεισμικών παραμέτρων και χαρακτηριστικών που απαιτούνται για τις αναλύσεις. Αυτά πραγματοποιούνται κατά το στάδιο της Προκαταρκτικής Μελέτης και θα περιλαμβάνονται σε ειδικό κεφάλαιο της σχετικής Έκθεσης Γεωλογικής και Γεωτεχνικής Αξιολόγησης.
- Εκτίμηση της απόκρισης του γεωυλικού στην σεισμική δράση με θεώρηση αστοχίας και παραμορφώσεών του. Αυτή πραγματοποιείται κατά την Προκαταρκτική Μελέτη και περιλαμβάνεται σε ειδικό κεφάλαιο της σχετικής Τεχνικής Έκθεσης.
- Εκτίμηση της συμπεριφοράς της σήραγγας υπό τις συνθήκες της σεισμικής δράσης. Αυτή πραγματοποιείται στο στάδιο της Οριστικής Μελέτης και θα περιλαμβάνεται σε ειδικό κεφάλαιο της Τεχνικής Έκθεσης.

Ο σχεδιασμός αντιμετώπισης της δράσης του σεισμού πραγματοποιείται σε ένα ή δύο επίπεδα:

Επίπεδο 1 (όριο επιβίωσης): αφορά μέγιστες δράσεις με μικρή πιθανότητα υπέρβασης. Ο έλεγχος του επιπέδου αυτού πραγματοποιείται μόνον εφόσον τον ζητήσει ο κύριος του έργου. Ενδεικτικά προτείνεται πιθανότητα υπέρβασης 5% στα 100 έτη (τεχνική διάρκεια ζωής της σήραγγας) που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς περίπου 2000 έτη.

Επίπεδο 2 (όριο ελεγχόμενων βλαβών σύμφωνα με ισχύοντες κανονισμούς): Αφορά δράσεις μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης πιθανότητας υπέρβασης. Ενδεικτικά προτείνεται πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (σεισμός σχεδιασμού του ΕΑΚ) που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς περίπου 500 έτη.

Τα χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού κάθε επιπέδου δύνανται να λαμβάνονται με κατάλληλη κρίση από τον ΕΑΚ 2000 ή από ειδικά συνταγμένη μελέτη σεισμικής επικινδυνότητας.

2. Βάσεις σχεδιασμού και δράσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα

2.1 Εισαγωγικά στοιχεία για τον Ευρωκώδικα

Οι Ευρωκώδικες είναι ένα σύμπλεγμα κανονισμών για το σχεδιασμό έργων πολιτικού μηχανικού. Συντάχθηκαν και αναπτύχθηκαν από την CEN (French: Comité Européen de Normalisation), στην οποία συνεργάστηκαν 30 ευρωπαϊκά κράτη-μέλη στο πλαίσιο της Οδηγίας 89/106/ΕΟΚ. Προβλέπεται να γίνουν υποχρεωτικοί εντός της περιοχής ισχύος της CEN. Εκτός όμως από τις χώρες της περιοχής ισχύος της CEN και μη ευρωπαϊκές χώρες όπως η Σιγκαπούρη, Βιετνάμ, Μαλαισία, Ινδία, Ρωσία, καθώς και ορισμένες χώρες της Β. Αφρικής ενδιαφέρονται να υιοθετήσουν τους Ευρωκώδικες.

Σήμερα υπάρχουν συνολικά 10 Ευρωκώδικες. Από αυτούς οι τέσσερις (EN 1990 Βάσεις Σχεδιασμού, EN 1991 Δράσεις, EN 1997 Γεωτεχνικός Σχεδιασμός και EN1998 Αντισεισμικός Σχεδιασμός) είναι γενικής φύσεως και απαιτούνται για την εφαρμογή των υπολοίπων έξι Ευρωκωδίκων (EN 1992 έως EN 1996 και EN 1999) οι οποίοι αναφέρονται στα επιμέρους υλικά κατασκευής των φορέων (φορείς από σκυρόδεμα, χάλυβα, σύμμεικτοι, ξύλο, τοιχοποιία και αλουμίνιο αντιστοιχώς). Μελλοντικώς ενδέχεται να συνταχθούν Ευρωκώδικες και για άλλα υλικά όπως ανθρακονήματα, οπλισμένα πολυμερή, γυαλί, μεμβράνες κτλ. Κάθε Ευρωκώδικας αποτελείται από διάφορα «Μέρη» καθένα από τα οποία έχει ισχύ Προτύπου (EN). Σήμερα υπάρχουν συνολικά 58 Μέρη.

Οι EN 1990 & 1991 (αλλά και γενικότερα όλοι οι Ευρωκώδικες) βασίζονται αφενός μεν στις έννοιες των οριακών καταστάσεων και των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας αφετέρου δε στις έννοιες των βασικών απαιτήσεων (basic requirements), των αρχών (principles), των κανόνων εφαρμογής (application rules) και των σημειώσεων (notes).

Ο EN 1990 «Βάσεις Σχεδιασμού των Φερουσών Κατασκευών» είναι ο Ευρωκώδικας κεφαλή του συνόλου των Ευρωκωδίκων, δεδομένου ότι σ' αυτόν καθορίζονται οι γενικές αρχές και οι απαιτήσεις για την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την ανθεκτικότητα στη διάρκεια του χρόνου των φερουσών κατασκευών ανεξαρτήτως του υλικού κατασκευής. Επίσης στον EN 1990 καθορίζονται τα επίπεδα ασφαλείας και δίδονται οι βάσεις καθορισμού και ελέγχου της αξιοπιστίας τους, δηλαδή αυτό που θα μπορούσε να χαρακτηριστεί απλούστερα ως επίπεδο ασφαλείας.

2.2 Βάσεις σχεδιασμού EN 1990

2.2.1 Εισαγωγή στον EN 1990 – Βασικές απαιτήσεις

Ο EN 1990 αναφέρεται καταρχήν στο σχεδιασμό νέων φερουσών κατασκευών, όπου στην περίπτωση μας αναφερόμαστε σε κατασκευή νέων σιδηράγων. Μπορεί βεβαίως να χρησιμοποιηθεί για την αποτίμηση της συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής ή και για το σχεδιασμό επισκευών της (§1.1(4)). Σημειώνεται πάντως ότι προγραμματίζεται για την επόμενη φάση εξέλιξης των Ευρωκωδίκων η επέκτασή τους προς εφαρμογή γενικά σε υφιστάμενες φέρουσες κατασκευές.

Οι εφαρμοστικοί κανόνες του EN 1990 σε σήραγγα μπορούν να καλύψουν το δομοστατικό σχεδιασμό και διαστασιολόγησή της, συμπεριλαμβανομένων των γεωτεχνικών συνιστωσών, καθώς και την κατασκευή και την συντήρησή της καθόλη τη σκοπούμενη διάρκεια ζωής της. Για τον απαιτούμενο βαθμό αξιοπιστίας της και με εύλογο οικονομικό κόστος πρέπει να γίνονται με τρόπο που να εξασφαλίζονται οι ακόλουθες τέσσερις βασικές απαιτήσεις: δομική αντίσταση (structural resistance), λειτουργικότητα (serviceability), ανθεκτικότητα στη διάρκεια του χρόνου (durability), ευρωστία (robustness). Οι απαιτήσεις αυτές αποτελούν τις συνιστώσες της αξιοπιστίας (reliability) της φέρουσας κατασκευής. Ο όρος «αντίσταση» (resistance) προτιμάται αντί του χρησιμοποιούμενου παλιότερα «αντοχή» (strength), δεδομένου ότι πολλοί έλεγχοι της οριακής κατάστασης αστοχίας (Ο.Κ.Α.), για την οποία γίνεται λόγος στα επόμενα, βασίζονται πλέον στη σύγκριση αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικών μεγεθών, λ.χ. καμπτική ροπή σχεδιασμού) σε σχέση με τη ροπή αντίστασης μιας διατομής.

Συνοψίζοντας η κατασκευή σήραγγας σχεδιάζεται ώστε:

- Να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανισθούν κατά την διάρκεια της κατασκευής και χρήσης της και να παραμένει κατάλληλη για τη σκοπούμενη χρήση (§2.1(1)P).
- Να διαθέτει επαρκή αντίσταση, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα (§2.1(2)P).
- Σε περίπτωση πυρκαγιάς η αντίστασή της πρέπει να είναι επαρκής για την απαιτούμενη χρονική περίοδο (§2.1(3)P).

- Να μην υποστεί βλάβες εξαιτίας συμβάντων όπως λ.χ. έκρηξη, πρόσκρουση και συνέπειες ανθρωπίνων σφαλμάτων, σε βαθμό δυσανάλογο ως προς το αρχικό συμβάν (§2.1(4)P).

Από τις βασικές απαιτήσεις, η αντίσταση και λειτουργικότητα, μπορούν να θεωρηθούν κατά βάση αλληλεξαρτώμενες, υπό την έννοια ότι μια φέρουσα κατασκευή που διαθέτει επαρκή αντίσταση κατά τεκμήριο διαθέτει και επαρκή δυσκαμψία (ιδιότητα με την οποία συναρτάται η λειτουργικότητα). Με την εξέλιξη όμως της τεχνολογίας, κυρίως λόγω ανάπτυξης υλικών με όλο και υψηλότερες αντοχές, σε συνδυασμό με τη διαρκή προσπάθεια εξοικονόμησης ύλης (η οποία εκτός των άλλων επιφέρει και μείωση των δράσεων εξ ιδίου βάρους) σχεδιάζονται και κατασκευάζονται όλο και λυγρότερα φέροντα μέλη, με αποτέλεσμα το κριτήριο της λειτουργικότητας να γίνεται σταδιακά κρίσιμο για τη διαστασιολόγηση.

2.2.2 Αρχές σχεδιασμού με βάση τις οριακές καταστάσεις

Σύμφωνα με τον EN 1990 γίνεται διάκριση μεταξύ οριακών καταστάσεων αστοχίας/ O.K.A. (ultimate limit states) και των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας/ O.K.Λ. (serviceability limit states) (§3.1(1)P). Επιτρέπεται να παραλειφθεί ο έλεγχος μιας οριακής κατάστασης, εφόσον όμως μπορεί να τεκμηριωθεί ότι κρίσιμη για το σχεδιασμό (διαστασιολόγηση κλπ.) είναι η άλλη (§3.1(2)) υπό την προϋπόθεση ότι είναι διαθέσιμες επαρκείς πληροφορίες οι οποίες αποδεικνύουν ότι η οριακή αυτή κατάσταση ικανοποιείται από την άλλη.

Οι οριακές καταστάσεις πρέπει να σχετίζονται με τις καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες όπως εξειδικεύεται στη συνέχεια διακρίνονται σε μόνιμες, μεταβλητές ή τυχηματικές (§3.1(3) & (4)).

Στην περίπτωση ελέγχων οριακών καταστάσεων που αφορούν επιδράσεις εξαρτώμενες από το χρόνο (π.χ. διόγκωση, ερπυσμός), αυτές πρέπει να σχετίζονται με τη διάρκεια ζωής της κατασκευής (§3.1(5)).

Οι σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού πρέπει να επιλέγονται σε συνάρτηση με τις συνθήκες υπό τις οποίες η φέρουσα κατασκευή καλείται να επιτελέσει τη λειτουργία της και διακρίνονται στις εξής (§3.2(1)P & (2)P)):

- Με διάρκεια (persistent), οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης (π.χ. υπερκείμενο φορτίο).

- Παροδικές (transient), οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στη σήραγγα (π.χ. κατά τη διάνοιξη της σήραγγας).
- Τυχηματικές (accidental), οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές περιπτώσεις συνθηκών οι οποίες αφορούν στον φορέα ή στην έκθεσή του (π.χ. έκρηξη, πυρκαγιά, πρόσκρουση οχήματος).
- Έναντι σεισμού (seismic), οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στην κατασκευή, όταν αυτή εκτίθεται σε σεισμικά συμβάντα.

2.2.3 Βασικές μεταβλητές

Κατηγοριοποίηση δράσεων:

- Με βάση τη χρονική τους διακύμανση:
 - i) Μόνιμες δράσεις (G), κατακόρυφα φορτία γαιών, υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα και υπέργειων κατασκευών, οριζόντια γεωστατικά φορτία, ίδιο βάρος κατασκευασμένης σήραγγας.
 - ii) Μεταβλητές δράσεις (Q), μεταβολή υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα (§4.1.1(3)), οι έμμεσες δράσεις οι οποίες προκαλούνται από επιβαλλόμενες παραμορφώσεις (§4.1.1(1)), δηλαδή φορτία λόγω ερπυσμού του εδάφους (squeezing) και φορτία λόγω διόγκωσης του εδάφους (swelling).
 - iii) Τυχηματικές δράσεις (A), εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος ή πυρκαγιά.
- Με βάση την προέλευσή τους ως άμεσες ή έμμεσες.
- Με βάση τη χωρική τους διακύμανση ως σταθερές ή ελεύθερες.
- Με βάση τη φύση τους ή/ και την απόκριση της κατασκευής σε αυτές ως στατικές ή δυναμικές.

2.2.4 Χαρακτηριστικές τιμές δράσεων

Στην περίπτωση μιας μόνιμης δράσης (λ.χ. G) κριτήριο για την υιοθέτηση είτε μέσης τιμής είτε ανώτερης και κατώτερης τιμής είναι το εύρος διακύμανσης της δράσης κατά τη διάρκεια της ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Γενικά ως κριτήριο χρησιμοποιείται ένας συντελεστής διακύμανση 0,05 έως 0,10, εξαρτώμενος από τον τύπο της κατασκευής. Χρησιμοποίηση δύο τιμών, μιας ανώτερης $G_{k,sup}$ και μιας κατώτερης $G_{k,inf}$, απαιτείται και σε περιπτώσεις

κατασκευής πολύ ευαίσθητου ακόμη και σε μικρές διακυμάνσεις της τιμής του G (§4.1.2(2)P & (3)).

Στην περίπτωση μιας μεταβλητής δράσης, η χαρακτηριστική τιμή αντιστοιχεί γενικά σε μία ανώτερη τιμή με προσδοκούμενη πιθανότητα μη υπέρβασης ή σε μία κατώτερη τιμή με προσδοκούμενη πιθανότητα επίτευξής της, κατά τη διάρκεια κάποιας συγκεκριμένης περιόδου αναφοράς. Οι τιμές δίδονται στα μέρη του EN 1991. Σε περιπτώσεις στις οποίες η στατιστική κατανομή δεν είναι γνωστή, καθορίζεται μία ονομαστική τιμή (§4.1.2(7)P).

Στην περίπτωση προέντασης (P) η χαρακτηριστική τιμή πρέπει να κατηγοριοποιηθεί ως μόνιμη δράση προκαλούμενη είτε από ελεγχόμενες δυνάμεις είτε από ελεγχόμενες παραμορφώσεις (§4.1.2(6)). Σημειώνεται ότι για τις χαρακτηριστικές τιμές προέντασης, σε μια δεδομένη τιμή, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια μέγιστη τιμή $P_{k,sup}(t)$ και μια ελάχιστη $P_{k,inf}(t)$. Για οριακή κατάσταση αστοχίας μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια μέση τιμή $P_m(t)$. Λεπτομερέστερη πληροφορία δίδεται στους EN 1992 έως EN 1996 και EN 1999.

Τέλος, στην περίπτωση των τυχηματικών δράσεων η τιμή σχεδιασμού προσδιορίζεται από το εκάστοτε έργο (§4.1.2(8)).

2.2.5 Ανάλυση και σχεδιασμός με τη βοήθεια δοκιμών

Στο Μέρος 5 του EN 1990 γίνεται μια σύντομη αναφορά με διατύπωση γενικών αρχών που αφορούν την προσομοίωση, τις στατικές και τις δυναμικές δράσεις και το σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς. Τα προσομοιώματα πρέπει να είναι κατάλληλα για την πρόβλεψη της δομητικής συμπεριφοράς και των οριακών καταστάσεων που εξετάζονται. (§5.1.1(1)P & (2)).

Σημειώνεται επίσης ότι τα προσομοιώματα σχεδιασμού πρέπει κανονικά να βασίζονται σε καθιερωμένες θεωρίες και πρακτικές του μηχανικού, που θα ελέγχονται πειραματικά, αν είναι αναγκαίο. (§5.1.1(3)P).

Ο σχεδιασμός μπορεί να βασιστεί σε συνδυασμό υπολογισμών και αποτελεσμάτων δοκιμών, με ικανό αριθμό των τελευταίων, ώστε να επιτευχθεί ο απαραίτητος βαθμός αξιοπιστίας (§5.1.1(3)P).

2.2.6 Έλεγχοι με την μέθοδο των επιμέρους συντελεστών

Το Μέρος 6 του EN 1990 είναι σημαντικό, γιατί σ' αυτό αναπτύσσεται ουσιαστικά ο τρόπος ελέγχου των οριακών καταστάσεων, με τη χρήση των κατάλληλων συνδυασμών δράσεων και των σχετικών επιμέρους συντελεστών. Ουσιαστικά ελέγχεται, για όλες τις επιλεγμένες καταστάσεις σχεδιασμού και τις συναφείς οριακές καταστάσεις, ότι δεν υπάρχει υπέρβαση καμίας οριακής κατάστασης.

Οι βασικοί έλεγχοι της Ο.Κ.Α. αφορούν πρακτικά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δράσεων σε σχέση με τις αντιστάσεις. Πιο συγκεκριμένα (§ 6.4.2):

1) Ο.Κ. «Ισορροπίας» (EQU):

Ελέγχεται ότι:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad \text{Εξ. (2.1)}$$

Όπου:

$E_{d,dst}$ είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των αποσταθεροποιητικών δράσεων.

$E_{d,stb}$ είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων που συμβάλουν στην ευστάθεια.

Όπου κρίνεται κατάλληλο, μπορεί η σχέση μιας οριακής κατάστασης στατικής ισορροπίας να συμπληρωθεί με επιπλέον όρους, όπως για παράδειγμα τον συντελεστή τριβής μεταξύ στερεών σωμάτων (§6.4.2(2)).

2) Ο.Κ. «Θραύσης/Αστοχίας διαρροής» (STR ή GEO):

Ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq R_d \quad \text{Εξ. (2.2)}$$

Όπου:

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων (εντατικά μεγέθη).

R_d είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης.

Δράσεις

Η τιμή σχεδιασμού F_d μιας δράσης F μπορεί να εκφρασθεί ως:

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \quad \text{με} \quad F_{rep} = \psi F_k \quad \text{Εξ. (2.3)}$$

Όπου:

F_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της δράσης.

F_{rep} είναι η συναφής αντιπροσωπευτική τιμή της δράσης.

γ_f είναι ένας επιμέρους συντελεστής για τη δράση, λαμβάνοντας την πιθανότητα δυσμενών αποκλίσεων των τιμών της.

ψ είναι είτε 1,00 είτε ψ_0 , ψ_1 , ή ψ_2 .

Με βάση την ανάλυση, προκύπτουν για μία συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, οι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων (E_d) που μπορούν να εκφραστούν ως εξής:

$$E_d = \gamma_{sd} E\{\gamma_{f,i} F_{rep,i}; \alpha_d\}, i \geq 1 \quad \text{Εξ. (2.4)}$$

Όπου:

α_d είναι οι τιμές σχεδιασμού των γεωμετρικών δεδομένων.

γ_{sd} είναι ένας επιμέρους συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη αβεβαιότητες κατά την προσομοίωση των αποτελεσμάτων των δράσεων ή και των δράσεων.

Επίσης μπορεί να γίνει η ακόλουθη απλοποίηση:

$$E_d = E\{\gamma_{F,i} F_{rep,i}; \alpha_d\}, i \geq 1 \quad \text{με} \quad \gamma_{F,i} = \gamma_{sd} \gamma_{f,i} \quad \text{Εξ. (2.5)}$$

Σημειώνεται ότι κατά την εμπλοκή γεωτεχνικών δράσεων οι μερικοί συντελεστές $\gamma_{F,i}$ μπορούν να εφαρμόζονται στα αποτελέσματα των μεμονωμένων δράσεων ή μόνο ένας συντελεστής γ_F μπορεί να εφαρμόζεται γενικά στα αποτελέσματα του συνδυασμού των δράσεων με κατάλληλους μερικούς συντελεστές (§6.3.2(2)).

Όπου είναι απαραίτητος ο διαχωρισμός μεταξύ ευνοϊκών και δυσμενών αποτελεσμάτων μόνιμων δράσεων, χρησιμοποιούνται δύο διαφορετικοί επιμέρους συντελεστές ($\gamma_{G,inf}$, $\gamma_{G,sup}$).

Αντιδράσεις

Η τιμή σχεδιασμού X_d μιας ιδιότητας υλικού ή προϊόντος μπορεί να εκφρασθεί ως:

$$X_d = nX_k / \gamma_m \quad \text{Εξ. (2.6)}$$

Όπου:

X_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της ιδιότητας υλικού ή προϊόντος.

n είναι η μέση τιμή του συντελεστή μετατροπής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις του όγκου και της κλίμακας, της υγρασίας και της θερμοκρασίας και οποιεσδήποτε άλλες συναφείς παραμέτρους.

γ_m είναι ο επιμέρους συντελεστής για την ιδιότητα υλικού ή προϊόντος, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα δυσμενούς απόκλισης μιας ιδιότητας υλικού ή προϊόντος από την χαρακτηριστική του τιμή.

Σε ορισμένες κατάλληλες περιπτώσεις, ο συντελεστής μετατροπής n μπορεί να εμπεριέχεται στην ίδια την χαρακτηριστική τιμή, ή αντί του γ_m να χρησιμοποιείται το γ_m .

Σ' ότι αφορά τις τιμές σχεδιασμού των γεωμετρικών δεδομένων (λ.χ. διαστάσεις) εκφράζονται συνήθως με ονομαστικές τιμές:

$$a_d = a_{nom} \quad \text{Εξ. (2.7)}$$

Στις περιπτώσεις όμως, όπου τα αποτελέσματα των αποκλίσεων των γεωμετρικών δεδομένων (π.χ. ανακρίβεια στην εφαρμογή της φόρτισης ή στην θέση των στηρίξεων) είναι σημαντικά για την αξιοπιστία του φορέα (π.χ. στην περίπτωση των επιρροών 2ης τάξης) οι τιμές σχεδιασμού των γεωμετρικών δεδομένων θα ορίζονται από την έκφραση:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad \text{Εξ. (2.8)}$$

Ο όρος $\Delta\alpha$ προορίζεται να λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα δυσμενών αποκλίσεων από τις χαρακτηριστικές ή ονομαστικές τιμές ή/και τη σωρευτική επίδραση της ταυτόχρονης ύπαρξης πολλών γεωμετρικών αποκλίσεων.

Με βάση την ανάλυση, προκύπτουν για μία συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, οι τιμές σχεδιασμού των αντιστάσεων R_d που σε γενικές γραμμές μπορεί να εκφρασθεί με την ακόλουθη μορφή:

$$R_d = 1 / \gamma_{Rd} R\{X_{d,i}; \alpha_d\}, \quad i \geq 1 \quad \text{Εξ. (2.9)}$$

Όπου:

γ_{Rd} είναι ο επιμέρους συντελεστής που καλύπτει την αβεβαιότητα στο προσομοίωμα αντίστασης, συν τις γεωμετρικές αποκλίσεις.

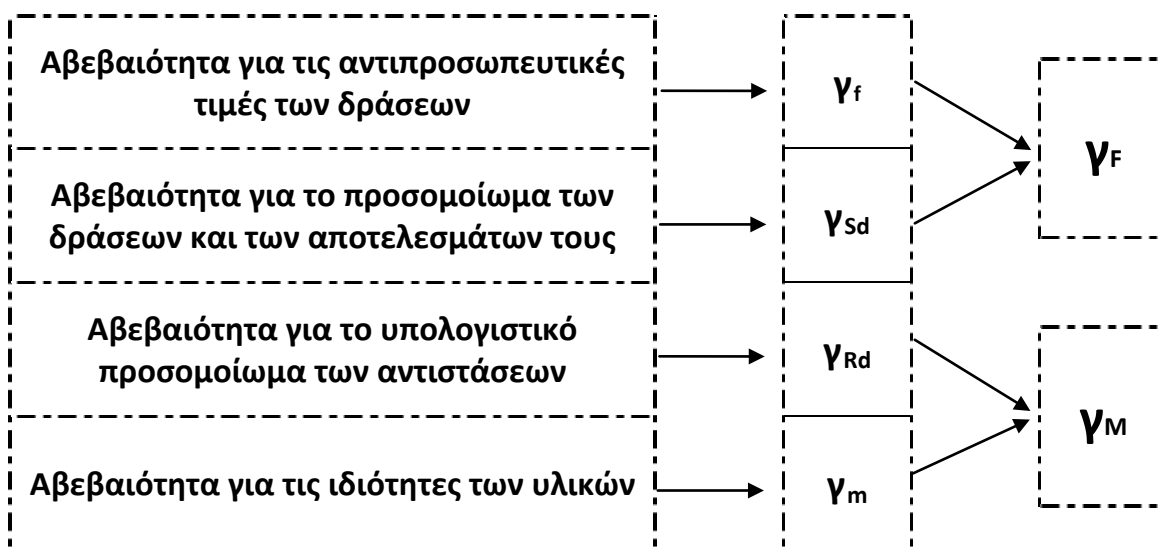
α_d είναι η τιμή σχεδιασμού των γεωμετρικών δεδομένων.

$X_{d,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού μιας ιδιότητας υλικού i .

Τέλος μπορεί να γίνει η ακόλουθη απλοποίηση:

$$X_{d,i} = n_i X_{k,i} / \gamma_{M,i} \quad \text{με} \quad \gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \gamma_{m,i} \quad \text{Εξ. (2.10)}$$

Η σχέση μεταξύ των μεμονωμένων επιμέρους συντελεστών μπορεί να απεικονισθεί συγκεντρωτικά στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 2.1. Απεικόνιση μεμονωμένων επιμέρους συντελεστών

Τέλος, υπάρχουν και άλλοι δύο εναλλακτικοί τρόποι έκφρασης της αντίστασης σχεδιασμού :

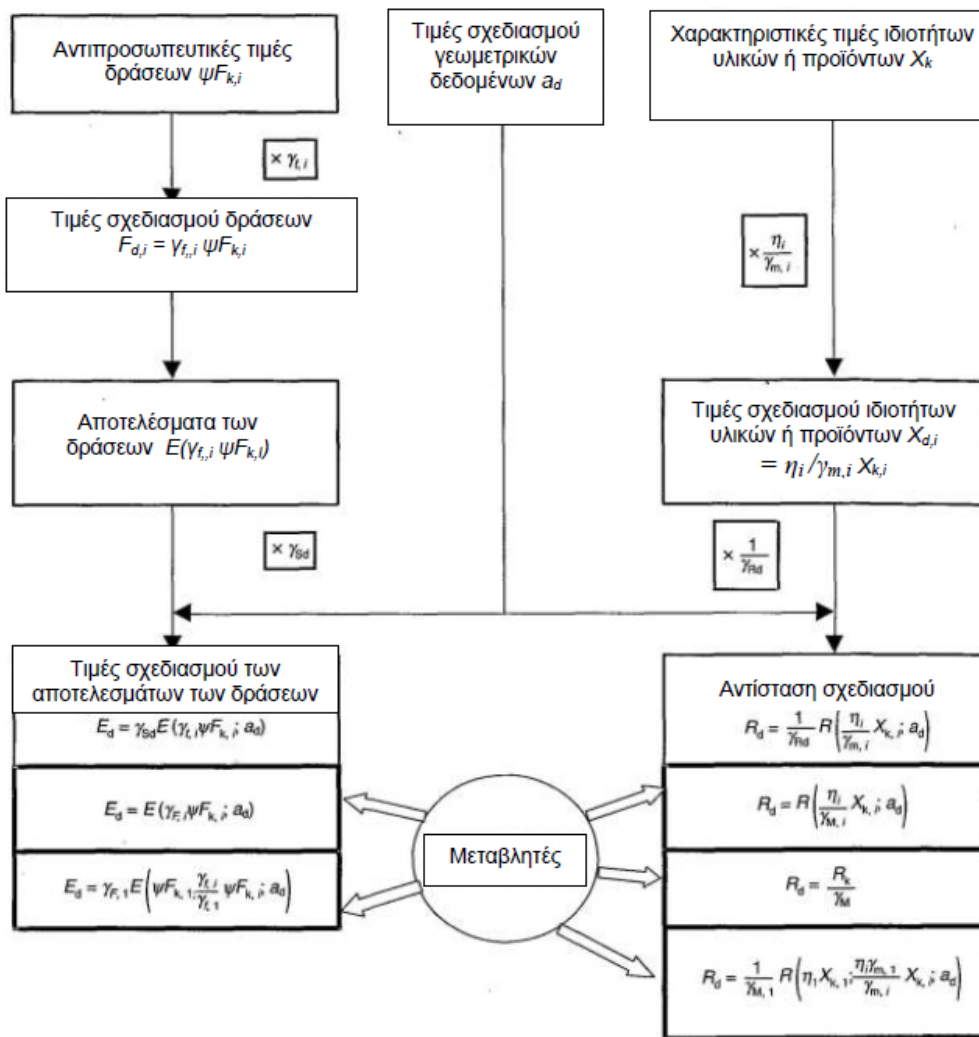
- Η αντίσταση σχεδιασμού μπορεί να προσδιορισθεί απευθείας από την χαρακτηριστική τιμή της αντοχής ενός υλικού ή ενός προϊόντος, χωρίς ξεχωριστό προσδιορισμό τιμών σχεδιασμού για τις επιμέρους μεταβλητές, χρησιμοποιώντας την έκφραση:

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad \text{Εξ. (2.11)}$$

- Επίσης σε περιπτώσεις μη-γραμμικής ανάλυσης για φορείς και δομικά μέλη που περιλαμβάνουν πάνω από ένα υλικά, τα οποία δρουν σε συσχετισμό ή όταν στην αντίσταση σχεδιασμού εμπλέκονται και ιδιότητες του εδάφους, η αντίσταση σχεδιασμού μπορεί να προσδιορισθεί απευθείας από την έκφραση:

$$R_d = 1 / \gamma_{M,1} R\{n_1 X_{k,1}; n_i X_{k,i(i \geq 1)} \gamma_{m,1} / \gamma_{M,i}; \alpha_d\}, i \geq 1 \quad \text{Εξ. (2.12)}$$

Τα προαναφερόμενα μπορούν να απεικονισθούν συνοπτικά και με πιο επεξηγηματικό τρόπο στο παρακάτω διάγραμμα:



Σχήμα 2.2. Μέθοδος των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (Designer guide to EN 1990, Gulvanessian, Calgaro & Holicky)

Συνδυασμοί δράσεων Ο.Κ.Α.

Για κάθε κρίσιμη περίπτωση φόρτισης, οι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων (E_d) προσδιορίζονται συνδυάζοντας τις τιμές των δράσεων που θεωρείται ότι δρουν ταυτόχρονα. Κάθε συνδυασμός δράσεων πρέπει να περιλαμβάνει μία κυρίαρχη μεταβλητή δράση ή μία τυχατική (§6.4.3.1(1)P & (2)).

Όπως έχει ήδη αναφερθεί (ιδιαίτερα για περιπτώσεις ελέγχου της στατικής ισορροπίας και των αναλόγων οριακών καταστάσεων), εφόσον τα αποτελέσματα ενός ελέγχου είναι ευαίσθητα σε διακυμάνσεις του μεγέθους μιας μόνιμης δράσης από ένα σημείο σε ένα άλλο σημείο μέσα στον φορέα, τα δυσμενή και τα ευνοϊκά σκέλη της δράσης αυτής, πρέπει να εξετασθούν ως ξεχωριστές δράσεις (§6.4.3(3)).

1) Περίπτωση καταστάσεων σχεδιασμού με διάρκεια ή παροδικών:

Ο συνδυασμός των αποτελεσμάτων των δράσεων βασίζεται στην τιμή σχεδιασμού της κυρίαρχης (δεσπόζουσας) μεταβλητής δράσης και στις τιμές σχεδιασμού του συνδυασμού των συνοδευτικών μεταβλητών δράσεων, μπορεί δε να εκφρασθεί ως:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} G_{k,i} \quad \text{Εξ. (2.13)}$$

είτε εναλλακτικά για οριακές καταστάσεις STR και GEO, με την λιγότερο ευμενής από τις δύο σχέσεις που ακολουθούν:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Εξ. (2.14)}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Εξ. (2.15)}$$

Όπου:

- "+" υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...».
- Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...».
- ξ είναι ένας μειωτικός συντελεστής για μόνιμες δράσεις G .
- G υποδηλώνει τις μόνιμες δράσεις.
- P υποδηλώνει την προένταση.
- Q υποδηλώνει τις μεταβλητές δράσεις.

2) Περίπτωση τυχηματικών καταστάσεων σχεδιασμού:

Ο συνδυασμός των δράσεων στις περιπτώσεις αυτές μπορεί να εκφρασθεί ως:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Εξ. (2.16)}$$

Όπου:

- A υποδηλώνει τις τυχηματικές δράσεις.

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d \quad \text{Εξ. (2.17)}$$

Όπου:

C_d είναι η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας.

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας, και η οποία προσδιορίζεται βάσει του συναφούς συνδυασμού.

Συνδυασμοί δράσεων Ο.Κ.Λ.

Οι συνδυασμοί των δράσεων για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που λαμβάνονται υπόψη στις συναφείς καταστάσεις σχεδιασμού μπορούν να εκφραστούν από τις ακόλουθες σχέσεις:

1) Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Εξ. (2.18)}$$

Σημειώνεται ότι ο χαρακτηριστικός συνδυασμός κανονικά χρησιμοποιείται για μη-αναστρέψιμες οριακές καταστάσεις.

2) Συχνός συνδυασμός:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\}, \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad \text{Εξ. (2.19)}$$

Σημειώνεται ότι ο συχνός συνδυασμός κανονικά χρησιμοποιείται για αναστρέψιμες οριακές καταστάσεις.

3) Οιονεί-μόνιμος συνδυασμός:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i}\}, \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad \text{Εξ. (2.20)}$$

Σημειώνεται ότι ο οιονεί-μόνιμος συνδυασμός κανονικά χρησιμοποιείται για μακροχρόνιες επιδράσεις και για την εμφάνιση του φορέα.

2.3 Δράσεις EN 1991 επί αστικών σηράγγων

2.3.1 Εισαγωγή στον EN 1991

Ο EN 1991 παρέχει κατευθυντήριες οδηγίες σχεδιασμού και δράσεις για τον δομοστατικό σχεδιασμό τεχνικών έργων Πολιτικού Μηχανικού, για τις οποίες γίνεται προσπάθεια εφαρμογής τους σε αστικές σήραγγες, μεταξύ των οποίων συμπεριλαμβάνονται τα ακόλουθα:

- Πυκνότητες κατασκευαστικών υλικών και αποθηκευμένων υλικών.
- Ίδιον βάρος στοιχείων κατασκευής.
- Επιβαλλόμενα φορτία (§1.1(1)).

Ως κυριότερα θέματα στα οποία ο υπόψη Ευρωκώδικας καινοτομεί ή συμπληρώνει προγενέστερους κανονισμούς με το ίδιο αντικείμενο μπορούν να θεωρηθούν τα εξής:

- Λεπτομερέστερη διάκριση των επιβαλλόμενων φορτίων (τα αποκαλούμενα συνήθως «κινητά»), ανάλογα με τη χρήση των χώρων (φορτιζόμενων επιφανειών) με δυνατότητα περαιτέρω (σε εθνικό επίπεδο) υποδιαίρεσης σε υποκατηγορίες.
- Προσδιορισμός των τιμών των φορτίων βασισμένος στο είδος της στατιστικής τους κατανομής.
- Κάλυψη ιδιαίτερων περιπτώσεων φόρτισης.
- Σε παραρτήματα, εκτεταμένος κατάλογος για τις ονομαστικές πυκνότητες υλικών και αποθηκευμένων προϊόντων και τις γωνίες εσωτερικής τριβής, κατά περίπτωση.

2.3.2 Κατηγοριοποίηση των δράσεων

Όπως αναφέρει ο EN 1990, (§4.1.1) και (§1.5.3), οι δράσεις κατηγοριοποιούνται ανάλογα με τη χρονική και χωρική τους διακύμανση, την προέλευσή τους (το άμεσο ή μη της εφαρμογής τους) και τη φύση τους ή την απόκριση στη επενέργειά τους.

1) Ίδιο βάρος:

Το ίδιο βάρος των κατασκευών πρέπει να κατηγοριοποιείται ως μόνιμη σταθερή δράση (§2.1(1)).

Τα φορτία γαιών λαμβάνονται υπόψη ως μόνιμες δράσεις, ωστόσο ο σχεδιασμός πρέπει να λαμβάνει υπόψη διαφοροποιήσεις στην

περιεκτικότητα υγρασίας και στο βάθος (§2.1(4) & (5)P). Σημειώνεται ότι λεπτομερής περιγραφή των φορτίων γαιών υπάρχουν στον EN 1997.

2) Επιβαλλόμενα φορτία:

Τα επιβαλλόμενα φορτία κατηγοριοποιούνται αφενός ως μεταβλητές ελεύθερες δράσεις, εκτός εάν ρητά ορίζεται διαφορετικά (§2.2(1)).

Ειδικά στην περίπτωση της τυχηματικής κατάστασης σχεδιασμού που περιλαμβάνει πρόσκρουση από οχήματα ή τυχηματικά φορτία από μηχανήματα, τα φορτία αυτά πρέπει να λαμβάνονται από τον EN 1991-1-7 (§2.2(2)).

2.3.3 Καταστάσεις σχεδιασμού

Είναι προφανές ότι για κάθε ξεχωριστή κατάσταση σχεδιασμού προσδιορίζονται τα συναφή μόνιμα και επιβαλλόμενα φορτία σύμφωνα με τον EN 1990 (§3.2).

1) Μόνιμα φορτία:

Το συνολικό ίδιον βάρος των φερόντων και μη-φερόντων στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ως μία μόνο δράση στους συνδυασμούς δράσεων (EN 1990, Table A.1.2 (B)).

Η στάθμη του υπόγειου υδροφορέα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για τις σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού.

Η τυχόν διακύμανση της στάθμης του νερού, καθώς και η προέλευση και η περιεκτικότητα υγρασίας των γαιών πρέπει να λαμβάνεται κατάλληλα υπόψη (§3.2(5)).

2) Επιβαλλόμενα φορτία:

Σε καταστάσεις σχεδιασμού στις οποίες τα επιβαλλόμενα φορτία δρουν ταυτόχρονα μαζί με άλλες μεταβλητές δράσεις, το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στην συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης θα θεωρείται ως μία δράση (§3.3.1(2)P).

Όταν το επιβαλλόμενο φορτίο εξετάζεται ως μία συνοδευτική δράση, σύμφωνα με τον EN 1990, εφαρμόζεται μόνο ένας από τους δύο συντελεστές ψ (EN 1990, Table A.1.1) και α_n (§6.3.1.2(11)).

Στην περίπτωση περιοχών παραγωγής όπου ο αριθμός των μεταβολών των φορτίων ή οι επιδράσεις ταλαντώσεων μπορεί να προκαλέσουν κόπωση, ένα μοντέλο φορτίου κόπωσης δημιουργείται για την συγκεκριμένη περίπτωση.

2.3.4 Δράσεις κατά την διάρκεια κατασκευής αστικών σηράγγων

Στον EN 1991-1-6 περιγράφονται οι Αρχές και οι Κανόνες Εφαρμογής για την εκτίμηση των δράσεων που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά τη διάρκεια της κατασκευής Τεχνικών Έργων. Όσον αφορά την κατασκευή αστικών σηράγγων οι δράσεις, που περιλαμβάνονται στο υπόψη μέρος του Ευρωκώδικα είναι:

- γεωτεχνικές δράσεις
- δράσεις οφειλόμενες στην προέκταση
- προπαραμορφώσεις
- δράσεις προερχόμενες από το νερό
- φορτία κατά την κατασκευή
- τυχηματικές δράσεις
- σεισμικές δράσεις

Η κατάταξη των δράσεων βάσει του EN 1991-1-6 (Table 2.1), όσον αφορά το σχεδιασμό αστικών σηράγγων φαίνεται στον παρακάτω πίνακα:

Δράση	Κατάταξη				Παρατηρήσεις	Πηγή
	Χρονική μεταβολή	Κατάταξη/ Προέλευση	Χωρική μεταβολή	Φύση		
Ίδιο βάρος	Μόνιμη	Άμεση	Σταθερή με ανοχές/ ελεύθερη	Στατική	Ελεύθερη κατά τη μεταφορά/αποθήκευση, Δυναμική κατά την πτώση	EN 1991-1-1
Μετακίνηση εδάφους	Μόνιμη	Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1997
Ύψωση γαιών	Μόνιμη/ μεταβλητή	Άμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1997
Προέκταση	Μόνιμη/ μεταβλητή	Άμεση	Σταθερή	Στατική	Μεταβλητή για τον σχεδιασμό (αγκυρώσεις)	EN 1990 EN 1992-EN 1999
Προπαραμορφώσεις	Μόνιμη/ μεταβλητή	Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1990
Δράσεις οφειλόμενες στο νερό	Μόνιμη/ μεταβλητή/ τυχηματική	Άμεση	Σταθερή/ Ελεύθερη	Στατική/ δυναμική	Μόνιμη/ μεταβλητή σύμφωνα με τις προδιαγραφές του έργου	EN 1990
Τυχηματική	Τυχηματική	Άμεση/ έμμεση	Ελεύθερη	Στατική/ δυναμική	(*)	EN 1990, EN 1991-1-7
Σεισμική	Μεταβλητή/ τυχηματική	Άμεση	Ελεύθερη	Δυναμική	(*)	EN 1990, EN 1998

Πίνακας 2.1. Κατηγοριοποίηση δράσεων

Λαμβάνεται μέριμνα ώστε οι επιλεγμένες καταστάσεις σχεδιασμού να είναι σύμφωνες με τις προβλεπόμενες από τη μελέτη διαδικασίες εκτέλεσης των εργασιών, λαμβάνοντας υπόψη τις διαδοχικές φάσεις κατασκευής, καθώς και τυχόν αναθεωρήσεις των διαδικασιών εκτέλεσης των εργασιών (§3.1(4)).

Χρειάζεται προσοχή γιατί είναι ενδεχόμενο, ανάλογα με την κατασκευαστική διαδικασία, η υποστήριξη να υπόκειται σε φορτία μεγαλύτερα από τα επιβαλλόμενα φορτία για τα οποία έχουν μελετηθεί για τις καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια. Επιπλέον τα μέτρα υποστήριξης μπορεί να μην έχουν αναπτύξει πλήρως την αντοχή τους.

Σύμφωνα με τον EN 1997 (§4.3) καθορίζονται οι γεωτεχνικές δράσεις σύμφωνα με τις χαρακτηριστικές τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων, των τάσεων του εδάφους και των ωθήσεων γαιών, καθώς και οι οριακές τιμές των μετακινήσεων.

Οι χαρακτηριστικές τιμές των μετακινήσεων του εδάφους, οι οποίες εκτιμώνται με βάση γεωτεχνικές έρευνες που χρησιμοποιούν στατιστικές μεθόδους, πρέπει να χρησιμοποιούνται ως ονομαστικές τιμές για τις επιβαλλόμενες στο φορέα παραμορφώσεις.

2.3.5 Φορτία για το σχεδιασμό της επένδυσης σηράγγων

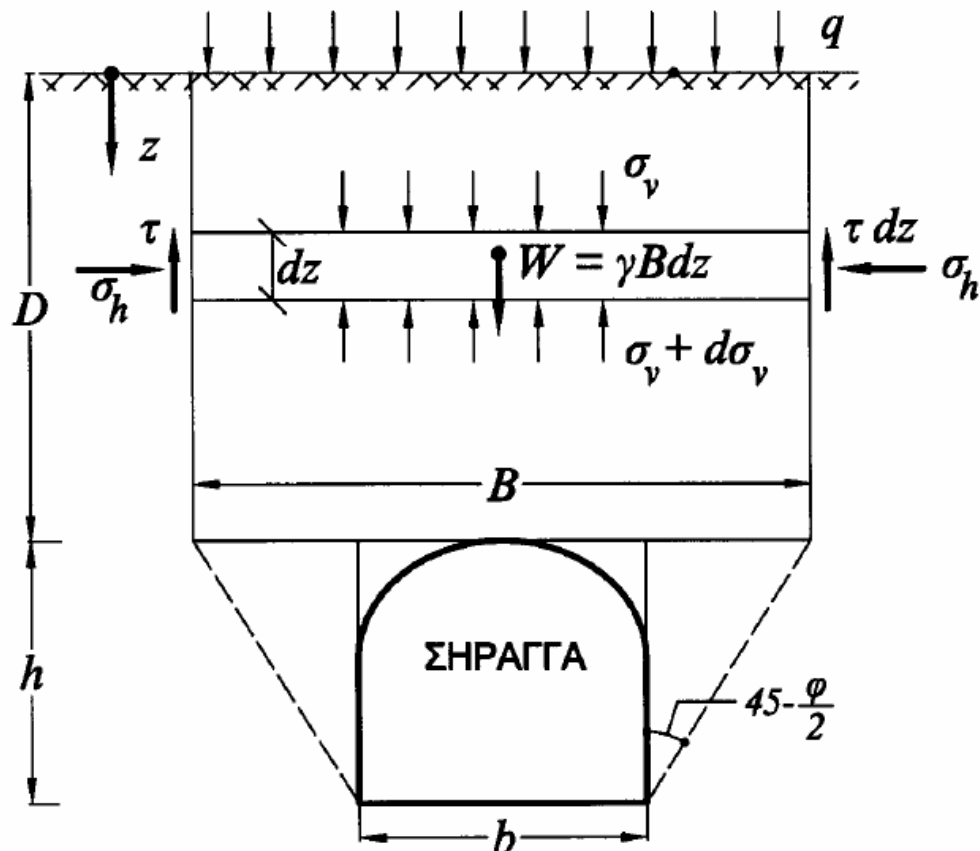
Η ιδιαιτερότητα των φορτίσεων από το περιβάλλον έδαφος έγκειται στο γεγονός ότι πρόκειται για την αλληλεπίδραση εδάφους – άμεσης υποστήριξης – τελικής επένδυσης και όχι για γνωστά, εύκολα προσδιορισμένα φορτία. Η πραγματικότητα είναι ότι το μέγεθος των φορτίων εξαρτάται από ποικίλους παράγοντες (έδαφος, τρόπος διάνοιξης, χρόνος εφαρμογής άμεσης και μόνιμης επένδυσης). Παρακάτω δίδονται οι παραδοχές φορτίσεων:

1) Γεωστατικά φορτία:

Για την εκτίμηση των φορτίων των γαιών εφαρμόζονται δύο βασικές κατηγορίες μεθόδων, οι εμπειρικές και οι αριθμητικές. Από τις εμπειρικές μεθόδους υπολογίζονται τα φορτία που ασκούνται στην επένδυση μέσω εμπειρικών τύπων, που στηρίζονται στη θεωρία των χωμάτων θόλων (Terzaghi 1946). Στην περίπτωση των αβαθών σηράγγων, η επιρροή της χαλάρωσης των υπερκειμένων γαιών φθάνει έως την επιφάνεια του εδάφους και συνεπώς δεν αναπτύσσεται πλήρως εδαφικό τόξο πάνω από τη στέψη της σήραγγας.

Κατά τη θεωρία αυτή προσδιορίζονται τα κατακόρυφα φορτία, η εγκυρότητα των οποίων θεωρείται ικανοποιητική για να εφαρμοστούν και στις σύγχρονες εύκαμπτες κατασκευές. Ο προσδιορισμός των οριζόντιων φορτίων μπορεί να γίνει με την συσχέτιση των κατακόρυφων φορτίων με τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K .

Με τις αριθμητικές μεθόδους προσομοιώνεται η αλληλεπίδραση μεταξύ της επένδυσης της σήραγγας και της περιβάλλουσας βραχομάζας, δηλαδή λαμβάνεται υπόψη η εξάρτηση των φορτίων της επένδυσης της σήραγγας από το βαθμό ενεργοποίησης της αντοχής της περιβάλλουσας βραχομάζας στην ανάληψη των φορτίων των υπερκείμενων γαιών (μέσω της ανάπτυξης του λεγόμενου εδαφικού θόλου). Η κυριότερη αριθμητική μέθοδος είναι των πεπερασμένων στοιχείων όπου το γεωυλικό που περιβάλλει την επένδυση της σήραγγας λαμβάνεται υπόψη μέσω διδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων με ελαστοπλαστική συμπεριφορά και η επένδυση της σήραγγας προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού. Κατά τη μέθοδο αυτή, προσομοιώνεται η πλήρης αλληλουχία των φάσεων διάνοιξης και υποστήριξης της σήραγγας οπότε λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση μεταξύ της βραχομάζας και της επένδυσης και προκύπτουν τα «πραγματικά» φορτία που ασκούνται από την βραχομάζα στην τελική επένδυση. Η προσομοίωση της τελικής επένδυσης συνήθως γίνεται μετά την αποκατάσταση της ισορροπίας της διατομής και την ολοκλήρωση πρακτικώς των συγκλίσεων του τοιχώματος (τα φορτία των υπερκείμενων αναλαμβάνονται πλήρως από την προσωρινή υποστήριξη). Κατά συνέπεια, η τελική επένδυση είναι αρχικώς αφόρτιστη. Με την πάροδο του χρόνου, η τελική επένδυση θα αρχίσει βαθμιαία να αναλαμβάνει φορτία λόγω μείωσης των φορτίων που αρχικώς αναλαμβάνονται από τα αγκύρια, λόγω μερικής απομείωσης της ακαμψίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος της προσωρινής υποστήριξης κυρίως μέσω ερπυσμού, λόγω υδατικών πιέσεων που πιθανόν να ασκηθούν στην τελική επένδυση της σήραγγας και τέλος λόγω χαλάρωσης /ερπυσμού του εδάφους που περιβάλλει τη σήραγγα. Το μέγεθος των ερπυστικών παραμορφώσεων εξαρτάται από το είδος του εδάφους που περιβάλλει τη σήραγγα. Έτσι σε καλής ποιότητας βραχομάζες, ο ερπυσμός μπορεί να είναι αμελητέος, ενώ σε βραχομάζες με πτωχά χαρακτηριστικά, η συνεισφορά του ερπυσμού στην φόρτιση της τελικής επένδυσης μπορεί να είναι σημαντική.



Σχήμα 2.3. Εκτίμηση φορτίων στην επένδυση σήραγγας κατά τη μέθοδο Terzaghi

2) Υδροστατική πίεση:

Όταν η σήραγγα βρίσκεται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα, στην τελική επένδυση ασκείται και μία υδροστατική πίεση $p_w = \gamma_w \cdot h_w$, όπου h_w είναι η απόσταση της θέσης που εξετάζεται από την ελεύθερη επιφάνεια του νερού. Η υδροστατική πίεση p_w ασκείται κάθετα στην επιφάνεια της υποστήριξης. Εν τούτοις, στα διάφορα έργα, ο τρόπος κατανομής της πίεσης αυτής διαφέρει.

3) Σεισμική φόρτιση:

Τα υπόγεια έργα θεωρούνται ασφαλέστερα σε σχέση με τις επιφανειακές κατασκευές έναντι σεισμικών δράσεων, με εξαίρεση σήραγγες οι οποίες διασχίζουν ενεργά ρήγματα και τις περιπτώσεις όπου το περιβάλλον έδαφος χάνει σημαντικό μέρος της αντοχής του κατά τη σεισμική διέγερση (π.χ. λόγω ρευστοποίησης). Το μέγεθος της καταπόνησης της επένδυσης των σιραγγών λόγω διάδοσης των σεισμικών κυμάτων εξαρτάται από τη σχέση της διαμέτρου της σήραγγας προς το μήκος του σεισμικού κύματος.

Ωστόσο, η εμπειρία έχει δείξει ότι, στις περισσότερες περιπτώσεις, η διαστασιολόγηση των υπογείων έργων με βάση τις στατικές φορτίσεις και τις κατασκευαστικές απαιτήσεις (π.χ. διαμόρφωση εγκαρσίων αρμών ανά 10–15m) είναι επαρκής για την ανάληψη των σεισμικών δράσεων. Επομένως, ο σχεδιασμός των υπογείων έργων συνήθως γίνεται έναντι των στατικών δράσεων και εφόσον απαιτείται, στη συνέχεια ελέγχεται έναντι των σεισμικών δράσεων.

4) Θερμοκρασιακή μεταβολή:

Όσον αφορά την επίδραση της θερμοκρασιακής μεταβολής στην τελική επένδυση των σιδηράγγων και τον τρόπο με τον οποίο μπορεί αυτή να ληφθεί υπόψη κατά τη διαστασιολόγηση, υπάρχουν οι ακόλουθες προδιαγραφές :

- Σύμφωνα με την προδιαγραφή DS-853 (§45) των γερμανικών σιδηροδρόμων, λαμβάνεται υπόψη διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ εσωτερικής και εξωτερικής παρειάς μέχρι και 10°C από τη θερμοκρασία κατασκευής.
- Σύμφωνα με το Κεφάλαιο 6 των προδιαγραφών του Ο.Σ.Μ.Ε.Ο. (1998), η θερμοκρασιακή μεταβολή λαμβάνεται σαν ενεργός θερμοκρασιακή διαφορά $\Delta t = \pm 10^{\circ}\text{C}$, κατά παρέκκλιση του DIN 1045 (1988) λόγω του υπογείου χαρακτήρα του έργου. Σαν μέση θερμοκρασία κατασκευής λαμβάνεται η τιμή $t_m = +15^{\circ}\text{C}$.

5) Πυρκαγιά:

Η επίδραση της πυρκαγιάς στην τελική επένδυση μιας σιδηράγγας όπως και όλων των κατασκευών από σκυρόδεμα συνίσταται στην επίδραση που έχει η αύξηση της θερμοκρασίας τόσο στο σκυρόδεμα όσο και στο χάλυβα και κατά συνέπεια στο μέγεθος της βλάβης που ενδεχομένως να προκαλέσει.

6) Πρόσκρουση:

Σύμφωνα με την Γερμανική Προδιαγραφή DS 804 (§86 & §87), η πρόσκρουση σιδηροδρομικών οχημάτων σε κατασκευές πλησίον της σιδηροδρομικής γραμμής, λαμβάνεται υπόψη μόνο στις περιπτώσεις όπου η καθαρή απόσταση μεταξύ της κατασκευής και του άξονα της σιδηροδρομικής γραμμής είναι μικρότερη από 3m. Στην περίπτωση αυτή το μέγεθος του ισοδυνάμου φορτίου που λαμβάνεται υπόψη, διαφοροποιείται ανάλογα με την ομάδα στην οποία ανήκει η κατασκευή, και παίρνει τιμές:

- από 1,0 έως 2,0MN κατά μήκος

- από 0,5 έως 1,0MN κάθετα στον άξονα της γραμμής.

Το σημείο εφαρμογής των ισοδύναμων φορτίων που δρουν οριζόντια λόγω πρόσκρουσης σιδηροδρομικών οχημάτων, τίθεται σε ύψος 1,80m πάνω από την κεφαλή σιδηροτροχιάς. Στην περίπτωση που καθαρή απόσταση μεταξύ της κατασκευής και του άξονα της σιδηροδρομικής γραμμής είναι μεγαλύτερη από 3m, δεν λαμβάνεται υπόψη ισοδύναμο φορτίο λόγω πρόσκρουσης.

Στο DIN 1072 (1985 - §5.3), προδιαγράφεται η περίπτωση πρόσκρουσης οχημάτων επί κατασκευής, η οποία λαμβάνεται υπόψη σαν ισοδύναμο φορτίο με τιμή:

- $\pm 1000\text{KN}$ παράλληλα προς τη διεύθυνση κίνησης
- 500KN κάθετα στη διεύθυνση κίνησης.

Το σημείο εφαρμογής των ισοδύναμων φορτίων στην περίπτωση αυτή, τίθεται σε ύψος 1,20m πάνω από την ερυθρά.

7) Έκρηξη:

Λίγες εμφανίζονται οι περιπτώσεις όπου στις δράσεις σχεδιασμού του έργου να λαμβάνεται υπόψη έκρηξη που μπορεί να συμβεί στο εσωτερικό της σήραγγας. Σχετικά με το θέμα αυτό, ο Ο.Σ.Μ.Ε.Ο. (1998) (Κεφάλαιο 6 – μελέτη σήραγγων), προδιαγράφει την περίπτωση φόρτισης λόγω έκρηξης και σαν δράση υπολογισμού επιτρέπει τη λήψη πίεσης $10t/m^2$ μειούμενη στο μηδέν σε ένα χιλιοστό του δευτερολέπτου.

Σε κάθε περίπτωση η βλάβη που προκαλεί μια ενδεχόμενη έκρηξη στην τελική επένδυση πρέπει να είναι τοπικού χαρακτήρα, με αποδεκτή δομική αποκατάστασή της και χωρίς να υπάρχει κίνδυνος αλυσιδωτής κατάρρευσης του θόλου.

8) Συστολή ξήρανσης:

Η συστολή ξήρανσης καθώς και ο ερπυσμός του σκυροδέματος εξαρτώνται κυρίως από τη υγρασία του περιβάλλοντος, τη σύνθεση του σκυροδέματος και τις διαστάσεις του δομικού στοιχείου. Ο ερπυσμός επηρεάζεται επίσης από την ωριμότητα του σκυροδέματος όταν η φόρτιση εφαρμόζεται για πρώτη φορά και από τη διάρκεια και το μέγεθος της φόρτισης.

Στην ίδια λογική με αυτή του Ε.Κ.Σ, βασίζεται και η εκτίμηση του ερπυσμού $\varphi(t_{\infty}, t_o)$ και της συστολής ξήρανσης $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_o)$, τόσο στον EN 1992

(§3.1.2.5.5), όσο και στο DIN 4227 (1988) (Κεφάλαιο 8), όπου δίνονται ανάλογοι πίνακες υπολογισμού του τελικού συντελεστή ερπυσμού και της τελικής παραμόρφωσης λόγω συστολής ξήρανσης.

9) Πίεση διόγκωσης:

Στις περισσότερες των περιπτώσεων η κατασκευή τεχνικών έργων σε περιοχές που αποτελούνται από διογκούμενα εδάφη, αποτελεί μεγάλο πρόβλημα, τόσο από τεχνικής όσο και από οικονομικής πλευράς (ειδικές κατασκευές, έργα προστασίας κ.λ.π.). Το πρόβλημα είναι ακόμα μεγαλύτερο σε περίπτωση όπου μία σήραγγα διέρχεται μέσα από εδάφη που έχουν την τάση να διογκώνονται και αντιμετωπίζεται με ιδιαίτερη προσοχή. Οι Guilloux et al. (1998) διερευνούν την επίδραση του συντελεστή K στο σχεδιασμό της σήραγγας που διέρχεται μέσα από διογκούμενα εδάφη, όπου ο συντελεστής K παίρνει τιμές $\gg 0,50$ ακόμα και $> 1,0$.

3. Εφαρμογή EN 1997 σε θεμελιώσεις, τοίχους αντιστήριξης, πρανή και αγκυρώσεις

3.1 Σχεδιασμός των επιφανειακών θεμελιώσεων σύμφωνα με τον EN 1997

Στο Μέρος 6 του EN 1997-1 περιλαμβάνονται οι αρχές σχεδιασμού επιφανειακών θεμελιώσεων οι οποίες περιλαμβάνουν μεμονωμένα πέδιλα, πεδילוδοκούς και κοιτοστρώσεις.

Οι δράσεις σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται κατά την επιλογή των οριακών καταστάσεων περιλαμβάνονται στον EN 1997-1 (§2.4.2(4)). Σε περιπτώσεις όπου η δυσκαμψία της θεμελίωσης έχει ουσιαστική σημασία, πρέπει να διενεργείται ανάλυση της αλληλεπίδρασης μεταξύ φορέα και εδάφους για να προσδιορισθεί η κατανομή των δράσεων στην θεμελίωση.

Κατά τον έλεγχο την επιφανειακών θεμελιώσεων πρέπει εξετάζονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις:

- απώλεια ολικής ευστάθειας
- αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας (bearing resistance failure), διάτρησης (punching failure) ή σύνθλιψης (squeezing) του εδάφους θεμελίωσης
- αστοχία σε ολίσθηση
- συνδυασμένη αστοχία εδάφους και δομικού έργου
- δομική αστοχία λόγω μετακίνησης του θεμελίου
- υπερβολικές υποχωρήσεις ή/και στροφές
- υπερβολική ανύψωση λόγω υδραυλικής κλίσης (heave) από διόγκωση,
- παγετό και άλλες αιτίες
- μη αποδεκτές δονήσεις

Κατά τον σχεδιασμό επιφανειακών θεμελιώσεων σε εδαφικά υλικά πρέπει να εφαρμόζονται τα υπολογιστικά προσομοιώματα (σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας) τα οποία παρουσιάζονται στον EN 1997-1 (§6.5 & 6.6).

3.1.1 Δράσεις – Παράμετροι αντοχής εδάφους – Αντιστάσεις

1) Φορτία – Δράσεις:

Διακρίνονται σε:

- Χαρακτηριστικά φορτία, δηλαδή φορτία που προέκυψαν από την ανάλυση του φορέα και έχουν δείκτη k .
- Φορτία σχεδιασμού, δηλαδή φορτία με τους συντελεστές και έχουν δείκτη d , π.χ. N_d, V_d, M_d .

2) Παράμετροι αντοχής του εδάφους:

Διακρίνονται σε:

- Χαρακτηριστικές τιμές, δηλαδή τιμές που προέκυψαν από τις εργαστηριακές και επιτόπου δοκιμές και την αξιολόγησή τους.
- Τιμές σχεδιασμού, δηλαδή τιμές που προέκυψαν από τις χαρακτηριστικές τιμές με τη χρησιμοποίηση επιμέρους συντελεστή.

$$\tan \varphi'_d = \tan \varphi_k / \gamma_{M\varphi}, \quad c'_d = c'_k / \gamma_{Mc}, \quad c_{ud} = c_{uk} / \gamma_{Mc u} \quad \text{Εξ. (3.1)}$$

Για την παραλλαγή DA-2* είναι $\gamma_M = 1,0$.

3) Αντιστάσεις:

Διακρίνονται σε:

- Χαρακτηριστικές τιμές (πραγματικές τιμές) είναι οι υπολογιζόμενες με βάση τις χαρακτηριστικές τιμές των παραμέτρων.
- Τιμές σχεδιασμού είναι αυτές που προέκυψαν από τις χαρακτηριστικές με βάση τους συντελεστές αντίστασης γ_R .

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad \text{Εξ. (3.2)}$$

Δράσεις	Συντελεστές	
Μόνιμες δράσεις (G)	Δυσμενείς	$\gamma_G = 1,35$
	Ευμενείς	$\gamma_{G,fav} = 1,00$
Μεταβλητές δράσεις (Q)	Δυσμενείς	$\gamma_Q = 1,50$
	Ευμενείς	$\gamma_{Q,fav} = 0$
Αντιστάσεις		Συντελεστές
Παράμετροι αντοχής		$\gamma_M = 1,00$
Αντίσταση σε θλιπτική φόρτιση		$\gamma_{Rv} = 1,40$
Αντίσταση σε ολίσθηση		$\gamma_{RH} = 1,10$

Πίνακας 3.1. Συντελεστές για τον υπολογισμό των μεγεθών σχεδιασμού

3.1.2 Σχεδιασμός σε οριακές καταστάσεις αστοχίας

Στον EN 1997-1 (§6.5) περιγράφονται οι αρχές υπολογισμού των επιφανειακών θεμελιώσεων σε οριακές καταστάσεις αστοχίας. Στις επόμενες ενότητες αναφέρονται οι κύριοι τύποι οριακών καταστάσεων αστοχίας των επιφανειακών θεμελιώσεων.

1) Έλεγχος απώλειας ολικής ευστάθειας:

Η ολική ευστάθεια της θεμελίωσης πρέπει να ελέγχεται ιδιαίτερα στις εξής καταστάσεις:

- κοντά ή πάνω σε κεκλιμένο έδαφος, φυσικό πρανές ή επίχωμα
- κοντά σε εκσκαφή ή τοίχο αντιστήριξης
- κοντά σε ποτάμι, διώρυγα, λίμνη, ταμειωτήρα ή θαλάσσια ακτή
- κοντά σε ορυχεία ή υπόγειες κατασκευές

Σε τέτοιες καταστάσεις, πρέπει να αποδεικνύεται, με βάση τις αρχές που περιγράφονται στο Μέρος 11 του EN 1997-1, ότι η πιθανότητα να συμβεί απώλεια ευστάθειας της εδαφικής μάζας που περιέχει τη θεμελίωση είναι επαρκώς μικρή.

2) Έλεγχος αστοχίας λόγω υπέρβασης της κατακόρυφης Φ.Ι.:

Σύμφωνα με τον EN 1997-1 (§6.5.2), πρέπει:

$$V_d \leq R_{dv} \quad \text{Εξ. (3.3)}$$

Όπου:

V_d είναι το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού.

R_{dv} είναι η αντίσταση σχεδιασμού σε κατακόρυφη φόρτιση.

Το φορτίο V_d προκύπτει από τα φορτία σχεδιασμού πολλαπλασιασμένο με τους συντελεστές φορτίων γ .

Η αντίσταση είναι ίση προς $R_{dv} = R_k / (\gamma_{Rv} = 1,40)$.

3) Έλεγχος αστοχίας λόγω υπέρβασης της αντίστασης σε ολίσθηση:

Σύμφωνα με τον EN 1997-1 (§6.5.3), πρέπει:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad \text{Εξ. (3.4)}$$

Όπου:

H_d είναι το σύνολο των οριζόντιων φορτίων σχεδιασμού.

R_d είναι η αντίσταση στη διεπιφάνεια πεδίλου-εδάφους.

$R_{p,d}$ είναι η ευεργετική παθητική ώθηση μπροστά από το πέδιλο.

Οι τιμές των R_d και $R_{p,d}$ πρέπει να είναι αντίστοιχες με το μέγεθος της μετακίνησης που αναμένεται κατά την οριακή κατάσταση της θεωρούμενης φόρτισης. Για μεγάλες μετακινήσεις πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πιθανή συμπεριφορά στον κατιόντα κλάδο μετά τη μέγιστη αντοχή (post-peak behaviour). Η τιμή της $R_{p,d}$ η οποία επιλέγεται πρέπει να αντιστοιχεί στην αναμενόμενη διάρκεια ζωής του έργου.

Σημειώνεται στον EN 1997 (§6.5.3) η παθητική ώθηση μπορεί να ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς εφόσον ελεγχθεί σειρά ζητημάτων, όπως η αναμενόμενη μετακίνηση του θεμελίου, οι εποχιακές μικρομετακινήσεις του εδάφους, η συμπύκνωση του κλπ.

4) Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής:

Σύμφωνα με τον EN 1997-1 (§6.5.5), πρέπει οι ροπές ανατροπής ως προς το ελεγχόμενο σημείο να είναι μικρότερες από τις ροπές ευστάθειας:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d} \quad \text{Εξ. (3.5)}$$

Για τον υπολογισμό των ροπών τα χαρακτηριστικά φορτία (δράσεις) θα πρέπει να διακρίνονται σε ευνοϊκά και δυσμενή και τα φορτία σχεδιασμού να προκύπτουν με τη χρήση των κατάλληλων συντελεστών του επόμενου πίνακα.

Δράσεις	Συντελεστές	
	Δυσμενείς	Ευμενείς
Μόνιμες δράσεις (G)		$\gamma_G = 1,10$
		$\gamma_{G,fav} = 0,90$
Μεταβλητές δράσεις (Q)		$\gamma_Q = 1,50$
		$\gamma_{Q,fav} = 0$

Πίνακας 3.2. Συντελεστές ελέγχου σε ανατροπή

Ο έλεγχος σε ανατροπή έχει νόημα μόνο σε μεμονωμένα πέδιλα χωρίς συνδετήριες δοκούς.

3.1.3 Σχεδιασμός σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στον EN 1997-1 (§6.6) περιγράφονται οι αρχές υπολογισμού των επιφανειακών θεμελιώσεων σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Κατά τον υπολογισμό των μετατοπίσεων για σύγκριση με τα κριτήρια λειτουργικότητας πρέπει να χρησιμοποιούνται τα φορτία σχεδιασμού της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας.

Το δυνατό εύρος των σχετικών στροφών της θεμελίωσης πρέπει να εκτιμάται και να συγκρίνεται με τις σχετικές οριακές τιμές των μετακινήσεων οι οποίες αναφέρονται στον EN 1997-1 (§2.4.9).

Κατά τον υπολογισμό των μετατοπίσεων των θεμελιώσεων, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συναφής εμπειρία, όπως ορίζεται στον EN 1997-1 (§1.5.2.2). Εάν απαιτείται, πρέπει επίσης να εκτελούνται υπολογισμοί των μετατοπίσεων.

Σε μαλακές αργίλους πρέπει να εκτελούνται πάντοτε υπολογισμοί των μετατοπίσεων. Για επιφανειακές θεμελιώσεις σε στιφρές/ σκληρές αργίλους στις Γεωτεχνικές Κατηγορίες 2 και 3, πρέπει συνήθως να εκτελούνται υπολογισμοί των κατακόρυφων μετατοπίσεων (υποχωρήσεων).

Οι μέθοδοι, οι οποίες μπορούν να χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των υποχωρήσεων που προκαλούνται από φορτία στη θεμελίωση, παρουσιάζονται στον EN 1997-1 (§6.6.2). Πρέπει να χρησιμοποιούνται ευρέως αποδεκτές μέθοδοι για την εκτίμηση των υποχωρήσεων. Οι υπολογισμοί των υποχωρήσεων πρέπει να περιλαμβάνουν τόσο την άμεση όσο και τη μεταγενέστερη υποχώρηση.

Οι ακόλουθες τρεις συνιστώσες της υποχώρησης πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για τον υπολογισμό των υποχωρήσεων σε μερικώς ή πλήρως κορεσμένα εδάφη:

- s_0 : άμεση υποχώρηση, για πλήρως κορεσμένο έδαφος λόγω διατμητικής παραμόρφωσης υπό σταθερό όγκο και για μερικώς κορεσμένο έδαφος λόγω διατμητικής παραμόρφωσης και μείωσης του όγκου
- s_1 : υποχώρηση λόγω στερεοποίησης

- s_2 : υποχώρηση λόγω ερπυσμού.

Για την εκτίμηση των υποχωρήσεων s_0 και s_1 , μπορούν να εφαρμόζονται οι ενδεικτικές μέθοδοι οι οποίες παρουσιάζονται στον EN 1997-1 (Annex F). Πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή σε οργανικά εδάφη και μαλακές αργίλους, στα οποία οι υποχωρήσεις μπορεί να παρατείνονται σχεδόν επ' αόριστον λόγω ερπυσμού.

Το βάθος μέχρι το οποίο πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι συμπιεστές στρώσεις για τον υπολογισμό των υποχωρήσεων εξαρτάται από το μέγεθος και το σχήμα της θεμελίωσης, τη μεταβολή της δυστροπίας του εδάφους με το βάθος και την απόσταση των στοιχείων της θεμελίωσης. Το βάθος αυτό μπορεί να λαμβάνεται συνήθως ως το βάθος στο οποίο η ενεργός κατακόρυφη τάση λόγω του φορτίου της θεμελίωσης φθάνει στο 20% της ενεργού τάσης λόγω υπερκειμένων. Σε πολλές περιπτώσεις (με εξαίρεση πολύ μαλακούς σχηματισμούς), το βάθος αυτό μπορεί επίσης να εκτιμηθεί κατά προσέγγιση ως 1 έως 2 φορές το πλάτος της θεμελίωσης, αλλά μπορεί να μειωθεί για κοιτοστρώσεις μεγάλου εύρους με ελαφρά φορτία.

Για την εκτίμηση των καθιζήσεων πρέπει να χρησιμοποιούνται είτε γραμμικά είτε μη-γραμμικά προσομοιώματα της δυστροπίας του εδάφους, κατά περίπτωση.

Πρέπει να εκτιμώνται οι διαφορικές υποχωρήσεις και οι σχετικές στροφές, λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατανομή των φορτίων όσο και την πιθανή μεταβλητότητα του εδάφους, ώστε να εξασφαλίζεται ότι δεν οδηγούν στην εμφάνιση κάποιας οριακής κατάστασης λειτουργικότητας. Οι διαφορικές υποχωρήσεις οι οποίες υπολογίζονται χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η δυστροπία του φορέα τείνουν να είναι υπερεκτιμημένες. Για την τεκμηρίωση μειωμένων τιμών των διαφορικών υποχωρήσεων μπορεί να χρησιμοποιηθεί ανάλυση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι διαφορικές υποχωρήσεις οι οποίες προκαλούνται από τη μεταβλητότητα του εδάφους, εκτός εάν η ανάπτυξή τους παρεμποδίζεται από τη δυστροπία του φορέα.

Για επιφανειακές θεμελιώσεις σε φυσικό έδαφος, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι συνήθως συμβαίνει κάποια διαφορική υποχώρηση, ακόμα και όταν σύμφωνα με τους υπολογισμούς προβλέπεται μόνο ομοιόμορφη υποχώρηση.

Η στροφή θεμελίωσης υπό έκκεντρη φόρτιση πρέπει να εκτιμάται με θεώρηση γραμμικής κατανομής της εφαρμοζόμενης πίεσης και με υπολογισμό της υποχώρησης στα γωνιακά σημεία της θεμελίωσης, χρησιμοποιώντας την κατανομή της κατακόρυφης τάσης στο έδαφος κάτω από κάθε γωνιακό σημείο και τις μεθόδους υπολογισμού των υποχωρήσεων οι οποίες περιγράφηκαν ανωτέρω.

Για συμβατικές κατασκευές οι οποίες εδράζονται σε αργίλους, πρέπει να υπολογίζεται ο λόγος της φέρουσας ικανότητας του εδάφους (με την αρχική αστράγγιστη διατμητική αντοχή) προς την εφαρμοζόμενη φόρτιση λειτουργικότητας. Εάν ο λόγος αυτός είναι μικρότερος του 3, πρέπει πάντα να υπολογίζονται οι υποχωρήσεις. Εάν ο λόγος είναι μικρότερος του 2, οι υπολογισμοί πρέπει να λαμβάνουν υπόψη τις μη γραμμικές επιδράσεις της δυστροπίας στο έδαφος.

3.2 Σχεδιασμός των τοίχων αντιστήριξης σύμφωνα με τον EN 1997

Στο Μέρος 9 του EN 1997-1 περιλαμβάνονται οι απαιτήσεις που αναφέρονται σε έργα που αντιστηρίζουν έδαφος, βράχο ή επίχωση και νερό. Ένα υλικό αντιστηρίζεται εάν διατηρείται σε κλίση πιο απότομη από όση τελικώς θα αποκτούσε εάν δεν υπήρχε το έργο αντιστήριξης. Τα έργα αντιστήριξης περιλαμβάνουν όλους τους τύπους τοίχων και συστημάτων υποστήριξης (χωρίς ή με αγκυρώσεις, αντηρίδες, κλπ) στα δομικά στοιχεία των οποίων επιβάλλονται δυνάμεις από το υλικό το οποίο αντιστηρίζεται, όπως τοίχοι βαρύτητας (gravity walls) και εύκαμπτοι τοίχοι πακτωμένης βάσης (embedded walls) ή συνδυασμός των ανωτέρω (σύνθετο έργο).

Η μεθοδολογία σχεδιασμού ενός τοίχου αντιστήριξης περιλαμβάνει τα ακόλουθα γενικά στάδια:

- Προεπιλογή τύπου αντιστήριξης
- Προεπιλογή διαστάσεων, γεωμετρίας, υλικών και εύρους αποδεκτής μετακίνησης
- Καθορισμός εδαφικών στρώσεων, παραμέτρων αντοχής, στάθμης σχεδιασμού ΥΥΟ και βάθους θεμελίωσης
- Υπολογισμός χαρακτηριστικών τιμών όλων των δράσεων (ωθήσεων εδάφους και ΥΥΟ, ίδια βάρη αντιστήριξης, αντιστάσεις κλπ)
- Υπολογισμός δράσεων σχεδιασμού με την επιβολή των επιμέρους συντελεστών επί των αντίστοιχων χαρακτηριστικών τιμών
- Έλεγχοι οριακών καταστάσεων αστοχίας
- Έλεγχοι οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας (καθιζήσεις και οριζόντιες μετακινήσεις)

3.2.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Στα έργα αντιστήριξης πρέπει να εξετάζονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις αστοχίας, όπως αναφέρεται στον EN 1997 (§9.2) :

- Απώλεια ολικής ευστάθειας. Πρόκειται για έλεγχο ευστάθειας πρανούς κατά τις απαιτήσεις του Μέρους 11 του EN 1997-1.
- Αστοχία κάποιου δομικού στοιχείου όπως τοίχου, αγκυρίου, διαδοκίδας (wale) ή αντηρίδας (strut) ή αστοχία της σύνδεσης μεταξύ αυτών των στοιχείων. Πρόκειται για έλεγχο επάρκειας στατικού τύπου (STR) από τον οποίο διαστασιολογούνται τα δομικά στοιχεία του τοίχου.

- Συνδυασμένη αστοχία εδάφους και δομικού στοιχείου. Πρόκειται για έλεγχο επάρκειας γεωτεχνικού τύπου (GEO) από τον οποίο υπολογίζεται το βάθος έμπηξης εύκαμπτων τοίχων (με ή χωρίς αγκυρώσεις), οι δυνάμεις των αγκυρώσεων, κλπ.
- Αστοχία λόγω υδραυλικής ανύψωσης (hydraulic heave) και διασωλήνωσης (ripping). Πρόκειται για έλεγχο αστοχίας κατά τις απαιτήσεις του Μέρους 10 του EN 1997-1.
- Μετακίνηση του έργου αντιστήριξης, η οποία μπορεί να προκαλέσει κατάρρευση ή να επηρεάσει την εμφάνιση ή την λειτουργικότητα του έργου ή γειτονικών έργων ή δικτύων κοινής ωφέλειας.
- Μη αποδεκτή διαρροή εδάφους διαμέσου ή κάτω από τον τοίχο.
- Μη αποδεκτή μεταβολή των συνθηκών υπόγειας ροής.

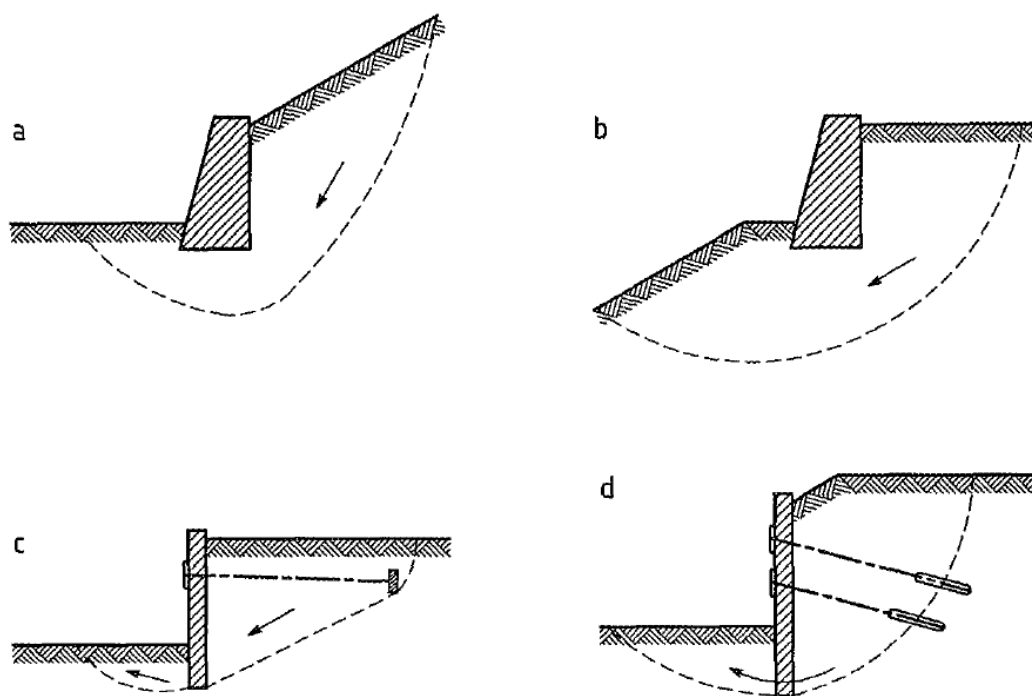
Για τοίχους βαρύτητας και σύνθετα έργα αντιστήριξης πρέπει να εξετάζονται και οι οριακές καταστάσεις των επιφανειακών θεμελιώσεων που είναι:

- Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας αντίστασης (ικανότητας) του εδάφους κάτω από τη βάση του τοίχου (GEO)
- Αστοχία λόγω ολίσθησης στη βάση του τοίχου (GEO)
- Αστοχία λόγω ανατροπής του τοίχου (EQU)

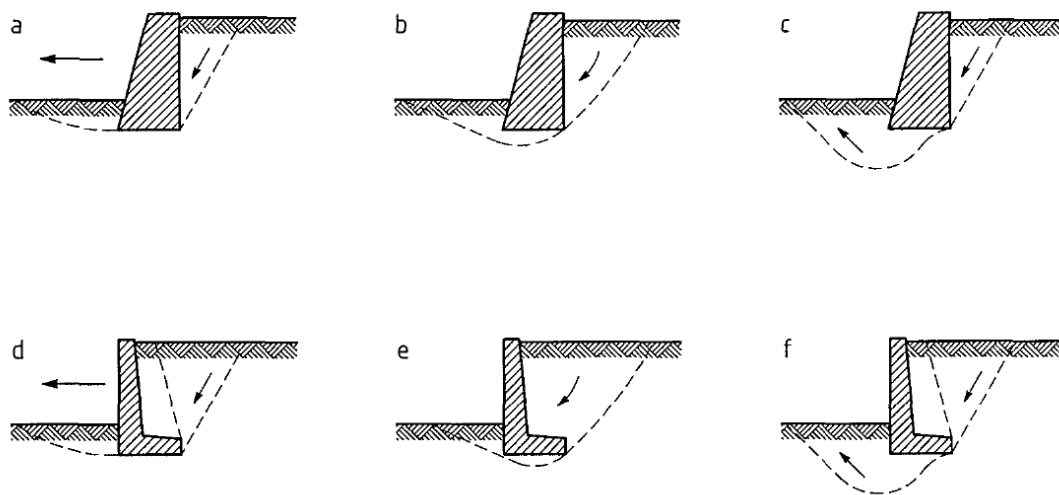
Ενώ για εύκαμπτους τοίχους πακτωμένης βάσης πρέπει να εξετάζονται και οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις:

- Αστοχία λόγω στροφής ή μετάθεσης του τοίχου ή τμημάτων αυτού
- Αστοχία λόγω έλλειψης ισορροπίας στην κατακόρυφη διεύθυνση

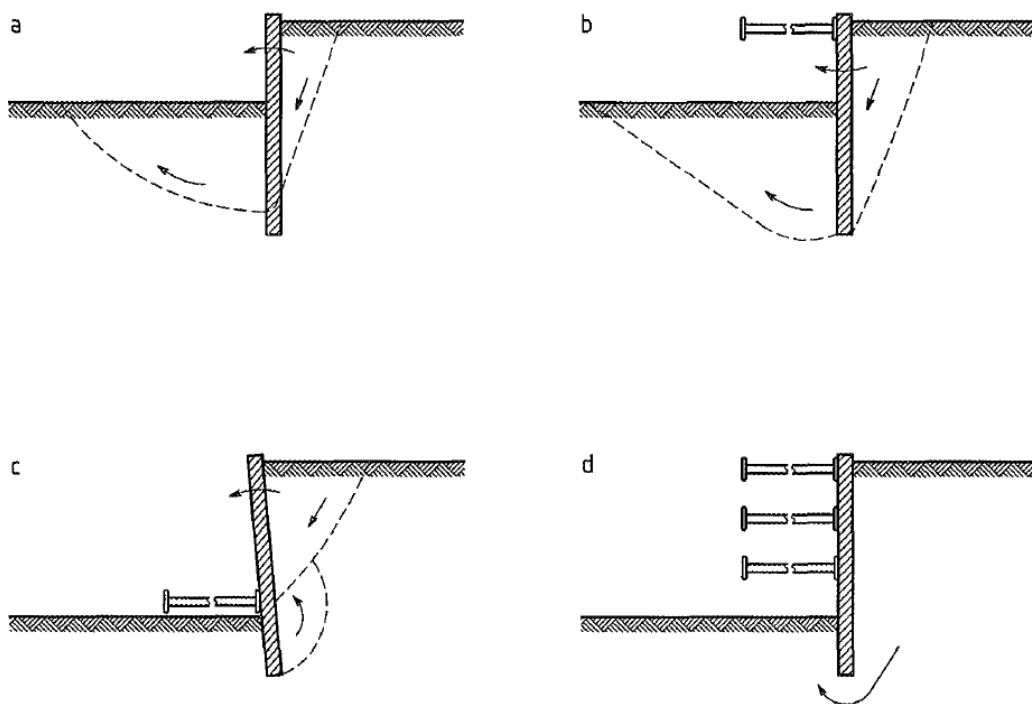
Κατ' ελάχιστον, πρέπει να εξετάζονται οι οριακές καταστάσεις των τύπων που παρουσιάζονται στα επόμενα Σχήματα 3.1 - 3.6.



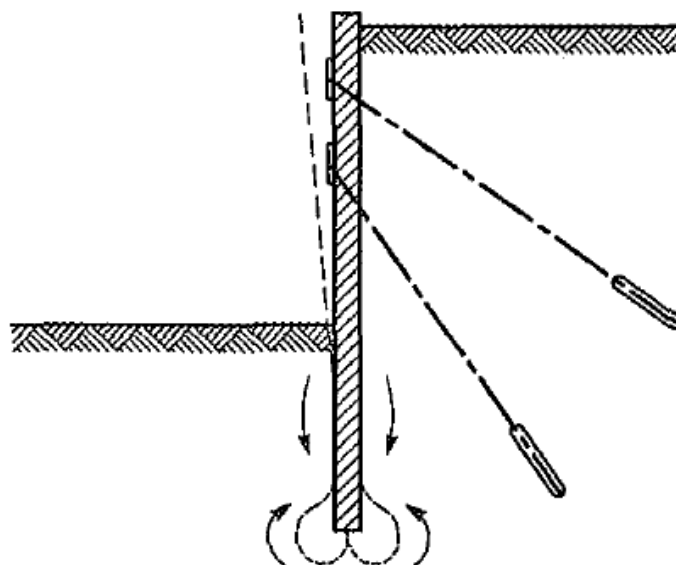
Σχήμα 3.1 Παραδείγματα τύπων οριακών καταστάσεων έναντι ολικής ευστάθειας τοίχων αντιστήριξης (Figure 9.1, EN 1997-1)



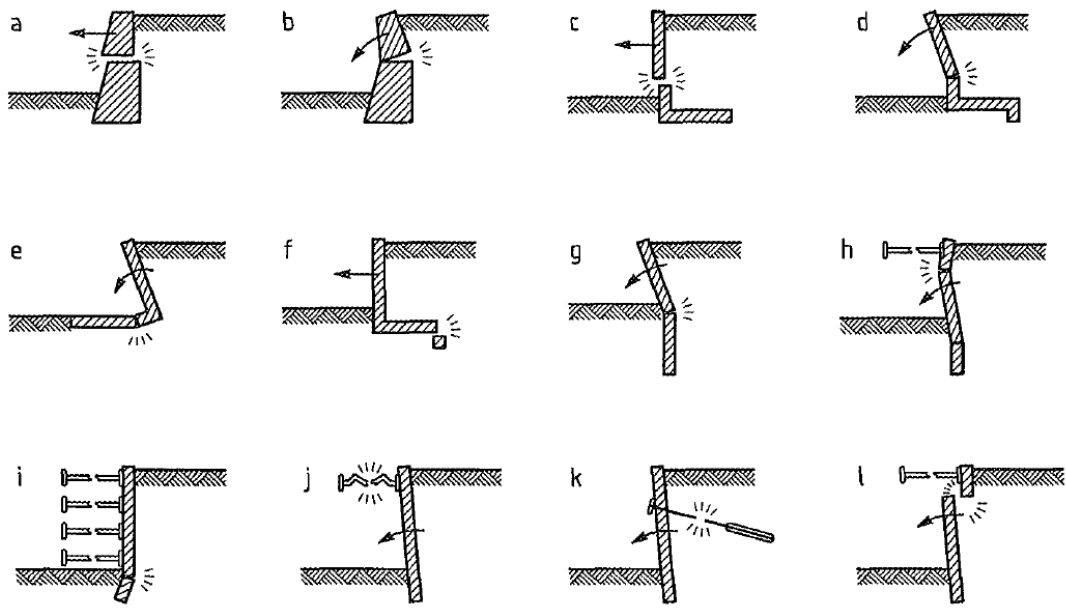
Σχήμα 3.2 Παραδείγματα τύπων οριακών καταστάσεων αστοχίας θεμελιώσεων τοίχων βαρύτητας (Figure 9.2, EN 1997-1)



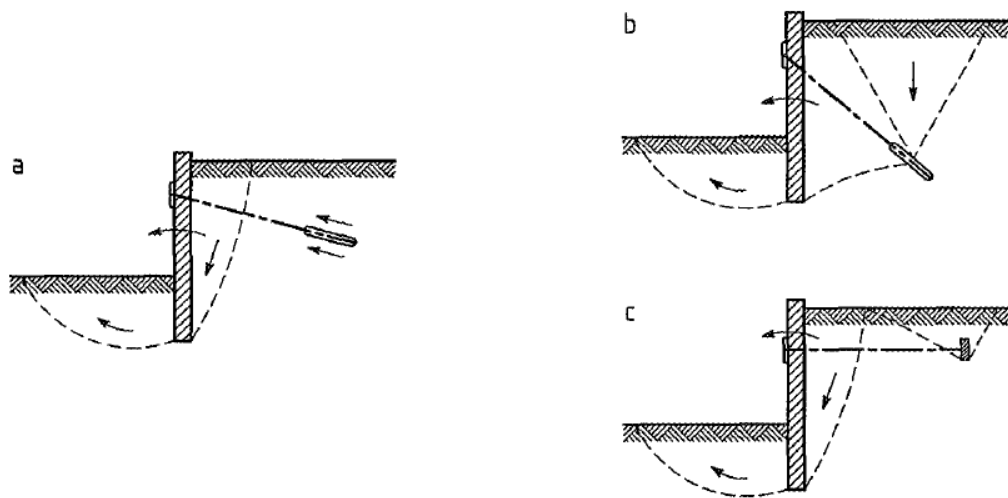
Σχήμα 3.3 Παραδείγματα τύπων οριακών καταστάσεων αστοχίας λόγω περιστροφής τοίχων πακτωμένης βάσης (Figure 9.3, EN 1997-1)



Σχήμα 3.4 Παράδειγμα τύπου οριακής κατάστασης κατακόρυφης αστοχίας τοίχων πακτωμένης βάσης (Figure 9.4, EN 1997-1)



Σχήμα 3.5 Παραδείγματα οριακών τύπων δομικής αστοχίας έργων αντιστήριξης
(Figure 9.5, EN 1997-1)



Σχήμα 3.6 Παραδείγματα οριακών τύπων αστοχίας λόγω εξόλκευσης των αγκυρώσεων
(Figure 9.6, EN 1997-1)

3.2.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Πρέπει να ελέγχεται εάν οι προκύπτουσες μετακινήσεις και παραμορφώσεις της αντιστήριξης με τα φορτία λειτουργίας δεν είναι μικρότερες από τις μετακινήσεις και τις παραμορφώσεις των έργων που αντιστηρίζουν καθώς και των γειτονικών κατασκευών και υποδομών. Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται μέσω σχέσεων από παρόμοιες περιπτώσεις ή μέσω αριθμητικών αναλύσεων λαμβάνοντας υπόψη την δυσκαμψία του έργου καθώς και τα όρια που τίθενται για την ενεργοποίηση των ωθήσεων σχεδιασμού του τοίχου αντιστήριξης (ενεργητικών, παθητικών, ωθήσεων σε ηρεμία). Λεπτομερής ανάλυση και πιο συστηματική διερεύνηση πρέπει να διενεργείται στις παρακάτω περιπτώσεις:

- Οι γειτονικές κατασκευές ή/ και τα έργα υποδομής έχουν υψηλές απαιτήσεις λειτουργικότητας (πολύ ευπαθείς σε μετακινήσεις – παραμορφώσεις).
- Δεν υπάρχει αρκετή διαθέσιμη εμπειρία από παρόμοια έργα και καταστάσεις.

Επίσης, πρέπει να διενεργούνται έλεγχοι υπολογισμού μετακινήσεων στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Ο τοίχος αντιστήριξης συγκρατεί αργιλικές στρώσεις μικρής πλαστικότητας ύψους μεγαλύτερου από 6m ή αργιλικές στρώσεις υψηλής πλαστικότητας ύψους μεγαλύτερου από 3m.
- Το αντιστηριζόμενο έδαφος ή το υπέδαφος θεμελίωσης του τοίχου είναι μαλακή άργιλος.

3.2.3 Ωθήσεις γαιών

Συνήθως, σε έργα αντιστήριξης ασκούνται ωθήσεις γαιών στην λεγόμενη «ενεργητική πλευρά» και στην λεγόμενη «παθητική πλευρά». Οι ωθήσεις γαιών στην ενεργητική πλευρά θεωρούνται ως δυσμενείς γεωτεχνικές δράσεις. Ως δυσμενείς δράσεις θεωρούνται και οι υδατικές πιέσεις που ασκούνται στην ενεργητική πλευρά, ή ακριβέστερα, η διαφορά των υδατικών πιέσεων στην ενεργητική και παθητική πλευρά. Οι ωθήσεις γαιών στην παθητική πλευρά θεωρούνται ως αντιστάσεις. Άλλες δυνάμεις που τείνουν να σταθεροποιήσουν τον τοίχο, όπως δυνάμεις αγκύρωσης, δυνάμεις αντηρίδων ή σταθεροποιητικές δυνάμεις στον πόδα του τοίχου θεωρούνται ως ευμενείς δράσεις. Η διαφοροποίηση αυτή είναι σημαντική επειδή

επηρεάζει τις τιμές των επιμέρους συντελεστών, αφού οι επιμέρους συντελεστές δράσεων και αντιστάσεων διαφέρουν σημαντικά.

Ο προσδιορισμός των ωθήσεων γαιών πρέπει να λαμβάνει υπόψη τον αποδεκτό τύπο αστοχίας και την οριακή κατάσταση που εξετάζει καθώς και το εύρος κάθε μετακίνησης και παραμόρφωσης. Ο υπολογισμός του μεγέθους των ωθήσεων γαιών και των διευθύνσεων των σχετικών δυνάμεων πρέπει να λαμβάνουν υπόψη τα παρακάτω:

- Την επιφόρτιση και την κλίση της επιφάνειας του εδάφους
- Την κλίση του τοίχου ως προς την κατακόρυφο
- Τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και τις δυνάμεις διήθησης
- Τη διεύθυνση και το μέγεθος της σχετικής μετακίνησης του τοίχου ως προς το έδαφος
- Την οριζόντια και την κατακόρυφη ισορροπία του συνόλου του έργου αντιστήριξης
- Τη διατμητική αντοχή και το ειδικό βάρος του εδάφους
- Την δυσκαμψία του τοίχου και του συστήματος στήριξης
- Την τραχύτητα της επιφάνειας του τοίχου (στην πλευρά της επίχωσης)

Το μέγεθος της τριβής που ενεργοποιείται και της πρόσφυσης του τοίχου είναι συνάρτηση:

- Των παραμέτρων αντοχής του εδάφους
- Τα χαρακτηριστικά τριβής της διεπιφάνειας επαφής τοίχου-εδάφους
- Της διεύθυνσης και του μεγέθους της μετακίνησης του τοίχου
- Της ικανότητας του τοίχου να αναλαμβάνει τις κατακόρυφες δυνάμεις οι οποίες προέρχονται από την τριβή και την πρόσφυση

Το μέγεθος της διατμητικής τάσης η οποία μπορεί να ενεργοποιηθεί στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους πρέπει να προσδιορίζεται από την παράμετρο της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους. Για τοίχο από σκυρόδεμα ή από πασσαλοσανίδες, ο οποίος αντιστηρίζει άμμο ή αμμοχάλικο, η χαρακτηριστική τιμή της παραμέτρου σχεδιασμού της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους μπορεί να θεωρηθεί ως:

$$\delta_k = k\phi_{cv;k} \quad \text{Εξ. (3.6)}$$

Όπου:

$\phi_{cv;k}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της γωνίας τριβής του εδάφους.

Το k δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $2/3$ για προκατασκευασμένο σκυρόδεμα ή χαλύβδινες πασσαλοσανίδες. Για σκυρόδεμα έγχυτο επί του εδάφους μπορεί να θεωρηθεί τιμή του $k = 1,0$.

Η ώθηση γαιών στην ενεργητική παρειά ενός τοίχου σε μια οριακή κατάσταση αστοχίας τύπου STR (για τη διαστασιολόγηση του τοίχου ως δομικού στοιχείου) μπορεί να είναι μεγαλύτερη της ενεργητικής τιμής, εάν η κίνηση του τοίχου είναι περιορισμένη (π.χ. λόγω σχετικώς άκαμπτης έδρασης στη βάση του σε συνδυασμό με μεγάλη ακαμψία του ίδιου του τοίχου). Σε τέτοιες περιπτώσεις, μπορεί να θεωρείται ότι η ώθηση γαιών στην ενεργητική παρειά του τοίχου ισούται με $0,5 \cdot (K_o + K_a)$, δηλαδή έχει τιμή ίση με τον μέσο όρο της ενεργητικής και της ουδέτερης ώθησης. Σε ακραίες περιπτώσεις πλήρους έλλειψης κινητότητας του τοίχου (π.χ. σε περιμετρικά τοιχεία υπογείων κτιρίων) η ώθηση γαιών σε μια οριακή κατάσταση αστοχίας τύπου STR μπορεί να λαμβάνεται ίση με την ουδέτερη ώθηση (K_o).

Η τιμή της ώθησης γαιών σε μια οριακή κατάσταση αστοχίας είναι γενικά διαφορετική από την τιμή αυτής σε μια οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Οι δύο αυτές τιμές προσδιορίζονται από δύο ουσιαστικώς διαφορετικούς υπολογισμούς. Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, οι μετακινήσεις του τοίχου είναι συνήθως περιορισμένες και η τιμή της ώθησης πρέπει να είναι συμβατή με τις μετακινήσεις αυτές. Ο υπολογισμός της ώθησης στην κατάσταση λειτουργικότητας μπορεί να γίνει με ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων σε συνδυασμό με κατάλληλο προσομοίωμα για τη συμπεριφορά του εδάφους. Οι τιμές σχεδιασμού των ωθήσεων γαιών για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας πρέπει να προκύπτουν χρησιμοποιώντας χαρακτηριστικές τιμές όλων των εδαφικών παραμέτρων και βεβαίως των δράσεων που ασκούνται στον τοίχο.

Ειδικώς σε περιπτώσεις όπου αντηρίδες, αγκυρώσεις ή παρόμοια στοιχεία επιβάλλουν περιορισμούς στη μετακίνηση του έργου αντιστήριξης, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι οι οριακές τιμές της ενεργητικής και παθητικής ώθησης γαιών μπορεί να μην είναι οι πλέον δυσμενείς, δηλαδή οι ωθήσεις στην κατάσταση λειτουργικότητας να είναι κρίσιμες στον σχεδιασμό του έργου. Στις περιπτώσεις αυτές, κατά την ανάλυση σε οριακή κατάσταση αστοχίας αναπτύσσονται ενδιάμεσες τιμές της ώθησης γαιών επειδή οι μετακινήσεις του τοίχου είναι ανεπαρκείς για να ενεργοποιήσουν τις οριακές τιμές. Για τον προσδιορισμό των ενδιάμεσων τιμών της ώθησης γαιών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη το μέγεθος της μετακίνησης του τοίχου και η

διεύθυνση αυτής ως προς το έδαφος. Εάν δεν χρησιμοποιηθεί αριθμητική μέθοδος (π.χ. πεπερασμένα στοιχεία) για τον προσδιορισμό των ενδιάμεσων τιμών της ώθησης, από τον EN 1997-1 (Annex C §C.3) μπορεί να προσδιοριστεί η ενεργοποιούμενη ώθηση γαιών.

Στην περίπτωση που η μετακίνηση του τοίχου σε σχέση με το έδαφος είναι μηδενική, οι ωθήσεις γαιών υπολογίζονται από την κατάσταση των τάσεων σε ηρεμία – ουδέτερη ώθηση (γεωστατικές τάσεις), λαμβάνοντας υπόψη την ιστορία φόρτισης (παραμόρφωσης) του εδάφους. Για κανονικά στερεοποιημένα εδάφη, οι συνθήκες ηρεμίας πρέπει κανονικά να θεωρείται ότι αναπτύσσονται στο έδαφος πίσω από τα έργα αντιστήριξης (ύψους h) όταν η μετακίνηση του έργου αντιστήριξης είναι μικρότερη από $5 \cdot 10^{-4} \cdot h$. Για υπερστερεοποιημένα εδάφη, η απαιτούμενη μετακίνηση του έργου αντιστήριξης είναι ακόμη μικρότερη. Ο EN 1997-1 (Annex C) παρέχει στοιχεία των σχετικών μετακινήσεων οι οποίες προκαλούν τις οριακές τιμές ωθήσεων γαιών (ενεργητικές και παθητικές). Ο συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία δίδεται από την ακόλουθη σχέση η οποία δεν πρέπει να χρησιμοποιείται για πολύ υψηλές τιμές του λόγου προστεροποίησης (OCR).

$$K_0 = (1 - \sin \phi') (OCR)^{0,5} \quad \text{Εξ. (3.7)}$$

Στην περίπτωση κεκλιμένης αντιστήριξης με γωνία $\beta \leq \phi'$ ως προς την οριζόντια, όπου το πάχος της επίχωσης αυξάνει με την απόσταση από τον τοίχο, ο συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία από τη σχέση:

$$K_{0;\beta} = K_0 (1 + \sin \beta) \quad \text{Εξ. (3.8)}$$

Στους υπολογισμούς της οριακής κατάστασης αστοχίας, όταν η ευστάθεια του τοίχου αντιστήριξης εξαρτάται από την παθητική αντίσταση του εδάφους μπροστά από το έργο, η στάθμη του παθητικώς δρώντος εδάφους πρέπει να λαμβάνεται από την ονομαστικώς αναμενόμενη στάθμη μειωμένη κατά ένα μέγεθος (Δa). Η τιμή του Δa πρέπει να επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη το βαθμό ελέγχου της στάθμης της επιφάνειας του εδάφους στην περιοχή. Για ένα συνήθη βαθμό ελέγχου, πρέπει να εφαρμόζονται τα εξής:

- Για τοίχο τύπου προβόλου, το Δa πρέπει να ισούται με το 10% του ύψους του τοίχου πάνω από τη στάθμη εκσκαφής, με ανώτατο όριο το 0,5m.

- Για υποστηριζόμενο τοίχο (π.χ. με αγκυρώσεις ή αντηρίδες), το Δa πρέπει να ισούται με το 10% της απόστασης μεταξύ της χαμηλότερης θέσης στήριξης και της στάθμης εκσκαφής, με ανώτατο όριο το 0,5m.

3.2.4 Έλεγχοι αντοχής εδάφους

Για τον υπολογισμό των φορτίων σχεδιασμού οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων πρέπει να διακρίνονται σε ευνοϊκές και δυσμενείς και τα φορτία σχεδιασμού και τα φορτία σχεδιασμού να προκύπτουν με τη χρήση των κατάλληλων συντελεστών του Πίνακα 3.1.

1) Έλεγχος έναντι ολίσθησης (GEO):

Σύμφωνα με τον EN 1997-1 (§6.5.3), πρέπει:

$$H_d \leq R_d + R_{pd} \Rightarrow H_d \leq H_{Rd} \quad \text{Εξ. (3.9)}$$

Όπου:

H_d είναι το σύνολο των οριζόντιων φορτίων σχεδιασμού.

R_d είναι η αντίσταση στη διεπιφάνεια βάσης τοίχου – εδάφους θεμελίωσης.

R_{pd} είναι η παθητική ώθηση σχεδιασμού στο τμήμα μπροστά από τον τοίχο.

Το συνολικό οριζόντιο φορτίο σχεδιασμού περιλαμβάνει τις ωθήσεις γαιών (σχεδιασμού) καθώς και τις ωθήσεις (σχεδιασμού) λόγω ύπαρξης υδροφόρου ορίζοντα.

$$H_d = P'_{\alpha,d} + U_{\alpha,d} = \gamma_G P'_{\alpha,k} + \gamma_Q P_{q,k} + \gamma_G U_{\alpha,k} \quad \text{Εξ. (3.10)}$$

Στην περίπτωση αγκύρωσης η συνολική δύναμη αφαιρείται από το σύνολο των οριζοντίων φορτίων σχεδιασμού $F_{\alpha\gamma\kappa,d} = 1,0 F_{\alpha\gamma\kappa,k}$, $\gamma_F = 1,0$.

Η αντίσταση στη διεπιφάνεια βάσης τοίχου – εδάφους θεμελίωσης εξαρτάται από τη φύση του εδαφικού σχηματισμού.

2) Έλεγχος έναντι φέρουσας ικανότητας του πεδύλου (GEO):

Σύμφωνα με τον EN 1997-1 (§6.5.2), πρέπει:

$$V_d \leq R_{dv} \quad \text{Εξ. (3.11)}$$

Όπου:

V_d είναι το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού.

R_{dv} είναι η αντίσταση σχεδιασμού σε κατακόρυφη φόρτιση.

Το φορτίο V_d προκύπτει από τα φορτία σχεδιασμού πολλαπλασιασμένα με τους συντελεστές φορτίων γ .

Η αντίσταση είναι ίση προς $R_{dv} = R_k / 1,40$, $\gamma_{Rv} = 1,40$.

3.2.5 Έλεγχος απώλειας στατικής ισορροπίας

Έλεγχος έναντι ανατροπής (EQU):

Σύμφωνα με τον EN 1997-1 (§6.5.5), πρέπει οι ροπές ανατροπής ως προς το ελεγχόμενο σημείο να είναι μικρότερες από τις ροπές ευστάθειας:

$$E_{dst,s} \leq E_{stb,d} \quad \text{Εξ. (3.12)}$$

Για τον υπολογισμό των ροπών τα χαρακτηριστικά φορτία (δράσεις) πρέπει να διακρίνονται σε ευνοϊκά και δυσμενή και τα φορτία σχεδιασμού να προκύπτουν με τη χρήση των κατάλληλων συντελεστών, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2.

3.2.6 Έλεγχος αστοχίας δομικού στοιχείου (STR)

Έλεγχος έναντι κάμψης και διάτμησης:

Υπολογίζεται η κατανομή των εντατικών μεγεθών στον τοίχο με βάση την οποία γίνεται ο έλεγχος επάρκειας των διατομών του τοίχου και ο υπολογισμός των οπλισμών.

Η εφαρμογή των επιμέρους συντελεστών αύξησης των δράσεων και μείωσης των αντιστάσεων γίνεται στα εντατικά μεγέθη στο τέλος των υπολογισμών. Δηλαδή υπολογίζεται το διάγραμμα των καμπτικών ροπών και τεμνουσών (εντάσεις) με βάση τις χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων και στη συνέχεια υπολογίζονται οι δράσεις σχεδιασμού με εφαρμογή των επιμέρους μερικών συντελεστών. Επειδή τα φορτία που προκαλούν ροπές είναι μόνιμα και πρόσκαιρα και οι επιμέρους συντελεστές τους διαφέρουν, γίνεται χωριστός

υπολογισμός των ροπών λόγω μόνιμων και πρόσκαιρων δράσεων. Οι χαρακτηριστικές διατομές ελέγχονται με βάση τις εντάσεις σχεδιασμού (E_d) δηλαδή ροπές και τέμνουσες για τους συνδυασμούς φόρτισης:

$$E_d = 1.35 \cdot E_{(\text{Μόνιμα δυσμενή})} + 1.00 \cdot E_{(\text{Μόνιμα ευμενή})} + 1.50 \cdot E_{(\text{Κινητά δυσμενή})}$$

Εξ. (3.13)

$$E_d = 1.00 \cdot E_{(\text{Μόνιμα δυσμενή})} + 1.00 \cdot E_{(\text{Μόνιμα ευμενή})} + 0.30 \cdot E_{(\text{Κινητά δυσμενή})} + 1.00 \cdot E_{(\text{Σεισμός})}$$

Εξ. (3.14)

3.2.7 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Σύμφωνα με τον EN 1998-5 και το Εθνικό Προσάρτημα:

- 1) Οι επιμέρους συντελεστές των σεισμικών δράσεων και των αποτελεσμάτων τους λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα ($\gamma_F = \gamma_E = 1.00$).
- 2) Εφαρμόζεται η παραλλαγή DA-2* σε όλες τις περιπτώσεις ανάλυσης και σε προβλήματα ολικής ευστάθειας όπου η ανάλυση υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις γίνεται με τον DA-3.
- 3) Χρησιμοποιείται τιμή του συντελεστή προσομοίωσης (γ_m) ίση με αυτή που εφαρμόζεται στις αναλύσεις υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις.
- 4) Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών των εδαφικών παραμέτρων (γ_M) και αντιστάσεων (γ_R) καθορίζονται στον EN 1998-5, $\gamma_M = \gamma_R = 1.00$. Προκειμένου να αντιμετωπιστούν οι αβεβαιότητες στον υπολογισμό της αντοχής του εδάφους χρησιμοποιούνται οι εξής συντελεστές $\gamma_{\varphi'} = 1.40$, $\gamma_{c'} = 1.25$, $\gamma_{cu} = 1.25$.

Η σεισμική συμπεριφορά των τοίχων αντιστήριξης εξαρτάται από:

- Τη συμπεριφορά του επιχώματος
- Την τυπολογία του τοίχου αντιστήριξης
- Την αδρανειακή και κινηματική συμπεριφορά του τοίχου
- Τη συμπεριφορά του εδάφους έδρασης του τοίχου
- Τη φύση και τα χαρακτηριστικά του σεισμού και της σεισμικής ταλάντωσης

Κύριος στόχος είναι τόσο κατά τη διάρκεια λειτουργίας του έργου όσο και μετά το σεισμό τόσο το έργο αντιστήριξης όσο και τα αντιστηριζόμενα έργα να μην υποστούν σημαντικές βλάβες και οι παραμένουσες μετακινήσεις να είναι συμβιβαστές με τις λειτουργίες και αισθητικές απαιτήσεις του έργου.

3.3 Σχεδιασμός των πρανών σύμφωνα με τον EN 1997

Έλεγχος απώλειας ολικής ευστάθειας:

Στο Μέρος 11 του EN 1997-1 περιλαμβάνονται οι απαιτήσεις που πρέπει να εφαρμόζονται για την ολική ευστάθεια και τις μετακινήσεις του φυσικού εδάφους ή της επίχωσης, γύρω από θεμελιώσεις, έργα αντιστήριξης, φυσικά πρανή, επιχώματα ή εκσκαφές.

Η μάζα του γεωυλικού, η οποία περιορίζεται από την επιφάνεια αστοχίας πρέπει κανονικά να θεωρείται ως στερεό σώμα ή ως διάφορα στερεά σώματα τα οποία κινούνται συγχρόνως. Οι επιφάνειες αστοχίας ή οι διεπιφάνειες μεταξύ των στερεών σωμάτων μπορεί να έχουν ποικίλα σχήματα όπως επίπεδα, κυκλικά και πιο περίπλοκα σχήματα. Εναλλακτικά, η ευστάθεια μπορεί να ελέγχεται με οριακή ανάλυση ή με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

Όταν το υλικό του εδάφους ή του επιχώματος είναι σχετικά ομοιογενές και ισότροπο, κανονικά πρέπει να θεωρούνται κυκλικές επιφάνειες αστοχίας.

Για πρανή σε στρωσιγενή εδάφη με σημαντικές διακυμάνσεις της διατμητικής αντοχής, πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή στις στρώσεις με χαμηλή διατμητική αντοχή. Για το σκοπό αυτό μπορεί να απαιτείται ανάλυση μη-κυκλικών επιφανειών αστοχίας.

Υφιστάμενα πρανή τα οποία έχουν αστοχήσει στο παρελθόν και η αστοχία μπορεί να επανενεργοποιηθεί, πρέπει να αναλύονται θεωρώντας κυκλικές και μη-κυκλικές επιφάνειες αστοχίας. Οι επιμέρους συντελεστές οι οποίοι κανονικά χρησιμοποιούνται για αναλύσεις ολικής ευστάθειας, επομένως, μπορεί να μην είναι κατάλληλοι.

Εάν η επιφάνεια αστοχίας δεν μπορεί να θεωρηθεί διδιάστατη, πρέπει να εξετάζεται η χρήση τριδιάστατων επιφανειών αστοχίας.

Μια ανάλυση πρανούς πρέπει να επαληθεύει την ολική ροπή και την κατακόρυφη ευστάθεια της ολισθαίνουσας μάζας. Εάν δεν ελέγχεται η ισορροπία στην οριζόντια διεύθυνση, οι δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των λωρίδων πρέπει να θεωρούνται οριζόντιες.

Σε περιπτώσεις όπου μπορούσε να συμβεί συνδυασμένη αστοχία των δομικών στοιχείων και του εδάφους, πρέπει να εξετάζεται η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη τη διαφορά στις σχετικές

δυστροπίες. Τέτοιες περιπτώσεις περιλαμβάνουν επιφάνειες αστοχίας οι οποίες τέμνουν δομικά στοιχεία όπως πασσάλους και εύκαμπτους τοίχους.

Δεδομένου ότι δεν είναι δυνατή η διάκριση μεταξύ ευνοϊκών και δυσμενών φορτίων βαρύτητας κατά την εκτίμηση της δυσμενέστερης επιφάνειας ολίσθησης, η όποια αβεβαιότητα στο ειδικό βάρος του εδάφους πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με εφαρμογή μέγιστων και ελάχιστων χαρακτηριστικών τιμών αυτού.

Ο σχεδιασμός πρέπει να αποδεικνύει ότι η παραμόρφωση του εδάφους υπό τις δράσεις σχεδιασμού λόγω ερπυσμού ή τοπικών υποχωρήσεων δεν προκαλεί μη-αποδεκτές βλάβες στις δομικές κατασκευές ή στις υποδομές οι οποίες εδράζονται πάνω ή κοντά στο συγκεκριμένο έδαφος.

Κατά το Εθνικό Προσάρτημα που ισχύει στην Ελλάδα, εφαρμόζεται ο τρόπος ανάλυσης κατά DA-3 στον έλεγχο των γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων αστοχίας τύπου ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων χωρίς ή με δομικά στοιχεία αντιστήριξης. Οι σταθεροποιητικές δράσεις των δομικών στοιχείων αντιστήριξης (δηλαδή δυνάμεις ή ροπές στήριξης εκ των δομικών στοιχείων ενίσχυσης, όπως ηλώσεων, αγκυρώσεων ή πασσάλων) θεωρούνται ως ευνοϊκές δράσεις με επιμέρους συντελεστή δράσεων $\gamma_F = 1,00$.

Κατά DA-3 εφαρμόζεται για τις δράσεις:

$$E_d = E(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \quad \text{Εξ. (3.15)}$$

και για τις αντιστάσεις :

$$R_d = R(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \quad \text{Εξ. (3.16)}$$

οπότε :

$$E_d \leq R_d \Rightarrow E(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \leq R(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \quad \text{Εξ. (3.17)}$$

και τις εξής ομάδες επιμέρους συντελεστών δράσεων και εδαφικών παραμέτρων (γ_F , γ_M) του EN1997-1 (Annex A):

- A1: για δομικές δράσεις, όπως φορτία κτιρίων και κυκλοφορίας στην επιφάνεια του εδάφους,
- A2: για δράσεις από το έδαφος, περιλαμβανομένου και του βάρους του εδάφους,
- M2: για τις εδαφικές παραμέτρους.

Δράσεις		Συντελεστές	
		Ομάδα Α1	Ομάδα Α2
Μόνιμες δράσεις (G)	Δυσμενείς	$\gamma_G=1,35$	$\gamma_G=1,00$
	Ευμενείς	$\gamma_{G,fav}=1,00$	$\gamma_{G,fav}=1,00$
Μεταβλητές δράσεις (Q)	Δυσμενείς	$\gamma_Q=1,50$	$\gamma_Q=1,30$
	Ευμενείς	$\gamma_{Q,fav}=0$	$\gamma_{Q,fav}=0$

Πίνακας 3.3. Συντελεστές στις δράσεις ή στα αποτελέσματα τους

Παράμετρος	Συντελεστής (γ_M)
Γωνία τριβής (ϕ')	1,25
Συνοχή (c')	1,25
Αστράγγιστη διατμ. αντοχή (c_u)	1,40
Ανεμπόδιση αντοχή (q_u)	1,40
Ειδικό βάρος (γ)	1,00

Πίνακας 3.4. Συντελεστές εδαφικών παραμέτρων (γ_M) ομάδα M2

Στον υπολογισμό των τιμών σχεδιασμού των εδαφικών παραμέτρων αντοχής (ενεργές τιμές: c'_d και ϕ'_d και αστράγγιστη διατμητική αντοχή: $c_{u,d}$) χρησιμοποιείται συντελεστής προσομοιώματος (γ_m):

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_M \gamma_m} \quad \text{Εξ. (3.18)}$$

$$\tan \phi'_d = \frac{1}{\gamma_M \gamma_m} \tan \phi'_k \quad \text{Εξ. (3.19)}$$

$$c_{u;d} = \frac{c_{u;k}}{\gamma_M \gamma_m} \quad \text{Εξ. (3.20)}$$

Ο συντελεστής προσομοιώματος εξαρτάται από τις παραδοχές των υδραυλικών συνθηκών:

1) Για συνήθεις παραδοχές υδραυλικών συνθηκών: $\gamma_m=1,10$, οπότε ο ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας (FS) έναντι ολικής ευστάθειας είναι:

- $FS = \gamma_M \cdot \gamma_m = 1,25 \times 1,10 = 1,38$ για αναλύσεις μέσω ενεργών τάσεων με χρήση ενεργών παραμέτρων αντοχής (c', ϕ').

- $FS = \gamma_M \cdot \gamma_m = 1,40 \times 1,10 = 1,54$ για αναλύσεις μέσω ολικών τάσεων με χρήση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (c_u).

2) Για πολύ δυσμενείς παραδοχές υδραυλικών συνθηκών: $\gamma_m = 1,00$, οπότε ο ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας (FS) έναντι ολικής ευστάθειας είναι:

- $FS = \gamma_M \cdot \gamma_m = 1,25 \times 1,00 = 1,25$ για αναλύσεις μέσω ενεργών τάσεων με χρήση ενεργών παραμέτρων αντοχής (c', φ').
- $FS = \gamma_M \cdot \gamma_m = 1,40 \times 1,00 = 1,40$ για αναλύσεις μέσω ολικών τάσεων με χρήση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (c_u).

3.4 Σχεδιασμός των αγκυρώσεων σύμφωνα με τον EN 1997

3.4.1 Στοιχεία EN 1997 για το σχεδιασμό των αγκυρώσεων

Το Μέρος 8 του EN 1997-1 αναφέρεται στον σχεδιασμό προσωρινών και μόνιμων αγκυρώσεων, οι οποίες χρησιμοποιούνται για να υποστηρίξουν έργα αντιστήριξης, να παρέχουν ευστάθεια σε πρανή, ορύγματα, σήραγγες και να προβάλλουν αντίσταση σε δυνάμεις ανώσεως οι οποίες δρουν σε κατασκευές, μέσω της μεταφοράς εφελκυστικής δύναμης σε εδαφικό ή βραχώδη σχηματισμό ο οποίος δύναται να αναλάβει τα φορτία.

Μόνιμες αγκυρώσεις θεωρούνται οι αγκυρώσεις με διάρκεια ωφέλιμης ζωής μεγαλύτερη των δύο ετών, ενώ προσωρινές θεωρούνται οι αγκυρώσεις με διάρκεια ωφέλιμης ζωής μικρότερη των δύο ετών (§8.1.2).

Το Μέρος 8 του EN 1997-1 έχει εφαρμογή σε:

- Προεντεταμένες αγκυρώσεις, οι οποίες αποτελούνται από μια κεφαλή αγκυρίου, ένα ελεύθερο μήκος τένοντα και ένα πακτωμένο μήκος τένοντα το οποίο εξασφαλίζεται με ένεμα.
- Μη προεντεταμένες αγκυρώσεις, οι οποίες αποτελούνται από μια κεφαλή αγκυρίου, ένα ελεύθερο μήκος τένοντα και μια πάκτωση (restraint), όπως ένα σταθερό μήκος αγκυρίου πακτωμένο με ένεμα, παθητική αγκύρωση (deadman), αγκύριο με σπείρωμα (screw anchor) ή βλήτρο βράχου (rock bolt).

Στις αγκυρώσεις πρέπει να εξετάζονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις, μεμονωμένα και σε συνδυασμό:

- Δομική αστοχία του τένοντα ή της κεφαλής του αγκυρίου, η οποία προκαλείται από τις εφαρμοζόμενες τάσεις
- Στρέβλωση (distortion) ή διάβρωση της κεφαλής του αγκυρίου
- Για ενεματούμενα αγκύρια (grouted anchors), αστοχία στη διεπιφάνεια μεταξύ του σώματος του ενέματος και του εδάφους
- Για ενεματούμενα αγκύρια, αστοχία της πάκτωσης μεταξύ του χαλύβδινου τένοντα και του ενέματος
- Για αγκυρώσεις παθητικού τύπου (deadman), αστοχία λόγω ανεπαρκούς παθητικής αντίστασης της αγκύρωσης
- Απώλεια της δύναμης αγκύρωσης λόγω υπερβολικών μετατοπίσεων της κεφαλής του αγκυρίου ή λόγω ερπυσμού και χαλάρωσης
- Αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση στοιχείων του φορέα λόγω της εφαρμοζόμενης δύναμης αγκύρωσης

- Απώλεια ολικής ευστάθειας του αντιστηριζόμενου εδάφους και του έργου αντιστήριξης
- Αλληλεπίδραση ομάδων αγκυρώσεων με το έδαφος και τα γειτονικά έργα

Ο σχεδιασμός των αγκυρώσεων κατά τη φάση της μελέτης συνήθως γίνεται με υπολογισμούς, βάσει των αποτελεσμάτων των γεωτεχνικών ερευνών. Ενίοτε, κατά την εκπόνηση της μελέτης του έργου εκτελούνται και δοκιμές διερεύνησης (investigation tests), δηλαδή δοκιμαστικές φορτίσεις για τον καθορισμό της οριακής αντίστασης αγκυρίων στη διεπιφάνεια ενέματος/εδάφους και για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών της αγκύρωσης στο εύρος του λειτουργικού φορτίου. Στις δοκιμές διερεύνησης, η τάνυση του αγκυρίου συνήθως γίνεται μέχρι επίτευξης του οριακού φορτίου εξόλκευσης. Εφόσον ο σχεδιασμός των αγκυρώσεων γίνει μέσω δοκιμαστικών φορτίσεων, η εκτίμηση της χαρακτηριστικής τιμής της αντίστασης του αγκυρίου πρέπει να γίνει μέσω του συντελεστή συσχέτισης (ξ_α).

Κατά την κατασκευή, η επιβεβαίωση του σχεδιασμού των αγκυρώσεων γίνεται μέσω:

- Δοκιμών καταλληλότητας (suitability tests)
- Δοκιμών αποδοχής (acceptance tests)

Δοκιμή καταλληλότητας: Είναι μια επιτόπου δοκιμαστική φόρτιση για να επιβεβαιωθεί ότι ο σχεδιασμός των αγκυρίων θα είναι επαρκής για τις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες. Συνήθως, οι δοκιμές καταλληλότητας εκτελούνται σε μη λειτουργικές αγκυρώσεις, πριν από την κατασκευή των λειτουργικών αγκυρώσεων.

Πρέπει να εκτελούνται τουλάχιστον τρεις δοκιμές καταλληλότητας σε κάθε διακριτή φάση εκσκαφής και κατασκευής, για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής αντίστασης της αγκύρωσης.

Το φορτίο επιβεβαίωσης (proof load) μιας δοκιμής καταλληλότητας των ενεματούμενων αγκυρώσεων πρέπει να πληροί τις απαιτήσεις του EN (ως προς το μέγεθος και τον τρόπο επιβολής του) και συνήθως φθάνει μέχρι το οριακό φορτίο της αγκύρωσης (χαρακτηριστική τιμή). Μέχρις ότου καθιερωθεί ειδική δοκιμή, για τις δοκιμές καταλληλότητας αγκυρώσεων με σπείρωμα και βλήτρων βράχου πρέπει να ακολουθείται η ίδια διαδικασία η οποία αναφέρεται στον EN για ενεματούμενες αγκυρώσεις.

Δοκιμή αποδοχής: Είναι μια επιτόπου δοκιμαστική φόρτιση για να επιβεβαιωθεί ότι κάθε αγκύρωση ικανοποιεί τις απαιτήσεις σχεδιασμού. Συνήθως, οι δοκιμές αποδοχής εκτελούνται σε λειτουργικές αγκυρώσεις κατά την προέντασή τους. Η διαδικασία των δοκιμών αποδοχής πρέπει να ακολουθεί τους κανόνες οι οποίοι δίδονται στο EN 1997 για ενεματούμενες αγκυρώσεις (ως προς το μέγεθος και τον τρόπο επιβολής του φορτίου).

Συνήθως η φόρτιση φθάνει το $P = 1,25 \cdot E_k$, όπου E_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης στην αγκύρωση (δράση).

Μετά την δοκιμή αποδοχής, το φορτίο της αγκύρωσης μειώνεται στο «φορτίο σφήνωσης» (lock-off load) το οποίο συνήθως είναι ίσο με $P_o = (80 - 90\%) E_k$.

Στη μελέτη των αγκυρώσεων πρέπει να προδιαγράφεται ότι όλες οι ενεματούμενες αγκυρώσεις πρέπει να υποβάλλονται σε δοκιμές αποδοχής πριν από τη σφήνωση και πριν καταστούν λειτουργικές. Όπου ομάδες αγκυρώσεων διασταυρώνονται με πακτωμένα μήκη τένοντα σε αποστάσεις μικρότερες από $1,5m$, τυχαίες δοκιμές ελέγχου πρέπει να εκτελούνται μετά την ολοκλήρωση της δράσης σφήνωσης.

3.4.2 Έλεγχος αγκυρώσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Σύμφωνα με τον EN 1997-1 (§8.5.1):

$$P_d \leq R_{a;d} \quad \text{Εξ. (3.21)}$$

Όπου:

P_d είναι η τιμή του φορτίου σχεδιασμού.

$R_{a;d}$ είναι η τιμή της αντίστασης σχεδιασμού της αγκύρωσης.

1) Σύμφωνα με τον EN 1997-1 (Annex A - Table A.3) το φορτίο σχεδιασμού προκύπτει:

$$P_d = \gamma_k P_k \quad \text{Εξ. (3.22)}$$

Όπου:

P_k είναι το επιβαλλόμενο φορτίο βάσει των ενεργών ωθήσεων.

γ_k είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας, με $\gamma_k = 1,35$ για μόνιμα φορτία και $\gamma_k = 1,50$ για κινητά.

2) Σύμφωνα με τον EN 1997-1 (§8.5.2 & §8.5.4), η αντίσταση σχεδιασμού προκύπτει:

$$R_{a;d} = R_{a;k} / \gamma_a \text{ και } R_{a;d} \leq R_{t;k} / \gamma_m \quad \text{Εξ. (3.23)}$$

Όπου:

$R_{a;k}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης της αγκύρωσης.

γ_a είναι ο επιμέρους συντελεστής, όπου για τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2*, εφαρμόζεται η στήλη R2, δηλαδή $\gamma_a = 1,10$.

$R_{t;k}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της εφελκυστικής αντίστασης του υλικού του χάλυβα, δηλαδή της αντοχής του χάλυβα σε εφελκυσμό.

γ_m είναι ο επιμέρους συντελεστής, όπου για μόνιμες αγκυρώσεις $\gamma_m = 1,5$, ενώ για προσωρινές $\gamma_m = 1,25$.

Σύμφωνα με τον EN 1537:1999 (§9.5), η χαρακτηριστική τιμή της εφελκυστικής αντίστασης του χάλυβα δίδεται από τη σχέση:

$$R_{t;k} = A_s \beta_{y,k} \quad \text{Εξ. (3.24)}$$

Όπου:

A_s είναι το εμβαδόν της διατομής του χάλυβα.

$\beta_{y,k}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της τάσης διαρροής του χάλυβα.

Η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης της αγκύρωσης υπολογίζεται με δύο τρόπους:

- Με βάση τα αποτελέσματα γεωτεχνικών ερευνών ή από συναφή εμπειρία. Θα χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές των εδαφικών παραμέτρων.

$$R_{a;k} = \pi d l_v f_{su,k} \quad \text{Εξ. (3.25)}$$

Όπου:

$f_{su,k}$ είναι η χαρακτηριστική αντίσταση συνάφειας.

d είναι η διάμετρος του αγκυρίου.

l_v είναι το μήκος συνάφειας μεταξύ αγκυρίου και εδάφους.

- Σύμφωνα με τον CYS EN 1997-1:2004 (§NA 2.27) από τα αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων αγκυρώσεων εάν το $R_{a;k}$ προσδιορίζεται από τα αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων, θα πρέπει να γίνεται εφαρμογή του συντελεστή συσχέτισης ξ_a σύμφωνα με τη μέθοδο που περιγράφεται κατωτέρω. Έστω ότι έγιναν n δοκιμές που έδωσαν τις εξής μετρηθείσες τιμές οριακής αντίστασης εξόλκευσης $R_{a,1}, R_{a,2}, \dots, R_{a,n}$.

$$R_{a;k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,m})_{mean}}{\xi_{\alpha 1}}, \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{\alpha 2}} \right\} \quad \text{Εξ. (3.26)}$$

$$(R_{a,m})_{mean} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_{a,i} \quad \text{Εξ. (3.27)}$$

$$(R_{a,m})_{min} = \min[R_{a,1}, R_{a,2}, \dots, R_{a,n}] \quad \text{Εξ. (3.28)}$$

Αριθμός δοκιμών (n)	1	2	≥3
ξ_{a1}	1,20	1,15	1,10
ξ_{a2}	1,20	1,10	1,00

Πίνακας 3.5. Συντελεστής συσχέτισης (Table 8.1, CYS EN 1993-1-1)

4. Εφαρμογή EN 1992 για τη διαστασιολόγηση κατασκευών από σκυρόδεμα

Ο EN 1992 ισχύει για το σχεδιασμό των κτιρίων και των έργων Πολιτικού Μηχανικού που κατασκευάζονται από άοπλο, οπλισμένο και προεντεταμένο σκυρόδεμα. Είναι συμβατός με τις αρχές και τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας των κατασκευών, τις βάσεις του σχεδιασμού και ελέγχου τους που περιλαμβάνονται στον EN 1990 Βάσεις του σχεδιασμού των κατασκευών.

Ο EN 1992 καλύπτει μόνο τις απαιτήσεις αντοχής, λειτουργικότητας, ανθεκτικότητας σε διάρκεια και πυρασφάλειας των κατασκευών από σκυρόδεμα. Δεν καλύπτονται άλλες απαιτήσεις, π.χ. αναφορικά με τη θερμομόνωση ή ηχομόνωση.

4.1 Βάσεις σχεδιασμού - Υλικά

4.1.1 Βασικές απαιτήσεις

Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§2.1.1), ο σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα πρέπει να είναι εναρμονισμένος με τους γενικούς κανόνες που δίνονται στον EN 1990.

Πρέπει επίσης να εφαρμόζονται οι συμπληρωματικές διατάξεις που δίνονται στην ενότητα αυτή για τις κατασκευές από σκυρόδεμα.

Οι βασικές απαιτήσεις του Μέρους 2 του EN 1990 κρίνεται ότι ικανοποιούνται για κατασκευές από σκυρόδεμα όταν εφαρμόζονται ταυτοχρόνως τα παρακάτω:

- Ο σχεδιασμός οριακής κατάστασης γίνεται σε συνδυασμό με τη μέθοδο του μερικού συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τον EN 1990.
- Οι δράσεις εναρμονίζονται σύμφωνα με τον EN 1991.
- Ο συνδυασμός δράσεων εναρμονίζεται σύμφωνα με τον EN 1990.
- Η αντοχή και ανθεκτικότητα σε διάρκεια και λειτουργικότητα ικανοποιείται σύμφωνα με τον EN 1992.

Σημειώνεται ότι οι απαιτήσεις που αφορούν αντοχή σε φωτιά (Μέρος 5 του EN 1990 και EN 1992-1-2) είναι δυνατόν να υπαγορεύσουν μεγαλύτερες διαστάσεις δομικών στοιχείων σε σχέση με αυτές που απαιτούνται για την αντοχή της κατασκευής υπό κανονικές συνθήκες θερμοκρασίας.

4.1.2 Επιμέρους συντελεστές για τα υλικά

Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§2.4.2.4), για την οριακή κατάσταση αστοχίας πρέπει να χρησιμοποιούνται οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας υλικών γ_c και γ_s .

Οι τιμές γ_c και γ_s προς χρήση σε κάθε χώρα δύναται να ληφθούν από το αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Οι προτεινόμενες τιμές για μόνιμες, παροδικές και τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, δίνονται στον Πίνακα 4.1. Οι τιμές αυτές δεν ισχύουν για περιπτώσεις σχεδιασμού έναντι φωτιάς για τις οποίες απαιτείται να γίνεται αναφορά στο EN 1992-1-2.

Καταστάσεις σχεδιασμού	Σκυρόδεμα γ_c	Χάλυβας όπλισης γ_s	Χάλυβας προέντασης γ_s
Μόνιμες & Παροδικές	1,5	1,15	1,15
Τυχηματικές	1,2	1,0	1,0

Πίνακας 4.1. Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας υλικών για οριακές καταστάσεις αστοχίας (Table 2.1N, EN 1992-1-1)

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας υλικών για τον έλεγχο έναντι οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας πρέπει να λαμβάνονται όπως αυτές που δίνονται στις επί μέρους διατάξεις του EN 1992.

Οι τιμές των γ_c και γ_s στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας προς χρήση σε κάθε χώρα δύναται να βρεθούν στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή για καταστάσεις που δεν καλύπτονται από επιμέρους διατάξεις του παρόντος Ευρωκώδικα είναι 1,0.

Είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται μικρότερες τιμές γ_c και γ_s εφόσον δικαιολογούνται από μέτρα που μειώνουν την αβεβαιότητα της υπολογισθείσας αντοχής.

4.1.3 Αντοχή

Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§3.1.2), η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υποδηλώνεται με τις Κατηγορίες Σκυροδέματος οι οποίες αντιστοιχίζονται στη χαρακτηριστική (5%) κυλινδρική αντοχή f_{ck} , ή την κυβική αντοχή $f_{ck,cube}$, σύμφωνα με τον EN 206-1.

Οι Κατηγορίες Σκυροδέματος στον κανονισμό αυτόν βασίζονται στη χαρακτηριστική κυλινδρική αντοχή f_{ck} προσδιοριζόμενη στις 28 ημέρες με μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή την τιμή C_{max} .

Σημειώνεται ότι η τιμή C_{max} προς χρήση σε κάθε χώρα παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι C90/105.

Οι χαρακτηριστικές αντοχές f_{ck} και τα αντίστοιχα μηχανικά χαρακτηριστικά που απαιτούνται κατά το σχεδιασμό δίνονται στον Πίνακα 4.2.

Σε συγκεκριμένες περιπτώσεις (π.χ. προένταση) μπορεί να είναι αναγκαίο να αποτιμάται η αντοχή σε σύνθλιψη του σκυροδέματος πριν ή μετά τις 28 ημέρες, επί τη βάση πειραμάτων επί δοκιμίων.

Εάν η αντοχή του σκυροδέματος προσδιορίζεται σε ηλικία $t > 28$ ημερών, οι τιμές a_{cc} και a_{ct} , όπου ορίζονται στην παράγραφο 4.1.7 της παρούσης εργασίας, πρέπει να μειωθούν με ένα συντελεστή k_t .

Σημειώνεται ότι η τιμή του k_t για χρήση σε κάθε χώρα παρατίθεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,85.

Είναι δυνατό να απαιτείται ο ορισμός της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος $f_{ck}(t)$, σε χρόνο t για διαφορετικά στάδια (π.χ. ξεκαλούπωμα, μεταφορά, προένταση):

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa}, \quad 3 < t < 28 \text{ ημέρες} \quad \text{Εξ. (4.1)}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck}, \quad t \geq 28 \text{ ημέρες} \quad \text{Εξ. (4.2)}$$

Ακριβέστερες τιμές πρέπει να βασίζονται σε δοκιμές, ειδικά για περιπτώσεις όπου $t \leq 3$ ημέρες.

Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε ηλικία t εξαρτάται από το είδος του τσιμέντου, τη θερμοκρασία και τις συνθήκες συντήρησης. Για μέση θερμοκρασία 20°C και συντήρηση σύμφωνα με το EN 12390 η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε διαφορετική ηλικία $f_{cm}(t)$ μπορεί να εκτιμηθεί με βάση την Εξ. (4.3) και την Εξ. (4.4).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad \text{Εξ. (4.3)}$$

$$\text{με} \quad \beta_{cc}(t) = \exp\{s[1 - \sqrt{28/t}]\} \quad \text{Εξ. (4.4)}$$

Όπου:

$f_{cm}(t)$ είναι η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε ηλικία t ημερών.

f_{cm} είναι η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε ηλικία 28 ημερών σύμφωνα με τον Πίνακα 4.2.

$\beta_{cc}(t)$ είναι ο συντελεστής που εξαρτάται από την ηλικία t του σκυροδέματος.

t είναι η ηλικία του σκυροδέματος σε ημέρες.

S είναι ο συντελεστής ο οποίος εξαρτάται από τον τύπο του σκυροδέματος:

=0,20 για τσιμέντο αντοχής Κατηγορίας CEM 42,5 R, CEM 52,5 N και CEM 52,5 R (Κατηγορία R),

=0,25 για τσιμέντο αντοχής Κατηγορίας CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Κατηγορία N),

=0,38 για τσιμέντο αντοχής Κατηγορίας CEM 32,5 N (Κατηγορία S).

4.1.4 Ελαστική παραμόρφωση

Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§3.1.3), οι ελαστικές παραμορφώσεις του σκυροδέματος εξαρτώνται σημαντικά από τη σύστασή του, ειδικά από άποψη αδρανών. Οι τιμές που δίνονται στον Ευρωκώδικα αυτόν πρέπει να θεωρούνται ως ενδεικτικές για γενικές εφαρμογές. Σε περιπτώσεις όπου η κατασκευή είναι πιθανό να είναι ευαίσθητη σε αποκλίσεις από τις γενικές αυτές τιμές θα πρέπει να εκτιμώνται κατά περίπτωση.

Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος επηρεάζεται από τα μέτρα ελαστικότητας των συστατικών του. Προσεγγιστικές τιμές για το μέτρο Ελαστικότητας E_{cm} (επιβατική τιμή ανάμεσα σε $\sigma_c = 0$ και $0,4 f_{cm}$), για σκυροδέματα με χαλαζιακά αδρανή, δίνονται στον Πίνακα 4.2. Για ασβεστολιθικά και ψαμμιτικά αδρανή η τιμή πρέπει να απομειώνεται κατά 10% έως 30% αντίστοιχα. Για βασालτικά αδρανή, η τιμή πρέπει να μειώνεται κατά 20%.

Η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας με το χρόνο μπορεί να εκτιμάται από τη σχέση:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0,3} E_{cm} \quad \text{Εξ. (4.5)}$$

Όπου $E_{cm}(t)$ και $f_{cm}(t)$ είναι οι τιμές που αντιστοιχούν σε ηλικία t ημερών και E_{cm} και f_{cm} είναι οι τιμές που προσδιορίζονται σε ηλικία 28 ημερών. Η σχέση μεταξύ των $f_{cm}(t)$ και f_{cm} ακολουθεί την Εξ. (4.3).

Ο λόγος Poisson μπορεί να λαμβάνεται ίσος προς 0,2 για μη-ρηγματωμένο σκυρόδεμα και 0 για ρηγματωμένο.

Ο γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής μπορεί να λαμβάνεται ίσος προς $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$, εκτός και εάν είναι διαθέσιμες περισσότερο ακριβείς πληροφορίες.

Κατάταξη σκυροδέματος με βάση την αντοχή														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ϵ_{cu1} (‰)	3,5													
ϵ_{c2} (‰)	2													
ϵ_{cu2} (‰)	3,5													
n	2													
ϵ_{c3} (‰)	1,75													
ϵ_{cu3} (‰)	3,5													

Πίνακας 4.2. Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος
(Table 3.1, EN 1992-1-1)

Όπου:

f_{ck}	είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου σκυροδέματος στις 28 ημέρες
$f_{ck,cube}$	είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κύβου σκυροδέματος στις 28 ημέρες
f_{cm}	είναι η μέση θλιπτική αντοχή κυλίνδρου σκυροδέματος
f_{ctm}	είναι η μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος σε καθαρό εφελκυσμό
$f_{ctk, 0,05}$	είναι η χαρακτηριστική του κάτω 5% της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος
$f_{ctk, 0,95}$	είναι η χαρακτηριστική του κάτω 95% της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος
E_{cm}	είναι η επιβατικό μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος
ε_{c1}	είναι η θλιπτική παραμόρφωση στο σκυρόδεμα στη μέγιστη τάση f_c (βλέπε Σχήμα 4.1)
ε_{cu1}	είναι η θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας στο σκυρόδεμα (βλέπε Σχήμα 4.1)
ε_{c2}	είναι η θλιπτική παραμόρφωση στο σκυρόδεμα στη μέγιστη τάση f_c (βλέπε Σχήμα 4.2)
ε_{cu2}	είναι η θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας στο σκυρόδεμα (βλέπε Σχήμα 4.2)
ε_{c3}	είναι η θλιπτική παραμόρφωση στο σκυρόδεμα στη μέγιστη τάση f_c (βλέπε Σχήμα 4.3)
ε_{cu3}	είναι η θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας στο σκυρόδεμα (βλέπε Σχήμα 4.3)

4.1.5 Σχέση έντασης - παραμόρφωσης για τη μη γραμμική ανάλυση

Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§3.1.5), η σχέση ανάμεσα στην σ_c και την ε_c που παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.1 (θλιπτική τάση και ειδική βράχυνση εμφανίζονται σε απόλυτες τιμές) για βραχυχρόνια μονοαξονική φόρτιση περιγράφεται από την έκφραση:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2)\eta} \quad \text{Εξ. (4.6)}$$

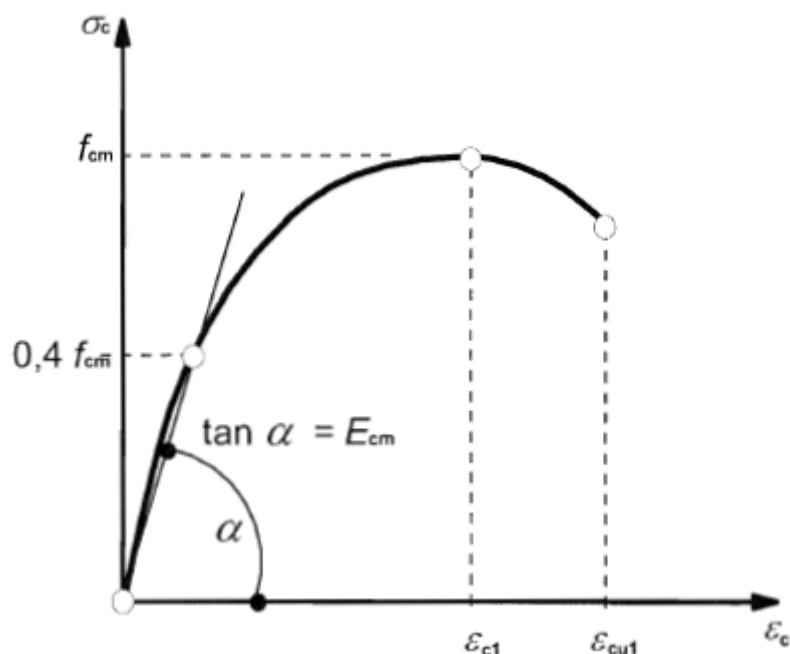
$$\text{με } \eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad \text{και} \quad k = 1,05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad \text{Εξ. (4.7)}$$

Όπου:

ε_{c1} είναι η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην κορυφή της τάσης σύμφωνα με τον Πίνακα 4.2.

f_{cm} σύμφωνα με τον Πίνακα 4.2.

Η Εξ. (4.6) ισχύει για $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ όπου ε_{cu1} είναι η ονομαστική παραμόρφωση αστοχίας.



Σχήμα 4.1. Απεικόνιση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων για την ανάλυση των κατασκευών (Figure 3.2, EN 1992-1-1)

4.1.6 Θλιπτική και εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§3.1.6), η τιμή της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού ορίζεται ως:

$$f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad \text{Εξ. (4.8)}$$

Όπου:

γ_c είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα.

α_{cc} είναι συντελεστής που συνεκτιμά μακροχρόνιες επιδράσεις στην θλιπτική αντοχή και δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο με τον οποίο επιβάλλεται το φορτίο.

Σημειώνεται ότι η τιμή του α_{cc} προς χρήση σε μια χώρα πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ 0,8 και 1,0 και παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 1,0.

Η τιμή της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού f_{ctd} , ορίζεται ως:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad \text{Εξ. (4.9)}$$

Όπου:

γ_c είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα.

α_{ct} είναι συντελεστής που συνεκτιμά μακροχρόνιες επιδράσεις στην αντοχή σε εφελκυσμό και δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο με τον οποίο επιβάλλεται το φορτίο.

Σημειώνεται ότι η τιμή του α_{ct} προς χρήση σε μια χώρα παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 1,0.

4.1.7 Σχέσεις τάσεων - παραμορφώσεων για τον σχεδιασμό διατομών

Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§3.1.7), για τον σχεδιασμό διατομών μπορεί να χρησιμοποιείται η ακόλουθη σχέση τάσεων - παραμορφώσεων, όπου η θλιπτική παραμόρφωση είναι θετική (Σχήμα 4.2):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad \text{Εξ. (4.10)}$$

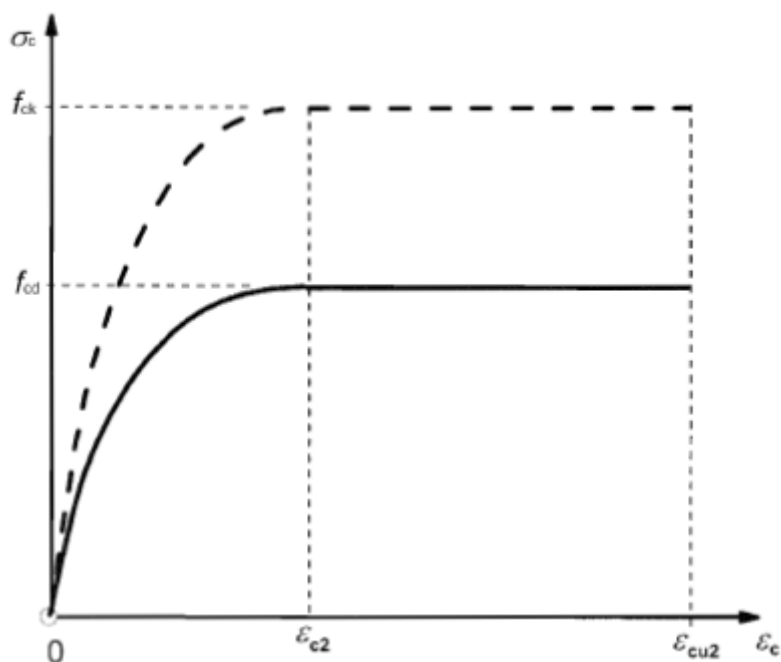
$$\sigma_c = f_{cd}, \quad \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad \text{Εξ. (4.11)}$$

Όπου:

n είναι ο εκθέτης σύμφωνα με τον Πίνακα 4.2.

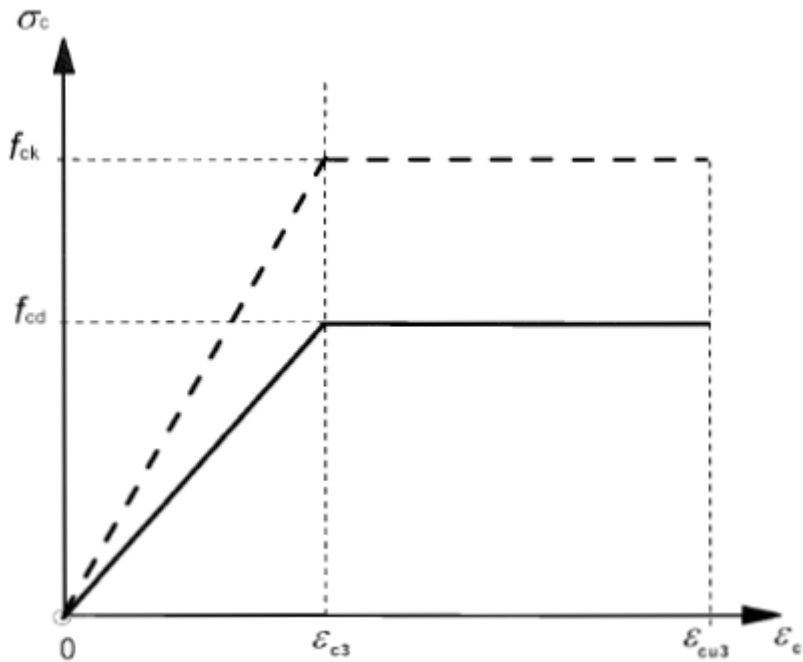
ε_{c2} είναι η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή σύμφωνα με τον Πίνακα 4.2.

ε_{cu2} είναι η παραμόρφωση αστοχίας σύμφωνα με τον Πίνακα 4.2.



Σχήμα 4.2. Παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα για το σκυρόδεμα υπό θλίψη
(Figure 3.3, EN 1992-1-1)

Άλλες σχέσεις τάσεων - παραμορφώσεων είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν εφόσον είναι ισοδύναμες ή και περισσότερο συντηρητικές αυτής που ορίστηκε παραπάνω, για παράδειγμα η δι-γραμμική σχέση σύμφωνα με το Σχήμα 4.3. (η θλιπτική τάση και η παραμόρφωση βράχυνσης φαίνονται ως απόλυτες τιμές) όπου οι τιμές ε_{c3} και ε_{cu3} ορίζονται όπως στον Πίνακα 4.2.



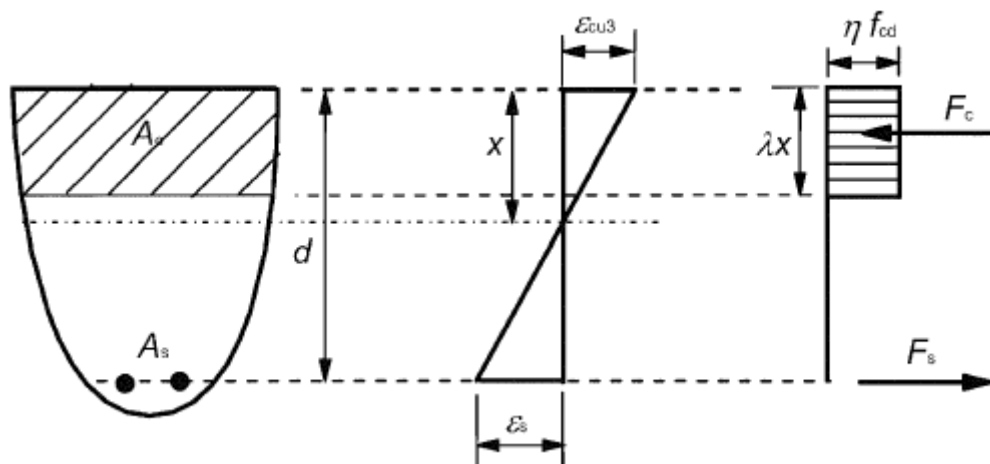
Σχήμα 4.3. Δι-γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων (Figure 3.4, EN 1992-1-1)

Είναι δυνατό να θεωρηθεί ορθογωνική κατανομή τάσεων (Σχήμα 4.4). Ο συντελεστής λ , από τον οποίο εξαρτάται το ενεργό (effective) ύψος της θλιβόμενης ζώνης και ο συντελεστής η , από τον οποίο εξαρτάται η δρώσα αντοχή, σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§3.1.7), προκύπτουν ως:

$\lambda=0,8$	για $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$
$\lambda=0,8-(f_{ck}-50)/400$	για $50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$
$n=1,0$	για $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$
$n=1,0-(f_{ck}-50)/200$	για $50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$

Πίνακας 4.3. Ενεργό ύψος θλιβόμενης ζώνης και δρώσα αντοχή

Σημειώνεται ότι εάν το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης μειώνεται προς το μέρος της θλιβόμενης ίνας, τότε η τιμή η f_{cd} πρέπει να απομειώνεται κατά 10%.



Σχήμα 4.4. Ορθογωνική κατανομή τάσεων (Figure 3.5, EN 1992-1-1)

4.2 Εφαρμογή EN 1992 για την υποστήριξη σηράγγων με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Κατά τη διάρκεια του 1980 η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος υγρής μίξης αυξήθηκε ραγδαία στις σκανδιναβικές χώρες. Την επόμενη δεκαετία πραγματοποιήθηκε εκτεταμένη έρευνα για το σχεδιασμό της υποστήριξης σηράγγων με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Η χρήση των Ευρωκωδίκων αφέθηκε το 2007 και από το 2010 πολλές ευρωπαϊκές χώρες έχουν αποσύρει τους εθνικούς τους κώδικες. Ωστόσο σήμερα στον σχεδιασμό υποστήριξης σηράγγων με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα χρησιμοποιούνται ως επί το πλείστον εμπειρικοί κανόνες, καθώς δεν υπάρχει επίσημη καθοδήγηση για το πώς να σχεδιαστεί η ενίσχυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες.

Είναι απαραίτητο πλέον να μελετηθούν και να θεσπιστούν βασικές κατευθυντήριες γραμμές για το πώς να σχεδιάζεται η υποστήριξη σηράγγων με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και ταυτόχρονα να τηρούνται οι Ευρωκώδικες. Μακροπρόθεσμος στόχος είναι να βελτιωθεί η ακρίβεια και η οικονομία της σχεδιασμού με χρήση προηγμένων μεθόδων σύμφωνα και με τους Ευρωκώδικες.

4.2.1 Παράμετροι υλικών εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Στην παράγραφο αυτή θεωρείται αποδεκτό ότι οι ίδιες παράμετροι υλικού μπορεί να χρησιμοποιηθούν τόσο για το σκυρόδεμα όσο και για το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η μόνη εξαίρεση είναι ότι δεν θα εφαρμοστεί καμία απαίτηση για την είσοδο του αέρα. Η μέγιστη αντοχή που μπορεί να εμφανίσει το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι της τάξης C50/60.

Ενισχυμένο με ίνες εκτοξευόμενο σκυρόδεμα:

- 1) Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§3.1.6), η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του σκυροδέματος προκύπτει:

$$f_{cd} = \frac{a_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Εξ. (4.12)}$$

Όπου:

f_{ck} είναι η θλιπτική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου σκυροδέματος (Πίνακας 4.2).

a_{cc} είναι συντελεστής που συνεκτιμά μακροχρόνιες επιδράσεις στην θλιπτική αντοχή και δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο με τον οποίο επιβάλλεται το φορτίο ($\approx 0,85$).

γ_c είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα (Πίνακας 4.1).

Γίνεται εφαρμογή της Εξ. (4.12) για την αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του ενισχυμένου με ίνες εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

2) Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§3.1.6), η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του σκυροδέματος προκύπτει:

$$f_{ctd} = \frac{a_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad \text{Εξ. (4.13)}$$

Όπου:

a_{ct} είναι ο συντελεστής για μακροπρόθεσμη επίδραση εφελκυσμού ($\approx 1,00$).

$f_{ctk,0,05}$ είναι η ονομαστική αξία της αντοχής σε εφελκυσμό του σκυροδέματος (Πίνακας 4.2).

γ_c είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα (Πίνακας 4.1).

Γίνεται εφαρμογή της Εξ. (4.13) για την αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του ενισχυμένου με ίνες εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

3) Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§12.6.3), η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος προκύπτει:

$$f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl}} \quad \text{Εξ. (4.14)}$$

Όπου:

$f_{ctd,pl}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος σε εφελκυσμό.

σ_{cp} είναι η θλιπτική τάση που ενεργεί στην περιοχή (συντηρητικά λαμβάνεται υπόψη με 0).

Γίνεται εφαρμογή της Εξ. (4.14) για τη διατμητική αντοχή σχεδιασμού του ενισχυμένου με ίνες εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

4) Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§3.1.8), η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος υπό καθαρή κάμψη προκύπτει:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ctm} \right. \quad \left. f_{ctm} \right. \quad \text{Εξ. (4.15)}$$

Όπου:

h είναι το πάχος της στρώσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε (mm).

f_{ctm} είναι η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος σε εφελκυσμό (Πίνακας 4.2).

Γίνεται εφαρμογή της Εξ. (4.15) για την αντοχή σχεδιασμού του ενισχυμένου με ίνες εκτοξευόμενου σκυροδέματος υπό καθαρή κάμψη.

Άοπλο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα:

1) Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§12.3.1), η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του άοπλου σκυροδέματος προκύπτει:

$$f_{cd,pl} = \frac{a_{cc,pl} f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Εξ. (4.16)}$$

Όπου:

$a_{cc,pl}$ είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την έλλειψη πλαστιμότητας ($\approx 0,80$).

f_{ck} είναι η θλιπτική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου σκυροδέματος (Πίνακας 4.2).

γ_c είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα (Πίνακας 4.1).

Γίνεται εφαρμογή της Εξ. (4.16) για τη θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του άοπλου εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

2) Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§12.3.1), η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του άοπλου σκυροδέματος προκύπτει:

$$f_{ctd,pl} = \frac{a_{ct,pl} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad \text{Εξ. (4.17)}$$

Όπου:

$a_{ct,pl}$ είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την έλλειψη πλαστιμότητας ($\approx 0,80$).

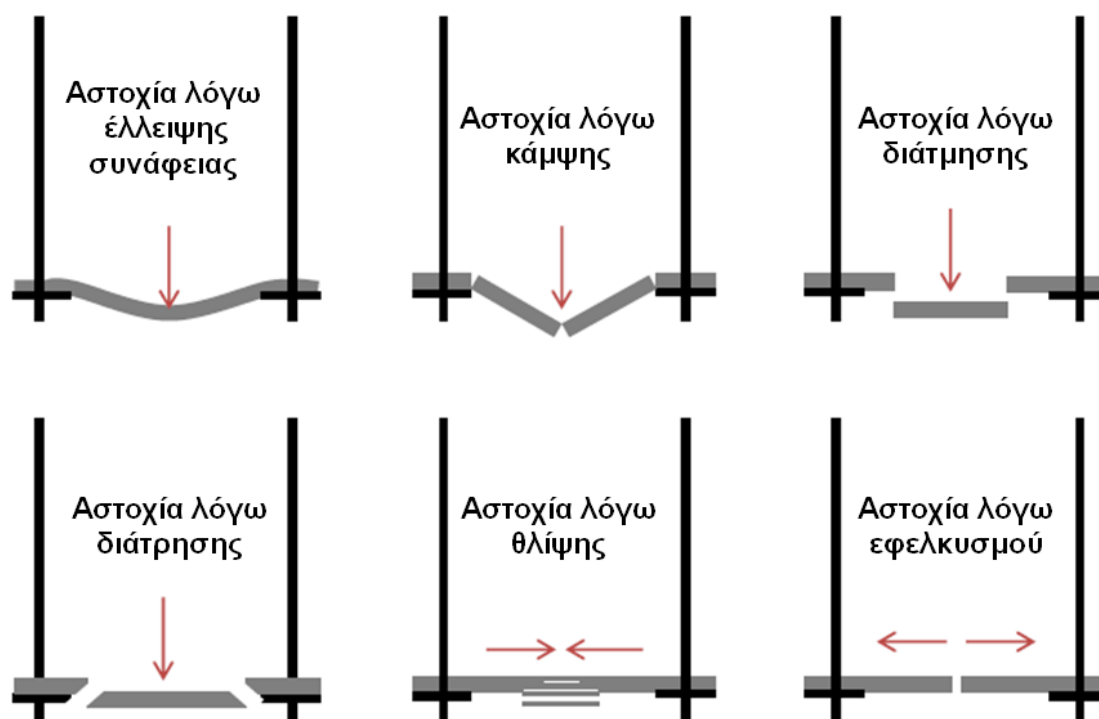
$f_{ctk,0,05}$ είναι η ονομαστική αξία της αντοχής σε εφελκυσμό του σκυροδέματος (Πίνακας 4.2).

γ_c είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα (Πίνακας 4.1).

Γίνεται εφαρμογή της Εξ. (4.17) για την αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του άοπλου εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

4.2.2 Τύποι αστοχίας εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Έξι τύποι αστοχίας εκτοξευόμενου σκυροδέματος περιγράφονται από τους Barrett and McCreath (1995), όπως παρατηρούνται στο παρακάτω σχήμα. Οι συνεχείς δοκιμές των έξι τύπων αστοχίας υποδεικνύουν την αστοχία λόγω έλλειψης συνάφειας, αστοχία λόγω κάμψης και αστοχία λόγω διάτρησης ως τους πιο πιθανούς τύπους αστοχίας.



Σχήμα 4.5. Απεικόνιση τύπων αστοχίας εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Figure 3-5, Barrett and McCreath, 1995)

Αστοχία λόγω έλλειψης συνάφειας σημαίνει ότι η συνάφεια μεταξύ της επιφάνειας του εδαφικού σχηματισμού και του εκτοξευόμενου σκυροδέματος χάνεται. Η λειτουργία αυτή προηγείται της καμπτικής αστοχίας όπου το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα λυγίζει τόσο πολύ, ώστε μια ρωγμή ανοίγει στα μέσα του ανοίγματός του. Η ρωγμή μεγαλώνει μέσα στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και ταυτόχρονα αναπτύσσονται κι άλλες ρωγμές στην περιοχή του μέσου του ανοίγματος. Μαζί αυτές οι ρωγμές σχηματίζουν ένα μηχανισμό και η δομή αστοχεί. Αν η επιβολή του φορτίου γίνει από ένα άκαμπτο μπλοκ, τότε η αστοχία λόγω διάτρησης είναι δυνατή. Για ένα μεγάλο φορτίο άκαμπτου ή χαλαρού πετρώματος, τα αγκύρια μπορούν να διασπάσουν και να διατρήσουν τμήμα στρώματος του εκτοξευόμενου

σκυροδέματος. Σε αστοχίας λόγω θλίψης μπορεί να συμβεί σε σημείο όπου θερμαίνεται (π.χ. στον άξονα εισόδου του άξονα με υψηλή θερμοκρασία του αέρα που υπερβαίνει κατά πολύ την θερμοκρασία του εδαφικού σχηματισμού) και την αστοχία σε εφελκυσμό που μπορεί να συμβεί σε τμήμα του άξονα που ψύχεται (π.χ. στον άξονα εισόδου κατά τη διάρκεια του χειμώνα). Συνήθως αστοχίες σε θλίψη και εφελκυσμό παρατηρούνται στην περιοχή των στομιών της σήραγγας η οποία μπορεί να οδηγήσει σε μια συμπιεστική βλάβη εάν το μέτρο ελαστικότητας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι χαμηλό.

Άλλοι τρόποι αστοχίας υπάρχουν (π.χ. τρόποι συνδυασμού), αλλά οι τύποι που παρουσιάστηκαν καλύπτουν πάνω από το 90% των τυπικών αστοχιών σχεδιασμού.

4.2.3 Αντιστάσεις του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην αντιμετώπιση των τύπων αστοχίας

1) Αντίσταση συνάφειας εκτοξευόμενου σκυροδέματος - σχηματισμού:

Σύμφωνα με τους Barrett and McCreath (1995) και Uotinen (2011), η απαιτούμενη αντοχή συνάφειας ορίζεται ως μια απαίτηση σχεδιασμού. Εάν η αντοχή συνάφειας σχεδιασμού είναι άγνωστη, η τιμή 0,50 MPa μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως μία συντηρητική προσέγγιση. Κατά Barrett and McCreath (1995), συντηρητικά ένα κενό έλλειψης συνάφειας 35 mm μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο σχεδιασμό.

Η αντίσταση έναντι έλλειψης συνάφειας προκύπτει:

$$F_{Rd} = \frac{f_{ak}sb}{\gamma_c} \quad \text{Εξ. (4.18)}$$

Όπου:

f_{ak} είναι η αντοχή συνάφειας σχεδιασμού (bond strength).

S είναι η περίμετρος της επιφάνειας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, που περιβάλλεται από αγκύρια.

b είναι το κενό έλλειψης συνάφειας.

γ_c είναι ο συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα.

2) Αντίσταση σε κάμψη:

Σύμφωνα με τους Barrett and McCreath (1995) χρησιμοποιώντας την Μέθοδο Άμεσου Σχεδιασμού (Direct Design Method) η αντίσταση σε κάμψη του εκτοξευόμενου σκυροδέματος προκύπτει:

$$M_{Rd} = f_{ctm, fl} \cdot \frac{t^2}{6} \cdot \frac{\pi \cdot b / 2}{2} \quad \text{Εξ. (4.19)}$$

Όπου:

$f_{ctm, fl}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος υπό καθαρή κάμψη.

t είναι το πάχος του σκυροδέματος.

b είναι εξωτερική διάμετρος της σήραγγας.

3) Διατμητική αντίσταση έναντι αστοχίας:

Σύμφωνα με τον Uotinen (2011), ο υπολογισμός της διατμητικής αντίστασης είναι παρόμοιος με τον υπολογισμό της αντίστασης συνάφειας.

Ο υπολογισμός της γίνεται ως εξής:

$$V_{Rd} = \frac{f_{cvd} S t}{\gamma_c} \quad \text{Εξ. (4.20)}$$

Όπου:

f_{cvd} είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος.

S είναι η περίμετρος της επιφάνειας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, που περιβάλλεται από τα αγκύρια.

t είναι το πάχος της στρώσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

γ_c είναι ο συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα.

4) Αντίσταση έναντι διάτρησης:

Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§6.4) και Uotinen (2011), ακολουθείται η διαδικασία για τον υπολογισμό της αντίστασης έναντι σε διάτρηση. Ωστόσο δεν αναφέρεται στην παρούσα εργασία λόγω της μεγάλης έκτασης του υπολογισμού αυτού.

5) Θλιπτική και εφελκυστική αντίσταση:

Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§2.4.2.4 & §3.1.3) και Uotinen (2011), μία προσέγγιση είναι να προσομοιαστεί το πρόβλημα με τη χρήση αριθμητικών μεθόδων και να διερευνηθούν οι θεωρητικές τάσεις. Οι τάσεις αυτές πρέπει να είναι μικρότερες από τις θλιπτικές και εφελκυστικές αντοχές σχεδιασμού.

4.3 Εφαρμογή EN 1992 για τη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης από Ο/Σ αστικών σηράγγων

Στο κεφάλαιο αυτό μελετάται η διαστασιολόγηση του κελύφους από Ο/Σ της τελικής επένδυσης αστικών σηράγγων συμβατικά διανοιγμένων, σύμφωνα με τον EN 1992.

Στατική συνεργασία σκυροδέματος και χάλυβα:

Σύμφωνα με τον Avak R. (1997), το σκυρόδεμα μπορεί μεν να αναλαμβάνει μεγάλες θλιπτικές τάσεις, μικρές όμως εφελκυστικές και φθάνουν περίπου στο 5% έως 10% των θλιπτικών. Ο χάλυβας σκυροδέματος, μπορεί να αναλάβει καλά τις εφελκυστικές τάσεις. Βάζοντας το χάλυβα σκυροδέματος αμετακίνητα μέσα στο σκυρόδεμα, εκεί όπου απαντώνται εφελκυστικές τάσεις, συνδυάζεται η υψηλή θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος με την υψηλή εφελκυστική αντοχή του χάλυβα με αποτέλεσμα το ισχυρό οπλισμένο σκυρόδεμα. Προϋπόθεση για τη συνεργασία των δύο είναι ο αποκλεισμός της σχετικής μετάθεσης μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος που το περιβάλλει. Για το λόγο αυτό, οι φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε τα δύο υλικά να συνεργάζονται σαν σύνθετη/ συσσωματωμένη διατομή. Η συσσωμάτωση αυτή επιτυγχάνεται κυρίως μέσω των νευρώσεων που υπάρχουν στην επιφάνεια του χάλυβα σκυροδέματος.

Διαδικασία διαστασιολόγησης:

Η διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης σήραγγας από οπλισμένο σκυρόδεμα, γίνεται μέσω ελέγχων που διεξάγονται ο ένας μετά τον άλλο.

Ο έλεγχος αντοχής της τελική επένδυσης μιας σήραγγας ακολουθεί την ίδια λογική με τις αρχές σχεδιασμού ενός δομικού στοιχείου για να εξασφαλισθεί η αντοχή και η λειτουργικότητά του. Για τον σκοπό αυτό εξετάζονται δύο κατηγορίες οριακών καταστάσεων, η οριακή κατάσταση αστοχίας και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Η οριακή κατάσταση αστοχίας περιλαμβάνει τις περιπτώσεις που συνδέονται με κατάρρευση ή άλλες μορφές αστοχίας του φέροντα οργανισμού και μπορούν να απειλήσουν την ασφάλεια των ανθρώπων, καθώς και άλλες οριακές καταστάσεις όπως προδιαγράφονται στον EN 1992.

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά καταστάσεις πέρα από τις οποίες δεν ικανοποιούνται καθορισμένες απαιτήσεις λειτουργίας και περιλαμβάνουν κυρίως :

- Παραμορφώσεις ή μετατοπίσεις, οι οποίες επηρεάζουν την αισθητική ή την αποτελεσματική χρήση της κατασκευής.
- Ρηγματώσεις, οι οποίες πιθανό να επηρεάζουν αρνητικά την ανθεκτικότητα της κατασκευής, την στεγανότητα και την αισθητική.

Το θέμα της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος έχει απασχολήσει ιδιαίτερα τους μελετητές υπογείων έργων και κυρίως σε περιπτώσεις οπλισμένου σκυροδέματος. Γενικά η ρηγμάτωση είναι πρακτικώς αναπόφευκτη σε κατασκευές οπλισμένου ή μη σκυροδέματος, χωρίς αυτό να συνεπάγεται απαραίτητα έλλειψη λειτουργικότητας ή ανθεκτικότητας της κατασκευής. Έτσι το ερώτημα μετατίθεται στο ποιο είναι το επιτρεπόμενο εύρος ρωγμής, το οποίο δεν επηρεάζει αισθητά την ανθεκτικότητα της κατασκευής στο χρόνο, την αισθητική της, την στεγάνωση και την σωστή λειτουργία της.

Οπλισμός τελικής επένδυσης:

Ο προσδιορισμός του απαιτούμενου οπλισμού και ο έλεγχος επάρκειας των διατομών γίνεται σύμφωνα με τον EN 1992. Όπου δεν προκύπτει οπλισμός από την στατική επίλυση της κατασκευής τοποθετείται ελάχιστος οπλισμός, σε μονή εσχάρα στην εξωτερική παρειά, για λόγους ασφάλειας σε περίπτωση ρηγμάτωσης της επένδυσης.

Ιδιαίτερα σημαντικός είναι ο ρόλος της επικάλυψης του οπλισμού σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, ο οποίος έχει ως σκοπό να εξασφαλίσει :

- Την ασφαλή μεταβίβαση των δυνάμεων συνάφειας μεταξύ του σκυροδέματος και του χάλυβα.
- Την προστασία του σκυροδέματος από την αποφλοιώση.
- Την επαρκή προστασία του οπλισμού σε πυρκαγιά.
- Την προστασία του χάλυβα από τη διάβρωση.

Το πάχος της επικάλυψης που απαιτείται για την εξασφάλιση των ανωτέρω, εξαρτάται κυρίως από τις συνθήκες του περιβάλλοντος στις οποίες εκτίθεται το σκυρόδεμα, αλλά και από την ποιότητα του σκυροδέματος. Έτσι, ανάλογα

με τις συνθήκες περιβάλλοντος έχουν διαμορφωθεί ελάχιστες τιμές επικαλύψεως, οι οποίες σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Σκυροδέματος, (Πίνακας 5.1 της §5.1), καθώς και τον EN 1992 (Πίνακας 4.1 και 4.2. της §4.1.3.3), παίρνουν τιμές $15 - 40 \text{ mm}$, με ελάχιστη τιμή επικάλυψης 15 mm . Το περιθώριο ανοχής για την κατασκευή επιτόπου οπλισμένου σκυροδέματος, σύμφωνα με τον EN 1992 κυμαίνεται $5 - 10 \text{ mm}$.

Αξίζει να σημειωθεί ότι οι παραπάνω ελάχιστες τιμές επικαλύψεων μπορεί να μην επαρκούν για προστασία από την πυρκαγιά.

Καταστάσεις διαστασιολόγησης κατασκευών από Ο/Σ:

- Κατάσταση I: Η διατομή του Ο/Σ δεν έχει ρηγματωθεί, το σκυρόδεμα αναλαμβάνει θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις.
- Κατάσταση II: Η διατομή του Ο/Σ έχει ρηγματωθεί, το δομικό στοιχείο καταπονείται λόγω των φορτίων της κατάστασης λειτουργίας.
- Κατάσταση III: Πλαστικοποίηση των υλικών, η διατομή φθάνει στην κατάσταση θραύσης.

Για όσο διάστημα οι εφελκυστικές τάσεις σ_{ct} του σκυροδέματος είναι μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος f_{ct} , το σκυρόδεμα στην εφελκυστική ζώνη συνεργάζεται. Το δομικό στοιχείο βρίσκεται στην Κατάσταση I. Η ενεργός διατομή αποτελείται από το σύνολο της διατομής του σκυροδέματος A_c και τη διατομή του χάλυβα A_s .

Με την αύξηση του φορτίου, όπου ξεπερνιέται η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, το σκυρόδεμα στην εφελκυστική ζώνη ρηγματώνεται (διαρρηγνύεται) εν μέρει. Η διατομή βρίσκεται τώρα στην Κατάσταση II. Στην κατάσταση αυτή βρίσκεται ο φορέας στην κατάσταση λειτουργίας. Καθοριστική για τη διαστασιολόγηση είναι η ρηγματωμένη διατομή. Εξιδανικεύοντας τα πράγματα, γίνεται η παραδοχή ότι ρηγματωμένη είναι στο σύνολο της η εφελκυσόμενη ζώνη. Σαν ενεργός διατομή λαμβάνεται υπόψη η διατομή του σκυροδέματος μόνο στη θλιβόμενη ζώνη A_{cc} και η διατομή του χάλυβα A_s . Στη ρηγματωμένη διατομή όλες οι εφελκυστικές δυνάμεις πρέπει να αναλαμβάνονται αποκλειστικά από το χάλυβα. Το σκυρόδεμα δεν συμπεριφέρεται πια γραμμικά ελαστικά, οι βραχύνσεις του σκυροδέματος στο θλιβόμενο άκρο αυξάνονται πιο γρήγορα από τις τάσεις του σκυροδέματος και το διάγραμμα των τάσεων έχει καμπύλη μορφή.

Με την περαιτέρω αύξηση του φορτίου, τα δομικά υλικά πλαστικοποιούνται. Οι παραμορφώσεις του δομικού στοιχείου αυξάνονται πολύ έντονα. Το δομικό στοιχείο βρίσκεται στην Κατάσταση III.

4.3.1 Δράσεις μελέτης

Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων της μελέτης είναι οι ακόλουθες:

- Μόνιμα Φορτία:

Το ίδιο βάρος του φορέα προκύπτει:

$$q_{IB} = \gamma_{O/\Sigma} \cdot \frac{\pi \cdot [(b/2)^2 - (b/2 - 0,50)^2]}{2} \cdot L = \gamma_{O/\Sigma} \cdot \frac{\pi \cdot (2 \cdot b - 1)}{8} \cdot L, \text{ σε kN} \quad \text{Εξ. (4.21)}$$

Όπου:

$\gamma_{O/\Sigma}$ είναι το ειδικό βάρος του σκυροδέματος.

b είναι η εξωτερική διάμετρος της σήραγγας.

L είναι το μήκος κατά τον άξονα διάνοιξης και ισούται με 1 m.

Τα γεωστατικά φορτία, σύμφωνα με τη θεωρία Terzaghi (Σχήμα 4.6) προκύπτουν:

$$p_v = q e^{-K \tan \varphi \frac{2D}{B}} + \frac{B(\gamma - 2c/B)}{2K \tan \varphi} (1 - e^{-K \tan \varphi \frac{2D}{B}}), \text{ σε kN} \quad \text{Εξ. (4.22)}$$

$$\text{με } B = b + 2h \tan(45 - \varphi/2), \text{ σε m} \quad \text{Εξ. (4.23)}$$

Όπου:

q είναι το επιφανειακό φορτίο.

K είναι ο συντελεστής ουδέτερης ώθησης.

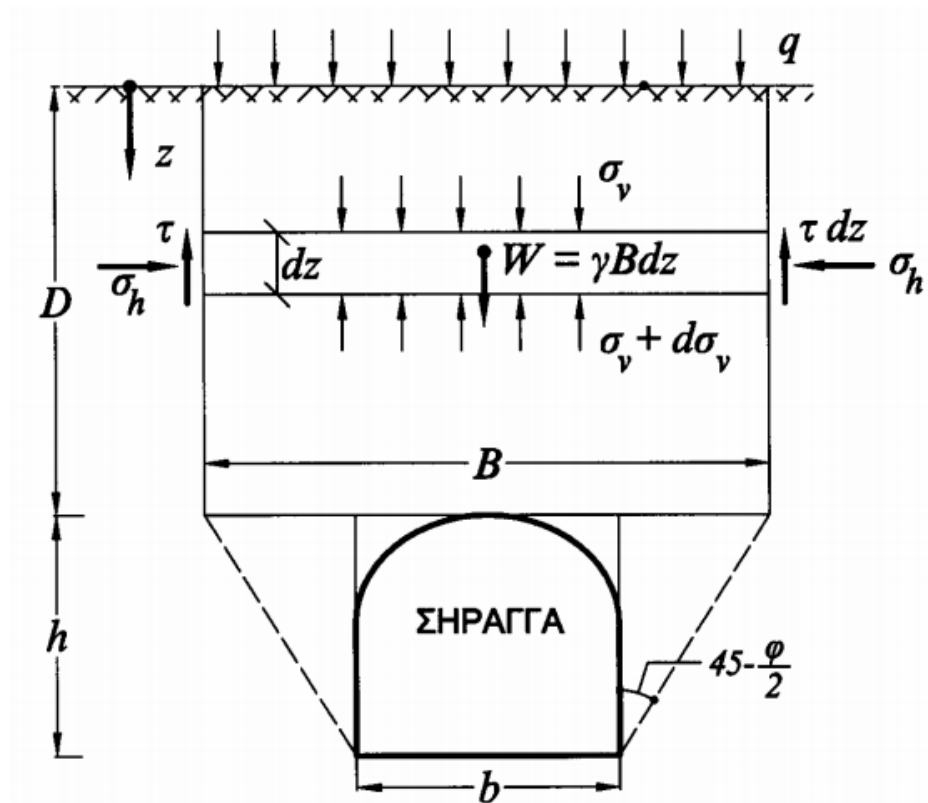
D είναι το βάθος της σήραγγας από την επιφάνεια.

h είναι το ύψος της σήραγγας.

γ είναι το ειδικό βάρος του γεωλογικού σχηματισμού.

c είναι η συνοχή του γεωλογικού σχηματισμού.

φ είναι η γωνία τριβής του γεωλογικού σχηματισμού.



Σχήμα 4.6. Εκτίμηση φορτίων στην επένδυση σήραγγας κατά τη θεωρία Terzaghi

Τα υδροστατικά φορτία προκύπτουν:

$$q_w = \gamma_w \cdot z_w \cdot b \cdot L, \text{ σε kN} \quad \text{Εξ. (4.24)}$$

Όπου:

- γ_w είναι το επιφανειακό φορτίο.
- z_w είναι το ύψος του υπόγειου υδροφορέα πάνω από τη στέψη της σήραγγας.
- b είναι η εξωτερική διάμετρος της σήραγγας.
- L είναι το μήκος κατά τον άξονα διάνοιξης και ισούται με 1 m.

- Μεταβλητά Φορτία:

Τα φορτία των υπέργειων κατασκευών θεωρούνται ίσα με:

$$q = 50 \text{ kPa} \quad \text{Εξ. (4.25)}$$

Σημειώνεται ότι με την παραπάνω μέθοδο Terzaghi τα μεταβλητά φορτία συμπεριλαμβάνονται στον υπολογισμό των γεωστατικών φορτίων, σε διαφορετική περίπτωση λαμβάνονται ως μεταβλητές δράσεις.

- Τυχηματικά Φορτία:

Σύμφωνα με την Γερμανική Προδιαγραφή DS 804 (§86 & §87) το φορτίο της πρόσκρουση αμαξοστοιχίας προκύπτει:

$$q = 0,5 \div 1MN \quad \text{κατά μήκος} \quad \text{Εξ. (4.26)}$$

$$q = 1 \div 2MN \quad \text{κάθετα} \quad \text{Εξ. (4.27)}$$

4.3.2 Συνδυασμοί δράσεων

Για τη διαστασιολόγηση των διατομών τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για τον έλεγχο σε ρηγμάτωση, επιλέγονται οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί δράσεων. Κάθε συνδυασμός δράσεως αποτελεί ξεχωριστή ελαστοπλαστική φόρτιση.

Η διαστασιολόγηση των διατομών διενεργείται βάσει του EN 1992 λαμβάνοντας υπόψη τους συνδυασμούς φορτίσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Ο έλεγχος σε ρηγμάτωση διενεργείται επίσης βάσει του EN 1992 λαμβάνοντας υπόψη τους συνδυασμούς φορτίσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και θεωρώντας ότι η ανώτερη χαρακτηριστική τιμή εύρους ρωγμής, με πιθανότητα μη υπέρβασης 95%, δεν θα υπερβαίνει τα 0,3mm, στην περίπτωση οπλισμένης επένδυσης.

Οριακή κατάσταση αστοχίας:

- Συνδυασμός για καταστάσεις διαρκείας:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q \quad \text{Εξ. (4.28)}$$

- Συνδυασμός για καταστάσεις πρόσκρουσης:

$$1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q \quad \text{Εξ. (4.29)}$$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot Q \quad \text{Εξ. (4.30)}$$

4.3.3 Έλεγχοι διαστασιολόγησης

1) Προεπιλογή διατομής ελέγχου:

Επιλέγεται το πάχος της τελικής επένδυσης, το οποίο θεωρείται ως το πλάτος της τυπικής διατομής. Το μήκος της τυπικής διατομής ισούται με $L = 1,0m$.

2) Απαιτούμενη επικάλυψη – ανθεκτικότητα:

Η κατηγορία κατασκευής λαμβάνεται σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§4.2).

Η κατηγορία περιβαλλοντικής έκθεσης λαμβάνεται σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§4.4.1.2(5)).

Η ελάχιστη επικάλυψη λαμβάνεται σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (4.4.1.2).

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}, c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10mm\} \quad \text{Εξ. (4.31)}$$

Όπου:

$c_{\min,b}$ είναι η διάμετρος ράβδου που επικαλύπτεται.

$\Delta c_{dur,\gamma}$ είναι το πρόσθετο στοιχείο ασφαλείας.

$\Delta c_{dur,st}$ είναι η μείωση του ανοξείδωτου χάλυβα.

$\Delta c_{dur,add}$ είναι η μείωση πρόσθετων μέτρων.

$c_{\min,dur}$ είναι η ελάχιστη επικάλυψη ανάλογα με την κατηγορία έκθεσης.

Η ονομαστική επικάλυψη λαμβάνεται σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (4.4.1.1).

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} \quad \text{Εξ. (4.32)}$$

Όπου:

Δc_{dev} είναι η σχεδιαστική ανοχή για την αντιμετώπιση αποκλίσεων.

$c_{\min}$ είναι η ελάχιστη επικάλυψη.

Οπότε το στατικό ύψος της διατομής προκύπτει:

$$d = t - c_{nom} - d_w - d_{cL} / 2 \quad \text{Εξ. (4.33)}$$

Όπου:

d_w είναι η μέγιστη διάμετρος του διαμήκους οπλισμού.

d_{cL} είναι η διάμετρος του εγκάρσιου οπλισμού.

t είναι το πάχος της τελικής επένδυσης.

3) Έλεγχος ικανοτικού σχεδιασμού:

Ο έλεγχος σε ικανοτικό σχεδιασμό εξαιρείται λόγω του γεγονότος ότι στην παρούσα εργασία δεν διαστασιολογείται η τελική επένδυση έναντι σεισμού.

4) Έλεγχος ελάχιστης διάστασης:

Πρέπει $t > 0,25m$ και $L > 0,25m$, σύμφωνα με τον EN 1998-1 (§5.5.1.2.2).

5) Έλεγχος σε θλίψη:

Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§12.1), πρέπει:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{Εξ. (4.34)}$$

$$N_{Rd} = n \cdot f_{cd} \cdot L \cdot t \cdot (1 - 2 \cdot e / t), \quad e = M_{Ed} / N_{Ed} \quad \text{Εξ. (4.35)}$$

Όπου:

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού σε θλιπτική δύναμη.

M_{Ed} είναι η τιμή ροπής σχεδιασμού.

N_{Rd} είναι η αντίσταση σε θλιπτική δύναμη.

n είναι ο εκθέτης και λαμβάνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 4.3.

f_{cd} είναι η θλιπτική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου σκυροδέματος.

t είναι το πάχος της τελικής επένδυσης.

e είναι η εκκεντρότητα του N_{Ed} .

6) Έλεγχος σε διάτμηση:

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§6.2), αλλά λόγω της μεγάλης έκτασης του δε συμπεριλαμβάνεται στην παρούσα εργασία.

7) Υπολογισμός απαιτούμενου οπλισμού:

Η ανηγμένη ροπή σχεδιασμού προκύπτει:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{t^2 \cdot L \cdot f_{cd}} \quad \text{Εξ. (4.36)}$$

Όπου:

M_{Ed} είναι η τιμή ροπής σχεδιασμού.

t είναι το πάχος της τελικής επένδυσης.

f_{cd} είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος.

L είναι το μήκος κατά τον άξονα της σήραγγας και ισούται με 1 m.

Η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού προκύπτει:

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \text{Εξ. (4.37)}$$

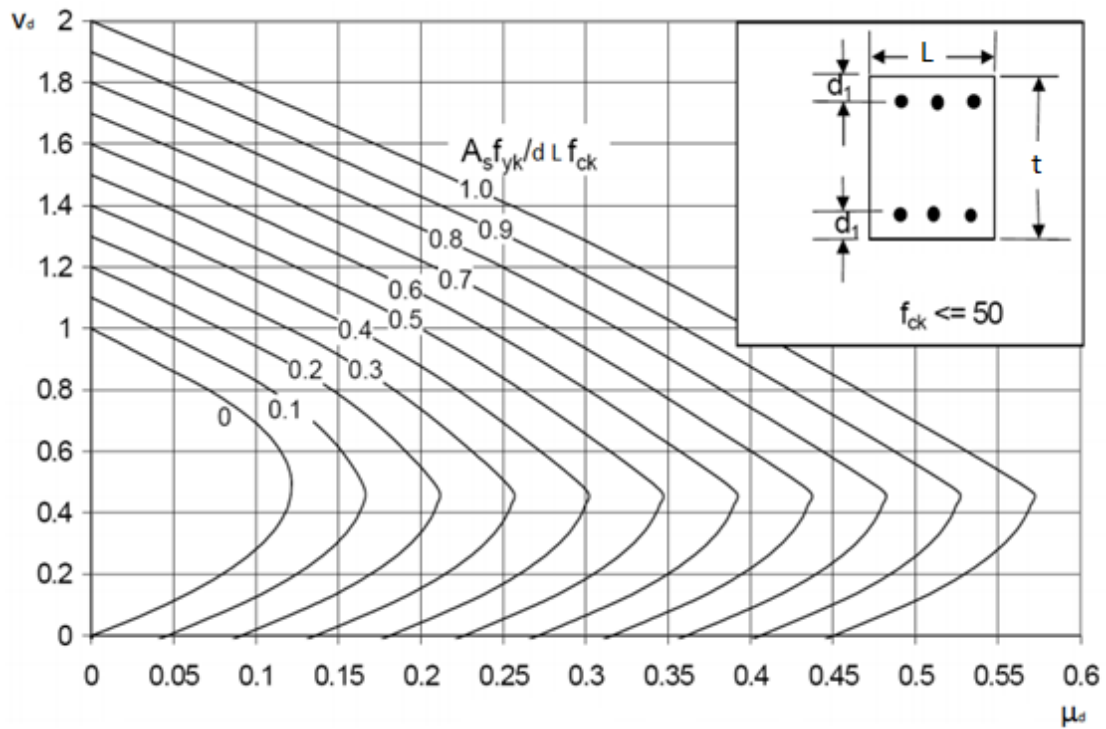
Όπου:

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού σε θλιπτική δύναμη.

A_c είναι το εμβαδόν της θλιβόμενης περιοχής της διατομής.

f_{cd} είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος.

Από την ανηγμένη ροπή και την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού με τη βοήθεια του νομογραφήματος (Σχήμα 4.7) συσχετίζεται το μηχανικό ποσοστό οπλισμού ω_{tot} .



Σχήμα 4.7. Νομογράφημα για τον υπολογισμό του μηχανικού ποσοστού οπλισμού (Narayanan and Beeby, 2005)

Ο συνολικός οπλισμός προκύπτει:

$$A_s = \omega_{tot} \cdot t \cdot L \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Εξ. (4.38)}$$

Όπου:

f_{yd} είναι η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα.

f_{cd} είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος.

t είναι το πάχος της τελικής επένδυσης.

ω_{tot} είναι το μηχανικό ποσοστό οπλισμού.

L είναι το μήκος κατά τον άξονα διάνοιξης και ισούται με 1 m.

Σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§9.5.2), το ελάχιστο και μέγιστο ποσοστό οπλισμού και η ελάχιστη διάμετρος οπλισμού προκύπτουν:

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0,002 \cdot A_c \end{array} \right. , \quad \Phi_{\min} = 8mm \quad \text{Εξ. (4.39)}$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c \quad \text{Εξ. (4.40)}$$

Όπου:

f_{yd} είναι η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα.

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού σε θλιπτική δύναμη.

A_c είναι το εμβαδόν της διατομής.

5. Εφαρμογή EN 1993 για τη διαστασιολόγηση κατασκευών από χάλυβα

Ο EN 1993 εφαρμόζεται στο σχεδιασμό των κτιρίων και των έργων πολιτικού μηχανικού που κατασκευάζονται από χάλυβα. Ασχολείται με τις αρχές και τις απαιτήσεις για ασφάλεια και λειτουργικότητα των κατασκευών, τις βασικές αρχές του σχεδιασμού και των ελέγχων επάρκειάς τους που δίνονται στην EN 1990 - Βασικές αρχές σχεδιασμού των κατασκευών.

Ο EN 1993 ασχολείται μόνο με απαιτήσεις για αντοχή, λειτουργικότητα, ανθεκτικότητα και πυρασφάλεια των κατασκευών από χάλυβα. Άλλες απαιτήσεις, που αφορούν π.χ. θερμικές ή ηχητικές μονώσεις δεν καλύπτονται.

5.1 Αρχές σχεδιασμού

5.1.1 Βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§2.1.1), ο σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα πρέπει να είναι σε συμφωνία με τους γενικούς κανόνες που δίνονται στο EN 1990.

Πρέπει να εφαρμόζονται οι συμπληρωματικές προβλέψεις για κατασκευές από χάλυβα που δίνονται στον EN 1993.

Πρέπει να ικανοποιούνται οι βασικές απαιτήσεις του EN 1990, όπου ο σχεδιασμός οριακής κατάστασης αστοχίας χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας και με τους συνδυασμούς φορτίσεων μαζί με τις δράσεις που δίνονται στον EN 1991.

Πρέπει να εφαρμόζονται οι κανόνες για αντοχές, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα που δίνονται στα Μέρη του EN 1993.

5.1.2 Διαχείριση αξιοπιστίας

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§2.1.2), όσον αφορά τα διάφορα επίπεδα αξιοπιστίας που απαιτούνται, πρέπει κατά προτίμηση να επιτευχθούν από

ένα κατάλληλης επιλογής πακέτο της διαχείρισης ποιότητας στο σχεδιασμό και την εκτέλεση, σύμφωνα με τον EN 1990 (Annex C).

5.1.3 Σχεδιασμός χρόνου ζωής, αξιοπιστίας και αντοχής

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§2.1.3.2), ανάλογα με τον τύπο της δράσης που επηρεάζει την ανθεκτικότητα και το χρόνο ζωής σχεδιασμού οι κατασκευές από χάλυβα πρέπει:

- Να σχεδιάζονται έναντι διάβρωσης μέσω κατάλληλης επιφανειακής προστασίας (EN ISO 12944), χρήσης αντιδιαβρωτικού χάλυβα και χρήσης ανοξειδωτού χάλυβα (EN 1993-1-4).
- Να σχεδιάζονται για επαρκή αντοχή σε κόπωση (EN 1993-1-9).
- Να σχεδιάζονται έναντι φθοράς στο χρόνο.
- Να επιθεωρούνται και να συντηρούνται.

5.2 Δομικός χάλυβας

5.2.1 Ιδιότητες

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§3.2.1), οι ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής αντοχής f_u για δομικό χάλυβα πρέπει να λαμβάνονται είτε υιοθετώντας τις τιμές $f_y = R_{eh}$ και $f_u = R_m$ απευθείας από το πρότυπο του προϊόντος ή χρησιμοποιώντας την απλοποίηση που δίνεται στους Πίνακες 5.1 και 5.2.

5.2.2 Απαιτήσεις ολκιμότητας

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§3.2.2), για τους χάλυβες απαιτείται μία ελάχιστη ολκιμότητα η οποία πρέπει να εκφράζεται υπό μορφή ορίων:

- Για το λόγο f_u / f_y της προδιαγεγραμμένης ελάχιστης οριακής αντοχής σε εφελκυσμό f_u ως προς την προδιαγεγραμμένη ελάχιστη αντοχή διαρροής f_y .
- Για την επιμήκυνση στην αστοχία με δοκίμιο μήκους $5,65\sqrt{A_0}$ (όπου A_0 είναι η αρχική επιφάνεια της διατομής)
- Για την οριακή παραμόρφωση ε_u , όπου η ε_u αντιστοιχεί στην οριακή αντοχή f_u .

Σημειώνεται ότι τα όρια του λόγου f_u / f_y , η επιμήκυνση στην αστοχία και η οριακή παραμόρφωση ε_u μπορούν να καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστώνται οι παρακάτω τιμές:

- $f_u / f_y \geq 1,10$ Εξ. (5.1)
- Επιμήκυνση στην αστοχία όχι μικρότερη από 15%.
- $\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y$, όπου ε_y είναι η παραμόρφωση διαρροής ($\varepsilon_y = f_y / E$).

Για χάλυβα ο οποίος ανήκει σε μία από τις ποιότητες που περιλαμβάνονται στον Πίνακα 5.1-5.2 πρέπει να γίνεται δεκτό ότι ικανοποιούνται οι παραπάνω απαιτήσεις.

5.2.3 Αντοχή σε κρούση

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§3.2.3), το υλικό πρέπει να έχει ικανοποιητική αντοχή σε κρούση ώστε να αποφεύγεται ψαθυρή θραύση εφελκυσμένων στοιχείων στη χαμηλότερη θερμοκρασία λειτουργίας που αναμένεται να παρουσιασθεί μέσα στην προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της κατασκευής.

Δεν χρειάζεται να γίνει επιπλέον έλεγχος για ψαθυρή θραύση εάν οι προϋποθέσεις που δίνονται στο EN 1993-1-10 ικανοποιούνται για τη χαμηλότερη θερμοκρασία.

Για θλιβόμενα μέλη πρέπει να επιλέγεται μία κατάλληλη ελάχιστη αντοχή σε κρούση.

Σημειώνεται ότι η χαμηλότερη θερμοκρασία λειτουργίας που πρέπει να ληφθεί υπόψη στο σχεδιασμό μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Επίσης το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίνει πληροφορία στην επιλογή των ιδιοτήτων αντοχής σε κρούση για θλιβόμενα μέλη. Προτείνεται η χρήση του EN 1993-1-10 (Table 2.1) για $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$.

Ονομαστική κατηγορία χάλυβα	Πάχος t (mm)			
	$t \leq 40mm$		$40mm < t \leq 80mm$	
	$f_y (N / mm^2)$	$f_u (N / mm^2)$	$f_y (N / mm^2)$	$f_u (N / mm^2)$
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Πίνακας 5.1. Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες (Table 3.1, EN 1993-1-1)

Ονομαστική κατηγορία χάλυβα	Πάχος t (mm)			
	$t \leq 40mm$		$40mm < t \leq 80mm$	
	$f_y (N / mm^2)$	$f_u (N / mm^2)$	$f_y (N / mm^2)$	$f_u (N / mm^2)$
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	430
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 NH/NLH	275	360		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 420 NH/NLH	420	500		
S 460 NH/NLH	460	530		

Πίνακας 5.2. Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για κοιλοδοκούς (Table 3.1, EN 1993-1-1)

5.2.4 Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§3.2.6), οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

- Μέτρο ελαστικότητας $E = 210000 \text{ N} / \text{mm}^2$
- Μέτρο διάτμησης $G = 81000 \text{ N} / \text{mm}^2$
- Λόγος Poisson $\nu = 0,3$
- Συντ. γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ για $T \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C}$

5.3 Στατική ανάλυση

5.3.1 Επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§5.2.1), τα εντατικά μεγέθη μπορούν γενικά να υπολογισθούν χρησιμοποιώντας:

- Ανάλυση 1^{ης} τάξης, λαμβάνοντας την αρχική γεωμετρία του φορέα.
- Ανάλυση 2^{ης} τάξης, λαμβάνοντας την επίδραση της παραμόρφωσης του φορέα.

Οι επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας (επιδράσεις δεύτερης τάξης) πρέπει να λαμβάνονται υπόψη εάν αυξάνουν σημαντικά τις επιρροές των δράσεων ή εάν τροποποιούν σημαντικά τη συμπεριφορά του φορέα.

Ανάλυση πρώτης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται, εάν η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα οφειλόμενη σε παραμορφώσεις, μπορεί να αγνοηθεί. Αυτός ο όρος μπορεί να θεωρηθεί ότι εκπληρώνεται, εάν ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια:

Για ελαστική ανάλυση:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{Εξ. (5.2)}$$

Για πλαστική ανάλυση:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{Εξ. (5.3)}$$

Όπου:

α_{cr} είναι ο παράγοντας με τον οποίο πρέπει να αυξηθεί η φόρτιση σχεδιασμού ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια.

F_{Ed} είναι το φορτίο σχεδιασμού του φορέα.

F_{cr} είναι το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες.

Σημειώνεται ότι ένα μεγαλύτερο όριο του α_{cr} για πλαστική ανάλυση δίνεται στην Εξ. (4.1) επειδή η συμπεριφορά του φορέα μπορεί να επηρεάζεται σημαντικά από μη γραμμικές ιδιότητες του υλικού στην οριακή κατάσταση αστοχίας (π.χ. όπου ένα πλαίσιο σχηματίζει πλαστικές αρθρώσεις με ανακατανομές ροπών, ή όπου συμβαίνουν σημαντικές μη γραμμικές παραμορφώσεις σε θέσεις ημιάκαμπτων συνδέσεων). Όπου υποστηρίζεται από πιο ακριβείς προσεγγίσεις, το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίνει χαμηλότερο όριο του α_{cr} για κάποιους τύπους πλαισίων.

5.3.2 Μέθοδοι ανάλυσης

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§5.4.1), λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμικότητα του υλικού τα εντατικά μεγέθη μπορούν να υπολογίζονται χρησιμοποιώντας:

- Ελαστική στατική ανάλυση
- Πλαστική στατική ανάλυση

Σημειώνεται για ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία (FEM) γίνεται χρήση του EN 1993-1-5.

Η ελαστική στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται σε όλες τις περιπτώσεις. Ενώ η πλαστική στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο όπου η κατασκευή έχει ικανοποιητική δυνατότητα στροφής στην πραγματική θέση της πλαστικής άρθρωσης, είτε αυτή είναι στα μέλη είτε στους κόμβους.

Ως μια απλοποιητική μέθοδος για περιορισμένη πλαστική ανακατανομή των ροπών σε συνεχείς δοκούς όπου μετά από ελαστική ανάλυση μερικές ροπές αιχμής ξεπερνούν την πλαστική καμπτική αντοχή το πολύ κατά 15%, το υπερβάλλον από αυτές τις ροπές αιχμής τμήμα μπορεί να ανακατανεμηθεί σε οποιοδήποτε μέλος, υπό την προϋπόθεση ότι:

- τα εντατικά μεγέθη στο πλαίσιο παραμένουν σε ισορροπία με τα εφαρμοζόμενα φορτία,
- όλα τα μέλη στα οποία οι ροπές έχουν ελαττωθεί έχουν διατομές κατηγορίας 1 ή 2, και
- ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός των μελών παρεμποδίζεται.

5.3.3 Ελαστική στατική ανάλυση

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§5.4.2), η ελαστική στατική ανάλυση πρέπει να βασίζεται στην παραδοχή ότι η συμπεριφορά τάσης – παραμόρφωσης του υλικού είναι γραμμική, όποιο κι αν είναι το επίπεδο τάσης.

Τα εντατικά μεγέθη μπορούν να υπολογίζονται σύμφωνα με την ελαστική στατική ανάλυση ακόμα κι αν η αντοχή μιας διατομής βασίζεται στην πλαστική αντοχή της.

Ελαστική στατική ανάλυση μπορεί επίσης να χρησιμοποιείται για διατομές των οποίων οι αντοχές περιορίζονται από τοπικό λυγισμό.

5.3.4 Πλαστική στατική ανάλυση

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§5.4.3), η πλαστική στατική ανάλυση λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού στον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων. Η συμπεριφορά πρέπει να προσομοιώνεται με μία από τις παρακάτω μεθόδους:

- Με ελαστική – πλαστική ανάλυση με πλαστικοποιημένες διατομές ή κόμβους όπως πλαστικές αρθρώσεις.
- Με μη γραμμική πλαστική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη τη μερική πλαστικοποίηση μελών στις πλαστικές ζώνες.
- Με πλαστική ανάλυση αγνοώντας την ελαστική συμπεριφορά μεταξύ αρθρώσεων και θεωρώντας άκαμπτα τα μέλη της κατασκευής μεταξύ γειτονικών πλαστικών αρθρώσεων.

Πλαστική στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται όπου τα μέλη έχουν ικανοποιητική δυνατότητα στροφής έτσι ώστε να επιτρέπουν τις απαιτούμενες ανακατανομές των καμπτικών ροπών.

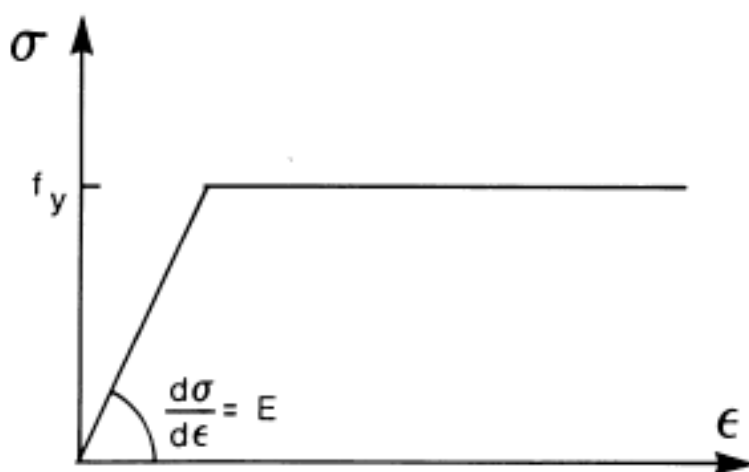
Πλαστική στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο όπου είναι εξασφαλισμένη η ευστάθεια των μελών στις πλαστικές αρθρώσεις.

Η διγραμμική απεικόνιση τάσεως – παραμόρφωσης που παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.1 μπορεί να χρησιμοποιείται για τις ποιότητες του δομικού χάλυβα. Εναλλακτικά, μπορεί να υιοθετείται μία πιο ακριβής σχέση, όπως αναφέρει ο EN 1993-1-5.

Πλαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται εάν οι επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας (π.χ. επιδράσεις δεύτερης τάξης) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη. Σε αυτήν την περίπτωση οι κόμβοι ταξινομούνται μόνο με βάση την αντοχή, όπως αναφέρει ο EN 1993-1-8.

Οι επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας της κατασκευής και η ευστάθεια του πλαισίου πρέπει να επιβεβαιώνονται.

Σημειώνεται ότι η μέγιστη αντοχή ενός πλαισίου με σημαντικά παραμορφωμένη γεωμετρία μπορεί να αντιστοιχεί σε στάθμη φόρτισης προ του σχηματισμού όλων των πλαστικών αρθρώσεων του μηχανισμού κατάρρευσης πρώτης τάξης.



Σχήμα 5.1. Διγραμμική αναπαράσταση τάσης παραμόρφωσης (Figure 5.8, EN 1993-1-1)

5.3.5 Κατάταξη των διατομών

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§5.5.2), τέσσερις κατηγορίες διατομών καθορίζονται ως εξής:

- Διατομές κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική

κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

- Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι μειώσεις στην αντοχή λόγω των επιδράσεων του τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη.

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη.

Τα θλιβόμενα τμήματα περιλαμβάνουν κάθε τμήμα μιας διατομής το οποίο θλίβεται εξ ολοκλήρου ή εν μέρει για τον υπό θεώρηση συνδυασμό φορτίων.

Τα διάφορα θλιβόμενα τμήματα σε μια διατομή (όπως ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες.

Μια διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων τμημάτων της.

Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να ορισθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.

5.3.6 Απαιτήσεις διατομής για πλαστική στατική ανάλυση

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§5.6), στις θέσεις πλαστικής άρθρωσης η διατομή του μέλους που περιέχει την πλαστική άρθρωση πρέπει να έχει μία ικανότητα στροφής όχι μικρότερη από την απαιτούμενη στη θέση της πλαστικής άρθρωσης.

Σε ένα μέλος σταθερής διατομής, η επαρκής ικανότητα στροφής μπορεί να θεωρείται πλαστική άρθρωση εάν ικανοποιούνται και οι δύο παρακάτω απαιτήσεις:

- Το μέλος έχει διατομές κατηγορίας 1 στη θέση της πλαστικής άρθρωσης.

- Μια εγκάρσια δύναμη, που υπερβαίνει το 10% της αντοχής σε διάτμηση της διατομής, εφαρμόζεται στον κορμό στη θέση της πλαστικής άρθρωσης. Ενισχύσεις κορμού πρέπει να προβλέπονται σε μία απόσταση κατά μήκος του μέλους $h/2$ από τη θέση της πλαστικής άρθρωσης, όπου h είναι το ύψος της διατομής σε αυτή τη θέση.

Πρέπει να ικανοποιούνται τα παρακάτω επιπρόσθετα κριτήρια, όπου η διατομή του μέλους μεταβάλλεται κατά μήκος:

- Στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, το πάχος εκατέρωθεν του κορμού δεν πρέπει να μειώνεται σε απόσταση τουλάχιστον $2d$ κατά μήκος του μέλους εκατέρωθεν της θέσης της πλαστικής άρθρωσης, όπου d είναι το καθαρό ύψος του κορμού στη θέση της πλαστικής άρθρωσης.
- Στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, το θλιβόμενο πέλμα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 σε απόσταση κατά μήκος του μέλους εκατέρωθεν της πλαστικής άρθρωσης, όχι μικρότερη από τη μεγαλύτερη από $2d$ ή την απόσταση από το γειτονικό σημείο στο οποίο η ροπή στο μέλος έχει μειωθεί στο 0,8 της πλαστικής ροπής αντοχής στο υπό θεώρηση σημείο.
- Σε άλλα σημεία του μέλους το θλιβόμενο πέλμα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2 και ο κορμός πρέπει να είναι κατηγορίας 1, 2 ή 3.

5.4 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

5.4.1 Αντοχή διατομών

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§6.2.1), η τιμή σχεδιασμού για τα αποτελέσματα μιας δράσης σε κάθε διατομή δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού, και εάν πολλά αποτελέσματα δράσεων ασκούνται ταυτόχρονα, το συνδυασμένο αποτέλεσμα δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή για το συγκεκριμένο συνδυασμό.

Επιδράσεις λόγω διατμητικής υστέρησης και λόγω τοπικού λυγισμού πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με ένα ενεργό πλάτος σύμφωνα με τον EN 1993-1-5. Οι επιδράσεις διατμητικού λυγισμού πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη σύμφωνα με τον EN 1993-1-5.

Οι τιμές σχεδιασμού για την αντοχή πρέπει να εξαρτώνται από την κατάταξη των διατομών.

Ελαστικός έλεγχος σύμφωνα με την ελαστική αντοχή μπορεί να εκτελείται για όλες τις κατηγορίες διατομών υπό την προϋπόθεση ότι για τον έλεγχο των διατομών κατηγορίας 4 χρησιμοποιούνται οι ενεργές ιδιότητες των διατομών.

Για τον ελαστικό έλεγχο μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο διαρροής, για ένα κρίσιμο σημείο της διατομής, εκτός εάν εφαρμόζεται άλλος τύπος αλληλεπίδρασης.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M_0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M_0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M_0}} \right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M_0}} \right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M_0}} \right)^2 \leq 1$$

Εξ. (5.4)

Όπου:

$\sigma_{x,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής κατά μήκος τάσης στο υπό θεώρηση σημείο.

$\sigma_{z,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής εγκάρσιας τάσης στο υπό θεώρηση σημείο.

τ_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διατμητικής τάσης στο υπό θεώρηση σημείο.

Η πλαστική αντοχή των διατομών πρέπει να υπολογίζεται βρίσκοντας μια κατανομή τάσεων που να είναι σε ισορροπία με τα εντατικά μεγέθη χωρίς να υπάρχει υπέρβαση της τάσης διαρροής. Αυτή η κατανομή τάσεων πρέπει να είναι συμβατή με τις αντίστοιχες πλαστικές παραμορφώσεις.

Ως μία συντηρητική προσέγγιση για όλες τις κατηγορίες διατομών, μπορεί να χρησιμοποιείται μία γραμμική άθροιση των βαθμών αξιοποίησης για κάθε συνισταμένη τάση. Για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 που υπόκεινται στο συνδυασμό των N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ μπορεί να εφαρμοστεί το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad \text{Εξ. (5.5)}$$

Όπου N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ και $M_{z,Rd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής που εξαρτώνται από την κατάταξη των διατομών και περιλαμβάνουν κάθε μείωση που μπορεί να προκαλείται από την επιρροή της διάτμησης.

Όταν όλα τα θλιβόμενα τμήματα μιας διατομής είναι κατηγορίας 2, η διατομή μπορεί να λαμβάνεται ως ικανή να αναπτύξει την πλήρη πλαστική αντοχή της σε κάμψη. Αντίστοιχα όταν είναι κατηγορίας 3, η αντοχή της πρέπει να βασίζεται σε μια ελαστική κατανομή των παραμορφώσεων στη διατομή. Οι θλιπτικές τάσεις πρέπει να περιορίζονται στην τάση διαρροής στις ακραίες ίνες. Όταν συμβαίνει διαρροή πρώτα στην εφελκυσόμενη πλευρά της διατομής, τα πλαστικά αποθέματα της εφελκυσόμενης ζώνης μπορούν να χρησιμοποιούνται στον καθορισμό αντοχής μιας διατομής κατηγορίας 3, λαμβάνοντας υπόψη μερική πλαστικοποίηση.

5.4.2 Αντοχή των μελών σε λυγισμό

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§6.3.1.1), ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{Εξ. (5.6)}$$

Όπου:

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης.

$N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Για μέλη με μη συμμετρικές διατομές κατηγορίας 4 πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την πρόσθετη ροπή ΔM_{Ed} λόγω της εκκεντρότητας του κεντροβαρικού άξονα της ενεργού διατομής.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

- Για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{Εξ. (5.7)}$$

- Για διατομές κατηγορίας 4:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{Εξ. (5.8)}$$

Όπου:

χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

5.4.3 Καμπύλες λυγισμού

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§6.3.1.2), σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \quad \chi \leq 1 \quad \text{Εξ. (5.9)}$$

Όπου:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \text{Εξ. (5.10)}$$

- Για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{Εξ. (5.11)}$$

- Για διατομές κατηγορίας 4:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{Εξ. (5.12)}$$

Όπου:

α είναι ένας συντελεστής ατελειών

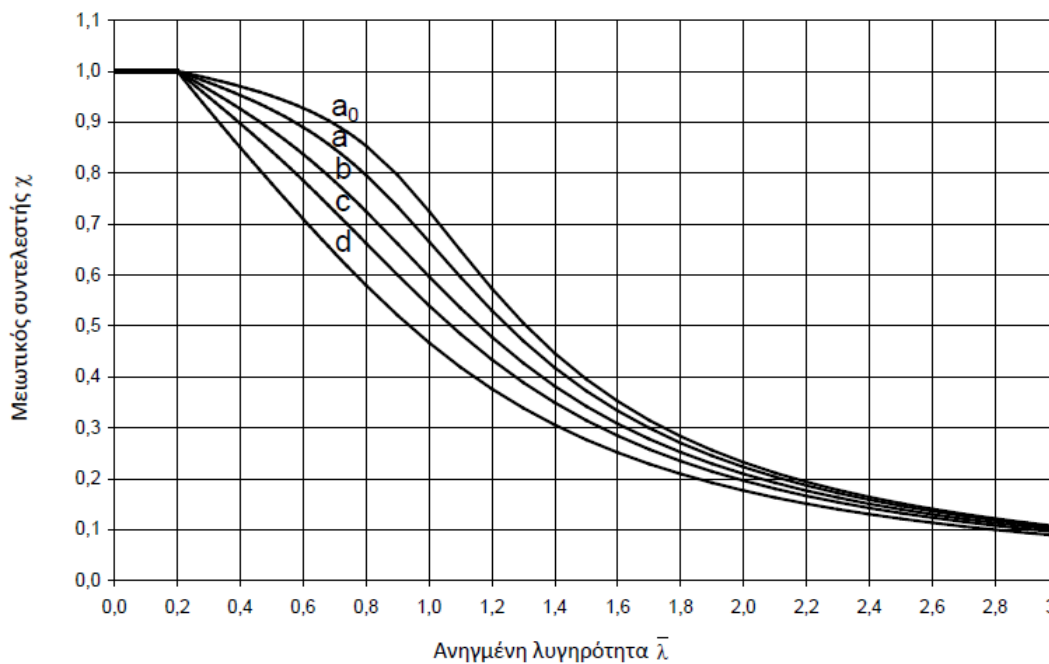
N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού πρέπει να λαμβάνεται από τον Πίνακα 5.3.

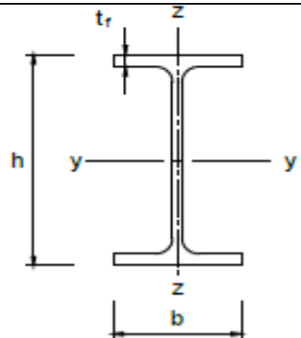
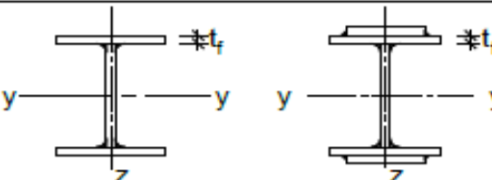
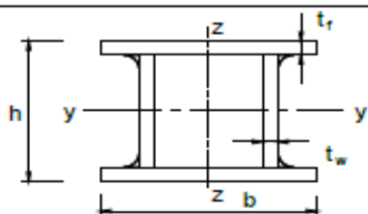
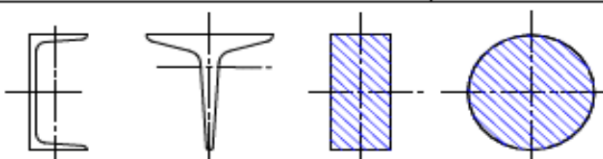
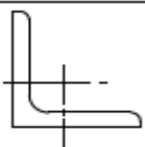
Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 5.3. Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού
(Table 6.1, EN 1993-1-1)

Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 5.2.



Σχήμα 5.2. Καμπύλες λυγισμού (Figure 6.4, EN 1993-1-1)

Διατομή		Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Ελατές διατομές		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Συγκολλητές I-διατομές		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d	c d
Κοίλες Διατομές		Εν θερμώ έλαση		Κάθε	a	a ₀
		Ψυχρή έλαση		Κάθε	c	c
Συγκολλητές κιβωτιοειδείς		Γενικά (εκτός των κατωτέρω)		Κάθε	b	b
		Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		Κάθε	c	c
U-, T- και συμπαγείς				Κάθε	c	c
L-διατομές				Κάθε	b	b

Πίνακας 5.4. Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή (Table 6.2, EN 1993-1-1)

5.5 Εφαρμογή EN 1993 για τη διαστασιολόγηση χαλύβδινων πλαισίων

Ο σχεδιασμός των πλαισίων αποτελεί αντικείμενο του Μέρους 6 του EN 1993-1-1. Για όλους τους τύπους των καταπονήσεων και τους συνδυασμούς τους καθορίζονται οι αντοχές σχεδιασμού τόσο της διατομής του εξεταζόμενου μέλους όσο και του μέλους ολόκληρου. Για ορισμένες καταπονήσεις κρίσιμος είναι ο έλεγχος της διατομής (π.χ. εφελκυσμός) ενώ για άλλες του μέλους (π.χ. θλίψη).

Αντοχή διατομών:

Για εφελκυόμενα μέλη δίδονται οι αντοχές για τις περιπτώσεις όλκιμου και ψαθυρού (σε θέσεις οπών) τρόπου αστοχίας. Δίδονται ακόμη οι αντοχές σε εφελκυσμό για περιοχές συνδέσεων μέσω προεντεταμένων κοχλιών και για γωνιακά συνδεόμενα με το ένα σκέλος τους (§ 6.2.3).

Η αντοχή μίας διατομής σε κάμψη, καθοριστική για πλευρικώς εξασφαλισμένα καμπτόμενα μέλη, συνδέεται με την κατάταξη της διατομής σε κατηγορίες ανάλογα με το σχετικό πάχος των μελών της (κορμός, πέλματα) δηλαδή με την αποφυγή τοπικού λυγισμού προ της ανάπτυξης της αντοχής της διατομής (§6.2.5). Δίδονται κριτήρια για την επιρροή οπών στον κορμό ή τα πέλματα διατομής επί της αντοχής της σε κάμψη.

Η παρουσία σημαντικών αξονικών δυνάμεων απομειώνει την αντοχή σε κάμψη. Σχετικές σχέσεις δίδονται για διάφορα είδη διατομών (§6.2.9). Για περίπτωση διαξονικής κάμψης μπορεί να γίνεται πλαστικός ή ελαστικός έλεγχος. Σε περίπτωση παρουσίας σε καμπτόμενη διατομή σημαντικών τόσο τεμνουσών όσο και αξονικών δυνάμεων, η απομείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω αξονικής δύναμης γίνεται επί διατομής για την οποία στην επιφάνεια διάτμησης θεωρείται μειωμένη τιμή της τάσεως διαρροής (§6.2.10).

Αντοχή μελών:

Η αντοχή μέλους σε θλίψη (λυγισμός) προσδιορίζεται ως ποσοστό της αντοχής διαρροής. Το ποσοστό αυτό ορίζεται μέσω πέντε καμπυλών λυγισμού στις οποίες γίνεται παραπομπή κατά περίπτωση διατομής λαμβανομένης υπόψη της επιρροής των παραμενουσών τάσεων, της αρχικής καμπυλότητας του μέλους και της επιρροής του πάχους των ελασμάτων επί της τιμής της τάσεως διαρροής (§6.3.1).

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη καμπτική καταπόνηση και αξονική θλίψη μπορεί, πέραν της αστοχίας διατομής ή του τοπικού λυγισμού, να αστοχήσουν μέσω καμπτικού ή μέσω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Πρόκειται για δύο διαφορετικές μορφές αστοχίας. Στον κανονισμό δίδονται για τον έλεγχο αντοχής των μελών, σχέσεις αλληλεπίδρασης των εντατικών μεγεθών (αξονική θλιπτική δύναμη, καμπτικές ροπές ως προς τους δύο κύριους άξονες) που καλύπτουν και τους δύο τύπους αστοχίας (§6.3.3).

Οι απαιτήσεις για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας καλύπτονται από το EN 1990. Στο Μέρος 7 του EN 1993 γίνεται αναφορά στα σχετικά Μέρη ή τα Παραρτήματα του EN 1990.

Έλεγχοι πλαισίων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

1) Έλεγχος σε κάμψη:

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§6.2.5), επιλέγεται διατομή χάλυβα του πλαισίου ώστε να πληροί την παρακάτω συνθήκη:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad \text{Εξ. (5.13)}$$

Όπου:

M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής, κατ' απόλυτο τιμή, που δίνει η στατική επίλυση του φορέα.

$M_{c,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής της διατομής.

Ο υπολογισμός της $M_{c,Rd}$ προκύπτει:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Εξ. (5.14)}$$

Όπου:

f_y είναι το όριο διαρροής του υλικού του χάλυβα (Πίνακας 5.5).

W_{pl} εξαρτάται από τη διατομή του χάλυβα και παρέχεται από τους αντίστοιχους πίνακες.

$$\gamma_{M0} = 1$$

Τέλος το ποσοστό εξάντλησης σε κάμψη προκύπτει:

$$m = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Εξ. (5.15)}$$

Ποιότητα χάλυβα	f_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360
Fe 430	275	430
Fe 510	355	510

Πίνακας 5.5. Συσχέτιση ποιότητας χάλυβα και όριο διαρροής (Table 3.1, EN 1993-1-1)

2) Έλεγχος σε θλίψη:

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§6.2.4), προκύπτει ο έλεγχος:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad \text{Εξ. (5.16)}$$

Όπου:

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης που δίνει η στατική επίλυση του φορέα.

$N_{c,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε θλίψη.

Ο υπολογισμός της $N_{c,Rd}$ για κατηγορία διατομής 1,2 και 3 προκύπτει:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Εξ. (5.17)}$$

Όπου:

A είναι το εμβαδόν της διατομής.

f_y είναι το όριο διαρροής του υλικού του χάλυβα (Πίνακας 5.5).

$$\gamma_{M0} = 1$$

Για κατηγορία διατομής 4 στην Εξ. (4.42) αντικαθίσταται το μέγεθος A από το A_{eff} .

Τέλος υπολογίζεται το ποσοστό εξάντλησης σε θλίψη προκύπτει:

$$n_c = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{Εξ. (5.18)}$$

3) Έλεγχος σε λυγισμό κατά γ ή κατά z:

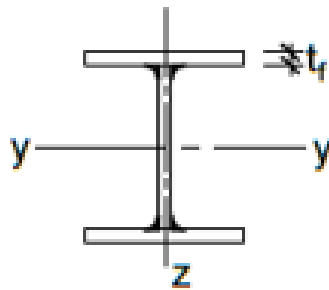
Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§6.3.1.1), προκύπτει ο έλεγχος:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad \text{Εξ. (5.19)}$$

Όπου:

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης που δίνει η στατική επίλυση του φορέα.

$N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό κατά γ.



Σχήμα 5.3. Απεικόνιση διατομής πλαισίου με τους άξονες γ και z

Ο υπολογισμός της $N_{b,Rd}$ γίνεται ως εξής:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Εξ. (5.20)}$$

Όπου:

χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για λυγισμό.

A είναι το εμβαδόν της διατομής.

f_y είναι το όριο διαρροής του υλικού του χάλυβα (Πίνακας 5.5).

$\gamma_{M1} = 1$.

Για κατηγορία διατομής 4 στην Εξ. (4.45) αντικαθίσταται το μέγεθος A από το A_{eff} .

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§6.3.1.3), ο υπολογισμός του χ προκύπτει:

$$\bullet \quad \bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} \quad \text{Εξ. (5.21)}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{y(MPa)}}} \quad \text{Εξ. (5.22)}$$

- Επιλέγεται η καμπύλη λυγισμού από τον Πίνακα 5.4 και συσχετίζεται ο αντίστοιχος μειωτικός συντελεστής χ σύμφωνα με το Σχήμα 5.2.

Όπου:

L_{cr} είναι το κρίσιμο μήκος λυγισμού.

$\bar{\lambda}$ είναι η ανηγμένη λυγηρότητα.

Τέλος υπολογίζεται το ποσοστό εξάντλησης σε λυγισμό προκύπτει:

$$n_b = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Εξ. (5.23)}$$

4) Έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό:

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 (§6.3.3) κι ύστερα από επιμέρους υπολογισμούς προκύπτει ο έλεγχος:

$$n_b + K \cdot m \leq 1,0 \quad \text{Εξ. (5.24)}$$

$$K = 1 - \frac{\mu}{1,1} n_b \leq 1,5 \quad \text{Εξ. (5.25)}$$

$$\text{και όπου } \mu = \bar{\lambda}(2\beta_M - 4) + a, \quad \beta_{My} = 1,8 \quad \text{Εξ. (5.26)}$$

Ο συντελεστής a για κατηγορία διατομής 1, 2 υπολογίζεται ως

$$a = \frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \quad \text{και για κατηγορία 3 } a = 0.$$

6. Παράδειγμα εφαρμογής Ευρωκώδικα για τη διαστασιολόγηση της επένδυσης αστικής σήραγγας

Στο Κεφάλαιο αυτό εφαρμόζονται τα Μέρη του Ευρωκώδικα που αφορούν τη διαστασιολόγηση των μέτρων υποστήριξης άμεσης και τελικής επένδυσης αβαθούς συμβατικά διανοιγμένης αστικής σήραγγας. Συγκεκριμένα εφαρμόζεται ο EN 1997 για τη διαστασιολόγηση των αγκυρίων όπως αναφέρεται στην ενότητα 3.4 της παρούσης εργασίας, εφαρμόζεται ο EN 1992 για τη διαστασιολόγηση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και του κελύφους από Ο/Σ της τελικής επένδυσης όπως αναφέρονται στις ενότητες 4.2 και 4.3 αντίστοιχα και τέλος εφαρμόζεται ο EN 1993 για τη διαστασιολόγηση των χαλύβδινων πλαισίων όπως αναφέρεται στην ενότητα 5.5.

Στο παράδειγμα αυτό εξετάζεται αστική σήραγγα, η οποία βρίσκεται εντός σχηματισμού σκληρής αργίλου. Τα μεγέθη των μέτρων υποστήριξης (αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, χαλύβδινα πλαίσια, κέλυφος Ο/Σ) προεπιλέγονται και ελέγχονται σύμφωνα με τα αντίστοιχα Μέρη του Ευρωκώδικα.

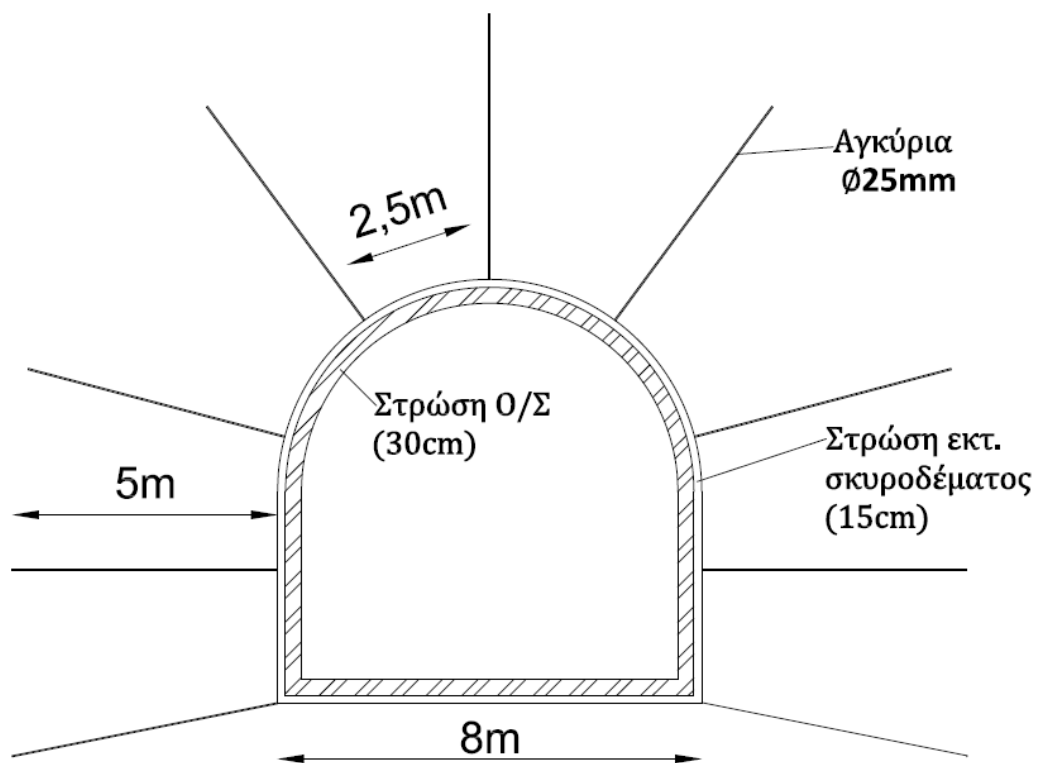
Θεωρείται, ότι η κατακόρυφη γεωστατική πίεση που ασκείται στη στέψη της σήραγγας είναι $p_v = 63,77 \text{ kPa}$ κι ότι ο συντελεστής ουδέτερης ώθησης του γεωλογικού σχηματισμού στην εξεταζόμενη θέση της σήραγγας είναι $K = 1$. Οπότε η κατακόρυφη και οριζόντια πίεση γαιών δε διαφέρουν. Θεωρείται επίσης ότι η οριζόντια πίεση γαιών δρα μόνο επί των κατακόρυφων παρειών της σήραγγας.

Για την στατική επίλυση του φορέα για τους δύο συνδυασμούς φόρτισης από τη μία της άμεσης και από την άλλη της τελικής επένδυσης χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό ανάλυσης και διαστασιολόγησης των κατασκευών SAP2000 έκδοσης v17.3.0, ώστε να εξαχθούν οι τιμές της ροπής σχεδιασμού, της αξονικής δύναμης σχεδιασμού και της τέμνουσας σχεδιασμού.

Παρακάτω δίδονται τα γεωμετρικά στοιχεία της εξεταζόμενης αστικής σήραγγας και τα γεωλογικά στοιχεία της σκληρής αργίλου. Στο Σχήμα 6.1 διακρίνονται τα μέτρα υποστήριξης μιας τυπικής πεταλοειδούς διατομής της σήραγγας.

Βασικά στοιχεία σχεδιασμού:

Γεωλογικός σχηματισμός:	Σκληρή Άργιλος
Ειδικό βάρος αργίλου:	$\gamma = 22 \text{ kN} / \text{m}^3$
Γωνία τριβής:	$\varphi = 30^\circ$
Συνοχή:	$c = 150 \text{ kPa}$
Τύπος διατομής:	Πεταλοειδής
Πλάτος σήραγγας:	$b = 8 \text{ m}$
Ύψος σήραγγας:	$H = 8 \text{ m}$
Κατακόρυφη πίεση γαιών:	$p_v = 63,77 \text{ kPa}$
Συντελεστής ουδέτερης ώθησης:	$K = 1$



Σχήμα 6.1. Τυπική πεταλοειδής διατομή (8m) της εξεταζόμενης αστικής σήραγγας

6.1 Διαστασιολόγηση άμεσης επένδυσης

Στατική επίλυση του κάθε μέτρου υποστήριξης της άμεσης επένδυσης:

Η κατακόρυφη πίεση των γαιών επί της στέψης της σήραγγας θεωρείται ότι είναι $p_v = 63,77kPa$ και η οριζόντια αντίστοιχη πίεση $p_h = p_v \cdot K = 63,77kPa$, $K=1$. Η οριζόντια δρα μόνο επί των κατακόρυφων παρειών της άμεσης επένδυσης. Επίσης θεωρείται ότι οι πιέσεις κατανέμονται ισομερώς στα τρία μέτρα άμεσης υποστήριξης (αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, πλαίσια), οπότε η πίεση που αντιστοιχεί στο κάθε μέτρο άμεσης υποστήριξης, είτε η κατακόρυφη είτε η οριζόντια, διαιρείται με το “3”.

- Το χαρακτηριστικό κατανεμημένο φορτίο προκύπτει:

$$P_k = \frac{p \cdot L}{3} = 21,26kN / m \quad \text{Εξ. (6.1)}$$

Όπου:

$p = p_v = p_h = 63,77kPa$ είναι η πίεση στην στέψη της σήραγγας (Μόνιμο Φορτίο).

$L = 1m$ είναι το μήκος κατά τον άξονα της σήραγγας.

- Το κατανεμημένο φορτίο σχεδιασμού προκύπτει:

$$P_d = \gamma_G \cdot P_k + \gamma_Q \cdot P_k = 1,35 \cdot 21,26 + 1,50 \cdot 0 = 28,70kN / m \quad \text{Εξ. (6.2)}$$

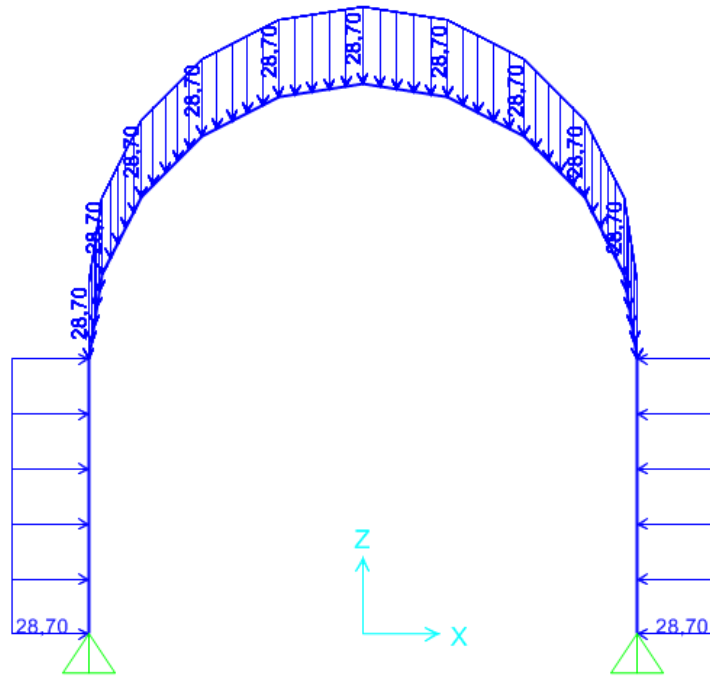
Όπου:

$\gamma_G = 1,35$ είναι ο συντελεστής για μόνιμες δράσεις.

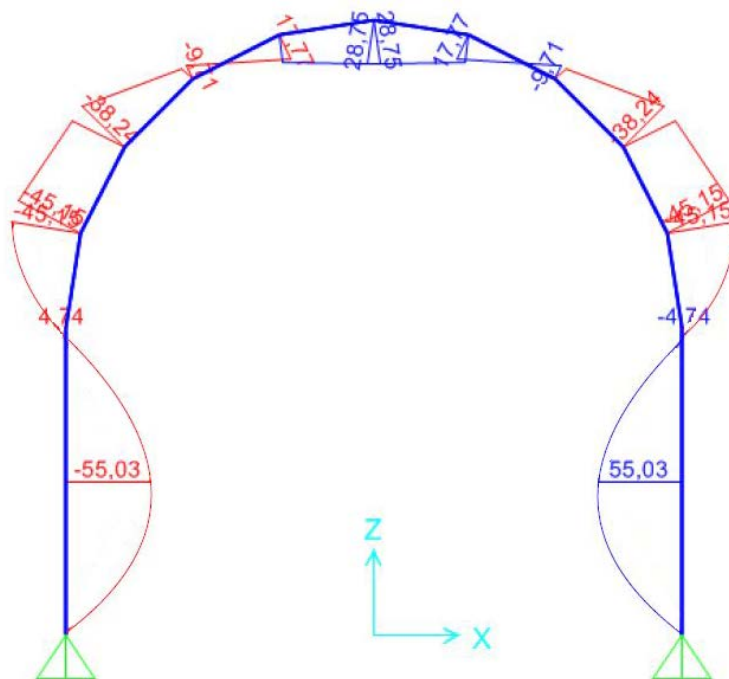
$\gamma_Q = 1,50$ είναι ο συντελεστής για μεταβλητές δράσεις.

Θεωρείται ότι δε δρουν μεταβλητές δράσεις επί της άμεσης επένδυσης.

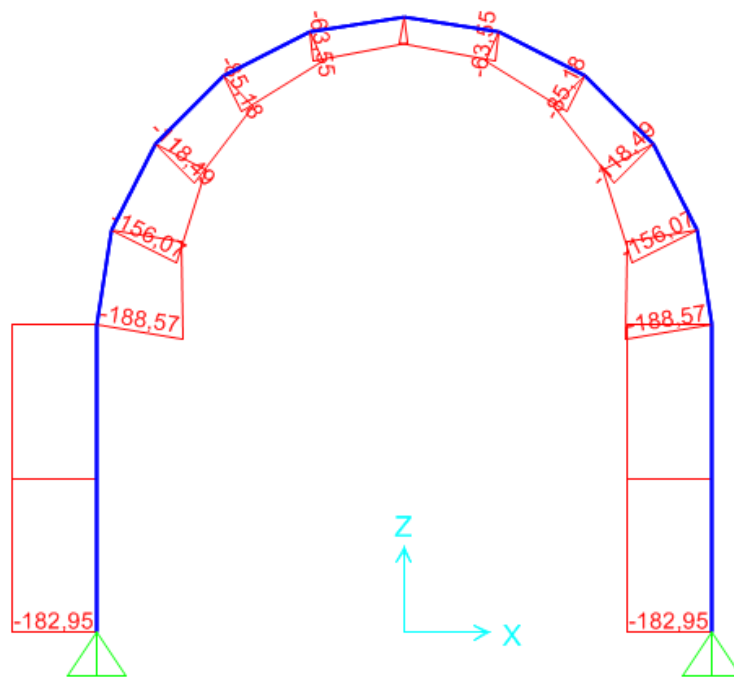
Με χρήση του λογισμικού ανάλυσης και διαστασιολόγησης των κατασκευών SAP2000 έκδοσης v17.3.0, επιλύεται στατικά ο φορέας, σύμφωνα με το επιβαλλόμενο φορτίο σχεδιασμού $P_d = 28,70kN / m$ (Σχήμα 6.2). Στα επόμενα σχήματα διακρίνονται τα αποτελέσματα των μεγεθών σχεδιασμού του φορέα στο κάθε μέτρο υποστήριξης άμεσης επένδυσης.



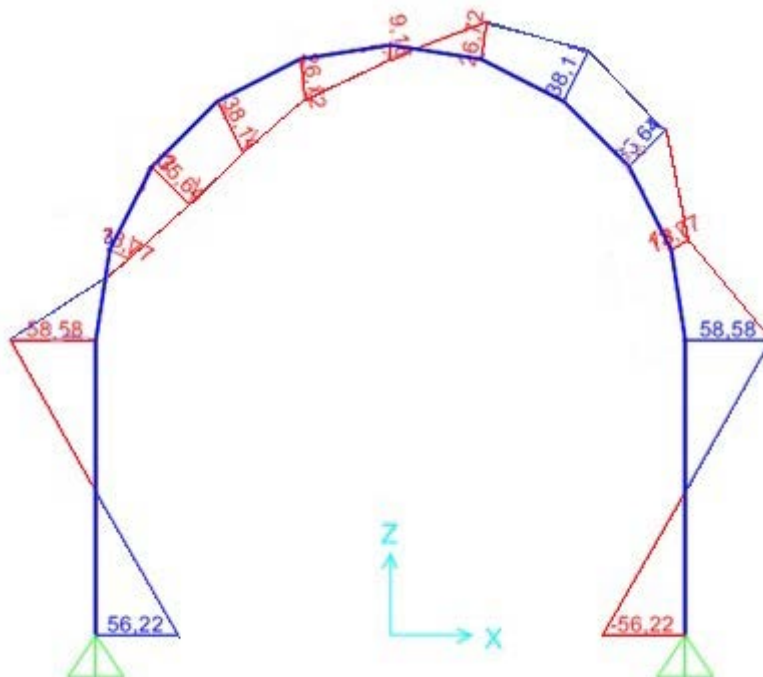
Σχήμα 6.2. Επιβολή κατανεμημένου φορτίου σχεδιασμού στο κάθε μέτρο υποστήριξης άμεσης επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)



Σχήμα 6.3. Διάγραμμα ροπών σχεδιασμού του κάθε μέτρου υποστήριξης άμεσης επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)



Σχήμα 6.4. Διάγραμμα αξονικής δύναμης σχεδιασμού του κάθε μέτρου υποστήριξης άμεσης επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)



Σχήμα 6.5. Διάγραμμα τέμνουσας σχεδιασμού του κάθε μέτρου υποστήριξης άμεσης επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)

Οπότε σύμφωνα με την στατική επίλυση με χρήση του λογισμικού ανάλυσης και διαστασιολόγησης των κατασκευών SAP2000 έκδοσης v17.3.0, όπως διακρίνονται στα προηγούμενα σχήματα, η αξονική δύναμη σχεδιασμού, η ροπή σχεδιασμού και η τέμνουσα σχεδιασμού για το κάθε μέτρο υποστήριξης της άμεσης επένδυσης είναι:

$$N_{Ed} = 182,95kN \quad \text{Εξ. (6.3)}$$

$$M_{Ed} = 55,03kNm \quad \text{Εξ. (6.4)}$$

$$V_{Ed} = 58,58kN \quad \text{Εξ. (6.5)}$$

Προεπιλογή μέτρων άμεσης υποστήριξης της εξεταζόμενης σήραγγας:

- Αγκύρια:

Εξετάζεται στην ενότητα 6.1.1 αν επαρκούν 9 αγκύρια πακτωμένα με τσιμεντένεμα, μήκους 5m, διαμέτρου $\varnothing 25mm$ ($A_s = 4,91cm^2$) και ποιότητα χάλυβα με τάση διαρροής 235MPa, κυρίως σύμφωνα με τον EN 1997.

- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα:

Εξετάζεται στην ενότητα 6.1.2 αν επαρκεί στρώση 15cm εκτοξευόμενου σκυροδέματος ενισχυμένο με ίνες, σύμφωνα με τον EN 1992.

- Χαλύβδινα πλαίσια:

Εξετάζεται στην ενότητα 6.1.3 αν επαρκεί η διατομή HEB 160 χαλύβδινου πλαισίου, σύμφωνα με τον EN 1993.

6.1.1 Διαστασιολόγηση αγκυρίων κατά EN 1997

Σύμφωνα με την ενότητα 3.4 της παρούσης εργασίας, όπου εφαρμόζεται ο EN 1997 για το σχεδιασμό αγκυρώσεων, γίνεται στα επόμενα η εφαρμογή του EN 1997 στη διαστασιολόγηση των αγκυρίων της σήραγγας του παραδείγματος.

Συνολικό φορτίο σχεδιασμού:

Όπως έχει αναφερθεί και προηγουμένως, θεωρείται ότι η συνολική κατακόρυφη και οριζόντια πίεση γαιών κατανέμεται ισομερώς στα τρία μέτρα υποστήριξης. Οπότε τα αγκύρια παραλαμβάνουν το 1/3 της πίεσης αυτής. Παρακάτω υπολογίζεται το συνολικό χαρακτηριστικό φορτίο που δέχονται τα αγκύρια εγκάρσια σε όλη την περιφέρεια της διατομής σε λωρίδα 1m μήκους

κατά τον άξονα της σήραγγας. Δηλαδή το συνολικό χαρακτηριστικό φορτίο ισούται με το κατακόρυφο χαρακτηριστικό φορτίο και τα δύο οριζόντια χαρακτηριστικά φορτία της αριστερής και δεξιάς παρειάς της σήραγγας. Όπως έχει αναφερθεί και προηγουμένως το οριζόντιο φορτίο δρα μόνο στις κατακόρυφες παρειές ύψους 4m.

Οπότε το χαρακτηριστικό φορτίο των αγκυρίων προκύπτει:

$$P_k^{tot} = \frac{b \cdot L \cdot p_v}{3} + 2 \cdot \frac{h \cdot L \cdot p_h}{3} = 340,11kN \quad \text{Εξ. (6.6)}$$

Το συνολικό φορτίο σχεδιασμού προκύπτει:

$$P_d^{tot} = \gamma_G \cdot P_k^{tot} + \gamma_Q \cdot P_k^{tot} = 1,35 \cdot 340,11 + 0 = 459,15kN \quad \text{Εξ. (6.7)}$$

Όπου:

"3" λόγω του ότι το χαρακτηριστικό φορτίο κατανέμεται ισομερώς στα τρία μέτρα άμεσης υποστήριξης.

$\gamma_G = 1,35$ είναι ο συντελεστής για μόνιμες δράσεις.

$\gamma_Q = 1,50$ είναι ο συντελεστής για μεταβλητές δράσεις.

$p_v = 63,77kPa$ είναι η συνολική κατακόρυφη πίεση στην άμεση επένδυση.

$p_h = 63,77kPa$ είναι το μήκος κατά τον άξονα της σήραγγας.

$b = 8m$ είναι η εξωτερική διάμετρος της σήραγγας.

$h = 4m$ είναι το ύψος της κάθε παρειάς της σήραγγας.

$L = 1m$ είναι το μήκος κατά τον άξονα της σήραγγας.

Έλεγχος αγκυρίου στην οριακή κατάσταση αστοχίας:

Θεωρείται ότι το συνολικό φορτίο σχεδιασμού κατανέμεται αναλογικά στα 9 αγκύρια, οπότε το φορτίο σχεδιασμού σύμφωνα με την Εξ. (6.7), προκύπτει:

$$P_d = P_d^{tot} / (9 \text{ αγκύρια}) = 459,15 / 9 = 51,02kN \quad \text{Εξ. (6.8)}$$

Σύμφωνα με την Εξ. (3.21) πρέπει:

$$P_d \leq R_{a;d} \quad \text{Εξ. (6.9)}$$

Όπου:

$R_{a;d}$ είναι η τιμή της αντίστασης σχεδιασμού.

Οπότε σύμφωνα με την Εξ. (3.23):

$$R_{a;d} = R_{a;k} / \gamma_a \quad \text{Εξ. (6.10)}$$

$$R_{a;d} \leq R_{t;k} / \gamma_m \quad \text{Εξ. (6.11)}$$

Όπου:

$R_{a;k}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης του αγκυρίου.

γ_a είναι ο επιμέρους συντελεστής $\gamma_a = 1,10$.

$R_{t;k}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της εφελκυστικής αντίστασης του χάλυβα.

γ_m είναι ο επιμέρους συντελεστής, όπου για μόνιμα αγκύρια $\gamma_m = 1,50$.

- Η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης του αγκυρίου, σύμφωνα με την Εξ. (3.25) προκύπτει:

$$R_{a;k} = \pi d l_v f_{su,k} = \pi \cdot 0,025 \cdot 2,5 \cdot 350 = 68,72 \text{ kN}$$

Θεωρείται μια ενδεικτική τιμή της χαρακτηριστικής αντίστασης συνάφειας τσιμεντενέματος – σκληρής αργίλου, $f_{su,k} = 350 \text{ kPa}$.

Επίσης θεωρείται ότι το πάχος της πλαστικής ζώνης είναι $l_p = 2,5 \text{ m}$ γύρω από την σήραγγα. Οπότε το μήκος πάκτωσης των αγκυρίων είναι:

$$l_v = l - l_p = 5 - 2,5 = 2,5 \text{ m}$$

Οπότε λόγω της Εξ. (6.10) προκύπτει:

$$R_{a;d} = R_{a;k} / \gamma_a = 68,72 / 1,10 = 62,47 \text{ kN} \quad \text{Εξ. (6.12)}$$

- Η χαρακτηριστική τιμή της εφελκυστικής αντίστασης του χάλυβα, σύμφωνα με την Εξ. (3.24) προκύπτει:

$$R_{t;k} = A_s \beta_{y,k} = 4,91 \text{ cm}^2 \cdot 235 \text{ MPa} = 115,39 \text{ kN} \quad \text{Εξ. (6.13)}$$

Έχει επιλεγθεί ποιότητα χάλυβα με χαρακτηριστική τιμή της τάσης διαρροής $\beta_{y,k} = 235MPa$.

Οπότε σύμφωνα με τις Εξ. (6.11) και Εξ.(6.13) προκύπτει:

$$R_{a;d} = 62,47kN \leq R_{t;k} / \gamma_m = 115,39 / 1,5 = 76,92kN , \text{ που ισχύει.}$$

Επίσης λόγω των Εξ. (6.9) και Εξ.(6.12) προκύπτει:

$$P_d = 51,02kN \leq R_{a;d} = 62,47kN , \text{ που ισχύει.}$$

Οπότε τοποθετούνται 9 αγκύρια πακτωμένα με τσιμεντένεμα, μήκους 5m, διαμέτρου $\varnothing 25mm$ ($A_s = 4,91cm^2$) και ποιότητα χάλυβα με τάση διαρροής 235MPa.

6.1.2 Διαστασιολόγηση εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατά EN 1992

Σύμφωνα με την ενότητα 4.2 της παρούσης εργασίας, όπου εφαρμόζεται ο EN 1992 για το σχεδιασμό του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, γίνεται στα επόμενα η διαστασιολόγηση του με τα δεδομένα της αστικής σήραγγας του παραδείγματος.

Από την στατική επίλυση του φορέα της άμεσης επένδυσης, λαμβάνοντας υπόψη την ισομερή κατανομή των φορτίων στα τρία μέτρα υποστήριξης και από τις Εξ. (6.4) και Εξ. (6.5) η τέμνουσα σχεδιασμού και η ροπή σχεδιασμού είναι:

$$M_{Ed} = 55,03kNm$$

$$V_{Ed} = 58,58kN$$

Έχει επιλεγθεί εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενισχυμένο με ίνες κατηγορίας C20/25 και με πάχος στρώσης 15cm.

Οπότε σύμφωνα με την Εξ. (4.12), η αντοχή σχεδιασμού του εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε θλίψη υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{cd} = \frac{a_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 20}{1,5} = 11,33MPa$$

Όπου:

a_{cc} είναι ο συντελεστής για μακροπρόθεσμη επίδραση θλίψης (=0,85).

f_{ck} είναι η θλιπτική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου σκυροδέματος.

γ_c είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα (=1,50).

Σύμφωνα με την Εξ. (4.13), η αντοχή σχεδιασμού του εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε εφελκυσμό υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{ctd} = \frac{a_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \cdot 1,3}{1,5} = 0,87 MPa$$

Όπου:

a_{ct} είναι ο συντελεστής για μακροπρόθεσμη επίδραση εφελκυσμού ($\approx 1,00$).

$f_{ctk,0,05}$ είναι η ονομαστική αξία της αντοχής σε εφελκυσμό του σκυροδέματος (Πίνακας 4.2).

γ_c είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα (Πίνακας 4.1).

Σύμφωνα με την Εξ. (4.14), η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του εκτοξευόμενου σκυροδέματος υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl}} = 0,87 MPa$$

Όπου για συντηρητική ανάλυση $\sigma_{cp} = 0 MPa$ και $f_{ctd,pl} = f_{ctd}$.

Σύμφωνα με την Εξ. (4.15), η αντοχή σχεδιασμού του ενισχυμένου με ίνες εκτοξευόμενου σκυροδέματος υπό καθαρή κάμψη υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \begin{matrix} (1,6 - \frac{h}{1000}) f_{ctm} \\ f_{ctm} \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} (1,6 - \frac{150}{1000})^{2,2} \\ 2,2 \end{matrix} \right\} = 3,19 MPa$$

Όπου:

h είναι το πάχος της στρώσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, 150mm.

f_{ctm} είναι η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος σε εφελκυσμό (Πίνακας 4.2).

1) Έλεγχος αστοχίας έναντι έλλειψης συνάφειας:

$$F_{Ed} < F_{Rd} \quad \text{Εξ. (6.14)}$$

Σύμφωνα με την Εξ. (4.18), η αντίσταση έναντι έλλειψης συνάφειας προκύπτει:

$$F_{Rd} = \frac{f_{ak} s b_o}{\gamma_c} = \frac{500 \cdot 7 \cdot 0,035}{1,5} = 81,67 kN$$

Η τιμή σχεδιασμού της δύναμης που δημιουργεί έλλειψη συνάφειας προκύπτει:

$$F_{Ed} = 28,7 kN / m \times 2,50 m = 71,75 kN, \text{ οπότε η Εξ. (6.14) ισχύει.}$$

Τα αγκύρια απέχουν μεταξύ τους εγκάρσια απόσταση ίση με 2,50 m και κατά μήκος 1,00m.

Οπότε ο κάρναβος που δημιουργούν τα αγκύρια έχει περίμετρο ίση με:

$$s = 2 \cdot 1m + 2 \cdot 2,50m = 7m$$

Όπου:

f_{ak} είναι η αντοχή συνάφειας σχεδιασμού (=0,5 MPa, κατά Barrett και McCreath (1995)).

b_o είναι το κενό έλλειψης συνοχής (=35 mm, κατά Barrett και McCreath (1995)).

γ_c είναι ο συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα.

s είναι η περίμετρος της επιφάνειας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, που περιβάλλεται από τα αγκύρια.

2) Έλεγχος αντίστασης σε κάμψη:

$$M_{Ed} < M_{Rd} , \quad M_{Ed} = 55,03kNm$$

και σύμφωνα με την Εξ. (4.19):

$$M_{Rd} = f_{ctm,fl} \cdot \frac{t^2}{6} \cdot \frac{\pi \cdot b}{2} = 3,16 \cdot 1000 \cdot \frac{0,15^2}{6} \cdot \frac{\pi \cdot 4}{2} = 74,46kNm > M_{Ed}$$

Όπου:

M_{Rd} είναι η αντίσταση σε κάμψη.

M_{Ed} είναι η ροπή σχεδιασμού.

b είναι η εξωτερική διάμετρος της σήραγγας.

t είναι το πάχος του σκυροδέματος.

3) Σύμφωνα με την Εξ. (4.20), η διατμητική αντίσταση έναντι αστοχίας προκύπτει:

$$V_{Rd} = \frac{f_{cvd}st}{\gamma_c} = \frac{0,87 \cdot 1000 \cdot 7 \cdot 0,15}{1,5} = 609kN$$

Επειδή $V_{Ed} = 58,58kN$ ικανοποιείται ο έλεγχος: $V_{Ed} < V_{Rd}$.

Επιλέγεται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενισχυμένο με ίνες, με πάχος στρώσης 15cm.

6.1.3 Διαστασιολόγηση πλαισίων κατά EN 1993

Από την στατική επίλυση του φορέα της άμεσης επένδυσης, λαμβάνοντας υπόψη την ισομερή κατανομή των φορτίων στα τρία μέτρα υποστήριξης και από τις Εξ. (6.3) και Εξ. (6.4) η αξονική δύναμη σχεδιασμού και η ροπή σχεδιασμού για τη διαστασιολόγηση των χαλύβδινων πλαισίων είναι:

$$N_{Ed} = 182,95kN$$

$$M_{Ed} = 55,03kNm$$

1) Έλεγχος σε κάμψη:

Σύμφωνα με την Εξ. (5.13), πρέπει:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Όπου:

$$M_{Ed} = 55,03 \text{ kNm} \quad \text{είναι η τιμή της ροπής σχεδιασμού.}$$

Σύμφωνα με την Εξ. (5.14) η πλαστική ροπή αντοχής της διατομής $M_{c,Rd}$ προκύπτει:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{W_{pl} \cdot 23,5}{1,0}$$

Όπου:

f_y είναι το όριο διαρροής του υλικού του χάλυβα (Πίνακας 5.5).

W_{pl} εξαρτάται από τη διατομή του χάλυβα και παρέχεται από τους αντίστοιχους πίνακες.

$$\gamma_{M0} = 1$$

Οπότε:

$$W_{pl} \geq \frac{55,03 \cdot 100}{23,5} = 234,17 \text{ cm}^3$$

Επιλέγεται διατομή ΗΕΒ 160 ($W_{pl} = 354 \text{ cm}^3$).

Σύμφωνα με την Εξ. (5.15) το ποσοστό εξάντλησης σε κάμψη προκύπτει:

$$m = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{55,03}{3,54 \cdot 23,5} = 0,66 \leq 1,0$$

2) Έλεγχος σε θλίψη:

Σύμφωνα με την Εξ. (5.16), πρέπει:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

Όπου:

$N_{Ed} = 182,95kN$ είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης.

Σύμφωνα με την Εξ. (5.17) η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε θλίψη προκύπτει:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{54,3 \cdot 23,5}{1,0} = 1276,05kN$$

Όπου:

A είναι το εμβαδόν της διατομής.

f_y είναι το όριο διαρροής του υλικού του χάλυβα (Πίνακας 5.5).

$$\gamma_{M0} = 1$$

Οπότε σύμφωνα με την Εξ. (5.18) το ποσοστό εξάντλησης σε θλίψη προκύπτει:

$$n_c = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{182,95}{1276,05} = 0,14 \leq 1$$

$$\text{και } m + n_c = 0,66 + 0,14 = 0,80 \leq 1$$

3) Έλεγχος σε λυγισμό κατά y :

Σύμφωνα με την Εξ. (5.19), πρέπει:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

Όπου:

$N_{Ed} = 182,95kN$ είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης.

Σύμφωνα με την Εξ. (5.20) η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό κατά y προκύπτει:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M1}}$$

Όπου:

χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για λυγισμό.

A είναι το εμβαδόν της διατομής.

f_y είναι το όριο διαρροής του υλικού του χάλυβα (Πίνακας 5.5).

$$\gamma_{M1} = 1$$

Ο υπολογισμός της χ σύμφωνα με τις Εξ. (5.21) και Εξ. (5.22), γίνεται ως εξής:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{y(MPa)}}} = 1,0$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{4 \cdot 100 \cdot 0,7}{4,05 \cdot 93,9 \cdot 1,0} = 0,73$$

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 \quad \text{και} \quad t_f = 13mm < 40mm$$

Το μήκος λυγισμού είναι 4 m, όσο δηλαδή είναι το κατακόρυφο τμήμα του πλαισίου στην παρειά της σήραγγας (πεταλοειδής διατομή) και πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή 0,7 (πάκτωση - άρθρωση) σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (Figure 5.7 - §5.8).

Για λυγισμό περί του άξονα γ-γ σύμφωνα με τον Πίνακα 5.4 και του Σχήματος 5.2 προκύπτουν λόγω των παραπάνω, καμπύλη λυγισμού α, ενώ η τιμή του συντελεστή $\chi = 0,7665$.

Όπου:

L_{cr} είναι το κρίσιμο μήκος λυγισμού.

$\bar{\lambda}$ είναι η ανηγμένη λυγηρότητα.

Οπότε:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7665 \cdot 1,0 \cdot 54,3 \cdot 23,5}{1,0} = 978,09kN$$

Οπότε σύμφωνα με την Εξ. (5.23) το ποσοστό εξάντλησης σε λυγισμό προκύπτει:

$$n_b = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{182,95}{978,09} = 0,19 \leq 1,0$$

Σημείωση: Το μήκος λυγισμού λαμβάνεται ίσο με 4 m στη δυσμενέστερη περίπτωση, όπου ή το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι πολύ μικρό ή το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα δεν έχει στρώσει σωστά και δεν έχει καλύψει επαρκή μέρος του μεταλλικού πλαισίου. Συνεπώς δε θα παρεμποδίζεται επαρκώς από λυγισμό, οπότε οφείλεται να τηρείται ο έλεγχος και να διαστασιολογείται και βάση αυτού. Λαμβάνεται υπόψη επίσης ότι η διατομή της σήραγγας είναι πεταλοειδής.

4) Έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό:

Σύμφωνα με την Εξ. (5.24) και Εξ. (5.25), πρέπει:

$$n_b + K \cdot m \leq 1,0 \quad \text{και} \quad K = 1 - \frac{\mu}{1,1} n_b \leq 1,5$$

Σύμφωνα με την Εξ. (5.26): $\beta_M = 1,8$

$$a = \frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} = \frac{354 - 311}{311} = 0,14$$

$$\mu = \bar{\lambda}(2\beta_M - 4) + a = 0,73 \cdot (2 \cdot 1,8 - 4) + 0,14 = -0,15$$

Οπότε:

$$K = 1 - \frac{\mu}{1,1} n_b = 1 - \frac{-0,15}{1,1} \cdot 0,19 = 1,03 \leq 1,5$$

$$n_b + K \cdot m = 0,19 + 1,03 \cdot 0,66 = 0,87 \leq 1,5$$

6.2 Διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης κατά EN 1992

Δράσεις Μελέτης:

Θεωρείται ότι μετά την κατασκευή της σήραγγας και με την πάροδο του χρόνου τα γεωστατικά φορτία μεταβιβάζονται εξ ολοκλήρου από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης στην τελική επένδυση. Η θεώρηση αυτή είναι συντηρητική και λαμβάνεται υπόψη για τη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης από Ο/Σ.

- Σύμφωνα με την Εξ. (4.21), το ίδιο βάρος (IB) του κελύφους από Ο/Σ της τελικής επένδυσης και το αντίστοιχο κατανεμημένο φορτίο προκύπτουν:

$$q_{IB} = \gamma_{O/\Sigma} \cdot \frac{\pi \cdot [(b/2)^2 - (b/2 - 0,50)^2]}{2} \cdot L = \gamma_{O/\Sigma} \cdot \frac{\pi \cdot (2 \cdot b - 1)}{8} \cdot L = 147,26 \text{ kN}$$

$$q = \frac{q_{IB}}{\pi \cdot b / 2} = 11,72 \text{ kN} / m$$

Όπου:

$\gamma_{O/\Sigma}$ είναι το ειδικό βάρος του σκυροδέματος (25 kN/m^3).

b είναι η εξωτερική διάμετρος της σήραγγας (8m).

L είναι η λωρίδα μήκους 1m κατά τον άξονα της σήραγγας.

- Τα γεωστατικά κατανεμημένα κατακόρυφα φορτία είναι:

$$p_v = 63,77 \text{ kN} / m$$

Οπότε το κατακόρυφο και οριζόντιο κατανεμημένο μόνιμο φορτίο αντίστοιχα είναι:

$$G_v = q + p_v = 11,72 + 63,77 = 75,49 \text{ kN} / m$$

$$G_h = p_h = K \cdot p_v = 63,77 \text{ kN} / m$$

Όπου:

$K = 1$ είναι ο συντελεστής ουδέτερης ώθησης.

Συνδυασμός για καταστάσεις διαρκείας:

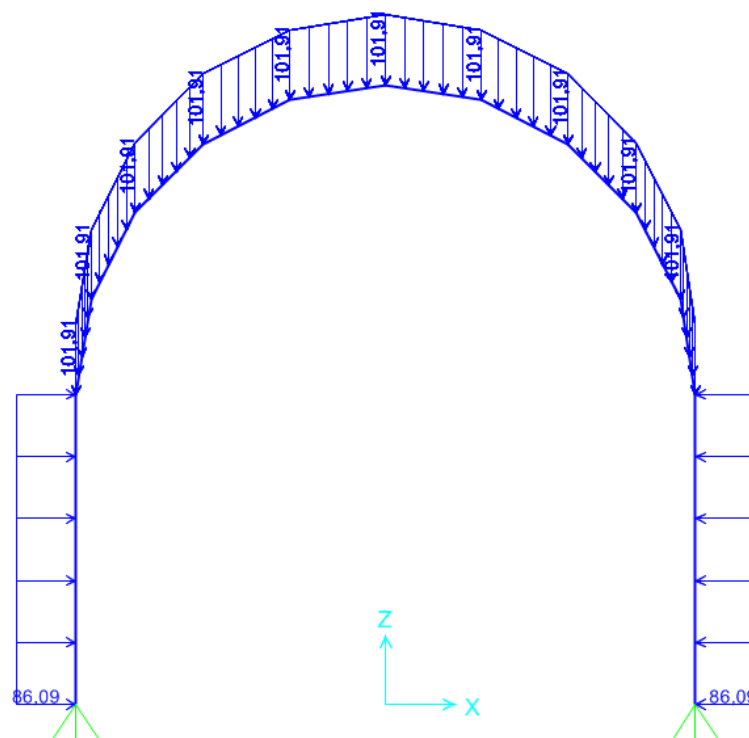
Σύμφωνα με την Εξ. (4.28), το κατακόρυφο και οριζόντιο φορτίο προκύπτουν αντίστοιχα:

$$1,35 \cdot G_v + 1,50 \cdot Q = 1,35 \cdot 75,49 + 0 = 101,91 \text{ kN} / \text{m}$$

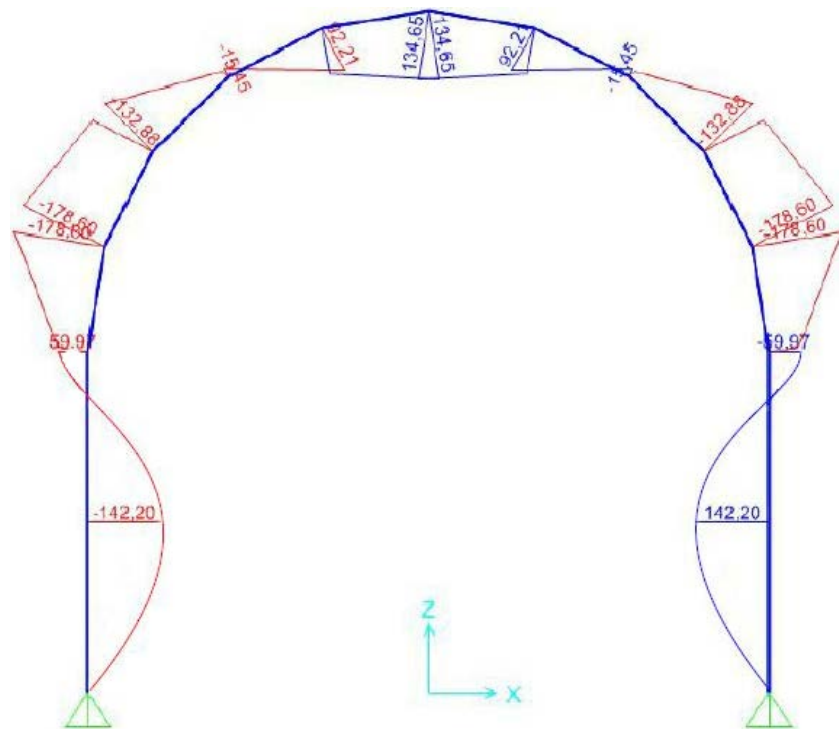
$$1,35 \cdot G_h + 1,50 \cdot Q = 1,35 \cdot 63,77 + 0 = 86,09 \text{ kN} / \text{m}$$

Στατική επίλυση:

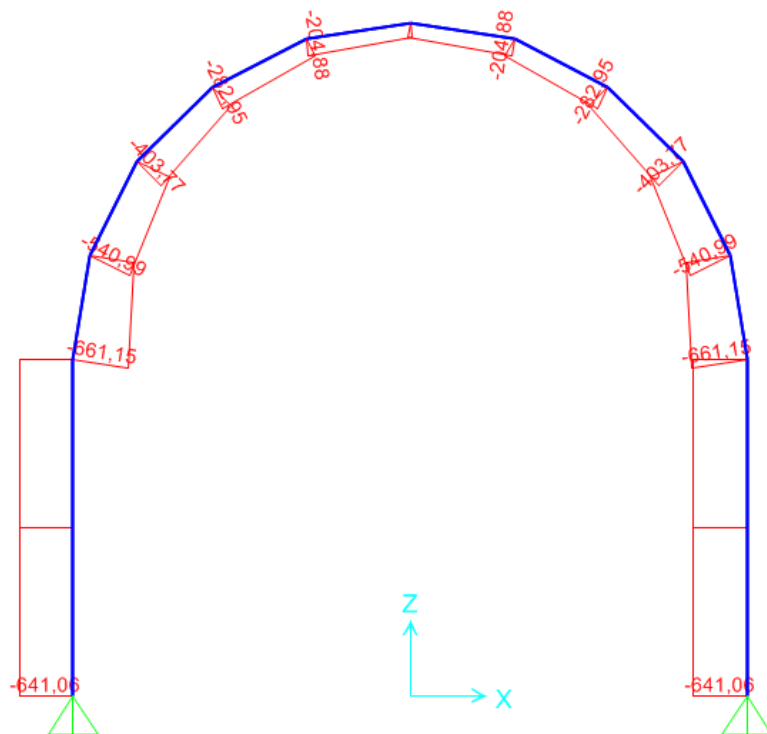
Για τη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης σύμφωνα με τους ελέγχους του EN 1992 πραγματοποιήθηκε η στατική ανάλυση με τη βοήθεια του λογισμικού ανάλυσης και διαστασιολόγησης των κατασκευών SAP2000 v17.3.0 κατά τον παραπάνω συνδυασμό για καταστάσεις διαρκείας όπως φαίνονται στο παρακάτω Σχήμα 6.6.



Σχήμα 6.6. Επιβολή κατανεμημένου φορτίου σχεδιασμού στην τελική επένδυση (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)



Σχήμα 6.7. Διάγραμμα ροπής σχεδιασμού του φορέα της τελικής επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)



Σχήμα 6.8. Διάγραμμα αξονικής δύναμης σχεδιασμού του φορέα της τελικής επένδυσης (περιβάλλον λογισμικού SAP2000 v17.3.0)

Οι δυσμενέστερες τιμές, κατ' απόλυτο τιμή, της ροπής σχεδιασμού και της αξονικής δύναμης σχεδιασμού όπως διακρίνονται στα Σχήματα 6.7-6.8 είναι:

$$N_{Ed} = 661,15kN \quad \text{Εξ. (6.15)}$$

$$M_{Ed} = 178,60kNm \quad \text{Εξ. (6.16)}$$

1) Προεπιλογή διατομής ελέγχου:

Το πάχος της τελικής επένδυσης επιλέγεται 30cm.

$$t = 30cm \quad (\text{πλάτος διατομής})$$

$$L = 100cm \quad (\text{μήκος διατομής})$$

2) Στοιχεία επένδυσης – απαιτούμενη επικάλυψη – ανθεκτικότητα:

Κατηγορία κατασκευής: S2

Κατηγορία περιβαλλοντικής έκθεσης: XC1

Εκτιμώμενη διάμετρος οπλισμού:

$$d_{cL} = 20mm \quad (\varnothing 20 \text{ διάμετρος διαμήκους οπλισμού})$$

$$d_w = 8mm \quad (\varnothing 8 \text{ διάμετρος εγκάρσιου οπλισμού})$$

Επικάλυψη και στατικό ύψος:

$$c_{\min,b} = 20mm \quad (\text{διάμετρος ράβδου που επικαλύπτεται})$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \quad (\text{πρόσθετο στοιχείο ασφαλείας})$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0 \quad (\text{μείωση ανοξειδωτου χάλυβα})$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0 \quad (\text{μείωση πρόσθετων μέτρων})$$

$$c_{\min,dur} = 10mm \quad (\text{ελάχιστη επικάλυψη ανάλογα με την κατηγορία έκθεσης})$$

Σύμφωνα με την Εξ. (4.31), η ελάχιστη επικάλυψη προκύπτει:

$$c_{\min} = 20mm$$

$$\text{όπου } c_{\min} = \max \{ c_{\min,b}, c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10mm \}$$

$\Delta c_{dev} = 10mm$ (σχεδιαστική ανοχή για την αντιμετώπιση αποκλίσεων)

Σύμφωνα με την Εξ. (4.32), η ονομαστική επικάλυψη προκύπτει:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30mm$$

Σύμφωνα με την Εξ. (4.33), το στατικό ύψος της διατομής προκύπτει:

$$d = b - c_{nom} - d_w - \frac{d_{cl}}{2} = 300 - 30 - 8 - \frac{16}{2} = 254mm$$

3) Έλεγχος ικανοτικού σχεδιασμού:

Ο έλεγχος από ικανοτικό σχεδιασμό εξαιρείται λόγω του γεγονότος ότι στην παρούσα εργασία δεν διαστασιολογείται η τελική επένδυση έναντι σεισμού.

4) Έλεγχος ελάχιστης διάστασης:

$$b = 30cm > 25cm$$

$$L = 100cm > 25cm$$

5) Έλεγχος σε θλίψη:

Επιλέγεται σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37.

Σύμφωνα με την Εξ. (4.34), πρέπει:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{Εξ. (6.17)}$$

Σύμφωνα με την Εξ. (4.35), η αντίσταση σε θλιπτική δύναμη προκύπτει:

$$N_{Rd} = n \cdot f_{cd} \cdot L \cdot t \cdot \left| 1 - 2 \cdot e / t \right|, \quad e = M_{Ed} / N_{Ed}$$

Όπου:

$N_{Ed} = 661,15kN$ είναι η τιμή σχεδιασμού σε θλιπτική δύναμη.

$M_{Ed} = 178,60kNm$ είναι η τιμή ροπής σχεδιασμού.

$n = 1$ είναι ο εκθέτης και λαμβάνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 4.3.

$$L = 1,0m$$

$$f_{cd} = \frac{a_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$t = 0,3 \text{ m}$ είναι το πάχος της τελικής επένδυσης.

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{178,60}{661,15} = 0,27$$

Οπότε:

$$N_{Rd} = 4080 \text{ kN}$$

Η Εξ. (6.17) ικανοποιείται.

6) Έλεγχος σε διάτμηση:

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 (§6.2), αλλά λόγω της μεγάλης έκτασης του δε συμπεριλαμβάνεται στην παρούσα εργασία.

7) Υπολογισμός απαιτούμενου οπλισμού:

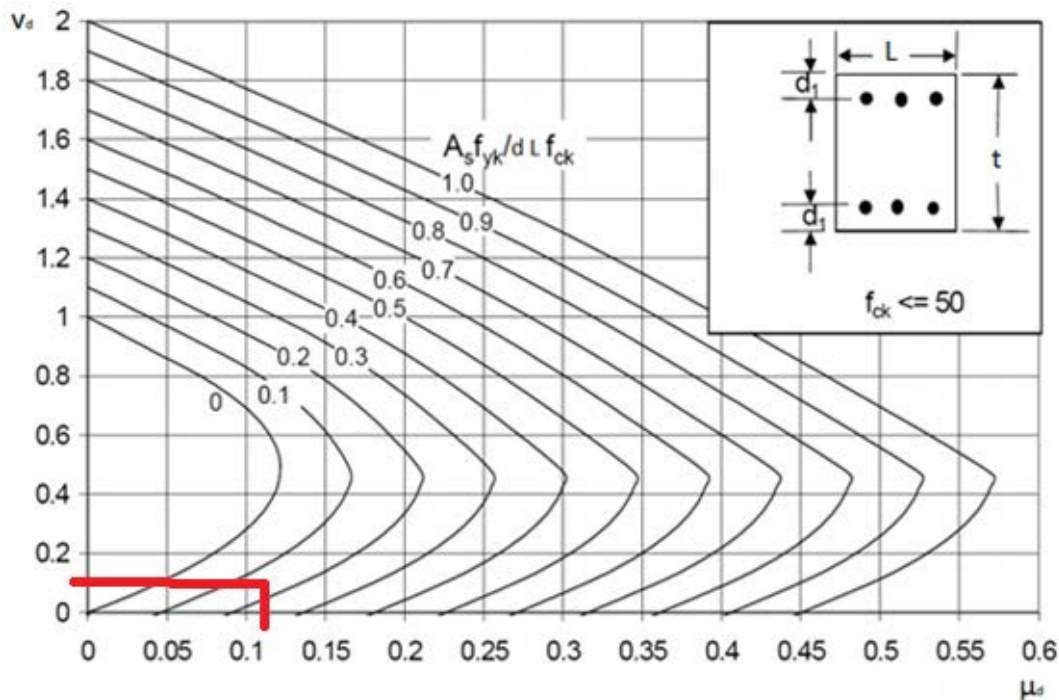
Σύμφωνα με την Εξ. (4.36), η ανηγμένη ροπή σχεδιασμού προκύπτει:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{t^2 \cdot L \cdot f_{cd}} = \frac{178,60}{0,3^2 \cdot 1 \cdot 17000} = 0,117 \quad \text{Εξ. (6.18)}$$

Σύμφωνα με την Εξ. (4.37), η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού προκύπτει:

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{661,15}{0,3 \cdot 1 \cdot 17000} = 0,130 \quad \text{Εξ. (6.19)}$$

Από την ανηγμένη ροπή σχεδιασμού Εξ.(6.18) και την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού Εξ.(6.19) με τη βοήθεια του παρακάτω νομογραφήματος συσχετίζεται το μηχανικό ποσοστό οπλισμού ω_{tot} .



Σχήμα 6.9. Νομογράφημα για τον υπολογισμό του μηχανικού ποσοστού οπλισμού (Narayanan and Beeby, 2005)

Όπως παρατηρείται από το παραπάνω νομογράφημα το μηχανικό ποσοστό οπλισμού είναι:

$$\omega_{tot} = 0,160$$

Ο συνολικός οπλισμός σύμφωνα με την Εξ. (4.38) προκύπτει:

$$A_s = \omega_{tot} \cdot t \cdot L \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,160 \cdot 30 \cdot 100 \cdot \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 10^3}{\frac{1,5}{500 \cdot 10^3} \cdot 1,15} = 24,48 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τις Εξ. (4.39) και Εξ. (4.40) το ελάχιστο και μέγιστο ποσοστό οπλισμού προκύπτουν:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0,002 \cdot A_c \end{array} \right. = 0,1 \cdot \frac{661,15 \cdot 100}{500 / 1,15} = 15,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 120 \text{ cm}^2 \quad \text{και} \quad \Phi_{min} = 8 \text{ mm}$$

Επιλέγεται να τοποθετηθούν 8Ø20mm ($8 \times 3,14 = 25,12 \text{ cm}^2$).

7. Συμπεράσματα

Κάθε μελέτη της ικανότητας και του πεδίου εφαρμογής των άμεσων μέτρων υποστήριξης και της τελικής επένδυσης σηράγγων, πρέπει να ακολουθεί καθορισμένους κανόνες και αρχές. Στην παρούσα εργασία ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση της επένδυσης των συμβατικά διανοιγμένων αστικών σηράγγων έχουν βασιστεί στους Ευρωκώδικες.

Ο στόχος τέτοιων μελετών πρέπει να είναι η ασφαλής κατασκευή και λειτουργία της αστικής σήραγγας, αλλά και η οικονομικότητα της κατασκευής. Για το λόγο αυτό, επαφίεται στην κρίση του μηχανικού η επιλογή των μέτρων υποστήριξης που θα εφαρμοστούν σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, ώστε ο κατάλληλος συνδυασμός μέτρων να έχει ως αποτέλεσμα τη λειτουργικότητα, την ασφάλεια και την οικονομικότητα του έργου. Βέβαια λόγω της γεωλογικής αβεβαιότητας και λόγω των πολλών εκτιμήσεων των υπολογισμών, που λαμβάνουν χώρα στις μελέτες των γεωτεχνικών έργων και ιδίως των σηράγγων, πρέπει η διαστασιολόγηση των κατασκευών αυτών να είναι περισσότερο συντηρητική σε σχέση με κατασκευές, όπου η αβεβαιότητα είναι μικρότερη.

Κατά τον σχεδιασμό των αστικών σηράγγων σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, που είναι αντικείμενο της παρούσης εργασίας, λαμβάνονται υπόψη οι απαραίτητοι συντελεστές ασφαλείας τόσο για τις δράσεις (κυρίως γεωστατικά φορτία) επί της σήραγγας όσο και για τις αντιστάσεις των μέτρων υποστήριξης. Με την προσαύξηση των τιμών των δράσεων και την απομείωση των τιμών των αντιστάσεων όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας αντισταθμίζεται η παραπάνω γεωλογική αβεβαιότητα με 'υπερδιαστασιολόγηση' και κατά συνέπεια μια πιο ασφαλή κατασκευή. Οι επιφανειακές κατασκευές υπερδιαστασιολογούνται, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, για να ανθίστανται σε καταστάσεις τυχηματικών ή σεισμικών φορτίσεων.

Η παρούσα εργασία στοχεύει στο αντικείμενο της εφαρμογής του EN 1997 για τη διαστασιολόγηση των αγκυρίων υποστήριξης σηράγγων μέσα σε μαλακούς σχηματισμούς, του EN 1992 για τη διαστασιολόγηση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και του κελύφους οπλισμένου σκυροδέματος της τελικής επένδυσης και τέλος του EN 1993 για τη διαστασιολόγηση των χαλύβδινων πλαισίων.

Τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από την παραπάνω εφαρμογή έχουν ιδιαίτερη σημασία:

- Η διαστασιολόγηση των αγκυρίων, κυρίως σύμφωνα με τον EN 1997 εκτιμάται ορθά, ωστόσο κατά την εφαρμογή της στο πεδίο, λόγω της

γεωλογικής αβεβαιότητας είναι αναγκαίο να γίνουν δοκιμαστικές φορτίσεις αγκυρίων, όπως ορίζει κι ο EN 1997.

- Ο ορθός σχεδιασμός των μέτρων άμεσης υποστήριξης σηράγγων δεν συνεπάγεται μόνο από τους κανονισμούς και αρχές για τη διαστασιολόγησή τους, αλλά συνεπάγεται και από τους κατασκευαστικούς παράγοντες, τον τρόπο τοποθέτησής τους και τη χρονική υστέρηση εφαρμογής τους.
- Η διαστασιολόγηση των χαλύβδινων πλαισίων υποστήριξης σηράγγων και του κελύφους από Ο/Σ της τελικής επένδυσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα μπορεί να θεωρηθεί ασφαλής, καθώς είναι περιπτώσεις τυπικών εφαρμογών του EN 1993 και EN 1992 αντίστοιχα.

Βιβλιογραφία

- EN 1990:2002, Eurocode - Basis of structural design
- EN 1991-1-1:2002, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- EN 1997-1:2004, Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules
- EN 1997-2:2007, Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing
- EN 1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- Σοφιανός Α. και Καπένης Α., Διαστασιολόγηση της Μόνιμης Επένδυσης Σηράγγων
- Σοφιανός Α. (2010), Μέτρα υποστήριξης σηράγγων,
- Σακκάς Ι. et al (2002), ΟΜΟΕ –Τεύχος οδικών σηράγγων, Έργα Πολιτικού Μηχανικού
- Τάσιος Θ. et al (2004), Ανάλυση & διαστασιολόγηση μόνιμης επένδυσης σηράγγων
- Μαλακάτας Ν. και Τρέζος Κ. (2011), Σημειώσεις για τη χρήση Ευρωκωδίκων
- Αναγνωστόπουλος Α., Καββαδάς Μ., Παπαδόπουλος Β. (2009), Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997)
- Καββαδάς Μ. (2012), Σημειώσεις υπογείων έργων
- Αναγνωστόπουλος Χ. et al (2011), Σημειώσεις για το μάθημα Θεμελιώσεις, αντιστηρίξεις και γεωτεχνικά έργα - Τεύχος 1
- Αναγνωστόπουλος Χ. et al (2011), Σημειώσεις για το μάθημα Θεμελιώσεις, αντιστηρίξεις και γεωτεχνικά έργα - Τεύχος 2
- Παπαδόπουλος Β. (2011), Σημειώσεις ΔΠΜΣ Σχεδιασμός και κατασκευή υπογείων έργων - Μάθημα Σχεδιασμός υπογείων έργων
- Παπαδόπουλος Β. (2015), Σημειώσεις ΔΠΜΣ Σχεδιασμός και κατασκευή υπογείων έργων - Προεντεταμένες αγκυρώσεις
- Uotinen L. (2011), Design of shotcrete rock reinforcement in hard rock according to Eurocode
- Γρυπάρης Φ. (2006), Η Προσαρμογή της NATM στην Κατασκευή Metro - Το Παράδειγμα της Πόλης του Μονάχου
- Barrett and McCreath (1995), Tunnelling and Underground Space Technology
- Avak R. (1997), Euro-Stahlbetonbau In Beispielen