



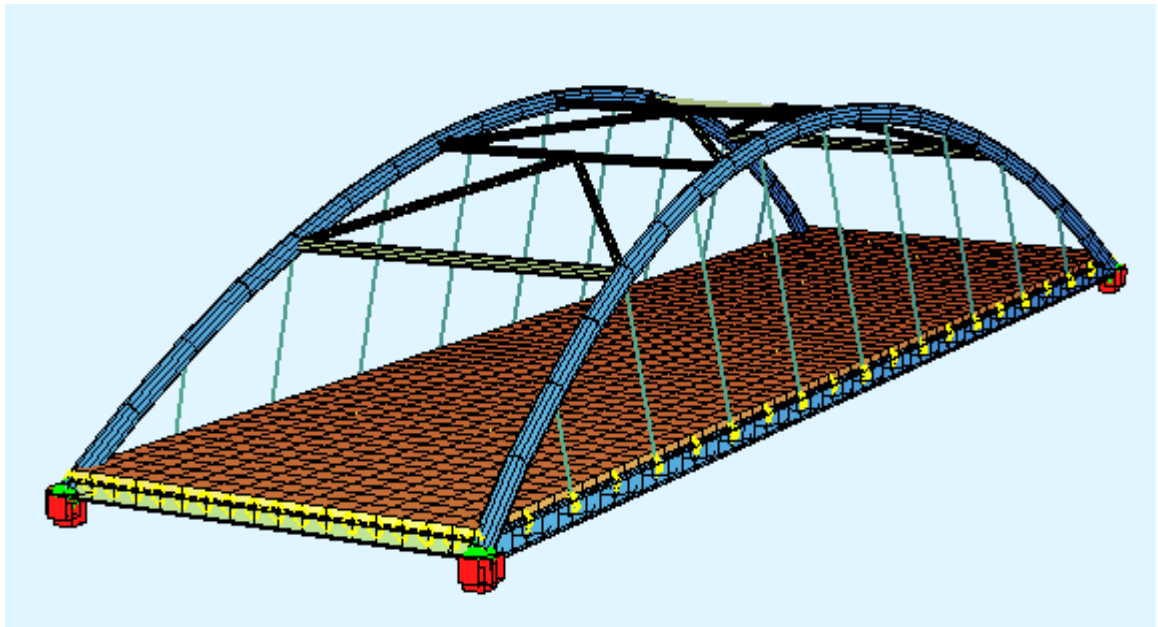
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

---

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών

## Σχεδιασμός Τοξωτής Οδογέφυρας



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Δημήτριος Α. Καζαντζίδης

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Ιούνιος 2024

ΕΜΚ ΜΕ 2024/01

Στη μνήμη του πατέρα μου...

Καζαντζίδης Α. Δ. (2024).

Σχεδιασμός Τοξωτής Οδογέφυρας

Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2024/01

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kazantzidis A. D. (2024).

Design of tied-arch bridge

Postgraduate Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2024/01

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	15
Abstract .....	16
Ευχαριστίες .....	17
1 Εισαγωγή .....	18
1.1 Γενικά στοιχεία τοξωτών γεφυρών .....	18
1.2 Εισαγωγή στο σχεδιασμό γεφυρών με το σύστημα τόξου-ελκυστήρα.....	19
1.2.1 Περιγραφή στατικού συστήματος .....	19
1.2.2 Βάσεις σχεδιασμού .....	19
1.3 Κατασκευή-Ανέγερση .....	22
1.4 Παρουσίαση λογισμικού.....	23
2 Περιγραφή τεχνικού έργου .....	24
2.1 Περιοχή μελέτης.....	24
2.2 Τεχνική λύση.....	25
2.3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας.....	27
2.3.1 Σύμμικτο κατάστρωμα χάλυβα—οπλισμένου σκυροδέματος.....	27
2.3.2 Σύστημα στήριξης σύμμικτου καταστρώματος.....	28
2.3.3 Τόξα-Αντιανέμοι σύνδεσμοι .....	28
2.4 Κανονισμοί .....	28
2.5 Δομικά υλικά.....	29
2.5.1 Δομικός χάλυβας .....	29
2.5.2 Σκυρόδεμα .....	29
2.5.3 Χάλυβας οπλισμών.....	30
2.5.4 Διατμητικοί ήλοι.....	30
2.5.5 Χάλυβας προέντασης.....	30
3 Δράσεις Σχεδιασμού.....	31
3.1 Μόνιμες δράσεις.....	31
3.1.1 Ίδιο βάρος .....	31

3.1.2	Πρόσθετα μόνιμα φορτία επιδομής .....	31
3.2	Μεταβλητές δράσεις.....	32
3.2.1	Κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας .....	32
3.2.2	Οριζόντιες δυνάμεις.....	34
3.3	Θερμοκρασιακές δράσεις.....	35
3.3.1	Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔΤΝ.....	36
3.3.2	Συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς (ΔΤΜ) .....	37
3.4	Φορτία ανέμου .....	38
3.4.1	Βασική ταχύτητα ανέμου .....	38
3.4.2	Πίεση αναφοράς .....	38
3.4.3	Συντελεστής έκθεσης.....	39
3.4.4	Υπολογισμός φορτίων κατά την εγκάρσια διεύθυνση.....	40
3.4.5	Υπολογισμός φορτίων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση.....	46
3.5	Σεισμικές δράσεις.....	46
3.5.1	Ελαστικό φάσμα απόκρισης.....	46
3.5.2	Ιδιομορφική ανάλυση .....	48
4	Βάσεις σχεδιασμού.....	50
4.1	Γενικά .....	50
4.2	Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) .....	50
4.3	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ) .....	52
4.4	Ανθεκτικότητα .....	53
4.4.1	Επικάλυψη σκυροδέματος .....	53
5	Καθολική ανάλυση.....	54
5.1	Προσομοίωση κατασκευής .....	54
5.1.1	Προσομοίωση καταστρώματος με στοιχεία δοκού (εσχάρα).....	55
5.1.2	Προσομοίωση καταστρώματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία .....	56
5.2	Ανάλυση και διαστασιολόγηση κατασκευής .....	57
5.3	Σύγκριση προσομοιωμάτων .....	58

6	Σχεδιασμός στην ΟΚΑ .....	59
6.1	Κατάταξη διατομών.....	59
6.2	Διαστασιολόγηση κύριων δοκών .....	62
6.2.1	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά .....	62
6.2.2	Έλεγχος σε αξονική εφελκυστική δύναμη .....	63
6.2.3	Έλεγχος σε διάτμηση.....	64
6.2.4	Έλεγχος σε διατμητική κύρτωση κορμού .....	65
6.2.5	Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη .....	67
6.2.6	Έλεγχος μονοαξονικής κάμψης και αξονικής δύναμης.....	68
6.2.7	Έλεγχος σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη.....	69
6.3	Διαστασιολόγηση τυπικής σύμμικτης διαδοκίδας.....	70
6.3.1	Συνεργαζόμενο πλάτος .....	70
6.3.2	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής .....	71
6.3.3	Σχεδιασμός χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής.....	72
6.3.4	Ευστάθεια διαδοκίδας στη φάση σκυροδέτησης.....	75
6.3.5	Έλεγχος διαδοκίδας σε κάμψη .....	77
6.4	Διαστασιολόγηση πλάκας σκυροδέματος.....	80
6.4.1	Μεμβρανικές δυνάμεις πλάκας .....	80
6.4.2	Οπλισμοί πλάκας.....	82
6.5	Διαστασιολόγηση τόξων.....	84
6.5.1	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά .....	84
6.5.2	Έλεγχοι σε επίπεδο διατομής .....	85
6.5.3	Έλεγχοι σε επίπεδο μέλους .....	90
6.6	Διαστασιολόγηση αντιανέμιων συνδέσμων.....	98
6.6.1	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά .....	98
6.6.2	Επάρκεια συνδέσμων στην ΟΚΑ .....	99
6.6.3	Έλεγχος μελών σε λυγισμό .....	100
6.7	Διαστασιολόγηση αναρτήρων.....	102

6.7.1	Γενικά .....	102
6.7.2	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά .....	102
6.7.3	Διάταξη αναρτήρων.....	103
6.7.4	Έλεγχος σε εφελκυστική αντοχή .....	103
7	Έλεγχοι επάρκειας στην ΟΚΛ .....	105
7.1	Γενικά .....	105
7.2	Έλεγχος περιορισμού τάσεων .....	105
7.2.1	Περιορισμός τάσεων χάλυβα .....	105
7.2.2	Περιορισμός τάσεων σκυροδέματος.....	109
7.3	Έλεγχος ρηγμάτωσης σκυροδέματος .....	110
7.3.1	Ελάχιστος εγκάρσιος σπλισμός-Περιορισμός ανοίγματος ρωγμών.....	110
7.4	Διαστασιολόγηση αναρτήρων στην ΟΚΛ .....	112
7.4.1	Δύναμη προέντασης-Έλεγχος υπέρβασης τάσεων .....	112
7.4.2	Ενεργό μέτρο ελαστικότητας κεκλιμένου καλωδίου .....	114
7.5	Έλεγχος βελών καταστρώματος.....	115
7.5.1	Έλεγχος βελών διαδοκίδων.....	115
7.5.2	Έλεγχος βελών ελκυστήρα.....	117
8	Διατμητική σύνδεση.....	118
8.1	Γενικά .....	118
8.2	Αντοχή διατμητικών ήλων.....	118
8.3	Κατασκευαστικές λεπτομέρειες .....	119
8.4	Έλεγχος διαμήκους διάτμησης για ελαστική συμπεριφορά.....	119
8.5	Διατμητική σύνδεση διαδοκίδας .....	120
8.6	Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος.....	122
8.6.1	Διατμητική ροή .....	122
8.6.2	Έλεγχος θλιπτήρων-ελκυστήρων .....	123
8.6.3	Εγκάρσιος σπλισμός διαδοκίδων.....	124
9	Κόπωση .....	126



9.1	Γενικά .....	126
9.2	Κατηγορίες λεπτομερειών .....	126
9.3	Πρότυπη φόρτιση κόπωσης (FLM 3) .....	128
9.4	Έλεγχος κόπωσης δομικού χάλυβα .....	129
9.4.1	Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης .....	129
9.4.2	Εύρος τάσεων και έλεγχος κόπωσης .....	130
9.4.3	Έλεγχος τυπικής διαδοκίδας σε κόπωση .....	131
9.5	Έλεγχος κόπωσης διατμητικών ήλων .....	133
9.5.1	Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης .....	133
9.5.2	Εύρος και έλεγχος τάσεων .....	133
9.5.3	Έλεγχος διατμητικών ήλων διαδοκίδας σε κόπωση .....	134
10	Εφέδρανα .....	135
10.1	Γενικά .....	135
10.2	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα .....	135
10.3	Σεισμική μόνωση .....	136
10.4	Έλεγχοι εφεδράνων .....	137
10.4.1	Έλεγχος παραμορφώσεων .....	137
10.4.2	Έλεγχος χαλύβδινων πλακών σε εφελκυσμό .....	139
10.4.3	Περιορισμός στροφής ορθογωνικών εφεδράνων .....	139
10.4.4	Έλεγχος ευστάθειας .....	140
10.4.5	Διατμητική δύναμη μέσω σύνδεσης .....	140
10.5	Έλεγχος εφεδράνων στο σεισμικό συνδυασμό .....	140
10.6	Έλεγχος εφεδράνων στην ΟΚΑ .....	142
11	Συνδέσεις χαλύβδινων στοιχείων .....	144
11.1	Γενικά .....	144
11.2	Σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας .....	144
11.2.1	Γεωμετρία σύνδεσης .....	144
11.2.2	Έλεγχος στην ΟΚΑ .....	145

11.3 Αποκατάσταση συνέχειας κύριας δοκού .....	146
11.3.1 Γεωμετρία σύνδεσης.....	146
11.3.2 Έλεγχος στην ΟΚΑ .....	148
11.4 Σύνδεση αναρτήρα .....	149
11.4.1 Γεωμετρία σύνδεσης.....	149
11.4.2 Έλεγχος πείρων στις οριακές καταστάσεις .....	149
12 Προμέτρηση.....	151
13 Συμπεράσματα .....	152
14 Βιβλιογραφία .....	153
Παράρτημα Α.: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομών.....	155

## Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1 Ιδιότητες δομικού χάλυβα.....	29
Πίνακας 2.2 Ιδιότητες σκυροδέματος.....	29
Πίνακας 2.3 Ιδιότητες χάλυβα οπλισμών .....	30
Πίνακας 2.4 Ιδιότητες χάλυβα διατμητικών ήλων .....	30
Πίνακας 2.5 Ιδιότητες Χάλυβα Προέντασης .....	30
Πίνακας 3.1 Αριθμός και πλάτος ονομαστικών λωρίδων κυκλοφορίας .....	32
Πίνακας 3.2 LM1-Χαρακτηριστικές τιμές .....	34
Πίνακας 3.3 Τιμές σχεδιασμού της κατασκευής για την ομοιόμορφη θερμοκρασιακή συνιστώσα.....	36
Πίνακας 3.4 Χαρακτηριστικές τιμές των θερμοκρασιακών μεταβολών για τις επιμέρους κατηγορίες καταστρώματος οδογεφυρών .....	37
Πίνακας 3.5 Συντελεστής έκθεσης δομικών μελών .....	40
Πίνακας 3.6 Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας .....	41
Πίνακας 3.7 Προσδιορισμός φορτίου ανεμοπίεσης τόξων και αναρτήρων .....	42
Πίνακας 3.8 Ύψος αναφοράς για άνεμο χωρίς κυκλοφορία .....	44
Πίνακας 3.9 Προτεινόμενες τιμές του συντελεστή C για γέφυρες.....	45
Πίνακας 3.10 Προσδιορισμός ανεμοπίεσης στο φορέα καταστρώματος (διεύθυνση x) ...	45
Πίνακας 3.11 Προσδιορισμός ανεμοπίεσης στο φορέα καταστρώματος (διεύθυνση z)....	46
Πίνακας 3.12 Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος κατά EN 1998-1-1 .....	47
Πίνακας 3.13 Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος κατά EN 1998-1-1 .....	47
Πίνακας 3.14 Ιδιοπερίοδοι κατασκευής .....	48
Πίνακας 4.1 Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	51
Πίνακας 4.2 Συντελεστές $\gamma$ και $\psi_0$ στην ΟΚΑ για οδικές γέφυρες .....	51
Πίνακας 4.3 Συνδυασμοί δράσεων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας .....	52
Πίνακας 4.4 Συντελεστές $\psi_1$ και $\psi_2$ για οδικές γέφυρες .....	52
Πίνακας 4.5 Ελάχιστη τιμή επικάλυψης σκυροδέματος για χαλαρό οπλισμό .....	53
Πίνακας 5.1 Σύγκριση ιδιοπεριόδων κατασκευής.....	58

Πίνακας 5.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών των κυρίων δοκών για τους δυσμενείς συνδυασμούς στην ΟΚΑ .....	58
Πίνακας 5.3 Σύγκριση μέγιστου βέλους κάμψης κύριων δοκών (ΟΚΛ) .....	58
Πίνακας 6.1 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για στοιχεία σε θλίψη .....	60
Πίνακας 6.2 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για στοιχεία σε θλίψη .....	61
Πίνακας 6.3 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για στοιχεία σε θλίψη .....	61
Πίνακας 6.4 Κατάταξη διατομών κατασκευής .....	62
Πίνακας 6.5 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ελκυστήρων .....	62
Πίνακας 6.6 Έλεγχος διατομής σε εφελκυστική αξονική δύναμη .....	63
Πίνακας 6.7 Έλεγχος διατομής σε κατακόρυφη τέμνουσα .....	64
Πίνακας 6.8 Μειωτικός συντελεστής $\chi_w$ .....	65
Πίνακας 6.9 Έλεγχος διατμητικής κύρτωσης κύριων δοκών .....	66
Πίνακας 6.10 Έλεγχος διατομής σε ροπή περί τον ισχυρό άξονα.....	67
Πίνακας 6.11 Έλεγχος διατομής σε ροπή περί τον ασθενή άξονα .....	68
Πίνακας 6.12 Έλεγχος διατομής υπό την δράση κάμψης και αξονικής δύναμης (κάμψη περί τον άξονα $y$ ) .....	69
Πίνακας 6.13 Έλεγχος διατομής υπό την δράση κάμψης και αξονικής δύναμης (κάμψη περί τον άξονα $z$ ) .....	69
Πίνακας 6.14 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη.....	70
Πίνακας 6.15 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλύβδινης διατομής.....	71
Πίνακας 6.16 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τυπικής σύμμικτης διατομής .....	71
Πίνακας 6.17 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου .....	72
Πίνακας 6.18 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά θλιβόμενου τμήματος (διατομή $\tau$ ) .....	76
Πίνακας 6.19 Έλεγχος ευστάθειας διαδοκίδας στη φάση σκυροδέτησης.....	77
Πίνακας 6.20 Έλεγχος χαλύβδινης διατομής σε κάμψη .....	78
Πίνακας 6.21 Έλεγχος σύμμικτης διατομής σε κάμψη .....	80
Πίνακας 6.22 Υπολογισμός ελάχιστου εγκάρσιου οπλισμού διαδοκίδων .....	83
Πίνακας 6.23 Διαμήκεις τοποθετούμενοι οπλισμοί πλάκας σκυροδέματος .....	84

Πίνακας 6.24 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής CHS 813x36 .....	84
Πίνακας 6.25 Έλεγχος διατομής σε αξονική θλιπτική δύναμη .....	85
Πίνακας 6.26 Έλεγχος διατομής σε κατακόρυφη τέμνουσα Vz .....	86
Πίνακας 6.27 Έλεγχος διατομής σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα (My, Ed) .....	88
Πίνακας 6.28 Έλεγχος διατομής σε ροπή περί τον ασθενή άξονα (Mz, Ed) .....	88
Πίνακας 6.29 Έλεγχος διατομής σε αλληλεπίδραση κάμψης-αξονικής.....	89
Πίνακας 6.30 Συντελεστές ατελειών α για ευρωπαϊκές καμπύλες λυγισμού .....	91
Πίνακας 6.31 Έλεγχος ευστάθειας τόξων σε εκτός επιπέδου λυγισμό .....	92
Πίνακας 6.32 Έλεγχος ευστάθειας τόξων σε εντός επιπέδου λυγισμό (EN1993-2 (2006))....	94
Πίνακας 6.33 Υπολογισμός κρίσιμου ελαστικού φορτίου σε εκτός επιπέδου λυγισμό .....	96
Πίνακας 6.34 Έλεγχος ευστάθειας τόξων σε εκτός επιπέδου λυγισμό (EN1993-2 (2006)) ...	97
Πίνακας 6.35 Έλεγχος ευστάθειας τόξων σε συνδυασμό θλίψης και κάμψης .....	97
Πίνακας 6.36 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής D508/16.....	98
Πίνακας 6.37 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής D323.9/12.5.....	98
Πίνακας 6.38 Έλεγχος διαγωνίων συνδέσμων σε εντός επιπέδου λυγισμό .....	101
Πίνακας 6.39 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά αναρτήρων (DIN 18800).....	102
Πίνακας 6.40 Έλεγχος καλωδίων κατασκευής σε ΟΚΑ .....	104
Πίνακας 7.1 Έλεγχος υπέρβασης τάσεων χάλυβα κρίσιμης σύμμικτης διαδοκίδας .....	107
Πίνακας 7.2 Μέγιστη διάμετρος/αποστάσεις οπλισμού για έλεγχο ρηγμάτωσης ( $w_k = 0.3\text{mm}$ ).....	111
Πίνακας 7.3 Ελάχιστος οπλισμός ρηγμάτωσης .....	111
Πίνακας 7.4 Δύναμη προέντασης αναρτήρων .....	113
Πίνακας 7.5 Αναπτυσσόμενες τάσεις κατά την ΟΚΛ .....	113
Πίνακας 7.6 Ενεργό μέτρο ελαστικότητας αναρτήρων .....	114
Πίνακας 7.7 Φορτία στη φάση κατασκευής .....	115
Πίνακας 7.8 Φορτία στη φάση λειτουργίας.....	116
Πίνακας 7.9 Υπολογισμός αντιβέλους ελκυστήρα .....	117

Πίνακας 8.1 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες διατμητικών ήλων .....	119
Πίνακας 8.2 Διατμητική αντοχή ήλων κεφαλής $\emptyset 22/200$ .....	120
Πίνακας 8.3 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες διατμητικών ήλων .....	121
Πίνακας 8.4 Μήκος πιθανής επιφάνειας αστοχίας.....	123
Πίνακας 8.5 Διατμητική κάλυψη πλάκας (τομή α-α).....	124
Πίνακας 8.6 Διατμητική κάλυψη πλάκας (τομή b-b) .....	124
Πίνακας 8.7 Απαιτήσεις οπλισμών για διατμητική κάλυψη στην πλάκα Ο.Σ.....	125
Πίνακας 9.1 Κατηγορίες λεπτομέρειας για ελατές διατομές.....	127
Πίνακας 9.2 Κατηγορίες λεπτομερειών συνδέσεων μορφής K και N.....	128
Πίνακας 9.3 Τιμές του Nobs .....	129
Πίνακας 9.4 Συντελεστές ασφαλείας $\gamma_{Mf, a}$ .....	131
Πίνακας 9.5 Ορθές τάσεις άνω και κάτω πέλματος του χαλύβδινου τμήματος .....	131
Πίνακας 9.6 Έλεγχος ορθών τάσεων κάτω πέλματος τυπικής διαδοκίδας σε κόπωση .....	132
Πίνακας 9.7 Έλεγχος ορθών τάσεων άνω πέλματος τυπικής διαδοκίδας σε κόπωση .....	132
Πίνακας 9.8 Έλεγχος διατμητικών τάσεων τυπικής διαδοκίδας σε κόπωση.....	133
Πίνακας 10.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά E-Link C2 700x800x275(180) .....	135
Πίνακας 10.2 Σταθερές ελατηρίου για εφεδράνα E-Link C2 700x800x275(180).....	137
Πίνακας 10.3 Μεγέθη σχεδιασμού εφεδράνων (σεισμικός συνδυασμός).....	140
Πίνακας 10.4 Έλεγχος παραμορφώσεων (σεισμικός συνδυασμός).....	141
Πίνακας 10.5 Μεγέθη σχεδιασμού εφεδράνων (σεισμικός συνδυασμός).....	142
Πίνακας 10.6 Έλεγχος παραμορφώσεων (ΟΚΑ).....	142
Πίνακας 11.1 Έλεγχος κρίσιμης σύνδεσης αναρτήρα.....	150
Πίνακας 12.1 Προμέτρηση και εκτιμώμενη κοστολόγηση δομικού χάλυβα κατασκευής.....	151
Πίνακας 12.2 Προμέτρηση και εκτιμώμενη κοστολόγηση σκυροδέματος της πλάκας κατ/τος .....	151

## Κατάλογος Σχημάτων

Σχήμα 1.1 Τοξωτή γέφυρα Τσακώνας (Αυτοκινητόδρομος Μορέας).....	18
Σχήμα 1.2 Κατηγορίες γεφυρών ανάλογα με τη θέση του καταστρώματος.....	18
Σχήμα 1.3 Γεωμετρικός περιορισμός τόξων-ελκυστήρων .....	19
Σχήμα 1.4 Κάτοψη τυπικού καταστρώματος.....	20
Σχήμα 1.5 Σύνδεση αναρτήρα-τόξου .....	21
Σχήμα 1.6 Ανέγερση γέφυρας Pentele (2007) .....	22
Σχήμα 1.7 Γέφυρα Palma-del-Rio .....	22
Σχήμα 2.1 Τοπογραφικό σχέδιο .....	24
Σχήμα 2.2 Μηκοτομή οδοποιίας .....	25
Σχήμα 2.3 Μηκοτομή τεχνικού έργου.....	26
Σχήμα 2.4 Κάτοψη τεχνικού έργου .....	26
Σχήμα 2.5 Διατομή καταστρώματος .....	27
Σχήμα 3.1 Αρίθμηση λωρίδων κυκλοφορίας καταστρώματος .....	33
Σχήμα 3.2 Θερμοκρασιακή κατανομή εντός των επιπέδων μιας διατομής .....	35
Σχήμα 3.3 Κατηγορίες εδάφους (EN1991-1-4) .....	39
Σχήμα 3.4 Συντελεστής έκθεσης $c_{ez}$ συναρτήσει του ύψους $z$ από το έδαφος.....	39
Σχήμα 3.5 Συντελεστής δύναμης για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελεύθερων άκρων για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες $k/b$ .....	41
Σχήμα 3.6 Διευθύνσεις ανεμοπίεσης σε γέφυρες.....	42
Σχήμα 3.7 Προσδιορισμός συντελεστή $c_{fx}$ , $\theta$ .....	43
Σχήμα 3.8 Ύψος αναφοράς για άνεμο χωρίς κυκλοφορία .....	44
Σχήμα 3.9 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή-Οριζόντια μεταφορική κατά $Y$ .....	48
Σχήμα 3.10 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή-1 <sup>η</sup> Οριζόντια μεταφορική κατά $X$ .....	49
Σχήμα 3.11 6 <sup>η</sup> ιδιομορφή-1 <sup>η</sup> κατακόρυφη μεταφορική κατά $Z$ .....	49
Σχήμα 5.1 Προσομοίωση τεχνικού έργου στη φάση κατασκευής .....	54
Σχήμα 5.2 Τυπική διατομή σύμμικτης διαδοκίδας.....	55

Σχήμα 5.3 Προσομοίωση καταστρώματος με στοιχεία δοκού (εσχάρα) .....	55
Σχήμα 5.4 Αξονομετρική όψη μοντέλου (κατάστρωμα με εσχάρα δοκών) .....	56
Σχήμα 5.5 Προσομοίωση πλάκας καταστρώματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία .....	56
Σχήμα 5.6 Αξονομετρική όψη μοντέλου .....	57
Σχήμα 6.1 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων κύριων δοκών [kN].....	63
Σχήμα 6.2 Διάγραμμα κατακόρυφων τεμνουσών δυνάμεων κύριων δοκών [kN].....	64
Σχήμα 6.3 Περιβάλλουσα ροπών $M_y$ κύριων δοκών [kNm].....	67
Σχήμα 6.4 Διάγραμμα ροπών $M_z$ κύριων δοκών [kNm].....	68
Σχήμα 6.5 Ισοδύναμα ανοίγματα για τον υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους σύμμικτων δοκών (EN 1994-2). .....	70
Σχήμα 6.6 Τυπικό προφίλ χαλυβδόφυλλου SYMDECK 100.....	72
Σχήμα 6.7 Μοντέλο θλιβόμενου πέλματος ολόσωμης δοκού ως υποστύλωμα διατομής ται υπό κεντρική θλίψη .....	75
Σχήμα 6.8 Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_y$ διαδοκίδων [kNm] (φάση κατασκευής).....	78
Σχήμα 6.9 Διάγραμμα αξονικών μεμβρανικών δυνάμεων (max-nxx) [kN].....	80
Σχήμα 6.10 Διάγραμμα αξονικών μεμβρανικών δυνάμεων (min-nxx) [kN] .....	81
Σχήμα 6.11 Διάγραμμα μέγιστων καμπτικών ροπών (max-mxx) [kNm/m] .....	81
Σχήμα 6.12 Διάγραμμα ελάχιστων καμπτικών ροπών (min-mxx) [kNm/m] .....	81
Σχήμα 6.13 Απαιτήσεις διαμήκους οπλισμού άνω παρειάς ( $cm^2/m$ ).....	82
Σχήμα 6.14 Απαιτήσεις διαμήκους οπλισμού κάτω παρειάς ( $cm^2/m$ ).....	82
Σχήμα 6.15 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων τόξου [kN].....	85
Σχήμα 6.16 Διάγραμμα κατακόρυφων τεμνουσών τόξου $V_z$ [kN].....	86
Σχήμα 6.17 Διάγραμμα καμπτικών ροπών τόξου $M_y$ [kNm].....	87
Σχήμα 6.18 Διάγραμμα καμπτικών ροπών τόξου $M_z$ [kNm] .....	88
Σχήμα 6.19 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή γραμμικής ανάλυσης λυγισμού ( $\alpha_{crit} = 7.92$ ).....	91
Σχήμα 6.20 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή γραμμικής ανάλυσης λυγισμού ( $\alpha_{crit} = 8.18$ ).....	91
Σχήμα 6.21 3 <sup>η</sup> ιδιομορφή γραμμικής ανάλυσης λυγισμού ( $\alpha_{crit} = 10.07$ ).....	92



Σχήμα 6.22 Συντελεστές εντός επιπέδου λυγισμού βίργια τόξο με ελκυστήρα και αναρτήρες .....	93
Σχήμα 6.23 Συντελεστές εντός επιπέδου λυγισμού βίργια τόξο με ελκυστήρα και αναρτήρες .....	95
Σχήμα 6.24 Εκτός επιπέδου λυγισμός για τόξα με αντανέμια και ακραία πλαίσια .....	96
Σχήμα 6.25 Βαθμός εκμετάλλευσης διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας .....	99
Σχήμα 6.26 Βαθμός εκμετάλλευσης οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας .....	99
Σχήμα 6.27 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων διαγωνίων συνδέσμων [kN] .....	100
Σχήμα 6.28 Διάταξη αναρτήρων .....	103
Σχήμα 7.1 Τάσεις von Misses κύριων δοκών .....	106
Σχήμα 7.2 Τάσεις von Misses τόξων.....	107
Σχήμα 7.3 Τάσεις von Misses διαγώνιων συνδέσμων .....	108
Σχήμα 7.4 Τάσεις von Misses οριζόντιων συνδέσμων.....	108
Σχήμα 7.5 Ορθές τάσεις πλάκας σκυροδέματος (Χαρακτηριστικός συνδυασμός) .....	109
Σχήμα 7.6 Κατακόρυφες μετατοπίσεις ελκυστήρα (φάση λειτουργίας) .....	117
Σχήμα 8.1 Διάταξη ήλων σε επίπεδο διατομής.....	121
Σχήμα 8.2 Θέσεις ελέγχου διατμητικής κάλυψης .....	122
Σχήμα 9.1 Καμπύλες κόπωσης χάλυβα για ορθές τάσεις.....	126
Σχήμα 9.2 Καμπύλες κόπωσης χάλυβα και ήλων για διατμητικές τάσεις .....	127
Σχήμα 9.3 Όχημα κόπωσης της πρότυπης φόρτισης FLM3 .....	128
Σχήμα 9.4 Διάγραμμα ροπών (My) τυπικής διαδοκίδας (FLM3) [kNm].....	131
Σχήμα 9.5 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (Vz) διαδοκίδας (FLM3) [kN] .....	132
Σχήμα 11.1 Τυπική σύνδεση κύρια δοκού-διαδοκίδας .....	144
Σχήμα 11.2 Αναπτυσσόμενες τάσεις σύνδεσης για τον κρίσιμο συνδυασμό ΟΚΑ.....	145
Σχήμα 11.3 Αναπτυσσόμενες τάσεις σύνδεσης για τον κρίσιμο συνδυασμό ΟΚΑ (Όψη)....	145
Σχήμα 11.4 Πλαστικοποίηση σύνδεσης .....	146
Σχήμα 11.5 Αποκατάσταση συνέχειας κύριων δοκών (κεντρικό τμήμα) .....	146
Σχήμα 11.6 Γεωμετρία σύνδεσης (πλάγια όψη) .....	147

Σχήμα 11.7 Αναπτυσσόμενες τάσεις σύνδεσης για τον κρίσιμο συνδυασμό ΟΚΑ.....	148
Σχήμα 11.8 Αναπτυσσόμενες τάσεις σύνδεσης για τον κρίσιμο συνδυασμό ΟΚΑ (πλάγια όψη) .....	148
Σχήμα 11.9 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης .....	149

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ  
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ ΔΕ 2024/01

## Σχεδιασμός τοξωτής οδογέφυρας

Καζαντζίδης Α. Δ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

### Περίληψη

Ο σχεδιασμός γεφυρών είναι αναμφισβήτητα ένα αντικείμενο ενδιαφέροντος για το μελετητή μηχανικό λόγω της πολυπλοκότητας που παρουσιάζει. Με αφορμή την ανάγκη γεφύρωσης ενός υδάτινου κωλύματος, μελετάται χαλύβδινη γέφυρα η οποία διαμορφώνεται με το σύστημα τόξου-ελκυστήρα με σύμμικτο κατάστρωμα το οποίο αναρτάται από τα τόξα. Σκοπός της εργασίας είναι η κατανόηση, μέσα από το σχεδιασμό, της λειτουργίας του συστήματος τόξου-ελκυστήρα και η διερεύνηση της συνεισφοράς του σύμμικτου καταστρώματος στην παραλαβή του αναπτυσσόμενου εφελκυσμού. Στα πλαίσια της μελέτης παρουσιάζονται οι παράμετροι σχεδιασμού, οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται σύμφωνα με τους ευρωπαϊκούς και γερμανικούς κανονισμούς, ενώ τα αποτελέσματα των ελέγχων συμπληρώνονται με κατάλληλους σχολιασμούς και συμπεράσματα.

Η γέφυρα που μελετάται έχει συνολικό μήκος 60m, ενώ η επιλογή του τύπου γέφυρας και του στατικού συστήματος γίνεται βάσει του περιορισμού κατασκευής βάθρων εντός της κοίτης του κωλύματος. Διαμορφώνεται από δύο κεκλιμένα τόξα ύψους 10m, ενώ από τη δοθείσα διατομή της οδοποιίας το συνολικό πλάτος του καταστρώματος προκύπτει 17m. Ο σχεδιασμός και η ανάλυση της κατασκευής γίνεται στο πρόγραμμα SOFiSTiK 2020 με κώδικες στη γλώσσα προγραμματισμού CADINP.

Στο πρώτο στάδιο σχεδιασμού επιλέγονται οι διατομές των επιμέρους μελών ακολουθώντας τους γεωμετρικούς περιορισμούς που τίθενται για τον περιορισμό της λυγηρότητας των κύριων δομικών στοιχείων και ορίζονται οι δράσεις σχεδιασμού. Για τους κατάλληλους συνδυασμούς δράσης στις οριακές καταστάσεις πραγματοποιούνται γραμμικές αναλύσεις 1<sup>ης</sup> τάξης, ενώ για τον υπολογισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών υπολογίζονται οι περιβάλλουσες μέσω του λογισμικού.

Ο σχεδιασμός των διαδοκίδων πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη οι φάσεις κατασκευής, ενώ η σύμμικτη λειτουργία τους επιτυγχάνεται μέσω της διατμητικής τους σύνδεσης με την πλάκα σκυροδέματος. Για το σχεδιασμό των τόξων πραγματοποιείται πέραν των υπόλοιπων ελέγχων και ο έλεγχος ευστάθειας μέσω γραμμικής ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού ο οποίος αποτελεί κρίσιμο έλεγχο για την παρούσα κατασκευή, ενώ με κριτήριο τον περιορισμό ανάπτυξης σημαντικών βυθίσεων και ροπών στις κύριες δοκούς πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση των αναρτήρων. Πέραν των ελέγχων στις οριακές καταστάσεις, πραγματοποιείται έλεγχος κόπωσης στα κρίσιμα μέλη της κατασκευής για τις φορτιστικές καταστάσεις που ορίζουν οι κανονισμοί.

Τέλος, για τον περιορισμό των σεισμικών δυνάμεων της κατασκευής γίνεται η επιλογή και ο έλεγχος του κατάλληλου τύπου εφεδράνων, ενώ για τα χαλύβδινα στοιχεία της κατασκευής παρουσιάζονται συνοπτικά οι τυπικές συνδέσεις.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

POSTGRADUATE DIPLOMA THESIS

EMK ΔE 2024/01

## **Design of a tied-arch road bridge**

Kazantzidis A. D. (supervised by Thanopoulos P.)

### **Abstract**

Bridge design is undeniably one of the most interesting subjects for a designer because of the complexity that it presents. Prompted by the need to bridge a water obstacle, a steel bridge is being studied, which is configured with the tied-arch system with a composite deck suspended from the arches. The purpose of the study is to understand, through design, the function of the arch-tie system and to investigate the contribution of the composite deck in receiving the developed tensile forces. The study presents the design parameters, the checks carried out according to European and German regulations, while the results of the checks are supplemented with appropriate comments and conclusions.

The designed bridge has a total span of 60m, while the selection of the bridge type and static system is based on the restriction of constructing piers within the bed of the water obstacle. The structure is formed with two 10m height inclined arches, while the total deck width is 17m. The design of bridge is done with SOFiSTiK 2020 with coding in CANDINP programming language.

In the first design stage, the cross-sections of the individual members are selected following the geometric constraints set to limit the slenderness of the main structural elements, and the design actions are defined. For the appropriate combination of actions in the limit states, first-order linear analyses are carried out, while the envelopes of the most adverse internal forces are calculated through the software.

The design of cross beams is carried out, by taking into account the construction stages, while their composite action is achieved through their shear connection with the concrete slab. For the design of the arches, in addition to other checks, a stability check is also carried out through a linear buckling eigenvalue analysis, which is a critical check for this construction. The design of hangers is done with the criterion of limiting the development of significant deflections and moments in the main beams. Beyond the limit state checks, a fatigue check is carried out on the critical members of the construction for the load conditions specified by the regulations.

Finally, to limit the seismic forces of the structure, the selection and check of the appropriate type of bearings are carried out, while for the steel details of the structure, the typical connections are briefly presented.

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου κ. Πάυλο Θανόπουλο για την ανάθεση και την επίβλεψη, κατά τη διάρκεια εκπόνησης, του θέματος της παρούσας εργασίας.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω επίσης τον κ. Κυριάκο Σταθόπουλο, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό για την καθοδήγηση και τη ανιδιοτελή βοήθεια που μου προσέφερε στην κατανόηση κρίσιμων θεμάτων που αφορούν το σχεδιασμό τοξωτών γεφυρών.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους καθηγητές κ. Γαντέ και κ. Ζέρη για την συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά στοιχεία τοξωτών γεφυρών

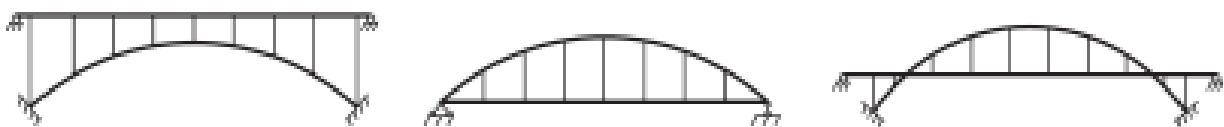
Οι τοξωτές γέφυρες αποτελούν μια ειδική κατηγορία γεφυρών η οποία έχει εφαρμογή από την αρχαιότητα. Βασικό δομικό στοιχείο αποτελεί το τόξο, το οποίο γεφυρώνει ένα άνοιγμα και καταπονείται θλιπτικά καθώς πέραν του ιδίου βάρους του αναλαμβάνει και τα φορτία του καταστρώματος (μόνιμα φορτία και φορτία κυκλοφορίας). Οι τοξωτές γέφυρες στην εξέλιξή τους αποτελούν μία ιδιαίτερα ανταγωνιστική πρόταση γεφύρωσης για ανοίγματα μεταξύ 80 και 250 μέτρων χωρίς αυτό να περιορίζει την κατασκευή τοξωτών γεφυρών μεγαλύτερων ανοιγμάτων (γέφυρα Τσακώνας-300m [Σχήμα 1.1]).



**Σχήμα 1.1** Τοξωτή γέφυρα Τσακώνας (Αυτοκινητόδρομος Μορέας)

Βασικό δομικό υλικό των τοξωτών γεφυρών είναι το σκυρόδεμα και ο χάλυβας. Ο χάλυβας έχει ως πλεονεκτήματα έναντι του σκυροδέματος το χαμηλό ίδιο βάρος, την ολκιμότητα και την ταχύτητα ανέγερσης, τα οποία γίνονται εμφανή κατά τη φάση κατασκευής. Αντίθετα από τους τοξωτούς φορείς από σκυρόδεμα, τα μέλη από χάλυβα παρουσιάζουν ευαισθησία έναντι λυγισμού όταν βρίσκονται υπό θλίψη, γεγονός που καθιστά την κατασκευή των τόξων από σκυρόδεμα μία εξίσου ανταγωνιστική λύση.

Όσον αφορά τη στατική τους λειτουργία, οι τοξωτές γέφυρες διαμορφώνονται είτε με τη στήριξη του καταστρώματος πάνω από τα τόξα μέσω κατακόρυφων στοιχείων είτε με την ανάρτησή του από αυτά. Τα τόξα αντίστοιχα, μπορεί να θεμελιώνονται στο έδαφος ή να συνδέονται με τις κύριες δοκούς του καταστρώματος επιτυγχάνοντας τη λειτουργία τόξου-ελκυστήρα.



**Σχήμα 1.2** Κατηγορίες γεφυρών ανάλογα με τη θέση του καταστρώματος

## 1.2 Εισαγωγή στο σχεδιασμό γεφυρών με το σύστημα τόξου-ελκυστήρα

### 1.2.1 Περιγραφή στατικού συστήματος

Στις γέφυρες που σχεδιάζονται με το σύστημα τόξου-ελκυστήρα τα τόξα συνδέονται άμεσα με τα άκρα των κύριων δοκών του καταστρώματος. Η μονολιθική σύνδεση των τόξων με τις κύριες δοκούς έχει ως αποτέλεσμα την παρεμπόδιση της μήκυνσης τους κατά τη διαμήκη διεύθυνση, πράγμα που σημαίνει ότι τα τόξα λειτουργούν υπό τον συνδυασμό κάμψης και θλίψης. Οι κύριες δοκοί του καταστρώματος λειτουργούν ως ελκυστήρες εισάγοντας σημαντική αξονική ένταση στο κατάστρωμα το οποίο αναρτάται μέσω συρματοσχοίνων από τα τόξα. Λόγω της ιδιαιτερότητας του στατικού συστήματος, οι στηρίξεις του φορέα λαμβάνουν μόνο την κατακόρυφη συνιστώσα των φορτίων του τόξου, συνεπώς, ο φορέας του τόξου μπορεί να γίνει κρίσιμος σε φαινόμενα λυγισμού λόγω της θλίψης που αναπτύσσεται.

### 1.2.2 Βάσεις σχεδιασμού

#### Λυγηρότητα

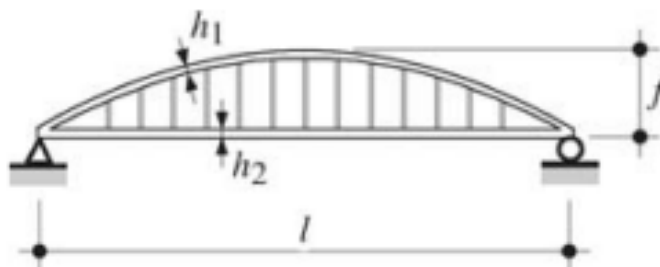
Κατά τον σχεδιασμό, κρίνεται απαραίτητη η επιλογή της κατάλληλης γεωμετρίας του τόξου και του ελκυστήρα για την ορθή λειτουργία του στατικού συστήματος. Δεδομένου του μήκους ανοίγματος, το ύψος του τόξου επιλέγεται με κριτήριο την λυγηρότητα του, η οποία υπολογίζεται από το λόγο:

$$\lambda_1 = \frac{f}{l} \quad (1.1)$$

Στην σχέση 1.1  $f$  είναι το συνολικό ύψος του τόξου και  $l$  το μήκος ανοίγματος. Οι τιμές του λόγου  $f/l$  που επιλέγονται στον σχεδιασμό είναι μεταξύ  $1/5$  και  $1/6$ . Όσο μικρότερη είναι η λυγηρότητα ( $\lambda_1$ ) τόσο μικρότερη είναι η δυσκαμψία της κατασκευής, ενώ για μεγάλες τιμές του λόγου  $f/l$  ο σχεδιασμός της γέφυρας έχει αρνητικό αποτέλεσμα στην αισθητική της. Πέραν της επιλογής των διαστάσεων της κατασκευής, η επιλογή των διαστάσεων των διατομών των τόξων και του καταστρώματος είναι εξίσου σημαντική. Κατά την προμελέτη, για τον προσδιορισμό των διαστάσεων των διατομών τόξου και ελκυστήρα χρησιμοποιείται η σχέση:

$$\lambda_2 = \frac{h_1 + h_2}{l} \quad (1.2)$$

όπου  $h_1$  είναι το ύψος τη διατομής των τόξων και  $h_2$  το ύψος του καταστρώματος. Στην ανωτέρω σχέση οι τιμές του συντελεστή  $\lambda_2$  που επιλέγονται είναι μεταξύ  $1/30$  και  $1/45$  [6].



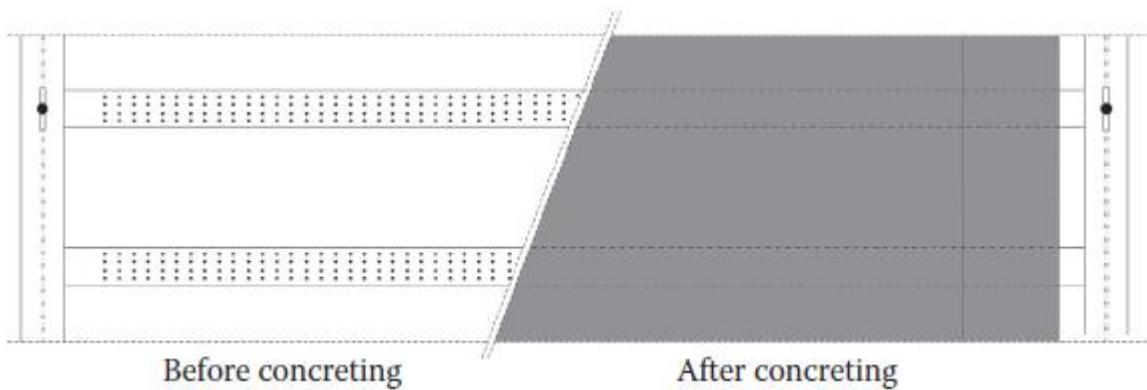
Σχήμα 1.3 Γεωμετρικός περιορισμός τόξων-ελκυστήρων

### Κατάστρωμα-Διαδοκίδες

Το κατάστρωμα σκυροδετείται επί χαλυβδόφυλλου και συνδέεται μέσω διατμητικών συνδέσμων με τις διαδοκίδες. Κατ' αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται η σύμμικτη δράση των διαδοκίδων στις οποίες μεταφέρονται αρχικά τα φορτία της πλάκας του καταστρώματος. Οι διαδοκίδες διαμορφώνονται από συγκολλητές διατομές I και συνδέονται με τις κύριες δοκούς, μέσω στηρίξεων τέμνουσας, αμφιαρθρωτά ανά 3-4 m σε θέσεις όπου υπάρχουν αναρτήρες. Με την σύνδεση τέμνουσας οι διαδοκίδες παραλαμβάνουν μόνο θετικές ροπές χωρίς να καταπονούν τις κύριες δοκούς σε στρέψη. Κατά την περίπτωση σύνδεσης των κυριών δοκών με τα τόξα, το κατάστρωμα συμβάλει στην παραλαβή ενός μέρους των εφελκυστικών δυνάμεων των κυριών δοκών με αποτέλεσμα την πιθανή ρηγμάτωσή του.

### Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί διαμορφώνονται από διατομές I, συγκολλητές ή τυποποιημένες, φορτίζονται από τις διαδοκίδες και στηρίζονται στους αναρτήρες δρώντας ως συνεχείς δοκοί επί ελαστικών στηρίξεων [1]. Στην περίπτωση που το κατάστρωμα δεν συνδέεται με τις κύριες δοκούς οι θερμοκρασιακές μεταβολές ή οι χρόνιες παραμορφώσεις του σκυροδέματος δεν επηρεάζουν τη λειτουργία τους.

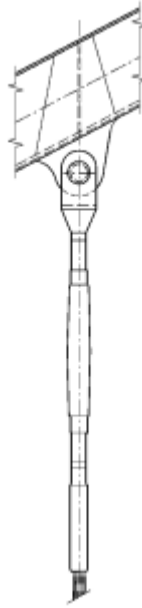


**Σχήμα 1.4** Κάτοψη τυπικού καταστρώματος

### Αναρτήρες

Οι αναρτήρες αποτελούνται από συμπαγείς ράβδους κυκλικής διατομής ή καλώδια (συρματόσχοινα) με διάμετρο 50mm έως 140 mm, έχουν μικρή απόσβεση και είναι ευαίσθητοι σε ταλαντώσεις λόγω ανεμοπίεσης, παγετού ή σε συνδυασμό ανέμου-βροχής. Τοποθετούνται συνήθως ανά 3-4 διαδοκίδες και συνδέονται στο άνω άκρο τους με το τόξο και στο κάτω άκρο τους με την κύρια δοκό του καταστρώματος μέσω κομβοελάσματος κατάλληλης γεωμετρίας, ώστε να αποφεύγεται η συγκέντρωση τάσεων και να μειώνεται ο κίνδυνος κόπωσης (Σχήμα 1.5). Ανάλογα με την γεωμετρία του τόξου και του καταστρώματος, οι αναρτήρες μπορούν να τοποθετηθούν κάθετα ή κεκλιμένα ως προς την κατακόρυφο. Η ανάρτηση του καταστρώματος μέσω αναρτήρων οδηγεί σε καλύτερη κατανομή των ροπών κάμψης στο τόξο λόγω των φορτίων κυκλοφορίας [1].





**Σχήμα 1.5** Σύνδεση αναρτήρα-τόξου

### Τόξα

Τα τόξα έχουν συνήθως παραβολική μορφή και καταπονούνται από θλίψη και κάμψη, ενώ κρίσιμη, πέραν της καθολικής φόρτισης του καταστρώματος κρίνεται η φόρτιση του μισού ανοίγματος. Οι φορείς των τόξων διαμορφώνονται από κοίλες ορθογωνικές ή κυκλικές διατομές, ενώ για την αποφυγή φαινομένων κύρτωσης σε μεγάλες διατομές προβλέπονται κατάλληλες ενισχύσεις κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Επιπλέον, στις θέσεις ανάρτησης των καλωδίων προβλέπεται η διαμόρφωση εγκάρσιων διαφραγμάτων εντός της διατομής των τόξων για την κατάλληλη μεταφορά των δυνάμεων από τους αναρτήρες σε αυτά. Τα τόξα σχεδιάζονται παράλληλα ή κεκλιμένα ως προς την κατακόρυφο και η μεταξύ τους σύνδεσή επιτυγχάνεται με συνδέσμους μορφής X, K ή Λ για την αύξηση τόσο της ευστάθειας όσο και της δυσκαμψίας της κατασκευής. Ο σχεδιασμός ενός μόνο τόξου από το οποίο αναρτάται το κατάστρωμα της γέφυρας απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή καθώς πιθανή κρίνεται η αστοχία του σε εκτός επιπέδου καθολικό λυγισμό.

### 1.3 Κατασκευή-Ανέγερση

Η κατασκευή τοξωτών γεφυρών μπορεί να πραγματοποιηθεί με αρκετούς τρόπους ανάλογα με τη φύση του κωλύματος που γεφυρώνεται, τις ιδιαιτερότητες της εκάστοτε κατασκευής και την ταχύτητα ανέγερσης. Για την γεφύρωση υδάτινων πλωτών κωλυμάτων ανταγωνιστική λύση, λόγω του μικρού χρόνου ανέγερσης, αποτελεί η κατασκευή του τόξου ή ολόκληρης της γέφυρας σε κοντινό εργοτάξιο και η μεταφορά και τοποθέτηση στη θέση λειτουργίας της μέσω πλωτών γερανών.



Σχήμα 1.6 Ανέγερση γέφυρας Pentele (2007)

Όσον αφορά την επί τόπου κατασκευή, στην περίπτωση που το άνοιγμα είναι προσβάσιμο η κατασκευή του τόξου πραγματοποιείται μέσω βοηθητικών πυλώνων ανέγερσης. Τα συναρμολογημένα τμήματα συγκολλούνται επί τόπου δημιουργώντας σπονδύλους και ανεγείρονται από τους βοηθητικούς πυλώνες μέσω συστήματος συρματοσχοίνων και γρύλλων. Η κατασκευή πραγματοποιείται αμφίπλευρα και η τελική σύνδεση των ημιφορέων γίνεται στην στέψη των τόξων με την τοποθέτηση ενός «κλειδιού». Στη συνέχεια μετά την αφαίρεση των προσωρινών πυλώνων το χαλύβδινο κατάστρωμα συναρμολογείται επί προσωρινών βάθρων και συνδέεται με τους αναρτήρες. Τέλος η σκυροδέτηση της πλάκας του καταστρώματος γίνεται στην τελική φάση κατασκευής και απομακρύνονται τα προσωρινά βάθρα ολοκληρώνοντας τις φάσεις κατασκευής [7].



Σχήμα 1.7 Γέφυρα Palma-del-Rio

## 1.4 Παρουσίαση λογισμικού

Η προσομοίωση του τεχνικού έργου που μελετάται στην παρούσα εργασία πραγματοποιείται μέσω της σειράς προγραμμάτων SOFiSTiK, η οποία στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK είναι ένα από τα δημοφιλέστερα πακέτα ανάλυσης και διαστασιολόγησης που χρησιμοποιείται στην Ευρώπη και ανήκει στην γερμανική εταιρία SOFiSTiK AG. Μέσω του προγράμματος αυτού, παρέχονται οι δυνατότητες για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που συναντά ο μηχανικός στο μεγαλύτερο μέρος των εφαρμογών και ειδικότερα στην μελέτη έργων γεφυροποιίας. Πρόκειται ουσιαστικά για μία βάση δεδομένων η οποία μέσω της συνεργασίας μίας σειράς επιμέρους υποπρογραμμάτων παράγει τα αποτελέσματα που απαιτούνται για την ανάλυση και διαστασιολόγηση των κατασκευών.

Η διαθεσιμότητα των υλικών κατασκευής στο πρόγραμμα είναι ευρεία καθώς σε αυτό περιλαμβάνονται όλα τα γνωστά υλικά κατασκευής, όπως το σκυρόδεμα, ο χάλυβας και το ξύλο. Η επιλογή του αριθμού των υλικών σε έναν φορέα ή μια διατομή δεν περιορίζεται, ενώ οι μη γραμμικές ιδιότητες των υλικών μπορούν να ληφθούν από τους κανονισμούς ή να δοθούν ακόμη και από το χρήστη.

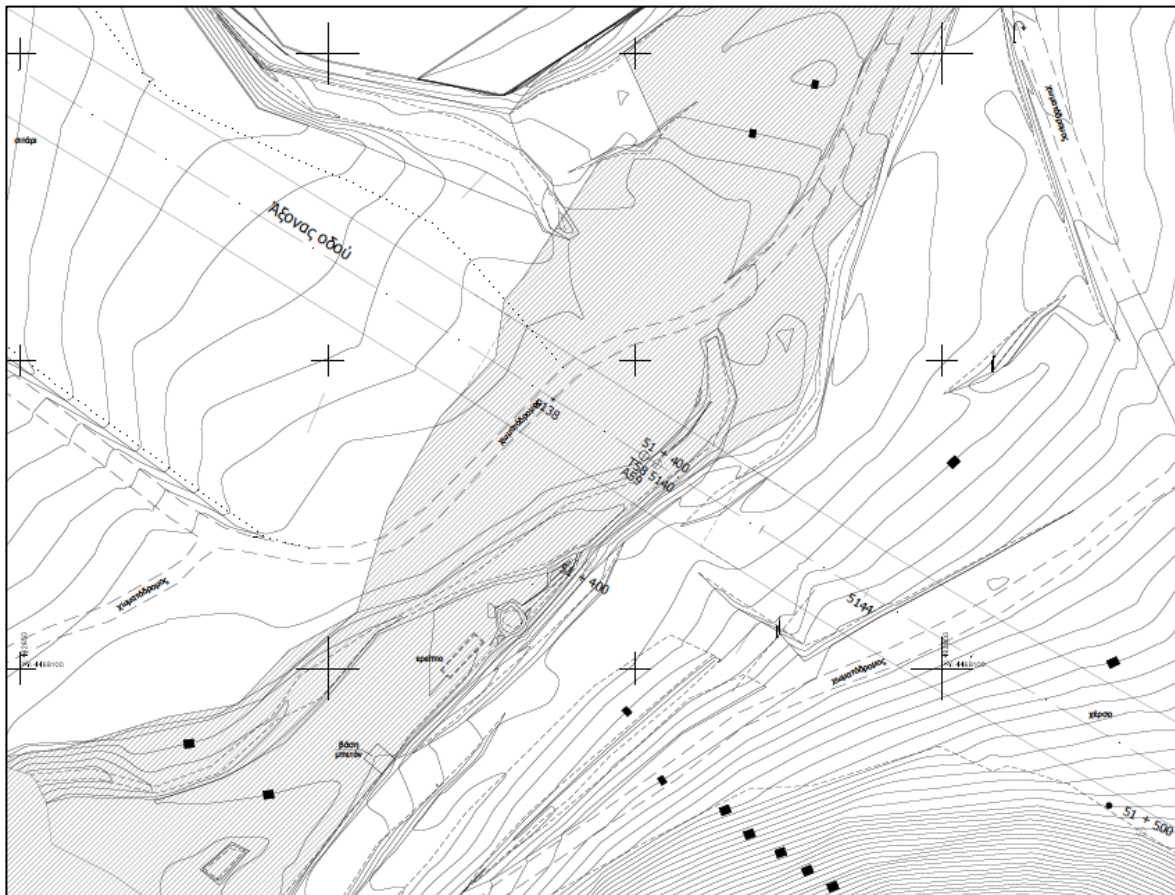
Το πρόγραμμα δεν περιορίζει την επιλογή της μορφής των διατομών που θα χρησιμοποιηθούν κατά την ανάλυση και διαστασιολόγηση. Περιλαμβάνει επίσης, μία σειρά από έτοιμες τυπικές διατομές (κιβωτοειδείς, ορθογωνικές, κοίλες κ.α.) με τις μηχανικές ιδιότητές τους καθώς και μεγέθη για τον υπολογισμό των αξονικών και διατμητικών τάσεων.

Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK περιλαμβάνει προγράμματα σχεδιασμού, ανάλυσης και διαστασιολόγησης. Τα κατασκευαστικά σχέδια μπορούν να παραχθούν σε περιβάλλον AutoCad μέσω του υποπρογράμματος SOFiPLUS-X. Η στατική και δυναμική ανάλυση των κατασκευών γίνεται μέσω του προγράμματος SSD (SOFiSTiK Structural Desktop). Ο καθορισμός των φάσεων κατασκευής, εφόσον αυτός απαιτείται, πραγματοποιείται μέσω του υποπρογράμματος CSM. Ο προσδιορισμός όλων των παραπάνω λειτουργιών μπορεί επίσης να πραγματοποιηθεί προγραμματιστικά μέσω της γλώσσας προγραμματισμού CADiNP. Στην παρούσα εργασία η ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής που μελετάται γίνεται μέσω της γλώσσας προγραμματισμού. Στα επιμέρους κεφάλαια της εργασίας γίνεται εκτενής αναφορά στην προσομοίωση και ανάλυση της κατασκευής μέσω του προγράμματος.

## 2 Περιγραφή τεχνικού έργου

### 2.1 Περιοχή μελέτης

Η περιοχή στην οποία μελετάται η κατασκευή γέφυρας αποτελεί την παρόχθια έκταση μίας διώρυγας στη βόρεια Ελλάδα. Η κατασκευή μίας γέφυρας στην παρούσα θέση αποσκοπεί στην ικανοποίηση των κυκλοφοριακών απαιτήσεων της περιοχής. Η αναλυτική τοπογραφία της περιοχής παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.1.

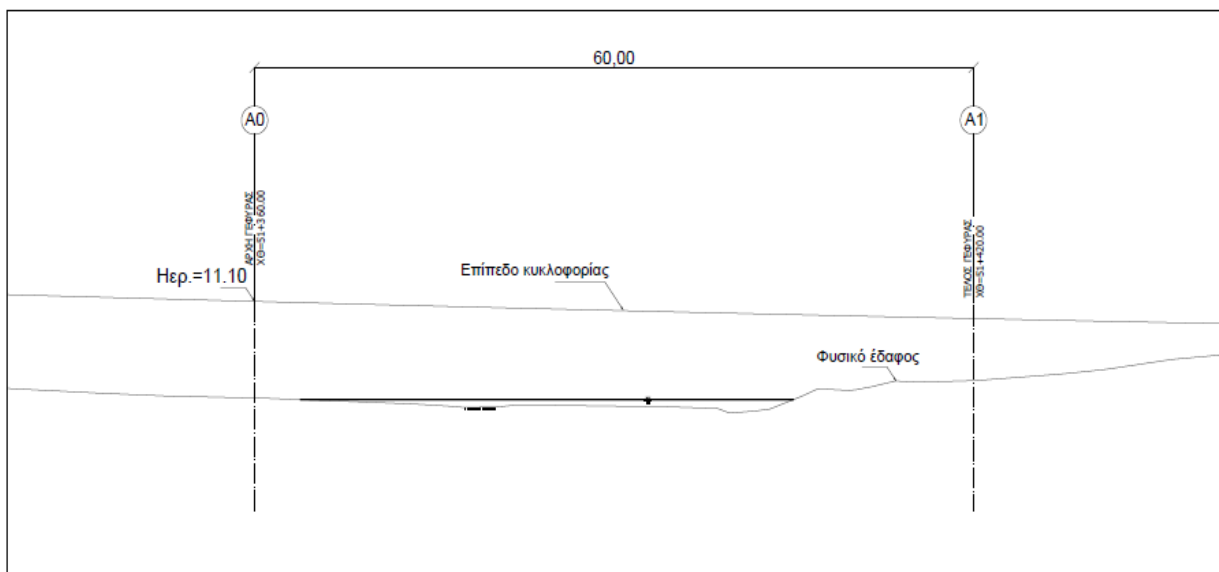


Σχήμα 2.1 Τοπογραφικό σχέδιο

Η περιοχή μελέτης βρίσκεται σε σεισμογενή περιοχή που εντάσσεται στη ζώνη Z2 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς  $a_{gR} = 0.24g$ , ενώ όσον αφορά το γεωλογικό υπόβαθρο γίνεται γνωστό ότι στην περιοχή συναντώνται ιζηματογενείς αποθέσεις. Περαιτέρω εδαφοτεχνικά στοιχεία δεν είναι γνωστά, καθώς δεν έχει πραγματοποιηθεί αναλυτική γεωλογική μελέτη.

## 2.2 Τεχνική λύση

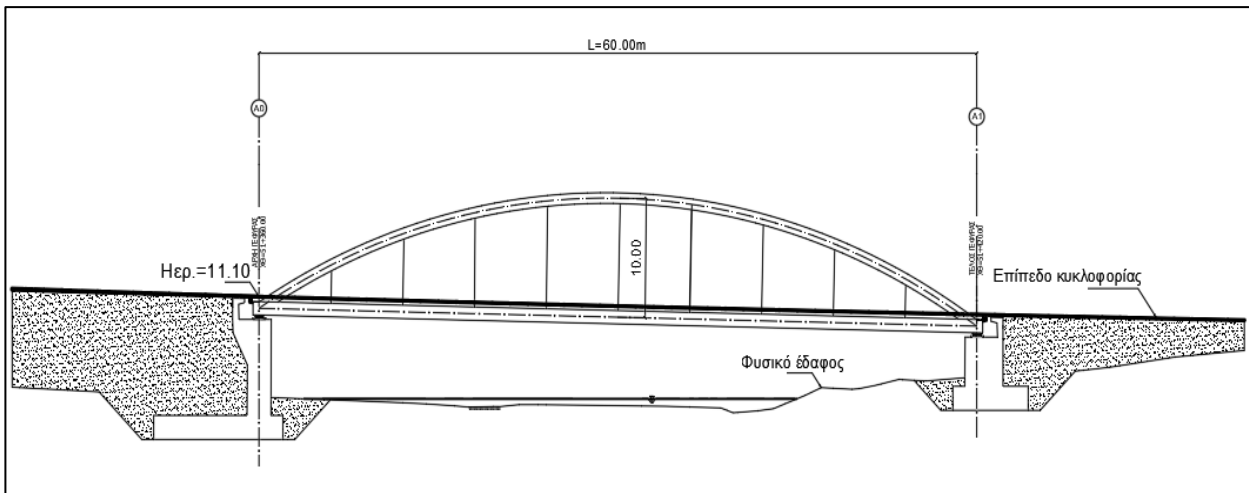
Για την επιλογή του κατάλληλου τύπου γέφυρας βασικό κριτήριο σχεδιασμού είναι η διατήρηση της ομαλής λειτουργίας της διώρυγας σε συνδυασμό με την κάλυψη των απαιτήσεων της οδοποιίας. Λόγω της φύσης του κωλύματος, οι περιορισμοί που τίθεται αφορούν την κατασκευή βάθρων εντός της κοίτης της διώρυγας και τη διατήρηση ελεύθερου ύψους διέλευσης για τα διερχόμενα πλοία. Οι περιορισμοί αυτοί οδηγούν στην κατασκευή γέφυρας ενός ανοίγματος με μικρό ύψος διατομής καταστρώματος, γεγονός που καθιστά την επιλογή συμβατικού τύπου γέφυρας από σκυροδέμα μη εφικτή.



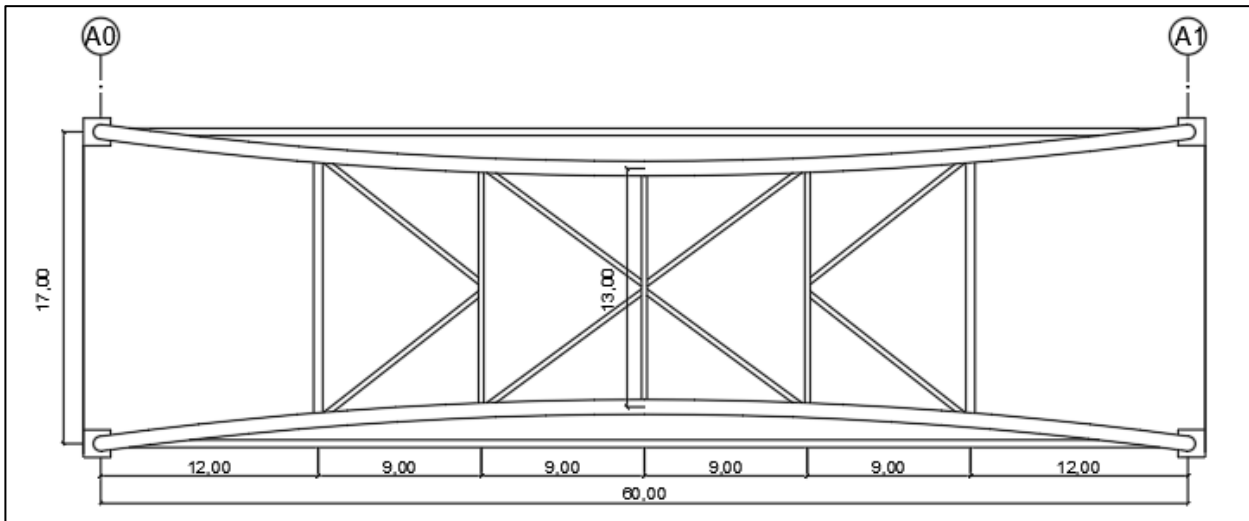
Σχήμα 2.2 Μηκοτομή οδοποιίας

Η επιλογή του χάλυβα έναντι του σκυροδέματος ως κύριο δομικό υλικό της κατασκευής έχει ως πλεονέκτημα το σχεδιασμό μικρότερων διατομών με την απαιτούμενη αντοχή και τη γρήγορη εγκατάσταση τους στην κατασκευή. Προτείνεται συνεπώς, ο σχεδιασμός μιας χαλύβδινης τοξωτής γέφυρας συνολικού μήκους 60m, με σύμμικτο κατάστρωμα πλάτους 17m για την εξυπηρέτηση της κυκλοφορίας των οχημάτων και των πεζών. Το κατάστρωμα αποτελείται από εικοσιένα (21) διαδοκίδες, δύο (2) κύριες χαλύβδινες δοκούς και σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος. Το κατάστρωμα αναρτάται σε κατάλληλες θέσεις από προεντεταμένα καλώδια κλειστής περιέλιξης.

Τα τόξα σχεδιάζονται συμμετρικά και κεκλιμένα ως προς τον διαμήκη άξονα της γέφυρας και αποτελούν τμήμα παραβολής στην εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση προσδίδοντας μεγαλύτερη δυσκαμψία στην κατασκευή. Το μέγιστο ύψος από το κέντρο βάρους του ελκυστήρα μέχρι το κέντρο βάρους του τόξου είναι 10m, ενώ απόσταση των δύο τόξων είναι 17m στις στηρίξεις μειούμενη στο μέσο του ανοίγματος σε 13m. Τα τόξα συνδέονται μεταξύ τους με οριζόντιους και διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, ενώ για την επίτευξη της λειτουργίας του συστήματος τόξου ελκυστήρα διαμορφώνεται κατάλληλα μονολιθική σύνδεση των τόξων με τα άκρα των κύριων δοκών πάνω από τις θέσεις των εφεδράνων. Η αναλυτική γεωμετρία του τεχνικού έργου μπορεί να γίνει κατανοητή από τα Σχήματα 2.3 και 2.4.



Σχήμα 2.3 Μηκτομή τεχνικού έργου

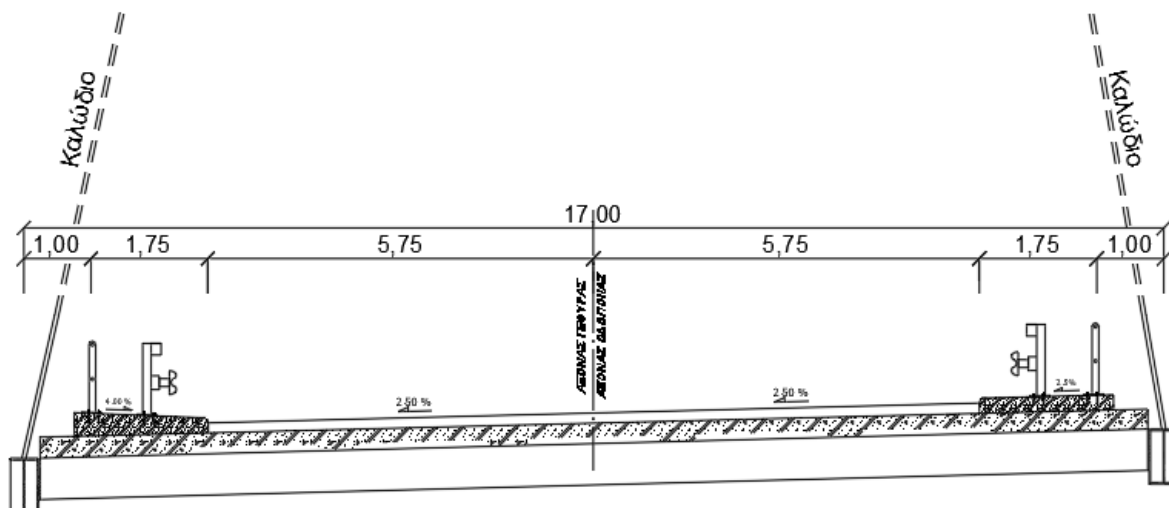


Σχήμα 2.4 Κάτοψη τεχνικού έργου

## 2.3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας

### 2.3.1 Σύμμικτο κατάστρωμα χάλυβα–οπλισμένου σκυροδέματος

Όπως αναφέρεται σε προηγούμενη ενότητα, ο φορέας του καταστρώματος αποτελείται από κύριες δοκούς, διαδοκίδες και από σύμμικτη πλάκα καταστρώματος. Η διατομή του καταστρώματος έχει συνολικό πλάτος 17m, ενώ η διατομή της οδοποιίας 15.50m. Η αύξηση του πλάτους του καταστρώματος αποσκοπεί αφενός στη δημιουργία ελεύθερου χώρου στις κύριες δοκούς για την αγκύρωση των κεκλιμένων καλωδίων, αφετέρου στη διατήρηση ελεύθερου ύψους στο επίπεδο κυκλοφορίας σύμφωνα με τις διατάξεις που ορίζονται από τον ΟΜΟΕ-2 [28].



Σχήμα 2.5 Διατομή καταστρώματος

Οι κύριες δοκοί διαμορφώνονται από συγκολλητή διατομή σχήματος I με σταθερό ύψος 0.80m, και αποτελούνται από ελάσματα (S355-J2+N) διαστάσεων 400x25mm για το άνω και κάτω πέλμα και 750x15mm για τον κορμό. Το συνολικό μήκος των κύριων δοκών είναι 61m και διαμορφώνεται από τη σύνδεση δύο τμημάτων μήκους 20m και ενός κεντρικού τμήματος μήκους 21m. Τα επιμέρους τμήματα συνδέονται μεταξύ τους με συνδέσεις πλήρους αντοχής μέσω της κοιλίωσης διπλών ελασμάτων στους κορμούς και τα πέλματα με προεντεταμένους κοχλίες.

Οι διαδοκίδες έχουν μήκος 17m και τοποθετούνται ανά 3m κατά μήκος του καταστρώματος. Διαμορφώνονται από συγκολλητή διατομή σχήματος I, με σταθερό ύψος 0.60m, και αποτελούνται από ελάσματα (S355-J2+N) διαστάσεων 400x30 για το άνω και κάτω πέλμα και 540x15 για τον κορμό. Για την επίτευξη της εγκάρσιας κλίσης του καταστρώματος (2.5%) οι διαδοκίδες τοποθετούνται με την προβλεπόμενη κλίση, ενώ η σύνδεσή τους με τις κύριες δοκούς επιτυγχάνεται με απλή σύνδεση τέννουσας μέσω μετωπικής πλάκας.

Η πλάκα οπλισμένου καταστρώματος (C 35/45) έχει συνολικό ύψος 35cm και σκυροδετείται πάνω σε γαλβανισμένα χαλυβδόφυλλα 100/1.5mm με συμπαγές πάχος 25cm πάνω από αυτό. Η διατμητική σύνδεση της πλάκας με τις διαδοκίδες εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών ήλων κεφαλής  $\varnothing 22/200$  (S235-J2+C450).



### 2.3.2 Σύστημα στήριξης σύμμικτου καταστρώματος

Για την υπό μελέτη κατασκευή προβλέπεται η ανάρτηση του καταστρώματος από τα τόξα μέσω 2x9 πλεκτών συρματοσχοίων κλειστού τύπου (full locked coil) από χάλυβα υψηλής αντοχής ( $f_u = 1570\text{MPa}$ ) και διατομής διαμέτρου 60 mm. Τα συρματοσχοίνα λόγω της γεωμετρίας της κατασκευής διατάσσονται κεκλιμένα ανά 6 m και συνδέονται με τα τόξα και το κατάστρωμα μέσω κατάλληλα διαμορφωμένων αρθρωτών συνδέσεων. Τα συρματοσχοίνα έχουν ισχυρή αντιδιαβρωτική προστασία μέσω γαλβανίσματος των εσωτερικών όσο και των εξωτερικών τους στρώσεων, καθώς επίσης και μίας εξωτερικής επίστρωσης η οποία εφαρμόζεται μετά την εγκατάστασή τους. Το σύμμικτο κατάστρωμα ως μέρος του συστήματος τόξου ελκυστήρα είναι σεισμικά μονωμένο, καθώς στηρίζεται στα ακρόβαθρα μέσω τεσσάρων ελαστομεταλλικών εφεδράνων συνήθους απόσβεσης, διαστάσεων 700×800×275(180) mm.

### 2.3.3 Τόξα-Αντιανέμοι σύνδεσμοι

Τα δύο κεκλιμένα ως προς την κατακόρυφο τόξα έχουν συνολικό μήκος 60.81m, ενώ οι αποστάσεις τους από τον άξονα της οδού είναι  $\pm 8.50\text{m}$  στα άκρα και  $\pm 6.50\text{m}$  στο κεντρικό άνοιγμα. Το θεωρητικό παραβολικό σχήμα με  $R_{\min} = 49.59\text{m}$  αντικαθίσταται από μία πολυγωνική γραμμή με κορυφές ανά 6m. Οι τοξωτοί φορείς διαμορφώνονται από κοίλες κυκλικές διατομές με διαστάσεις D813/36 mm, ποιότητας χάλυβα S355-J2+N (EN-10025). Οι εγκάρσιοι αντιανέμοι σύνδεσμοι αποτελούνται από κοίλες κυκλικές διατομές με διαστάσεις D508/16 και D323.9/12.5 και σχηματίζουν ένα δικτύωμα το οποίο συνδέει τα δύο τόξα και προσφέρει επαρκή δυσκαμψία και αντοχή έναντι ανέμου, εγκάρσιου σεισμού και εκτός επιπέδου λυγισμού των τόξων.

## 2.4 Κανονισμοί

Οι κανονισμοί που χρησιμοποιούταν στην Ελλάδα παλαιότερα για την διαστασιολόγηση γεφυρών ήταν κατά κύριο λόγο οι γερμανικοί κανονισμοί (DIN 1072-Σχεδιασμός οδικών γεφυρών). Σήμερα, για την μελέτη γεφυρών οι κανονισμοί που χρησιμοποιούνται ευρέως στα κράτη της Ευρωπαϊκής Ένωσης είναι οι Ευρωκώδικες. Στην παρούσα εργασία εκτός των ευρωπαϊκών κανονισμών εφαρμόζονται και οι γερμανικοί κανονισμοί γεφυροποιίας κυρίως συμπληρωματικά. Πιο συγκεκριμένα οι κανονισμοί που εφαρμόζονται είναι:

- DIN-FB 101-Δράσεις σε γέφυρες
- DIN-FB 102-Γέφυρες από σκυρόδεμα
- DIN-FB 103-Χαλύβδινες γέφυρες
- DIN-FB 104-Σύμμικτες γέφυρες
- EN 1990: Ευρωκώδικας 0-Βάσεις σχεδιασμού φερουσών κατασκευών
- EN 1991: Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές
- EN 1992: Ευρωκώδικας 2-Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα
- EN 1993: Ευρωκώδικας 3-Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- EN 1994: Ευρωκώδικας 4-Σχεδιασμός συμμίκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- EN 1998: Ευρωκώδικας 8-Αντισεισμικός Σχεδιασμός
- ΟΜΟΕ (Οδηγίες Μελετών Οδικών Έργων), Τεύχος 2-Διατομές
- EN1337: Βρετανικός Κανονισμός, Τεύχος 3-Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα



## 2.5 Δομικά υλικά

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την υπό μελέτη γέφυρα είναι ο δομικός χάλυβας, το σκυρόδεμα, ο χάλυβας προέντασης και οι συμβατικοί χάλυβες οπλισμών. Όσον αφορά τη διατηρητική σύνδεση των διαδοκίδων με την πλάκα σκυροδέματος του καταστρώματος χρησιμοποιούνται διατηρητικοί ήλοι κεφαλής από χάλυβα. Η ποιότητα και τα επιμέρους χαρακτηριστικά των επιλεγθέντων δομικών υλικών παρουσιάζονται στις επόμενες ενότητες.

### 2.5.1 Δομικός χάλυβας

Σε συνήθεις γέφυρες από χάλυβα, η κατηγορία χάλυβα που χρησιμοποιείται ευρέως είναι η S355, ενώ η χρήση χαλύβων ποιότητας άνω των 460 MPa απαιτεί ειδική άδεια. Στην παρούσα μελέτη η διαμόρφωση των κύριων δομικών στοιχείων γίνεται από χάλυβα κατηγορίας S355. Τα χαρακτηριστικά της επιλεγθείσας ποιότητας χάλυβα παρουσιάζονται στον Πίνακα.2.1.

**Πίνακας 2.1** Ιδιότητες δομικού χάλυβα

Young's modulus	E	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]	Safetyfactor		1.00	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	355.00	[MPa]
Shear modulus	G	80769	[N/mm <sup>2</sup> ]	Compressive yield	fyc	355.00	[MPa]
Compression modulus	K	175000	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tensile strength	ft	490.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	Compressive strength	fc	490.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m <sup>3</sup> ]	Ultimate strain		100.00	[σ/σ <sub>0</sub> ]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.00	[-]
max. thickness	t-max	40.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.00	[-]
Safety sectional design	γ-M0	1.00	[-]	Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
Safety stability design	γ-M1	1.00	[-]	Proportional limit	fp	355.00	[MPa]
Safety rupture	γ-M2	1.25	[-]	Dynamic allowance	σ-dyn	0.00	[MPa]

### 2.5.2 Σκυρόδεμα

Η κατηγορία σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την πλάκα του καταστρώματος είναι C 35/45. Η επιλεγθείσα κατηγορία σκυροδέματος καλύπτει τις απαιτήσεις της ελάχιστης συνιστώμενης κατηγορίας σκυροδέματος που ορίζει ο EN 1992 για φορείς σκυροδέματος βάσει της κατηγορίας έκθεσης των δομικών της στοιχείων. Οι ιδιότητες και οι χαρακτηριστικές αντοχές του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα.2.2.

**Πίνακας 2.2** Ιδιότητες σκυροδέματος

Young's modulus	E	34077	[N/mm <sup>2</sup> ]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	fc	35.00	[MPa]
Shear modulus	G	14199	[N/mm <sup>2</sup> ]	Nominal strength	fck	35.00	[MPa]
Compression modulus	K	18932	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tensile strength	fctm	3.21	[MPa]
Nominal Weight	γ	25.0	[kN/m <sup>3</sup> ]	Tensile strength	fctk,05	2.25	[MPa]
Mean density	ρ	2400.0	[kg/m <sup>3</sup> ]	Tensile strength	fctk,95	4.17	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	fbd	3.37	[MPa]
				Service strength	fc <sub>m</sub>	43.00	[MPa]
				Fatigue strength	fcd,fat	17.06	[MPa]
				Tensile strength	fctd	1.50	[MPa]
				Tensile failure energy	Gf	0.14	[N/mm]

### 2.5.3 Χάλυβας οπλισμών

Ο χαλαρός οπλισμός που τοποθετείται στην πλάκα σκυροδέματος του καταστρώματος της κατασκευής είναι κατηγορίας B 500 C. Οι ιδιότητες και χαρακτηριστικά του χάλυβα οπλισμών παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.3.

**Πίνακας 2.3** Ιδιότητες χάλυβα οπλισμών

Young's modulus	E	200000	[MPa]	Safetyfactor		1.15	[-]
Poisson's ratio	$\mu$	0.30	[-]	Yield stress	fy	500.00	[MPa]
Shear modulus	G	76923	[MPa]	Compressive yield	fyc	500.00	[MPa]
Compression modulus	K	166667	[MPa]	Tensile strength	ft	540.00	[MPa]
Nominal Weight	$\gamma$	78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	Compressive strength	fc	540.00	[MPa]
Mean density	$\rho$	7850.0	[kg/m <sup>3</sup> ]	Ultimate strain		50.00	[o/oo]
Elongation coefficient	$\alpha$	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		1.00	[-]
max. thickness	t-max	32.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.80	[-]
				Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
				Proportional limit	fp	500.00	[MPa]
				Dynamic allowance	$\sigma$ -dyn	152.17	[MPa]

### 2.5.4 Διατμητικοί ήλοι

Όπως αναφέρεται σε προηγούμενη ενότητα, η εξασφάλιση της διατμητικής σύνδεσης του καταστρώματος με τις διαδοκίδες πραγματοποιείται μέσω χαλύβδινων ήλων. Για τη διαμόρφωση των διατμητικών ήλων κεφαλής χρησιμοποιείται δομικός χάλυβας κατηγορίας S235J2+C450 με ιδιότητες που παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 2.4.

**Πίνακας 2.4** Ιδιότητες χάλυβα διατμητικών ήλων

Young's modulus	E	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]	Safetyfactor		1.00	[-]
Poisson's ratio	$\mu$	0.30	[-]	Yield stress	fy	410.00	[MPa]
Shear modulus	G	80769	[N/mm <sup>2</sup> ]	Compressive yield	fyc	410.00	[MPa]
Compression modulus	K	175000	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tensile strength	ft	550.00	[MPa]
Nominal Weight	$\gamma$	78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	Compressive strength	fc	550.00	[MPa]
Mean density	$\rho$	7850.0	[kg/m <sup>3</sup> ]	Ultimate strain		100.00	[o/oo]
Elongation coefficient	$\alpha$	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.00	[-]
max. thickness	t-max	80.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.00	[-]
Safety sectional design	$\gamma$ -M0	1.00	[-]	Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
Safety stability design	$\gamma$ -M1	1.00	[-]	Proportional limit	fp	410.00	[MPa]
Safety rupture	$\gamma$ -M2	1.25	[-]	Dynamic allowance	$\sigma$ -dyn	0.00	[MPa]

### 2.5.5 Χάλυβας προέντασης

Η διαμόρφωση των καλωδίων ανάρτησης επιτυγχάνεται μέσω της χρήσης ομάδων συρματοσχοίνων από χάλυβα κατηγορίας Y1570C. Οι μηχανικές ιδιότητες για την επιλεχθείσα κατηγορία χάλυβα παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.5.

**Πίνακας 2.5** Ιδιότητες Χάλυβα Προέντασης

Young's modulus	E	160000	[N/mm <sup>2</sup> ]	Safetyfactor		1.15	[-]
Poisson's ratio	$\mu$	0.30	[-]	Yield stress	fy	1520.00	[MPa]
Shear modulus	G	61538	[N/mm <sup>2</sup> ]	Compressive yield	fyc	1520.00	[MPa]
Compression modulus	K	133333	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tensile strength	ft	1770.00	[MPa]
Nominal Weight	$\gamma$	78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	Compressive strength	fc	1770.00	[MPa]
Mean density	$\rho$	7850.0	[kg/m <sup>3</sup> ]	Ultimate strain		60.00	[o/oo]
Elongation coefficient	$\alpha$	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.50	[-]
max. thickness	t-max	18.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	1.60	[-]
Relaxation	EN-1992	Class 2		Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
Relaxation	$\rho$ (1000h)	2.50	[%]	Proportional limit	fp	1520.00	[MPa]
				Dynamic allowance	$\sigma$ -dyn	160.87	[MPa]

## 3 Δράσεις Σχεδιασμού

### 3.1 Μόνιμες δράσεις

#### 3.1.1 Ίδιο βάρος

Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος λαμβάνεται ίσο με  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ , ενώ του δομικού χάλυβα  $\gamma_s = 86.35 \text{ kN/m}^3$ . Στο ειδικό βάρος του χάλυβα έχει ληφθεί υπόψη επαύξηση 10% για την κάλυψη των αβεβαιοτήτων (βάρος ελασμάτων, κοχλιών, ήλων, συγκολλήσεων κλπ) όπως ορίζεται από τον EN1991-1-1 [14].

#### 3.1.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία επιδομής

Στα πρόσθετα μόνιμα φορτία της επιδομής ανήκουν το βάρος των ασφαλτικών επιστρώσεων, το βάρος των πεζοδρομίων και το βάρος των κιγκλιδωμάτων και των στηθαίων ασφαλείας.

##### Φορτίο ασφαλτοστρώσεως

Το ίδιο βάρος του ασφαλτικού υλικού είναι  $\gamma_{\text{asphalt}} = 24 \text{ kN/m}^3$ , ενώ σε επίπεδο διατομής το πάχος στρώσης της ασφάλτου ισούται με  $t_{\text{asphalt}} = 0.1 \text{ m}$ . Το φορτίο του οδοστρώματος προκύπτει:

$$g_{\text{asphalt}} = \gamma_{\text{asphalt}} \times A_{\text{asphalt}} = 24 \times 0.1 = 2.4 \text{ kN/m}^2$$

##### Φορτίο πεζοδρομίων

Τα πεζοδρόμια κατασκευάζονται εκατέρωθεν του οδοστρώματος και διαμορφώνονται από οπλισμένο σκυρόδεμα με μέσο πάχος  $t_{\text{sidewalk}} = 0.28 \text{ m}$ . Το φορτίο για το εκάστοτε πεζοδρόμιο προκύπτει:

$$g_{\text{sidewalk}} = \gamma_c \times t_{\text{sidewalk}} = 25 \times 0.28 = 7 \text{ kN/m}^2$$

##### Φορτία κιγκλιδωμάτων και στηθαίων ασφαλείας

Τα κιγκλιδώματα και τα στηθαία ασφαλείας τοποθετούνται σε κάθε πεζοδρόμιο εκατέρωθεν του οδοστρώματος και το φορτίο τους ισούται με  $0.2 \text{ kN/m}$  και  $0.5 \text{ kN/m}$  αντίστοιχα.

## 3.2 Μεταβλητές δράσεις

### 3.2.1 Κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας

Τα πραγματικά φορτία κυκλοφορίας στις οδικές γέφυρες προέρχονται από ποικίλες κατηγορίες οχημάτων και από τους πεζούς. Η προσομοίωση των φορτίων κυκλοφορίας στο σχεδιασμό οδικών γεφυρών γίνεται βάσει των διατάξεων του EN 1991-2 [4]. Σύμφωνα με τον κανονισμό, καθορίζεται ο αριθμός και το πλάτος των συμβατικών λωρίδων κυκλοφορίας.

#### Διάρθρωση του οδοστρώματος σε λωρίδες

Το πλάτος οδοστρώματος ( $w$ ) συνήθως μετράται μεταξύ των κρασπέδων, ενώ αν η διαφορά ύψους μεταξύ της άνω επιφάνειας του οδοστρώματος και του πεζοδρομίου είναι μικρότερη των 0.10 m το κατάστρωμα διαχωρίζεται σε λωρίδες μεταξύ των στηθαίων ασφαλείας.

**Πίνακας 3.1** Αριθμός και πλάτος ονομαστικών λωρίδων κυκλοφορίας

Πλάτος Οδοστρώματος	Αριθμός ονομαστικών λωρίδων	Πλάτος ονομαστικής λωρίδας $w_i$	Πλάτος απομένουσας επιφάνειας
$w < 5.4\text{m}$	$n_i = 1$	3m	$w - 3\text{m}$
$5.4\text{m} \leq w < 6\text{m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6\text{m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3m	$w - 3 \times n_i$

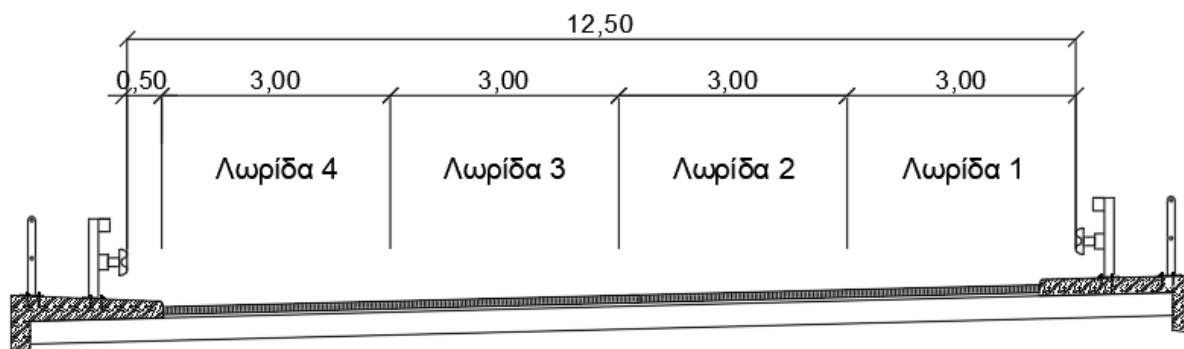
Για πλάτος καταστρώματος  $w = 12.5\text{m}$  προκύπτει  $n_i = 4$ , δηλαδή τέσσερις λογιστικές λωρίδες κυκλοφορίας με πλάτος 3 m και πλάτος απομένουσας επιφάνειας 0.5m.

#### Θέση και αρίθμηση των λογιστικών λωρίδων κυκλοφορίας

Σύμφωνα με τον EN 1991-2, η θέση και η αρίθμηση των λογιστικών λωρίδων κυκλοφορίας πρέπει να καθορίζεται σύμφωνα με τις ακόλουθες διατάξεις:

- Η θέση των ονομαστικών λωρίδων δεν εξαρτάται αναγκαστικά από την αρίθμηση τους
- Το πλήθος των φορτισμένων λωρίδων που λαμβάνονται υπόψη, η θέση τους στο κατάστρωμα και η αρίθμηση τους πρέπει να επιλέγεται έτσι ώστε για κάθε ξεχωριστό έλεγχο να προκύπτουν οι δυσμενέστερες καταπονήσεις από τα προσομοιώματα φόρτισης
- Η δυσμενέστερη λωρίδα κυκλοφορίας φέρει τον αριθμό 1, η δεύτερη πιο δυσμενής φέρει τον αριθμό 2, κλπ.

Στο Σχήμα 3.1 παρουσιάζεται η αρίθμηση των ονομαστικών λωρίδων του καταστρώματος της κατασκευής.



Σχήμα 3.1 Αρίθμηση λωρίδων κυκλοφορίας καταστρώματος

### 3.2.1.1 Προσομοίωμα φόρτισης 1 (LM 1)

Αναφορικά με τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας, λαμβάνεται στους υπολογισμούς σύμφωνα με τον EN 1991-2 το προσομοίωμα υπ' αριθμόν 1 (LM1) καθώς αποτελεί το δυσμενέστερο προσομοίωμα φόρτισης συγκριτικά με τα υπόλοιπα προσομοιώματα (LM2, LM3, LM4, LM5). Το προσομοίωμα φόρτισης 1 αποτελείται τόσο από συγκεντρωμένα όσο και από ομοιόμορφα φορτία κυκλοφορίας καλύπτοντας τις περισσότερες από τις επιδράσεις της κυκλοφορίας επιβατηγών και φορτηγών αυτοκινήτων. Το προσομοίωμα αυτό ισχύει για τοπικούς και καθολικούς ελέγχους και απαρτίζεται από δύο επί μέρους συστήματα.

#### Διπλός άξονας (σύστημα Tandem TS)

Κάθε αξονικό φορτίο ανέρχεται σε  $\alpha_Q \times Q_k$ , όπου  $\alpha_Q$  είναι ο συντελεστής προσαρμογής προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι διαφορετικές κλάσεις γεφυρών ή οι διαφορετικές αναμενόμενες κυκλοφοριακές συνθήκες. Για κάθε λωρίδα κυκλοφορίας τοποθετείται μόνο ένας πλήρης διπλός άξονας. Κάθε άξονας του διπλού άξονα έχει δύο ιδεατούς τροχούς έτσι ώστε κάθε φορτίο τροχού να ανέρχεται σε  $0.5 \times \alpha_Q \times Q_k$ . Η επιφάνεια επαφής κάθε τροχού προσομοιώνεται με τετράγωνη επιφάνεια διαστάσεων 0.40x0.40 m.

#### Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο (σύστημα UDL)

Τα φορτία αυτά διαθέτουν το βάρος ομοιόμορφα κατανεμημένο και ίσο με  $\alpha_Q \times q_k$ , όπου  $\alpha_Q$  είναι ο οικείος συντελεστής προσαρμογής. Τα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία εφαρμόζονται μόνο στα δυσμενή τμήματα της επιφάνειας επιρροής κατά τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση. Ο συντελεστής  $\alpha_Q$  σύμφωνα με τον EN 1991-2 μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1 στην περίπτωση που η γέφυρα εξυπηρετεί τις ανάγκες συχνής διέλευσης βαρέων οχημάτων, ενώ για πιο συνήθεις καταστάσεις κυκλοφορίας λαμβάνεται μικρότερος της μονάδας. Για τις ανάγκες της συγκεκριμένης κατασκευής ο συντελεστής  $\alpha_Q$  λαμβάνεται ίσος με 0.8. Οι χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων που αντιστοιχούν σε κάθε λωρίδα, σύμφωνα με τον EN 1991-2 δίνονται στον Πίνακα 3.2.

**Πίνακας 3.2 LM1-Χαρακτηριστικές τιμές**

Θέση	Σύστημα διπλού άξονα (TS)		Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο (UDL)
	Φορτίο ανά άξονα (kN)	Συντελεστής $\alpha_{Qi}$	Φορτίο λωρίδας (kN/m)
Λωρίδα 1	300	0.8	9
Λωρίδα 2	200	0.8	2.5
Λωρίδα 3	100	0.8	2.5
Λοιπές λωρίδες	0	—	2.5
Απομένουσα περιοχή	0	—	2.5

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.1, οι λωρίδες κυκλοφορίας 1, 2 και 3 τοποθετούνται παράπλευρα χωρίς ενδιάμεση απομένουσα επιφάνεια μεταξύ τους. Γίνεται επίσης η θεώρηση ότι τα διαξονικά οχήματα κατά την εγκάρσια διεύθυνση βρίσκονται το ένα δίπλα στο άλλο, ενώ στην απομένουσα επιφάνεια δεν τοποθετούνται αξονικά φορτία κυκλοφορίας. Η θέση στην οποία τοποθετούνται τα αξονικά φορτία των οχημάτων ποικίλει ανάλογα με την δυσμένεια που απαιτείται σε κάθε περίπτωση κατά την ανάλυση.

### 3.2.2 Οριζόντιες δυνάμεις

Οι οριζόντιες δυνάμεις κυκλοφορίας στο κατάστρωμα αναφέρονται στις δυνάμεις πέδησης, επιτάχυνσης και στις φυγόκεντρες δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο επίστρωσης του οδοστρώματος. Λόγω της ευθύγραμμης χάραξης της γέφυρας δεν αναπτύσσονται φυγόκεντρες δυνάμεις στην κατασκευή.

#### Δυνάμεις πέδησης και επιτάχυνσης

Η δύναμη πέδησης είναι μία διαμήκης δύναμη που δρά στο επίπεδο της επίστρωσης του οδοστρώματος και μεταφέρεται στους αρμούς διαστολής, στα εφέντρα και στην υποδομή. Η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης πέδησης  $Q_{1k}$  για ολόκληρο το πλάτος του οδοστρώματος είναι ίση με:

$$Q_{1k} = 0.6 \times a_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times a_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L \quad (3.1)$$

όπου:

$$180 \times \alpha_{Q1} (\text{kN}) \leq Q_{1k} \leq 900 \text{kN}$$

και

L το μήκος του οδοστρώματος ή του υπό εξέταση τμήματος αυτού.

Η δύναμη αυτή θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ως ασκούμενη κατά μήκος του άξονα οποιασδήποτε λωρίδας. Στην περίπτωση που οι επιρροές της κατά πλάτος εκκεντρότητας δεν είναι σημαντικές μπορεί να θεωρηθεί ότι η δύναμη δρά ομοιόμορφα κατανομημένα μόνο κατά μήκος του άξονα του οδοστρώματος. Η οριζόντια δύναμη που μεταβιβάζεται στους αρμούς διαστολής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$Q_{1k,exp} = 0.6 \times a_{Q1} \times Q_{1k} \quad (3.2)$$

Οι δυνάμεις επιτάχυνσης είναι ίσες και αντίθετες των δυνάμεων πέδησης, προκειμένου οι εφαρμοζόμενες δυνάμεις που καλύπτουν και τις δύο περιπτώσεις να είναι  $\pm Q_{1k}$ . Η χαρακτηριστική δύναμη πέδησης/επιτάχυνσης προκύπτει:

$$180 \times 0.8(\text{kN}) \leq Q_{1k} = 450 (\text{kN}) \leq 900 (\text{kN})$$

ενώ αντίστοιχα η δύναμη που μεταφέρεται στους αρμούς διαστολής είναι :

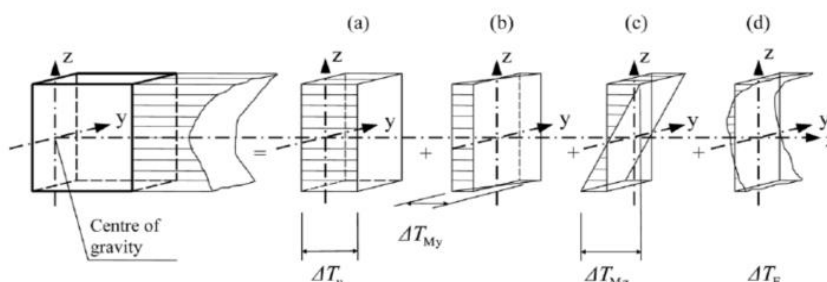
$$Q_{1k,exp} = 0.6 \times 0.8 \times 300 = 144 \text{ kN}$$

### 3.3 Θερμοκρασιακές δράσεις

Οι θερμοκρασιακές επιρροές σε μία κατασκευή είναι απαραίτητο να εξετάζονται τόσο στη φάση κατασκευής όσο και στη φάση λειτουργίας. Οι σχετικές διατάξεις περιλαμβάνονται στον EN1991-1-5 [17] ενώ επιπρόσθετα στοιχεία δίνονται και στο Εθνικό Προσάρτημα. Από το Σχήμα 3.2 γίνεται αντιληπτή η υποδιαίρεση του «πραγματικού» θερμοκρασιακού προφίλ σε τέσσερις επιμέρους συνιστώσες:

- τη συνιστώσα της ομοιόμορφης θερμοκρασίας ( $\Delta T_N$ )
- τη γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασιακής μεταβολής περί τον άξονα  $x - z$  ( $\Delta T_{Mz}$ )
- τη γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασιακής μεταβολής περί τον άξονα  $x - y$  ( $\Delta T_{My}$ )
- τη μη-γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασιακής μεταβολής ( $\Delta T_E$ ) η οποία οδηγεί σε ένα σύστημα αυτοϊσορροπων τάσεων που δεν οφείλεται σε εξωτερική ένταση του στοιχείου.

Από τις επιμέρους βασικές συνιστώσες, στο σχεδιασμό γεφυρών λαμβάνονται συνήθως υπόψη μόνο η συνιστώσα της ομοιόμορφης θερμοκρασίας και η γραμμική διαφορά θερμοκρασίας με τις αντίστοιχες αντιπροσωπευτικές τιμές τους.



Σχήμα 3.2 Θερμοκρασιακή κατανομή εντός των επιπέδων μιας διατομής

### 3.3.1 Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ( $\Delta T_N$ )

Για τον προσδιορισμό της ομοιόμορφης θερμοκρασίας κατά τον EN1991-1-5 [17], η ελάχιστη και η μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπο σκιά ( $T_{\min}$ ,  $T_{\max}$ ) υπολογίζεται από ισοθερμικές καμπύλες για την περιοχή μελέτης. Οι θερμοκρασίες περιβάλλοντος σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα για την περιοχή μελέτης (Κεντρική Μακεδονία) είναι:

$$T_{\min} = -20^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = 45^{\circ}\text{C}$$

Σε γέφυρες με σύμμικτο κατάσρωμα οι θερμοκρασίες που αναπτύσσονται είναι περίπου  $5^{\circ}\text{C}$  πάνω από τη θερμοκρασία του αέρα. Η θερμοκρασία που αναπτύσσεται κατά την περίοδο ολοκλήρωσης της κατασκευής ή κατά την περίοδο τοποθέτησης των εφεδράνων ορίζεται ως  $T_o$ . Στην περίπτωση που δεν είναι γνωστή αυτή η θερμοκρασία η τιμή αυτή λαμβάνεται ίση με:

$$T_o = 15^{\circ}\text{C}$$

Η χαρακτηριστική τιμή της μέγιστης συστολικής διαφοράς θερμοκρασίας προκύπτει από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_o - T_{e,\text{min}} \quad (3.3)$$

Η αντίστοιχη χαρακτηριστική τιμή της μέγιστης διαστολικής διαφοράς θερμοκρασίας προκύπτει από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\text{max}} - T_o \quad (3.4)$$

Στις ανωτέρω σχέσεις οι όροι  $T_{e,\text{min}}$  και  $T_{e,\text{max}}$  υπολογίζονται από τις σχέσεις :

$$T_{e,\text{min}} = T_{\min} + 5^{\circ}\text{C} \quad (3.5)$$

$$T_{e,\text{max}} = T_{\max} + 5^{\circ}\text{C} \quad (3.6)$$

Για το σχεδιασμό των εφεδράνων οι θερμοκρασίες που υπολογίζονται από τις σχέσεις 3.5 και 3.6 αυξάνονται κατά  $20^{\circ}\text{C}$  γενικώς ή κατά  $10^{\circ}\text{C}$  αν είναι γνωστή η θερμοκρασία κατά την τοποθέτησή τους. Για την υπό μελέτη κατασκευή οι θερμοκρασίες που λαμβάνονται κατά το σχεδιασμό παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3.

**Πίνακας 3.3** Τιμές σχεδιασμού της κατασκευής για την ομοιόμορφη θερμοκρασιακή συνιστώσα.

Ομοιόμορφη θερμοκρασιακή συνιστώσα ( $^{\circ}\text{C}$ )			
$\Delta T_{N,\text{con}}$	-30	$\Delta T_{N,\text{exp}}$	35
$\Delta T_{N,\text{con,bearings}}$	-50	$\Delta T_{N,\text{exp,bearings}}$	55



### 3.3.2 Συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς ( $\Delta T_M$ )

Έχει παρατηρηθεί ότι σε ορισμένες χρονικές περιόδους η θέρμανση και η ψύξη στις επιφάνειες της ανωδομής προκαλούν μέγιστες και ελάχιστες θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές της θερμοκρασίας στις επιφάνειες αυτές μπορούν να ληφθούν στους υπολογισμούς από χαρακτηριστικές θετικές και αρνητικές τιμές των γραμμικών μεταβολών της θερμοκρασίας, οι οποίες μπορούν να επιλεγούν από τον Πίνακα 3.4.

**Πίνακας 3.4** Χαρακτηριστικές τιμές των θερμοκρασιακών μεταβολών για τις επιμέρους κατηγορίες καταστρώματος οδογεφυρών

Τύπος καταστρώματος	Άνω επιφάνεια θερμότερη απο την κάτω	Κάτω επιφάνεια θερμότερη απο την άνω
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C)$
Τύπος 1		
Χαλύβδινο κατάστρωμα	18	-13
Τύπος 2		
Σύμμικτη διατομή καταστρώματος	15	-18
Τύπος 3		
Διατομή κατ/τος από σκυρόδεμα :	10	-5
-Κιβωτοειδής διατομή	15	-8
-Πλακοδοκοί	15	-8
-Πλάκα σκυροδέματος		

Για σύμμικτες γέφυρες με επίστρωση 50mm προκύπτουν οι ακόλουθες τιμές:

$$\Delta T_{M,heat} = -15^{\circ}C \text{ και } \Delta T_{M,cool} = 18^{\circ}C$$

Στην υπό μελέτη κατασκευή η προσομοίωση του φορέα καταστρώματος γίνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, συνεπώς η διαφορά θερμοκρασίας  $\Delta T_M$  λαμβάνεται υπόψη απλοποιητικά με θεώρηση ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής  $\pm 10^{\circ}C$  μόνο στο τμήμα του σκυροδέματος σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-5 [17].

### 3.4 Φορτία ανέμου

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου σε γέφυρες με μήκος μικρότερο των διακοσίων μέτρων (200m) υπολογίζονται βάσει των διατάξεων του EN1991-1-4 [16]. Παρόλα αυτά, οι διατάξεις του κανονισμού δεν καλύπτουν την περίπτωση τοξωτών, καλωδιωτών ή κρεμαστών γεφυρών και σε αυτή την περίπτωση θα πρέπει να ακολουθούνται οι διατάξεις του Εθνικού Προσαρτήματος.

Τα φορτία ανέμου εντάσσονται στις μεταβλητές δράσεις και είναι ικανά, σε ευαίσθητες υπό τον άνεμο κατασκευές, να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Στις περιπτώσεις αυτές κρίνεται σκόπιμη από τον μελετητή η θεώρηση του ανέμου ως δυναμική φόρτιση. Για κατασκευές για τις οποίες δεν θεωρείται κρίσιμη η δράση του ανέμου, τα φορτία ανεμοπίεσης μπορούν να προσομοιωθούν με ισοδύναμα στατικά φορτία.

#### 3.4.1 Βασική ταχύτητα ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b0} \quad (3.7)$$

όπου:

$c_{dir}$	ο συντελεστής διεύθυνσης (=1.0)
$c_{season}$	ο εποχιακός συντελεστής (=1.0)
$v_{b0}$	η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου

Βάσει του Εθνικού Προσαρτήματος η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου λαμβάνεται ίση με 33 m/s για νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και 27 m/s για την υπόλοιπη ενδοχώρα [1].

#### 3.4.2 Πίεση αναφοράς

Η πίεση αναφοράς  $q_{ref}$  προσδιορίζεται από τη σχέση:

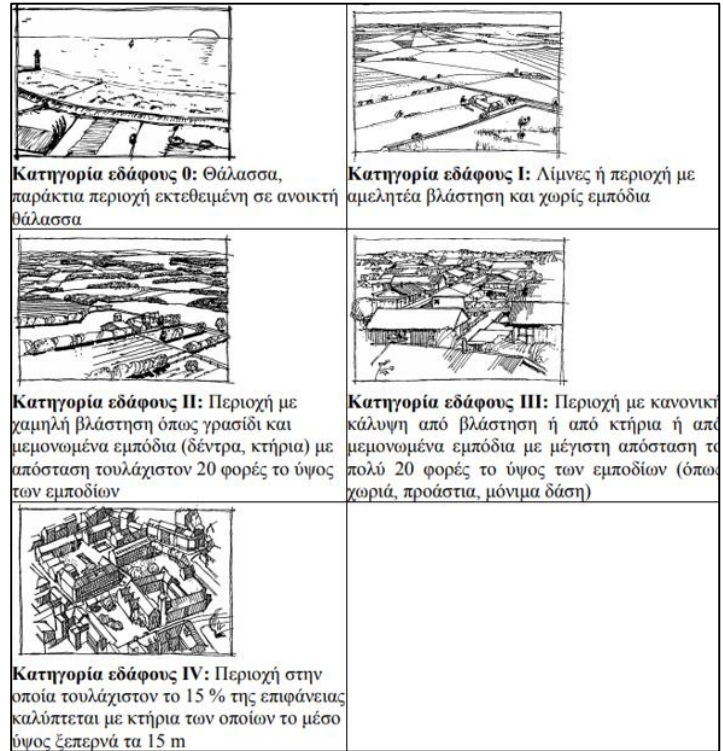
$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \times v_b^2 \quad (3.8)$$

όπου:

$v_b$	η βασική ταχύτητα ανέμου
$\rho$	η πυκνότητα του αέρα (= 1.25 kg/m <sup>3</sup> )

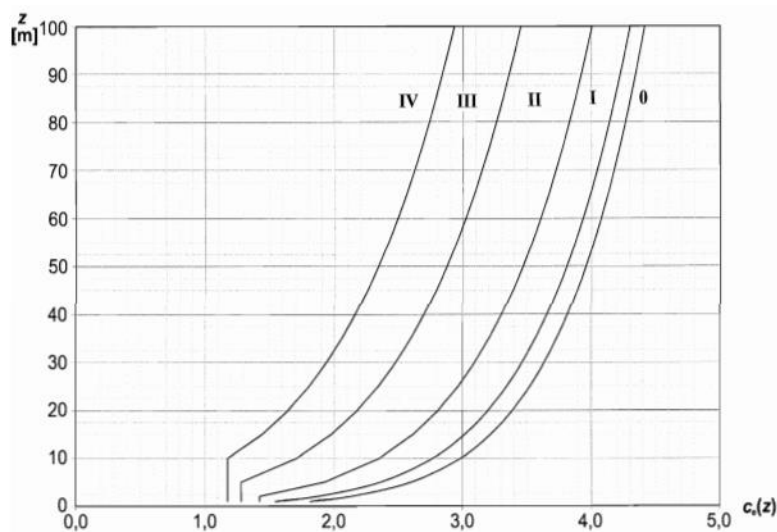
### 3.4.3 Συντελεστής έκθεσης

Η υπό μελέτη γέφυρα βρίσκεται σε μία παράκτια περιοχή στην Βόρεια Ελλάδα, συνεπώς λόγω της τοποθεσίας και της απουσίας εμποδίων προκύπτει ότι η κατηγορία εδάφους, σύμφωνα με τον EN1991-1-4, είναι 0 (Σχήμα 3.3).



Σχήμα 3.3 Κατηγορίες εδάφους (EN1991-1-4)

Ο συντελεστής έκθεσης  $c_e(z)$  προσδιορίζεται από το Σχήμα 3.4 ως συνάρτηση της κατηγορίας εδάφους της κατασκευής και του ύψους  $z_e$  του εκάστοτε δομικού στοιχείου από το χαμηλότερο επίπεδο του εδάφους.



Σχήμα 3.4 Συντελεστής έκθεσης  $c_e(z)$  συναρτήσεως του ύψους  $z$  από το έδαφος

Για τα επιμέρους δομικά στοιχεία της γέφυρας ο συντελεστής  $c_e$  παρουσιάζεται στον Πίνακα 3.5.

**Πίνακας 3.5** Συντελεστής έκθεσης δομικών μελών

Δομικό στοιχείο	z(m)	$c_e(z)$
Κατάστρωμα	6.00	2.76
Τόξα	16.00	3.20
Αναρτήσεις	11.30	3.08

### 3.4.4 Υπολογισμός φορτίων κατά την εγκάρσια διεύθυνση

Λόγω της απουσίας αεροδυναμικών φαινομένων στην κατασκευή, η δύναμη ανέμου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_w = q_{ref} \times C \times A_{ref} \quad (3.9)$$

όπου:

$q_{ref}$  η πίεση αναφοράς, όπως έχει ορισθεί σε προηγούμενη ενότητα

$C$  ο συντελεστής φορτίου ανέμου ( $= c_e \times c_f$ )

$A_{ref}$  η επιφάνεια αναφοράς της δράσης του ανέμου

#### 3.4.4.1 Καλώδια και Τόξα

Για τον υπολογισμό του φορτίου ανεμοπίεσης στους φορείς καλωδίων και τόξων χρησιμοποιείται απλοποιητικά η σχέση :

$$q_{w,x} = q_{ref} \times c_e \times c_s \times c_d \times c_f \times b \quad (3.10)$$

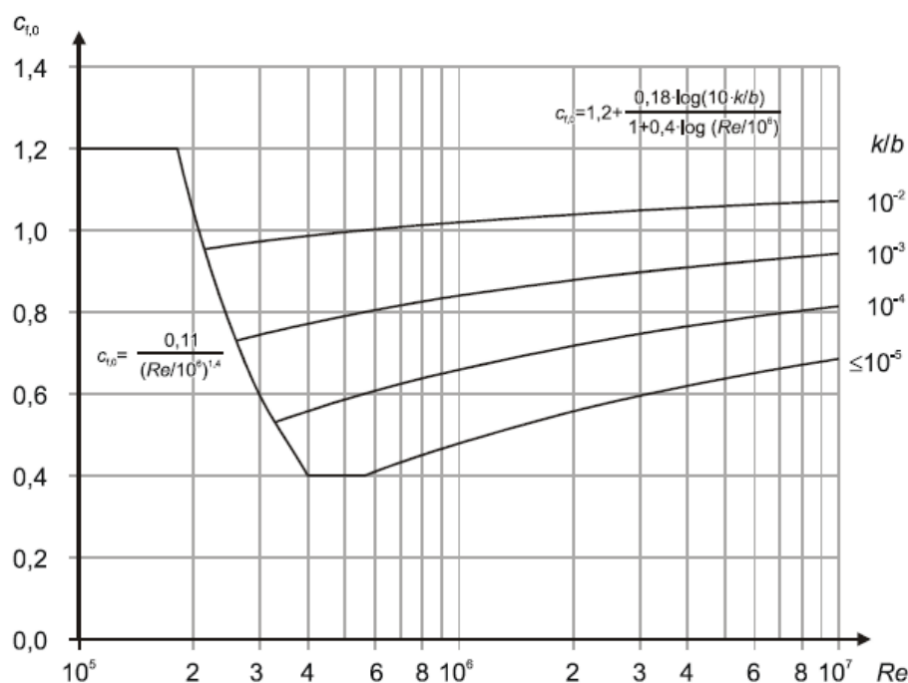
Από την ανωτέρω σχέση το γινόμενο  $c_s \times c_d$  για γέφυρες για τις οποίες δεν πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση μπορεί, σύμφωνα με τον EN1991-1-4 [16], να λαμβάνεται ίσο με 1.0. Οι συντελεστές πίεσης των διατομών εξαρτώνται από τον αριθμό Reynolds, ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$Re = \frac{b \times v(z_e)}{v} \quad (3.11)$$

Στην ανωτέρω σχέση ως  $b$  ορίζεται η διάμετρος του καλωδίου, ως  $v$  το κινηματικό ιξώδες του αέρα, το οποίο ισούται με  $15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  και ως  $v(z_e)$  η ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z_e$ . Ο συντελεστής δύναμης ( $c_f$ ) των κυκλικών κυλίνδρων πεπερασμένου μήκους προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda \quad (3.12)$$

Στην ανωτέρω εξίσωση ως  $c_{f0}$  ορίζεται ο συντελεστής δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων, ο οποίος προσδιορίζεται από το Σχήμα 3.5 και ως  $\psi_\lambda$  ο συντελεστής επίδρασης άκρων ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.00.



**Σχήμα 3.5** Συντελεστής δύναμης για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελεύθερων άκρων για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες  $k/b$

Η ισοδύναμη τραχύτητα ( $k$ ) εξαρτάται από το υλικό της επιφάνειας δράσης τους ανέμου. Οι τιμές της για κάθε τύπο επιφάνειας παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.6.

**Πίνακας 3.6** Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας

Τύπος Επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα $k$ [mm]	Τύπος Επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα $k$ [mm]
Γυαλί	0.0015	Λείο σκυρόδεμα	0.2
Σπιλωμένο μέταλλο	0.002	Πλανισμένο ξύλο	0.5
Λεπτή βαφή	0.006	Τραχύ σκυρόδεμα	1.0
Βαφή με ψεκάσμο	0.02	Τραχύ πριονισμένο ξύλο	2.0
Στίλπνος χάλυβας	0.05	Σκουριά	2.0
Χυτοσίδηρος	0.2	Οπτοπλινθοδομή	3.0
Γαλβανισμένος χάλυβας	0.2		

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή δύναμης  $c_f$  για τους φορείς των τόξων και των αναρτήρων υπολογίζεται ο λόγος  $k/b$ . Γίνεται η θεώρηση ότι οι επιφάνειες των τόξων βάφονται με ψεκάσμο συνεπώς ο συντελεστής  $k$  λαμβάνεται ίσος με 0.02, ενώ οι αναρτήρες διαμορφώνονται από γαλβανισμένο χάλυβα με  $k$  ίσο με 0.2. Οι συντελεστές καθώς και οι τιμές της ανεμοπίεσης σχεδιασμού που προκύπτουν για τα κυλινδρικά δομικά στοιχεία της κατασκευής παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα 3.7.

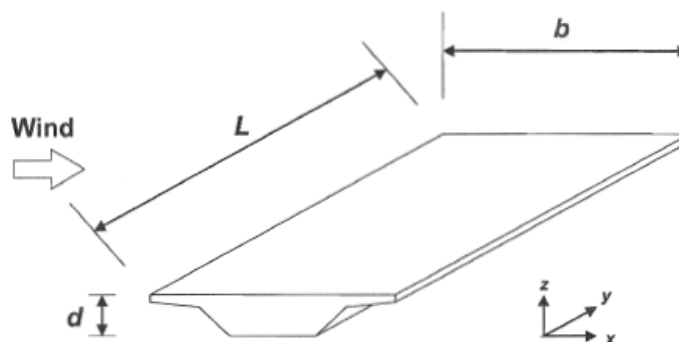
**Πίνακας 3.7** Προσδιορισμός φορτίου ανεμοπίεσης τόξων και αναρτήρων

	Τόξα	Αναρτήρες
$b$ (m)	0.9	0.08
$v$	$1.5 \times 10^{-5}$	$1.5 \times 10^{-5}$
$k$	0.02	0.2
$k/b$	0.02	2.5
$Re$	$1.98 \times 10^6$	$1.76 \times 10^5$
$c_s \times c_d$	1.00	1.00
$c_f$	1.10	1.20
$q_{w,x}$ (kN/m)	2.15	0.20

#### 3.4.4.2 Κατάστρωμα

Όσον αφορά το φορέα καταστρώματος, η ανεμοπίεση υπολογίζεται σύμφωνα με την απλοποιημένη μέθοδο που ορίζεται στον EN1991-1-4. Οι δράσεις ανέμου στις γέφυρες δημιουργούν δυνάμεις στις τρεις διευθύνσεις ( $x, y, z$ ) όπου:

- $x$ -διεύθυνση, είναι η διεύθυνση παράλληλα στο πλάτος του καταστρώματος, κάθετα στο άνοιγμα
- $y$ -διεύθυνση, είναι η διεύθυνση παράλληλα στο άνοιγμα
- $z$ -διεύθυνση, είναι η κατακόρυφη διεύθυνση



**Σχήμα 3.6** Διευθύνσεις ανεμοπίεσης σε γέφυρες

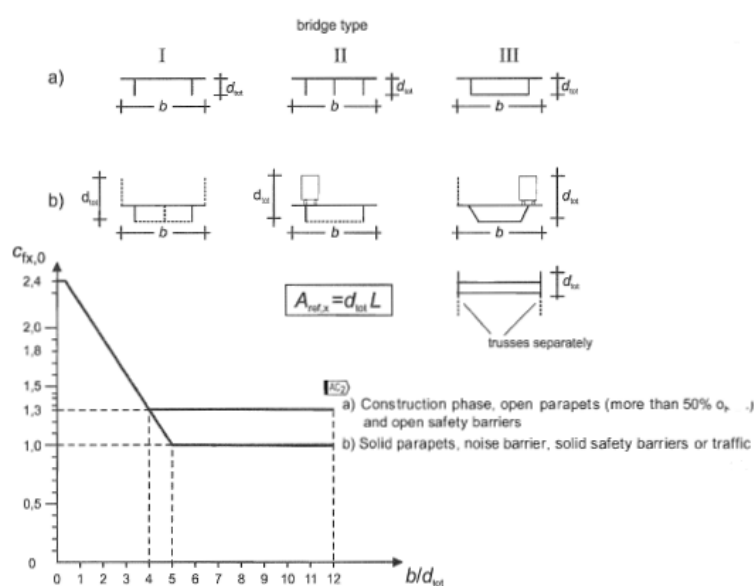
Η δράση ανέμου σε μία γέφυρα με κυκλοφορία έχει ως αποτέλεσμα η δύναμη που ασκείται να λαμβάνεται ίση με την τιμή συνδυασμού της  $\psi_0 \times F_{wk}$ . Η δύναμη αυτή για οδικές γέφυρες πρέπει να είναι μικρότερη από:

$$\psi_0 \times F_{wk} \leq F_w^*$$

Η δύναμη  $F_w^*$  προσδιορίζεται για μειωμένη ταχύτητα ανέμου ( $v_{bo} = 23 \text{ m/s}$ ).

### Συντελεστής δύναμης $c_{fx,0}$

Ο συντελεστής δύναμης για συνήθεις γέφυρες λαμβάνεται ίσος με 1.3 με την προϋπόθεση ότι ο λόγος  $b/d_{tot}$  είναι μεγαλύτερος ίσος του 4. Ως  $b$  ορίζεται το πλάτος του καταστρώματος και ως  $d_{tot}$  το συνολικό ύψος καταστρώματος συμπεριλαμβανομένων των οχημάτων, των πετασμάτων, των ηχοπετασμάτων κλπ. Για τιμές του λόγου  $b/d_{tot} < 4$  ο συντελεστής  $c_{fx,0}$  προσδιορίζεται μέσω γραμμικής παρεμβολής (Σχήμα 3.7).



**Σχήμα 3.7** Προσδιορισμός συντελεστή  $c_{fx,0}$

Η υπολογισθείσα τιμή του συντελεστή δύναμης επαυξάνεται στην περίπτωση που το κατάστρωμα έχει εγκάρσια κλίση κατά 3% ανά μοίρα κλίσης, με μέγιστη δυνατή επαύξηση 25%.

### Επιφάνεια αναφοράς

Η επιφάνεια αναφοράς υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A_{ref} = L \times d_{ref} \quad (3.13)$$

όπου:

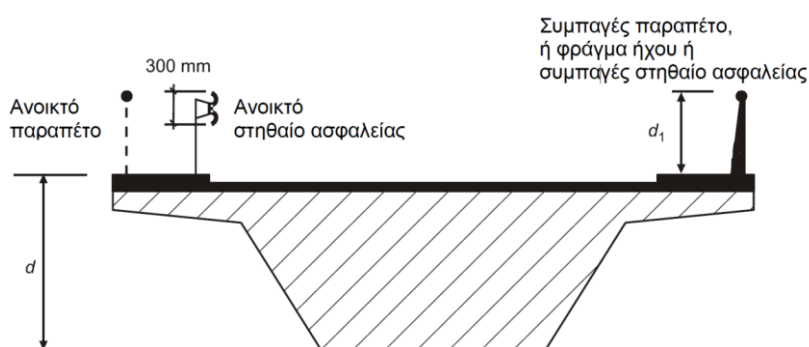
$L$  το συνολικό μήκος της γέφυρας

$d_{ref}$  το ύψος αναφοράς εξαρτώμενο από το αν υπάρχει κυκλοφορία ή όχι.

Για τον υπολογισμό της ανεμοπίεσης σε γέφυρα χωρίς κυκλοφορία το ύψος αναφοράς προσδιορίζεται από τον Πίνακα 3.8.

**Πίνακας 3.8** Ύψος αναφοράς για άνεμο χωρίς κυκλοφορία

Σύστημα αναχαίτισης	Σε μία πλευρά	Και στις δύο πλευρές
Ανοικτό πέτασμα ή στηθαίο ασφαλείας	$d + 0.3m$	$d + 0.6m$
Συμπαγές πέτασμα ή στηθαίο ασφαλείας	$d + d_1$	$d + 2 \times d_1$
Ανοικτό πέτασμα και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0.6m$	$d + 1.2m$



**Σχήμα 3.8** Ύψος αναφοράς για άνεμο χωρίς κυκλοφορία

Λόγω της ύπαρξης ανοικτού πετάσματος και στηθαίου ασφαλείας στις δύο πλευρές του καταστρώματος της μελετώμενης κατασκευής το ύψος  $d_{tot}$  προκύπτει:

$$d_{tot} = d + 1.2m$$

Το ύψος αναφοράς για άνεμο με κυκλοφορία σε οδικές γέφυρες λαμβάνεται ανεξαρτήτως της θέσης των οχημάτων ίσο με:

$$d + 2m$$



### Προσδιορισμός συντελεστή C

Ο συντελεστής C ορίζεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-4 [16] από τον Πίνακα 3.9.

**Πίνακας 3.9** Προτεινόμενες τιμές του συντελεστή C για γέφυρες

$b/d_{tot}$	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$z_e = 50 \text{ m}$
$\leq 0,5$	6,7	8,3
$\geq 4,0$	3,6	4,5

This table is based on the following assumptions :

- terrain category II according to Table 4.1
- force coefficient  $\alpha_{r,x}$  according to 8.3.1 (1)
- $c_0=1,0$
- $k_1=1,0$

For intermediate values of  $b/d_{tot}$ , and of  $z_e$  linear interpolation may be used

### Αποτελέσματα

Τα φορτία ανέμου που δρουν στο κατάστρωμα κατά την εγκάρσια διεύθυνση καθώς και οι επιμέρους συντελεστές παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα 3.10.

**Πίνακας 3.10** Προσδιορισμός ανεμοπίεσης στο φορέα καταστρώματος (διεύθυνση x)

	Με κυκλοφορία	Χωρίς κυκλοφορία
$d_{tot}$ (m)	4.65	2.65
$b/d_{tot}$	3.6	6.50
$c_{fx}$	1.50	1.30
$c_e$ (z)	2.76	2.76
C	4.14	3.59
$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	279.00	159.00
$F_X$ (kN)	786.16	388.29
$q_x$ (kN/m)	13.10	6.47

### 3.4.5 Υπολογισμός φορτίων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση

Οι δυνάμεις ανέμου που δρουν κατά την κατακόρυφη διεύθυνση μπορούν να προσδιορισθούν από τη σχέση 3.10 με συντελεστή δύναμης  $c_{fz} = 0.9$ . Η δύναμη αυτή δρά είτε προς τα πάνω προκαλώντας ευμένεια είτε προς τα κάτω προκαλώντας δυσμένεια στο κατάστρωμα. Η επιφάνεια αναφοράς για την κατακόρυφη δράση ανέμου είναι ίση με:

$$A_{ref,z} = L \times b \quad (3.14)$$

Η δύναμη αυτή ασκείται έκκεντρα ως προς τον άξονα της γέφυρας ( $e = b/4$ ) και εξετάζεται αν είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με το ίδιο βάρος της γέφυρας. Στον Πίνακα 3.11 παρουσιάζεται το φορτίο που λαμβάνεται υπόψη κατά την κατακόρυφη δράση ανέμου στην κατασκευή.

**Πίνακας 3.11** Προσδιορισμός ανεμοπίεσης στο φορέα καταστρώματος (διεύθυνση z)

$c_{fz}$	0.90
$c_e(z)$	2.76
C	2.48
$A_{ref}(m^2)$	1020
$F_z(kN)$	1724.49
$q_z(kN/m^2)$	1.69

## 3.5 Σεισμικές δράσεις

Οι σεισμικές δράσεις προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις που ορίζει ο EN1998-1-1 [25]. Για τον προσδιορισμό των σεισμικών δράσεων της κατασκευής χρησιμοποιείται η μέθοδος της φασματικής ανάλυσης. Με τη χρήση της μεθόδου μελετάται η δυναμική συμπεριφορά της γέφυρας μέσω των ιδιομορφών και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων. Σε γέφυρες που εδράζονται επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων εφαρμόζεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης, συνεπώς ο συντελεστής q λαμβάνεται ίσος με 1.00.

### 3.5.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Η επιλογή του φάσματος σχεδιασμού γίνεται με βάση τον EN 1998-1-1 για σεισμική ζώνη II και απόσβεση 5%. Το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιείται και στις δυο διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης, ενώ το κατακόρυφο φάσμα σχεδιασμού δεν χρησιμοποιείται στην συγκεκριμένη μελέτη, συνεπώς δεν θεωρείται σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση αυτή. Σε επίπεδο προχωρημένης μελέτης η χρήση του κατακόρυφου φάσματος απαιτείται για την πλήρη ανάλυση του τεχνικού έργου.

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης για τις οριζόντιες συνιστώσες περιγράφεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (2.5 \times n - 1) \right] \quad (3.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2.5 \quad (3.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \times S \times n \times \frac{T_C}{T} \quad (3.17)$$

$$T_D \leq T: S_e(T) = a_g \times S \times n \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \quad (3.18)$$

όπου:

$a_g$  η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους για έδαφος κατηγορίας A ( $= \gamma_I \times a_{gR}$ )

$\gamma_I$  ο συντελεστής σπουδαιότητας. (για συνήθεις οδικές γέφυρες  $\gamma_I = 1.0$ )

$a_{gR}$  η τιμή αναφοράς της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους

S ο συντελεστής εδάφους

$\eta$  ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης ( $= \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$ )

$\xi$  το ποσοστό ιξώδους απόσβεσης επί %

Για κατηγορία εδάφους C, τα δεδομένα του φάσματος παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακες 3.12 και 3.13.

**Πίνακας 3.12** Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος κατά EN 1998-1-1

Κατηγορία εδάφους	C
S	1.15
$T_B$ (s)	0.20
$T_C$ (s)	0.6
$T_D$ (s)	2.5

**Πίνακας 3.13** Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος κατά EN 1998-1-1

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II	$\alpha_g = 0.24g$
Συντελεστής σπουδαιότητας ( $\gamma_I$ )	1.00
Συντελεστής ελαστικής συμπεριφοράς ( $q$ )	1.00
Ποσοστό απόσβεσης ( $\xi$ )	5(%)

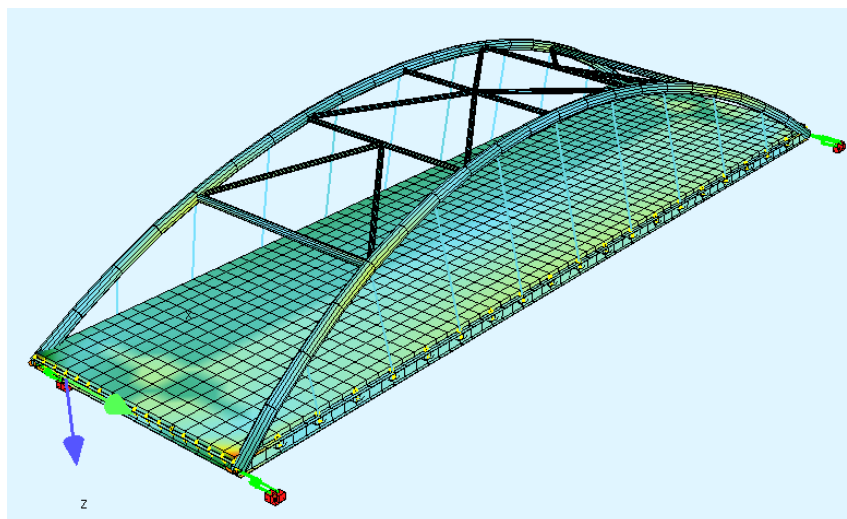
### 3.5.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Για την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής ως δρώσες μάζες λαμβάνονται υπόψη μόνο το σύνολο των μόνιμων κατακόρυφων φορτίων καθώς πρόκειται για γέφυρα με συνήθη κυκλοφορία. Με τα δεδομένα που εισάγονται στο φάσμα σχεδιασμού προσδιορίζονται οι ιδιομορφές της κατασκευής, οι οποίες εξαρτώνται μόνο από τη μάζα και την δυσκαμψία της. Το άθροισμα των ενεργοποιούμενων μαζών από κάθε ιδιομορφή που λαμβάνεται υπόψη στο σχεδιασμό θα πρέπει να καλύπτει το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής, ενώ για κάθε επιμέρους ιδιομορφή οι ενεργοποιούμενες μάζες θα πρέπει να είναι μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας της κατασκευής. Στον Πίνακα 3.14 παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής με το μεγαλύτερο ποσοστό συμμετοχής μάζας για κάθε διεύθυνση.

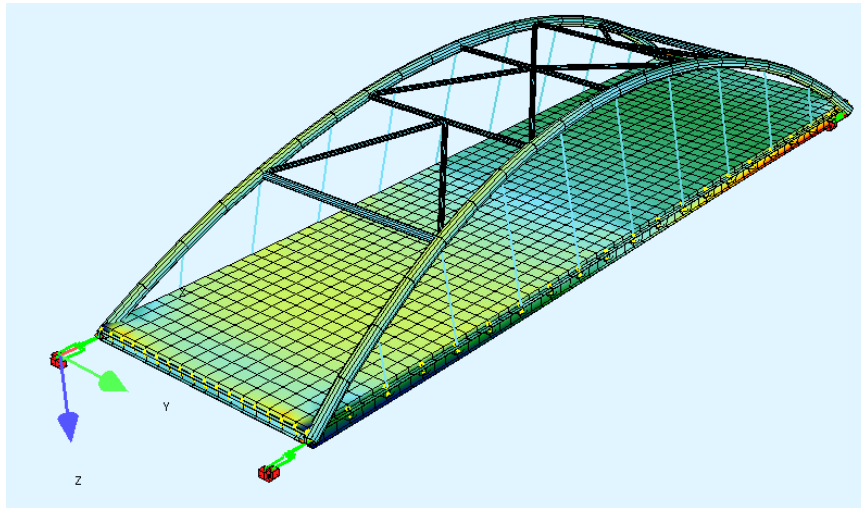
Πίνακας 3.14 Ιδιοπερίοδοι κατασκευής

α/α	Ιδιοπερίοδος(s)	Διεύθυνση	Ποσοστό συμμετοχής(%)
1	2.27	Υ	99.9
2	2.26	X	99.9
3	0.54	Z	32.3
4	0.41	Z	56.7

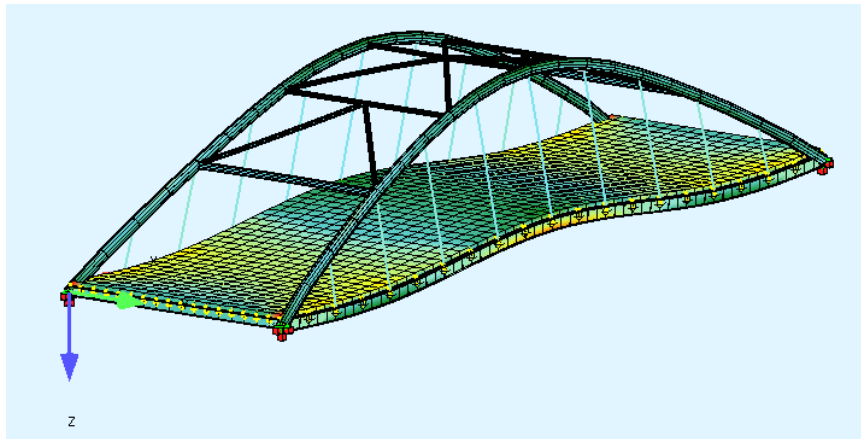
Στα Σχήματα 3.8 έως 3.10 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής για κάθε διεύθυνση.



Σχήμα 3.9 1<sup>η</sup> ιδιομορφή-Οριζόντια μεταφορική κατά Υ



**Σχήμα 3.10** 2<sup>η</sup> ιδιομορφή-1<sup>η</sup> Οριζόντια μεταφορική κατά X



**Σχήμα 3.11** 6<sup>η</sup> ιδιομορφή-1<sup>η</sup> κατακόρυφη μεταφορική κατά Z

## **4 Βάσεις σχεδιασμού**

### **4.1 Γενικά**

Η διάρκεια ζωής σχεδιασμού των γεφυρών ορίζεται συμβατικά στα 100 χρόνια. Σε όλα τα στάδια μίας γέφυρας (κατασκευή, λειτουργία) κρίνεται απαραίτητο να ικανοποιούνται οι βασικές απαιτήσεις ασφαλείας, λειτουργικότητας και αντοχής [1]. Σύμφωνα με τον EN 1990 [2], κατά το σχεδιασμό γίνεται διάκριση μεταξύ των οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας.

Οι οριακές καταστάσεις είναι εκείνες πέραν των οποίων μία κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις που αναφέρονται ανωτέρω. Ο προσδιορισμός των οριακών καταστάσεων γίνεται με τον κατάλληλο συνδυασμό των επιμέρους φορτίσεων που δρουν στην κατασκευή. Για τον ορθό συνδυασμό των επιμέρους φορτίσεων κατά τη μελέτη, ισχύουν οι ακόλουθοι περιορισμοί:

- a) Ο άνεμος συνδυάζεται μόνο με την ομάδα φόρτισης gr1a των φορτίων κυκλοφορίας
- b) Το χιόνι δεν συνδυάζεται με τα φορτία κυκλοφορίας εκτός αν η γέφυρα στεγάζεται
- c) Ο άνεμος και η θερμοκρασία δεν εξετάζονται ταυτόχρονα
- d) Η ομάδα φόρτισης gr1b δεν συνδυάζεται με άλλες μεταβλητές δράσεις κυκλοφορίας

### **4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA)**

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αφορούν την ασφάλεια των ανθρώπων και την ασφάλεια της κατασκευής και διακρίνονται στις ακόλουθες επιμέρους καταστάσεις:

- a) Την απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα (EQU)
- b) Την αστοχία της ανωδομής (STR)
- c) Την αστοχία λόγω κόπωσης (FAT)
- d) Την αστοχία της θεμελίωσης ή του εδάφους (GEO)

Οι συνδυασμοί που ορίζονται από τον EN1990 [13] για την οριακή κατάσταση αστοχίας (πλην της κόπωσης) παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.1.

**Πίνακας 4.1** Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

<b>Συνδυασμοί δράσεων</b>	
Βασικός	$\sum_{j \geq 1} \gamma_G \times G_{kj} + \gamma_p \times P_k + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Qi} \times \psi_{o,i} \times Q_{ki}$
Τυχηματικός	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \gamma_{pA} \times P_k + A_d + \psi_{1,1} \times Q_{k1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Qi} \times \psi_{2,i} \times Q_{ki}$
Σεισμικός	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 \times A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{ki}$
Φάση κατασκευής	$\sum_{j \geq 1} \gamma_G \times G_{kj} + \gamma_p \times P_k + \psi_Q \times Q_{ck}$

Στον Πίνακα 4.1 τα επιμέρους σύμβολα αναφέρονται στη:

- $G_{kj}$  χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
- $P_k$  χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
- $Q_{ki}$  χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης  $i$
- $A_d$  τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- $A_{Ed}$  τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας  $\gamma$  και οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_o$  για οδικές γέφυρες δίνονται στον Πίνακα 4.2.

**Πίνακας 4.2** Συντελεστές  $\gamma$  και  $\psi_o$  στην ΟΚΑ για οδικές γέφυρες

Δράσεις	Συντελεστής $\gamma$		Συντελεστής $\psi_o$
	Ευμενής	Δυσμενής	
G	1.0	1.35	—
$Q_{UDL}$	0	1.35	0.40
$Q_{TS}$	0	1.35	0.75
P	1.0	1.00	—
T	0	1.50	0.6
W	0	1.50	0.6

### 4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας συνδέονται με συνθήκες οι οποίες σχετίζονται με την ικανοποίηση των λειτουργικών απαιτήσεων των επιμέρους μελών ή του συνόλου μίας κατασκευής. Η υπέρβασή των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας μίας κατασκευής μπορεί να οδηγήσει σε φαινόμενα ανάπτυξης υπερβολικών παραμορφώσεων, σε ταλαντώσεις της κατασκευής, στην ανάπτυξη εκτενών ρηγματώσεων στις πλάκες σκυροδέματος κλπ [1]. Οι συνδυασμοί δράσεων στην ΟΚΛ είναι τρεις (3) και εφαρμόζονται σε διαφορετικούς ελέγχους.

**Πίνακας 4.3** Συνδυασμοί δράσεων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Τύπος σχεδιασμού	Συνδυασμός
Χαρακτηριστικός	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{0i} \times Q_{ki}$
Συχνός	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} \times Q_{k1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2i} \times Q_{ki}$
Οιονεί μόνιμος	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{j \geq 1} \psi_{2i} \times Q_{ki}$

Από τους ανωτέρω συνδυασμούς για οδικές γέφυρες, ο χαρακτηριστικός συνδυασμός δράσης χρησιμοποιείται για τον έλεγχο των αναπτυσσόμενων τάσεων σε στοιχεία δομικού χάλυβα και στοιχεία που περιλαμβάνουν χάλυβα οπλισμού, για τον έλεγχο τάσεων σκυροδέματος σε κατηγορίες έκθεσης XS, XF και XD και για τον προσδιορισμό του ελάχιστου οπλισμού σε ρηγματωμένες περιοχές. Ο συχνός συνδυασμός δράσης χρησιμοποιείται για τον έλεγχο των παραμορφώσεων στα επιμέρους δομικά στοιχεία της κατασκευής και ο οιονεί μόνιμος για τον έλεγχο των αναπτυσσόμενων τάσεων σε στοιχεία σκυροδέματος και τον έλεγχο ανοίγματος ρωγμών. Οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi$  που χρησιμοποιούνται στους συνδυασμούς δράσης κατά την ΟΚΛ παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.4.

**Πίνακας 4.4** Συντελεστές  $\psi_1$  και  $\psi_2$  για οδικές γέφυρες

Δράση	$\psi_1$	$\psi_2$
$Q_{UDL}$	0.40	0
$Q_{TS}$	0.75	0
$Q_{ped}$	0.40	0
T	0.60	0.50
W	0.20	0



## 4.4 Ανθεκτικότητα

Η ανθεκτικότητά στην προβλεπόμενη διάρκεια ζωής των γεφυρών αποτελεί μία από τις βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού. Η ανθεκτικότητα μίας γέφυρας μπορεί να επηρεασθεί δυσμενώς από τις συνθήκες περιβάλλοντος λόγω φαινομένων διάβρωσης στα χαλύβδινα στοιχεία. Η προστασία των ράβδων οπλισμού και των διατμητικών συνδέσμων γίνεται με κατάλληλη επικάλυψη από σκυροδέμα, ενώ η προστασία των εκτεθειμένων στοιχείων δομικού χάλυβα επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων επιστρώσεων (π.χ. βαφή) [1].

### 4.4.1 Επικάλυψη σκυροδέματος

Σύμφωνα με τον EN1992-1-1 γίνεται διάκριση των κατηγοριών έκθεσης των στοιχείων σκυροδέματος ανάλογα με τις συνθήκες περιβάλλοντος που επικρατούν στην περιοχή μελέτης. Οι κατηγορίες έκθεσης των στοιχείων σκυροδέματος σε σύμμικτες γέφυρες είναι οι εξής:

- a) XC3 για γέφυρες μακριά από τη θάλασσα. Στην κατηγορία αυτή κατατάσσονται οδοστρώματα προστατευμένα από στεγανωτικές μεμβράνες
- b) XS1 για γέφυρες κοντά στη θάλασσα
- c) XF3 για γέφυρες που διαστρώνεται αλάτι
- d) XF4 για γέφυρες εκτεθειμένες σε παράγοντες απόψυξης

Από την κατηγορία έκθεσης προσδιορίζεται η απαιτούμενη επικάλυψη των ράβδων οπλισμού σε στοιχεία σκυροδέματος. Η επικάλυψη υπολογίζεται από τη σχέση:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (4.1)$$

όπου:

$c_{\text{min}}$  η ελάχιστη τιμή επικάλυψης σκυροδέματος

$\Delta c_{\text{dev}}$  η σχεδιαστική ανοχή αποκλίσεων (συνιστάται να λαμβάνεται ίση με 10mm)

Η ελάχιστη τιμή της επικάλυψης προσδιορίζεται ανάλογα με την κατηγορία έκθεσης από τον Πίνακα 4.5 για κατηγορία κατασκευής 6 (γέφυρες με διάρκεια ζωής 100 έτη).

**Πίνακας 4.5** Ελάχιστη τιμή επικάλυψης σκυροδέματος για χαλαρό οπλισμό

Κατηγορία έκθεσης	XC3	XS1
Κατηγορία κατασκευής 6	35	45

Η υπό μελέτη κατασκευή βρίσκεται κοντά στη θάλασσα συνεπώς η επικάλυψη των ράβδων και των διατμητικών συνδέσμων λαμβάνεται ίση με:

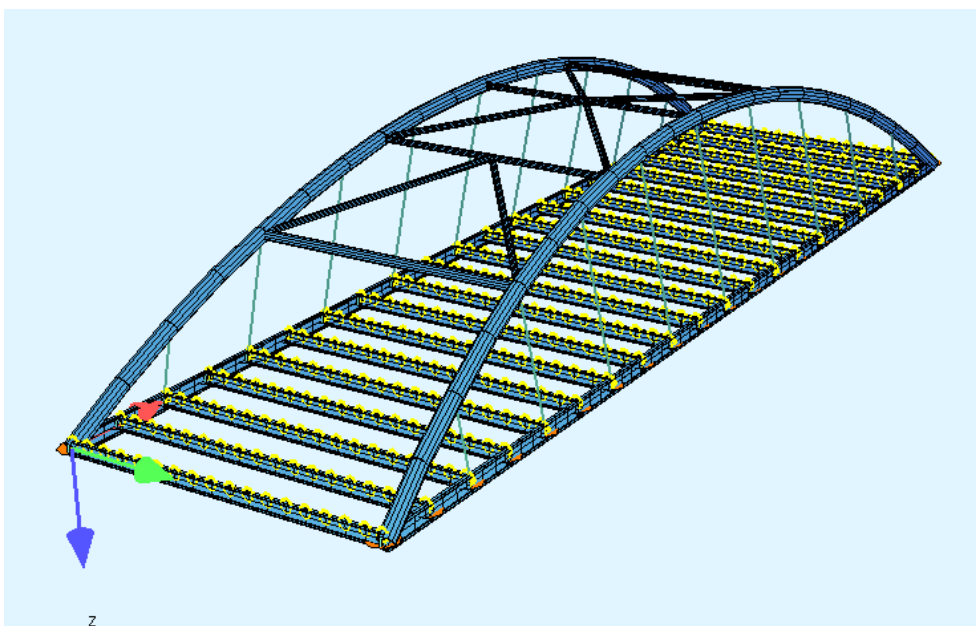
$$c_{\text{nom}} = 45 + 10 = 55\text{mm}$$

## 5 Καθολική ανάλυση

### 5.1 Προσομοίωση κατασκευής

Όπως αναφέρεται σε προηγούμενη ενότητα, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής πραγματοποιείται μέσω του προγράμματος ανάλυσης SOFiSTiK. Για τις ανάγκες της ανάλυσης και διαστασιολόγησης η πλάκα καταστρώματος προσομοιώνεται από μοντέλο επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων και από μοντέλο εσχάρας δοκών, ενώ σε κάθε μοντέλο τα αμιγώς χαλύβδινα στοιχεία προσομοιώνονται από γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού στο χώρο. Ο ορισμός των υλικών κατασκευής και της αναλυτικής γεωμετρίας των διατομών επιτυγχάνεται μέσω του υποπρογράμματος AQUA. Δοθείσας της γεωμετρίας, υπολογίζονται οι ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά σχεδιασμού κάθε διατομής. Στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α παρουσιάζονται αναλυτικά οι διατομές των επιμέρους δομικών στοιχείων με τις γεωμετρικές τους ιδιότητες.

Η γεωμετρία της κατασκευής ορίζεται μέσω του υποπρογράμματος SOFIMSHA. Οι κύριες δοκοί και οι διαδοκίδες τοποθετούνται στο μοντέλο λαμβάνοντας υπόψη τις εκκεντρότητες τους καθ' ύψος, ενώ η κεντροβαρική σύνδεσή τους επιτυγχάνεται μέσω άκαμπτων στοιχείων. Η προσομοίωση της σύνδεσης τέμνουσας μεταξύ των διαδοκίδων και των κύριων δοκών επιτυγχάνεται με την ελευθερία στροφής στα άκρα των διαδοκίδων περί τον κατακόρυφο άξονά. Τα τόξα ορίζονται μέσω πολυγωνικής χάραξης και αποτελούνται από ευθύγραμμα στοιχεία δοκού μήκους 6 m. Τα στοιχεία καλωδίων ορίζονται στο πρόγραμμα ως cable elements και συνδέονται με τις κύριες δοκούς στο άνω άκρο τους.

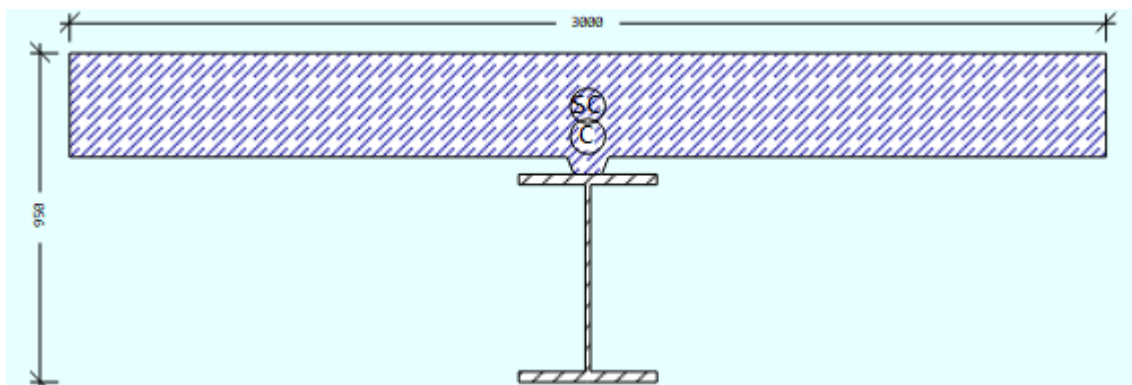


Σχήμα 5.1 Προσομοίωση τεχνικού έργου στη φάση κατασκευής

Η προσομοίωση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων επιτυγχάνεται μέσω ελατηρίων κατάλληλης δυσκαμψίας ( $K$ ) στις οριζόντιες διευθύνσεις  $x$  και  $y$ , ενώ για την κατακόρυφη διεύθυνση ( $z$ ) χρησιμοποιούνται ελατήρια πολύ μεγάλης δυσκαμψίας (ακλόνητες στηρίξεις). Η σύνδεση του τόξου με τις κύριες δοκούς δεν ορίζεται με την αναλυτική γεωμετρία της αλλά απλοποιητικά. Η ακριβής προσομοίωση της γεωμετρίας σύνδεσης απαιτεί χωρικό προσομοίωμα επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων το οποίο υλοποιείται σε επόμενη φάση μελέτης και ξεφεύγει από τα όρια της εργασίας.

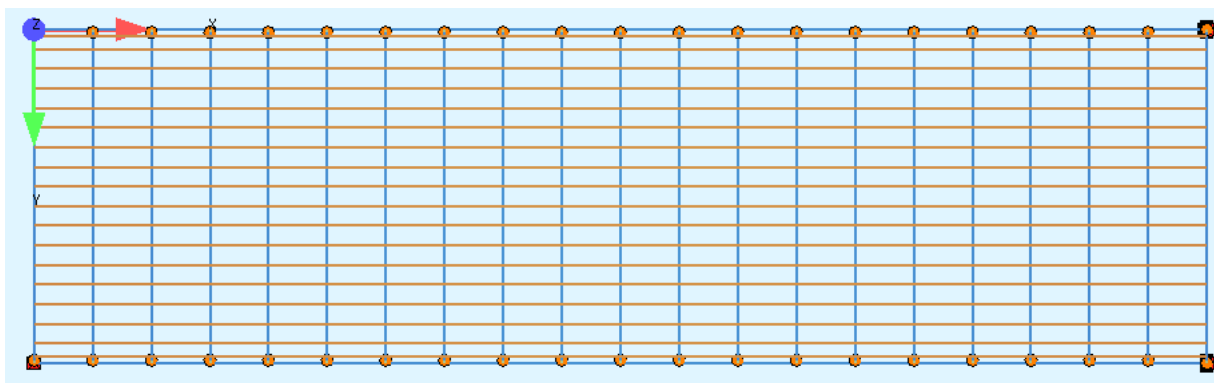
### 5.1.1 Προσομοίωση καταστρώματος με στοιχεία δοκού (εσχάρα)

Η προσομοίωση του καταστρώματος στο μοντέλο εσχάρας γίνεται από μία σειρά διαμήκων και εγκάρσιων στοιχείων δοκού που συνδέονται άκαμπτα μεταξύ τους. Η προσομοίωση του καταστρώματος με στοιχεία δοκού γίνεται για τη διαστασιολόγηση των σύμμικτων διαδοκίδων και τον έλεγχο τους σε κόπωση, ενώ πέραν αυτών, εξετάζεται και η συμπεριφορά του συγκριτικά με την μοντελοποίηση με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Η προσομοίωση των σύμμικτων διαδοκίδων ως ενιαίο μέλος δίνει τη δυνατότητα στο μελετητή να συγκρίνει απευθείας τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού με τις αντοχές της σύμμικτης διατομής. Οι σύμμικτες διαδοκίδες ορίζονται στις πραγματικές θέσεις τους με την επιφάνεια επιρροής της πλάκας σκυροδέματος.



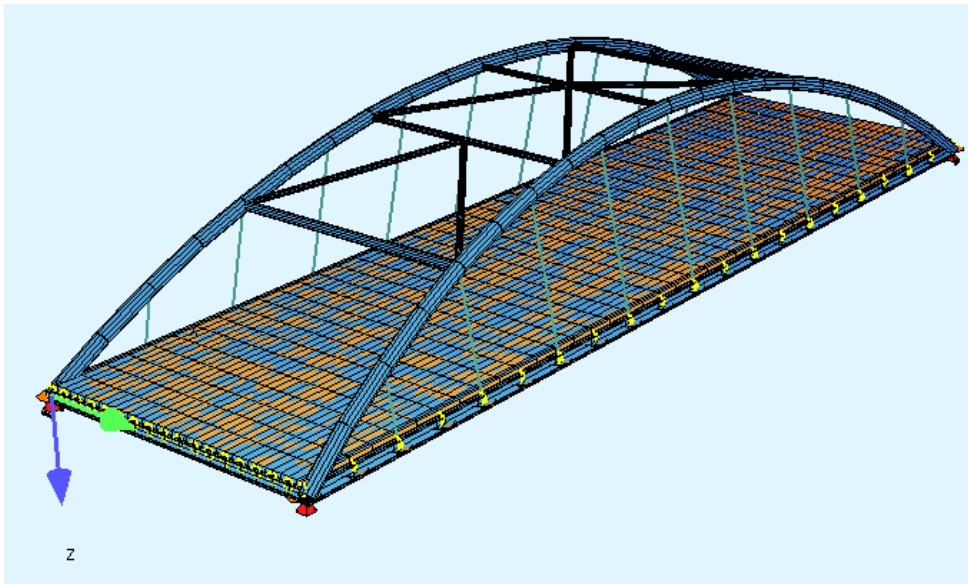
Σχήμα 5.2 Τυπική διατομή σύμμικτης διαδοκίδας

Για την προσομοίωση του ορθότροπου καταστρώματος, η διάταξη των διαμήκων δοκών γίνεται ανά μέτρο κατά πλάτος, ενώ σε κάθε στοιχείο ορίζεται μία ισοδύναμη δυσκαμψία και δυστρεψία ώστε να αντιπροσωπεύεται το ανάλογο τμήμα του φορέα. Στο Σχήμα 5.3 παρουσιάζεται η διάταξη των διαμήκων και εγκάρσιων δοκών όπως αυτές ορίζονται στο πρόγραμμα σχεδιασμού.



Σχήμα 5.3 Προσομοίωση καταστρώματος με στοιχεία δοκού (εσχάρα)

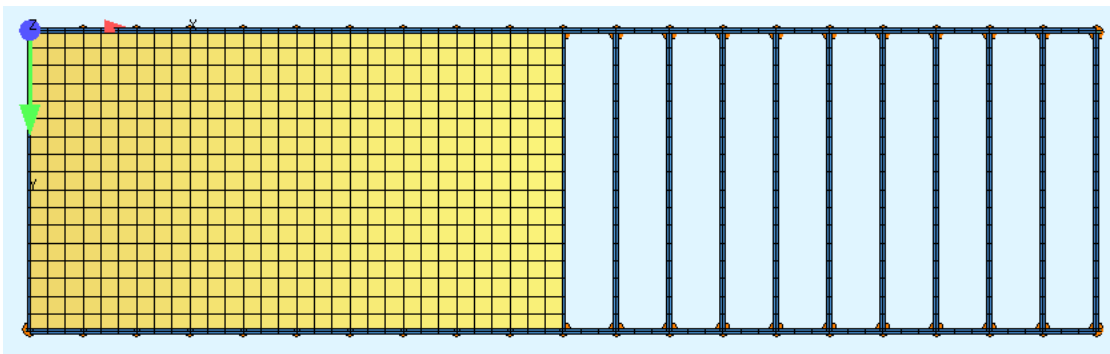
Ο ορισμός των διαμήκων στοιχείων δοκού που προσομοιώνουν την πλάκα σκυροδέματος γίνεται για την κατανομή των κατακόρυφων φορτίων μόνο και όχι για τη διαστασιολόγηση της πλάκας σκυροδέματος. Τα στοιχεία αυτά λειτουργούν ως σειρές ανεξάρτητων δοκών και δεν ανταποκρίνονται στην πραγματική συμπεριφορά της πλάκας, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις συγκεντρωμένων φορτίσεων. Για το λόγο αυτό για τη διαστασιολόγηση της πλάκας επιλέγεται η προσομοίωση της με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Στο Σχήμα 5.4 παρουσιάζεται η συνολική γεωμετρία της κατασκευής όπως αυτή ορίζεται στο πρόγραμμα.



**Σχήμα 5.4** Αξονομετρική όψη μοντέλου (καταστρώμα με εσχάρα δοκών)

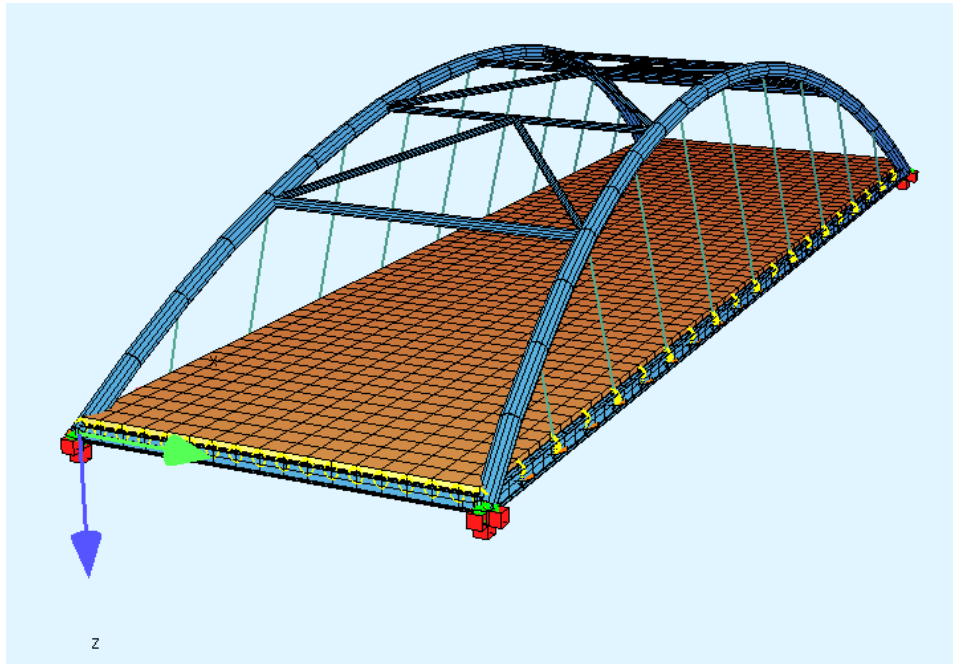
### 5.1.2 Προσομοίωση καταστρώματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία

Η προσομοίωση της πλάκας καταστρώματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία αποτελεί πιο ακριβή μέθοδο προσομοίωσης συγκριτικά με την εσχάρα δοκών καθώς η διάταξη των πεπερασμένων στοιχείων ανταποκρίνεται περισσότερο στην πραγματική συμπεριφορά του φορέα. Λόγω της μεγαλύτερης ακρίβειας που προσφέρει, το μοντέλο αυτό χρησιμοποιείται για τη διαστασιολόγηση της πλάκας καταστρώματος αλλά και για τη διαστασιολόγηση των υπόλοιπων χαλύβδινων στοιχείων πέραν των σύμμικτων διαδοκίδων.



**Σχήμα 5.5** Προσομοίωση πλάκας καταστρώματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία

Πέραν της μοντελοποίησης του καταστρώματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, η προσομοίωση των αμιγώς χαλύβδινων στοιχείων δε διαφοροποιείται σε σχέση με το μοντέλο εσχάρας.



Σχήμα 5.6 Αξονομετρική όψη μοντέλου

## 5.2 Ανάλυση και διαστασιολόγηση κατασκευής

Ο ορισμός των φορτίων σχεδιασμού της κατασκευής γίνεται από το υποπρόγραμμα SOFILOAD, ενώ ο κατάλληλος συνδυασμός τους στις οριακές καταστάσεις από το υποπρόγραμμα MAXIMA. Για τους συνδυασμούς δράσης που εξετάζονται στις οριακές καταστάσεις πραγματοποιείται ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης, ενώ για τον προσδιορισμό των σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού λαμβάνονται υπόψη οι ενεργοποιούμενες μάζες της κατασκευής κατά την ιδιομορφική ανάλυση.

Ο έλεγχος υπέρβασης τάσεων για τα χαλύβδινα δομικά στοιχεία της κατασκευής στην ΟΚΛ πραγματοποιείται με τη χρήση του υποπρογράμματος AQB για τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1993-2 [20].

Για τη διαστασιολόγηση της πλάκας σκυροδέματος χρησιμοποιείται το μοντέλο των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων και μέσω του προγράμματος BEMESS υπολογίζονται οι απαιτούμενοι οπλισμοί για τα δεδομένα φορτία σχεδιασμού της πλάκας.

Ο έλεγχος των τόξων σε λυγισμό επιτυγχάνεται μέσω γραμμικής ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσης στην ΟΚΑ, ενώ όσον αφορά τα στοιχεία καταστρώματος, ο έλεγχος των κρίσιμων μελών σε κόπωση πραγματοποιείται με την προβλεπόμενη φόρτιση του καταστρώματος από το φορτίο ελέγχου (FLM3) και τα αποτελέσματα της ανάλυσης παράγονται μέσω του υποπρογράμματος MAXIMA.

### 5.3 Σύγκριση προσομοιωμάτων

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο προσομοιωμάτων είναι απαραίτητη τόσο για τον ορθό σχεδιασμό όσο και για την διερεύνηση της συμπεριφοράς του καταστρώματος μέσα από τα δύο μοντέλα προσομοίωσης. Από τα αποτελέσματα που εξάγονται παρατηρούνται διαφορές που οφείλονται κυρίως στον τρόπο λειτουργίας των στοιχείων του καταστρώματος για κάθε περίπτωση. Η κατασκευή παρουσιάζει με μεγάλη ακρίβεια την ίδια συμπεριφορά στα δυο μοντέλα κατά τη δυναμική ανάλυση.

**Πίνακας 5.1** Σύγκριση ιδιοπεριόδων κατασκευής

Ιδιοπερίοδος (s)	Άξονας	Εσχάρα δοκών	Επιφανειακά π. σ.	Διαφορά
1	Y	2.281	2.277	2.62 %
2	X	2.267	2.267	–
3	Z	0.549	0.537	2.18 %

**Πίνακας 5.2** Σύγκριση εντατικών μεγεθών των κυρίων δοκών για τους δυσμενείς συνδυασμούς στην ΟΚΑ

Συνδυασμός δράσης (ΟΚΑ)	Εσχάρα δοκών	Επιφανειακά π. σ.	Διαφορά
$N_{\max}$ (kN)	6070	6004	1.08 %
$V_{\max}$ (kN)	614	613	1.62%
$M_{\max}$ (kNm)	1062	1190	10.75 %

**Πίνακας 5.3** Σύγκριση μέγιστου βέλους κάμψης κύριων δοκών (ΟΚΛ)

Συνδυασμός δράσης (ΟΚΛ)	Εσχάρα δοκών	Επιφανειακά π. σ.	Διαφορά
Βέλος κάμψης (mm)	75.80	74.00	2.37 %

## 6 Σχεδιασμός στην ΟΚΑ

Ο σχεδιασμός της κατασκευής πραγματοποιείται σύμφωνα με τις διατάξεις που ορίζει ο EN1993-1-1 [19] για τις αμιγώς χαλύβδινες διατομές και ο EN1994-2 [24] για τις σύμμικτες διατομές. Για την υπό μελέτη κατασκευή στόχος είναι η εκμετάλλευση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς των διατομών στην ΟΚΑ ούτως ώστε να επιτευχθεί ο οικονομικότερος δυνατός σχεδιασμός.

### 6.1 Κατάταξη διατομών

Η κατάταξη των διατομών γίνεται προκειμένου να διαπιστωθεί η ροπή αντοχής τους και αν υπάρχει απαίτηση ελέγχου σε κύρτωση [1]. Κατά τον EN1993-1-1 διακρίνονται τέσσερις κατηγορίες διατομών:

1. Διατομές κατηγορίας I: Διατομές με ικανότητα σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης και επαρκή στροφική ικανότητα.
2. Διατομές κατηγορίας II: Διατομές με ικανότητα ανάπτυξης της πλαστικής ροπής αντοχής τους αλλά με περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω εμφάνισης φαινομένων τοπικού λυγισμού.
3. Διατομές κατηγορίας III: Διατομές στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους μπορεί να φτάσει στο όριο διαρροής λόγω ελαστικής κατανομής τάσεων. Η εμφάνιση φαινομένων τοπικού λυγισμού στα μέλη εμποδίζει την ανάπτυξη πλαστικής ροπής αντοχής.
4. Διατομές κατηγορίας IV: Διατομές στις οποίες η εμφάνιση φαινομένων τοπικού λυγισμού πραγματοποιείται πριν την επίτευξη του ορίου διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέλη τους.

Η εμφάνιση τοπικού λυγισμού στα μέλη αποτελεί ένα φαινόμενο που έχει άμεση επίδραση στην αντοχή και τη στροφική ικανότητα των διατομών τους. Για το λόγο αυτό πραγματοποιείται έλεγχος των λόγων πλάτους προς πάχος ( $c/t$ ) στα τοιχώματα στοιχείων που καταπονούνται σε θλίψη λόγω αξονικής δύναμης ή καμπτικής ροπής. Ο έλεγχος πραγματοποιείται ξεχωριστά για κάθε τοίχωμα και η κατάταξη της διατομής γίνεται βάσει της μεγαλύτερης κατηγορίας που θα προκύψει από τους ελέγχους. Όσον αφορά τις διατομές στοιχείων γεφυρών η διάκριση μεταξύ των κατηγοριών I και II είναι άνευ σημασίας λόγω της ελαστικής ανάλυσης. Στους Πίνακες 6.1 έως 6.3 παρουσιάζονται τα κριτήρια κατάταξης των διατομών όπως αυτά είναι ορισμένα από τον EN1993-1-1 [19].

**Πίνακας 6.1** Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για στοιχεία σε θλίψη

Internal compression parts						
				Axis of bending		
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
1						
	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	when $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2						
	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	when $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
3						
	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	when $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71



Πίνακας 6.2 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για στοιχεία σε θλίψη

Outstand flanges						
Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression				
		Tip in compression		Tip in tension		
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$				
For $k_\sigma$ see EN 1993-1-5						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 6.3 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για στοιχεία σε θλίψη

Angles						
Refer also to "Outstand flanges" (see sheet 2 of 3)					Does not apply to angles in continuous contact with other components	
Class	Section in compression					
Stress distribution across section (compression positive)						
3	$\frac{h}{t} \leq 15\epsilon$ and $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Tubular sections						
Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
<b>NOTE</b> For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Στον Πίνακα 6.4 παρουσιάζονται συνοπτικά οι κατηγορίες διατομής των θλιβόμενων στοιχείων της κατασκευής.

**Πίνακας 6.4** Κατάταξη διατομών κατασκευής

Δομικό στοιχείο	Διατομή	Κατηγορία
Κύριες δοκοί	800x15/400x25	I
Διαδοκίδες	600x15/400x30	I
Τόξα	CHS 813/36	I
Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τόξων	CHS 508/16	I
Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τόξων	CHS 329.3/12.5	I

## 6.2 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών

### 6.2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Οι κύριες δοκοί διαμορφώνονται από τη συγκόλληση τριών ελασμάτων διαστάσεων 400x25 για τα πέλματα και 750x15 για τον κορμό, με κατηγορία χάλυβα S355. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της επιλεγθείσας διατομής παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.5.

**Πίνακας 6.5** Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ελκυστήρων

$h_{tot}(m)$	0.80
$b(m)$	0.40
$t_w(m)$	0.015
$t_f(m)$	0.025
$A(m^2)$	0.0313
$I_y(m^4)$	0.0035
$W_{pl,y}(m^3)$	0.0098
$W_{pl,z}(m^3)$	0.0010

### 6.2.2 Έλεγχος σε αξονική εφελκυστική δύναμη

Στις τοξωτές γέφυρες που κατασκευάζονται με το σύστημα τόξου ελκυστήρα οι κύριες δοκοί παρεμποδίζουν την επιμήκυνση του τόξου αξονικά αναπτύσσοντας σημαντικές εφελκυστικές δυνάμεις. Η αντοχή των δοκών σε εφελκυσμό υπολογίζεται από την μικρότερη τιμή από τη δύναμη διαρροής της πλήρους διατομής και της οριακής δύναμης της καθαρής διατομής:

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) \quad (6.1)$$

όπου:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.2)$$

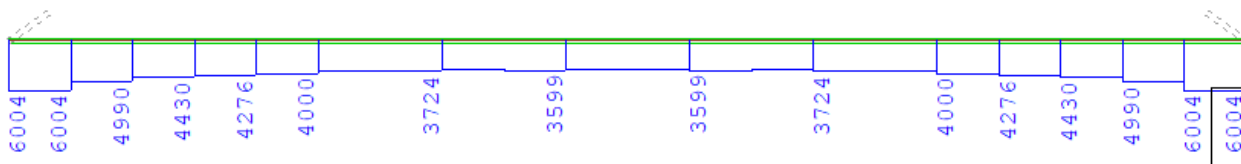
$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.3)$$

Στις ανωτέρω σχέσεις οι συντελεστές  $\gamma_{M0}$  και  $\gamma_{M2}$  είναι ίσοι με 1.0 και 1.2 αντίστοιχα.

Ο κρίσιμος συνδυασμός για τον οποίο αναπτύσσεται η μέγιστη αξονική δύναμη στις κύριες δοκούς είναι:

$$1.35 \times G'' + "1.35 \times Q'' + "0.9 \times T$$

Η μέγιστη αξονική δύναμη αναπτύσσεται στα άκρα των κύριων δοκών. Στο Σχήμα 6.1 παρουσιάζεται η κατανομή της αξονικής δύναμης κατά μήκος των κύριων δοκών για τον κρίσιμο συνδυασμό δράσης



**Σχήμα 6.1** Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων κύριων δοκών [kN]

Ο έλεγχος της κρίσιμης διατομής σε αξονική εφελκυστική δύναμη παρουσιάζεται στον Πίνακα 6.6.

**Πίνακας 6.6** Έλεγχος διατομής σε εφελκυστική αξονική δύναμη

$N_{pl,Rd}$ (kN)	11093.75
$N_{t,Rd}$ (kN)	11093.75
$N_{Ed}$ (kN)	6004.00
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK – 54.13 %</b>

### 6.2.3 Έλεγχος σε διάτμηση

Ο έλεγχος της διατομής σε διάτμηση γίνεται για τις αναπτυσσόμενες τέμνουσες δυνάμεις και στρεπτικές ροπές των δοκών. Λόγω της απουσίας φαινομένων στρέψης, η διαμόρφωση των κύριων δοκών της γέφυρας γίνεται με διατομή μορφής I. Η διαμόρφωση των κύριων δοκών με διατομή τύπου I αποτελεί ανταγωνιστικότερη λύση συγκριτικά με μία διατομή κιβωτίου καθώς προσφέρει την απαραίτητη αντοχή στα μέλη και αποτελεί οικονομικότερη λύση. Η πλαστική αντοχή των τοιχωμάτων της κύριας δοκού σε διάτμηση υπολογίζεται από τη σχέση:

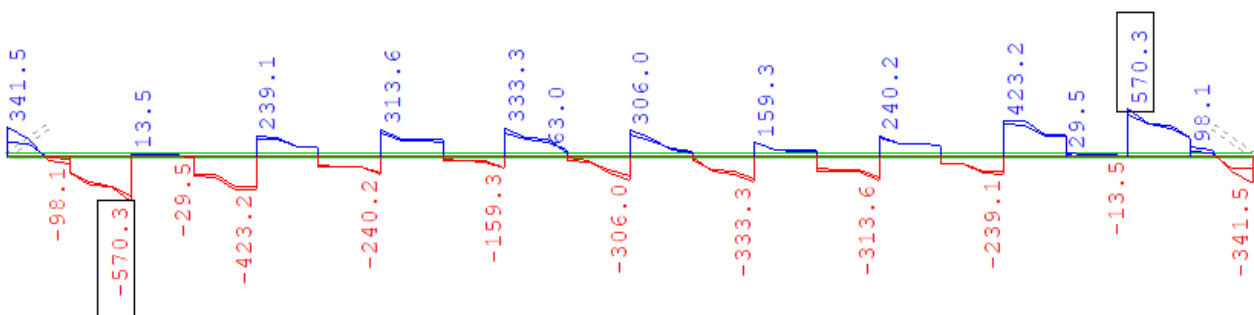
$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \times A_v \quad (6.4)$$

όπου:

$A_v$  το εμβαδό διάτμησης, το οποίο υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A_v = \eta \times \sum (h_w \times t_w) \quad (6.5)$$

Στην ανωτέρω σχέση, για χάλυβες κατηγορίας S355 λαμβάνεται  $\eta=1.2$ . Από τον κρίσιμο συνδυασμό δράσης, το διάγραμμα τεμνουσών κατά μήκος των κύριων δοκών παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.2.



**Σχήμα 6.2** Διάγραμμα κατακόρυφων τεμνουσών δυνάμεων κύριων δοκών [kN]

Ο έλεγχος της διατομής σε τέμνουσα παρουσιάζεται στον Πίνακα 6.7.

**Πίνακας 6.7** Έλεγχος διατομής σε κατακόρυφη τέμνουσα

$A_v$ (m <sup>2</sup> )	0.012
$V_{pl,z,Rd}$ (kN)	2382.65
$V_{z,Ed}$ (kN)	570.30
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK- 23.92%</b>

Παρατηρείται ότι η δρώσα τέμνουσα είναι μικρότερη από το 50% της πλαστικής αντοχής της διατομής, συνεπώς δεν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση της με τις αναπτυσσόμενες ροπές.

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} \leq 0.5$$

Για κορμούς χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις η πλαστική αντοχή ισχύει υπό την προϋπόθεση:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 60 \times \varepsilon$$

Για την επιλεγθείσα διατομή και για κατηγορία χάλυβα S355 ισχύει:

$$\frac{750}{15} = 50 > 60 \times \varepsilon = 48$$

συνεπώς κρίνεται αναγκαίος ο έλεγχος του κορμού σε διατμητική κύρτωση.

#### 6.2.4 Έλεγχος σε διατμητική κύρτωση κορμού

Ο έλεγχος σε διατμητική κύρτωση γίνεται λόγω της λεπτότητας του κορμού της διατομής, για την οποία εξετάζεται ο κίνδυνος εμφάνισης φαινομένων τοπικού λυγισμού από τέμνουσες δυνάμεις. Για τον υπολογισμό της τέμνουσας αντοχής σχεδιασμού χρησιμοποιείται η σχέση:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \times f_{yw} \times h_w \times t}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}} \quad (6.6)$$

όπου εκφράζει την αντίσταση του κορμού, ενώ η συμβολή των πελμάτων αγνοείται. Στην ανωτέρω σχέση ο όρος  $\chi_w$  είναι ο μειωτικός συντελεστής της διατμητικής κύρτωσης και ο όρος  $f_{yw}$  το όριο διαρροής του κορμού. Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή κύρτωσης ( $\chi_w$ ) προσδιορίζεται η ανοιγμένη λυγηρότητα ( $\lambda_w$ ) από τη σχέση:

$$\lambda_w = 0.76 \times \sqrt{\frac{f_{ya}}{\tau_{cr}}} \quad (6.7)$$

Η τιμή της λυγηρότητας εξετάζεται για το εύρος των τιμών που ορίζουν οι κανονισμοί και ο συντελεστής  $\chi_w$  προσδιορίζεται από τον Πίνακα 6.8 θεωρώντας ότι τοποθετούνται άκαμπτες εγκάρσιες ενισχύσεις στο μέλος.

**Πίνακας 6.8** Μειωτικός συντελεστής  $\chi_w$

Τιμή $\bar{\lambda}_w$	Άκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις
$0.83/\eta > \bar{\lambda}_w$	$\eta$
$0.83/\eta < \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1.37/(0.7 + \bar{\lambda}_w)$

Ο όρος  $\tau_{cr}$  αποτελεί την κρίσιμη τάση διατμητικής κύρτωσης και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\tau_{cr} = \sigma_E \times k_\tau \quad (6.8)$$

όπου:

$\sigma_E$  η τάση αναφοράς, η οποία υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_E = 189800 \times \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 \quad (6.9)$$

$k_\tau$  ο συντελεστής διατμητικής κύρτωσης που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$k_\tau = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{b}\right)^2} + k_{t,st} \quad (6.10)$$

Στην σχέση 6.10 ο όρος  $k_{t,st}$  λαμβάνεται ίσος με 0 για φατνώματα χωρίς διαμήκειες ενισχύσεις. Για τις κύριες δοκούς ο έλεγχος σε διατμητική κύρτωση παρουσιάζεται συνοπτικά στον Πίνακα 6.9.

**Πίνακας 6.9** Έλεγχος διατμητικής κύρτωσης κύριων δοκών

Διατμητική κύρτωση κύριων δοκών	
$t_w$ (m)	0.015
$h_w$ (m)	0.75
$\sigma_E$ (kPa)	75920
$k_\tau$	5.59
$\tau_{cr}$ (kPa)	424392.80
$\lambda_w$	0.70
$\chi_w$	1.00
$V_{b,Rd}$ (kN)	2305.79
$V_{max,Ed}$	570
<b>Έλεγχος-Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK – 24.72 %</b>

Όπως αναμενόταν, η διατομή δεν αντιμετωπίζει πρόβλημα τοπικής ευστάθειας λόγω τέμνουσας.

### 6.2.5 Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

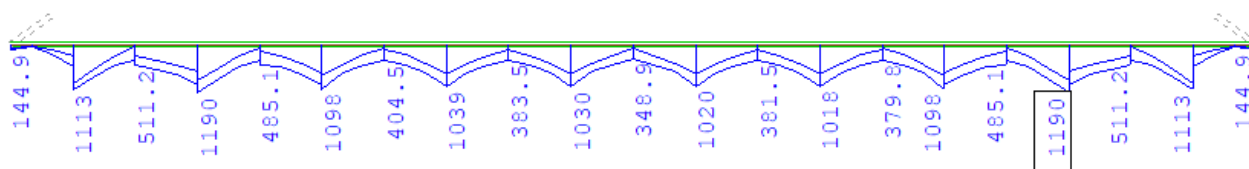
Λόγω της ανάρτησης των κύριων δοκών από τα τόξα οι αναπτυσσόμενες ροπές στα ανοίγματα μεταξύ των αναρτήρων περιορίζονται σημαντικά. Η ροπή αντοχής των κύριων δοκών σε κάμψη υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl}}{\gamma_{M0}} \quad (6.11)$$

Για κατηγορίες διατομής I ή II η ροπή αντίστασης της διατομής λαμβάνεται ίση με την πλαστική ροπή αντίστασης.

#### Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα (My)

Η περιβάλλουσα των ροπών για τον κρίσιμο συνδυασμό δράσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.3.



**Σχήμα 6.3** Περιβάλλουσα ροπών My κύριων δοκών [kNm]

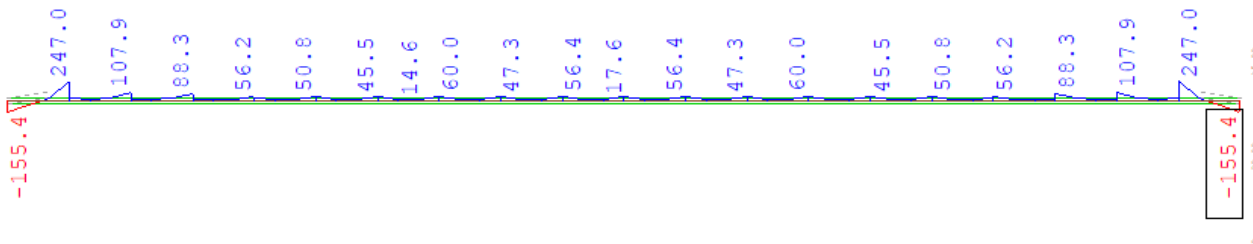
Ο έλεγχος της διατομής σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα παρουσιάζεται στον Πίνακα 6.10.

**Πίνακας 6.10** Έλεγχος διατομής σε ροπή περί τον ισχυρό άξονα

$W_{y,pl}(m^3)$	0.0098
$M_{pl,y,Rd}(kN)$	3500
$M_{y,Ed}(kN)$	1190
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK- 34.00%</b>

### Κάμψη περί τον ασθενή άξονα (Mz)

Η περιβάλλουσα των ροπών περί τον ασθενή άξονα της διατομής για τον κρίσιμο συνδυασμό δράσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.4.



**Σχήμα 6.4** Διάγραμμα ροπών Mz κύριων δοκών [kNm]

Από το Σχήμα 6.4 παρατηρείται ότι στις περιοχές κοντά στην σύνδεση της δοκού με τα τόξα αναπτύσσονται οι μέγιστες ροπές περί τον ασθενή άξονα της διατομής. Η ανάπτυξη ροπών περί τον ασθενή άξονα οφείλεται στη γεωμετρία της κατασκευής (κεκλιμένα τόξα) και στην συνισταμένη των φορτίων που μεταφέρονται στον ελκυστήρα. Ο έλεγχος της διατομής σε κάμψη περί τον ασθενή άξονα παρουσιάζεται στον Πίνακα 6.11.

**Πίνακας 6.11** Έλεγχος διατομής σε ροπή περί τον ασθενή άξονα

$W_{pl,z}$ (m <sup>3</sup> )	0.0010
$M_{pl,z,Rd}$ (kN)	247.00
$M_{z,Ed}$ (kN)	369.97
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK - 66.76 %</b>

Κατά τη μοντελοποίηση δεν λαμβάνεται υπόψη η κατάλληλη διαμόρφωση της δοκού στις περιοχές των συνδέσεων με τα τόξα, συνεπώς τα αποτελέσματα της ανάλυσης λαμβάνονται συντηρητικά.

#### 6.2.6 Έλεγχος μονοαξονικής κάμψης και αξονικής δύναμης

Η αντοχή των μελών σε κάμψη υπό την επιρροή της αξονικής δύναμης υπολογίζεται από σχέση:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1 - n}{1 - 0.5 \times a} \quad (6.12)$$

για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα. Ο όρος  $n$  αναφέρεται στο λόγο  $N_{Ed}/N_{pl,Rd}$  και ο όρος  $a$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$a = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} \quad (6.13)$$

Η καμπτική αντοχή της διατομής περί τον ασθενή άξονα για  $a < n$  προκύπτει:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$



Τα αποτελέσματα από την αλληλεπίδραση κάμψης και αξονικής δύναμης στους ελκυστήρες για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσης παρουσιάζονται στους Πίνακες 6.12 και 6.13.

**Πίνακας 6.12** Έλεγχος διατομής υπό την δράση κάμψης και αξονικής δύναμης (κάμψη περί τον άξονα y)

n	0.54
a	0.36
$M_{Ed,y}$ (kNm)	1190.00
$M_{pl,y,Rd}$ (kNm)	1958.31
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK- 60.77 %</b>

**Πίνακας 6.13** Έλεγχος διατομής υπό την δράση κάμψης και αξονικής δύναμης (κάμψη περί τον άξονα z)

$M_{Ed,z}$ (kNm)	247.00
$M_{N,,z,Rd}$ (kNm)	369.97
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK- 66.76 %</b>

### 6.2.7 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη

Ο έλεγχος της διατομής σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad (6.14)$$

Οι συντελεστές α και β για διατομές μορφής I προκύπτουν:

$$a = 2$$

$$\beta = 5 \times n$$

Στον Πίνακα 6.14 παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα από τον έλεγχο της κρίσιμης διατομής σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη.

**Πίνακας 6.14** Έλεγχος σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη

Διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη	
a	2
β	2.71
$M_{N,y,Rd}$ (kNm)	1958.31
$M_{N,z,Rd}$ (kNm)	369.97
Έλεγχος-Ποσοστό αξιοποίησης	OK – 70.43 %

### 6.3 Διαστασιολόγηση τυπικής σύμμικτης διαδοκίδας

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων διαδοκίδων πραγματοποιείται με τη βοήθεια του λογισμικού SOFiSTiK στο οποίο ορίζεται η γεωμετρία των δοκών για κάθε φάση κατασκευής με τα αντίστοιχα φορτία και υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού.

#### 6.3.1 Συνεργαζόμενο πλάτος

Οι διαδοκίδες σχεδιάζονται κατάλληλα ούτως ώστε να εξασφαλίζεται η συνεργασία του χαλύβδινου τμήματος με την πλάκα σκυροδέματος μέσω διατμητικής σύνδεσης. Λόγω της διάταξής τους κατά μήκος του καταστρώματος, οι διαδοκίδες ισαπέχουν μεταξύ τους επομένως έχουν το ίδιο συνεργαζόμενο πλάτος. Εξάιρεση αποτελούν οι διαδοκίδες αρχής και τέλους καθώς η επιφάνεια του σκυροδέματος που αντιστοιχεί σε αυτές είναι μικρότερη. Πιο συγκεκριμένα όσον αφορά τις ενδιάμεσες διαδοκίδες το συνεργαζόμενο πλάτος υπολογίζεται από τη σχέση:

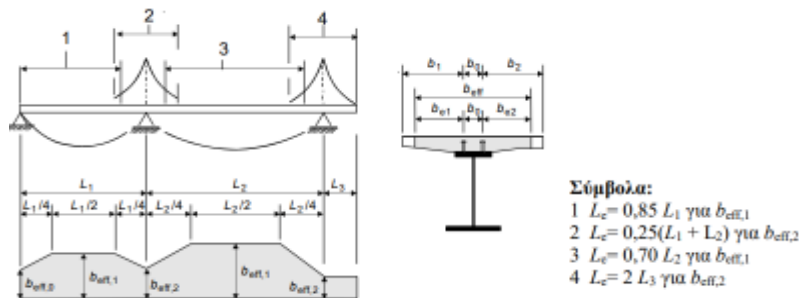
$$b_{eff} = b_o + \sum \beta_i \times b_{ei} \quad (6.15)$$

όπου:

$b_o$  η απόσταση μεταξύ των εξωτερικών διατμητικών ήλων (λαμβάνεται 0 επί το δυσμενέστερο)

$b_i$  η απόσταση του ακραίου συνδέσμου από το μέσον μεταξύ δοκών ή από το άκρο

$\beta_i = 1.0$



**Σχήμα 6.5** Ισοδύναμα ανοίγματα για τον υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους σύμμικτων δοκών (EN 1994-2).

Το συνεργαζόμενο πλάτος των ενδιάμεσων διαδοκίδων λαμβάνεται απλοποιητικά ίσο με:

$$b_{\text{eff}} = 2 \times b_i = 3\text{m}$$

Για τις ακραίες διαδοκίδες το συνεργαζόμενο πλάτος λαμβάνεται ίσο με:

$$b_{\text{eff}} = b_i = 1.5\text{m}$$

### 6.3.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής

Λόγω των διαφορετικών φάσεων κατασκευής, η τυπική διαδοκίδα εξετάζεται στη φάση κατασκευής πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος ως αμιγώς χαλύβδινη, ενώ μετά τη σκλήρυνση ως σύμμικτη. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της αμιγώς χαλύβδινης διατομής παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.15.

**Πίνακας 6.15** Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλύβδινης διατομής

<b>Αμιγώς χαλύβδινη διατομή</b>	
$h_{\text{tot}}(\text{m})$	0.60
$h_w(\text{m})$	0.54
$t_w(\text{m})$	0.015
$b_f(\text{mm})$	0.40
$t_f(\text{mm})$	0.030
$A_a(\text{m}^2)$	0.0321
$I_{y,a}(\text{m}^4)$	0.0021

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της αρηγμάτωτης σύμμικτης διατομής παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.16.

**Πίνακας 6.16** Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τυπικής σύμμικτης διατομής

<b>Σύμμικτη διατομή</b>	
$h_{\text{slab,tot}}(\text{m})$	0.35
$h_c(\text{m})$	0.25
$b_{\text{eff}}(\text{m})$	3.00
$A_{\text{comp}}(\text{m}^2)$	0.183
$I_{y,\text{comp}}(\text{m}^4)$	0.0089

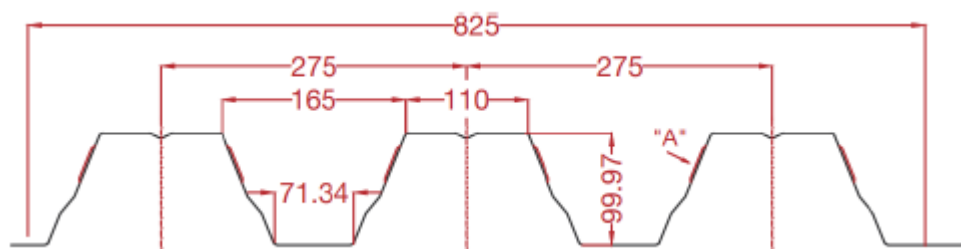
### 6.3.3 Σχεδιασμός χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής

Το χαλυβδόφυλλο κατά τη φάση κατασκευής λειτουργεί ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα παραλαμβάνοντας πέραν του ίδιου βάρους του σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης κατά τη φάση σκυροδέτησης. Στην περίπτωση των σύμμικτων γεφυρών το χαλυβδόφυλλο λόγω της έκθεσης στο εξωτερικό περιβάλλον κινδυνεύει από προβλήματα διαβρώσεως, συνεπώς κατά τη φάση λειτουργίας δεν αποτελεί στοιχείο αντοχής και δεν λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά του στη λειτουργία της πλάκας. Κατά τη φάση λειτουργίας, το τμήμα της πλάκας που λαμβάνεται υπόψη είναι μόνο το συμπαγές τμήμα πάνω από το χαλυβδόφυλλο, ενώ αγνοείται και το τμήμα του σκυροδέματος στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου.

Τα χαλυβδόφυλλα ελέγχονται κατά τη φάση κατασκευής σε ΟΚΑ και ΟΚΛ και για τον έλεγχο τους χρησιμοποιούνται πίνακες με τα μέγιστα φορτία που μπορούν να φέρουν. Στις σύμμικτες γέφυρες τα χαλυβδόφυλλα διακόπτονται στις διαδοκίδες και λειτουργούν αμφιέριστα ώστε να είναι δυνατή η συγκόλληση των διατμητικών ήλων στο άνω πέλμα των διαδοκίδων.

#### 6.3.3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Για το κατάστρωμα της υπό μελέτη γέφυρας χρησιμοποιείται το χαλυβδόφυλλο SYMDECK100, το οποίο αποτελεί ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος και κατασκευάζεται με πάχος 1.50 mm (S320), ίσο με το ελάχιστο που ορίζουν οι κανονισμοί για τη χρήση χαλυβδόφυλλων σε γέφυρες.



Σχήμα 6.6 Τυπικό προφίλ χαλυβδόφυλλου SYMDECK 100

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του επιλεγθέντος χαλυβδόφυλλου παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.17.

Πίνακας 6.17 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου

Χαλυβδόφυλλο SYMDECK 100	
t(mm)	1.50
G (kg/m <sup>2</sup> )	17.84
A(cm <sup>2</sup> /m)	21.97
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> /m)	340.47
W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	75.66

Για την επιλογή της κατάλληλης διατομής λαμβάνεται υπόψη το ισοδύναμο πάχος της πλάκας σκυροδέματος, η εξασφάλιση του θλιβόμενου πέλματος και η επάρκεια των διαδοκίδων σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό χωρίς την χρήση εγκάρσιων συνδέσμων ή υποστρώσεων.

Το αρχικό πάχος της πλάκας μαζί με το χαλυβδόφυλλο θεωρείται ίσο με 35cm, ενώ το πάχος της συμπαγούς πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο ίσο με 25cm. Για τους υπολογισμούς, το ισοδύναμο πάχος της πλάκας είναι ίσο με:

$$h_{c,tot} = h_c + \frac{(b_s + b_b) \times \frac{h_p}{2}}{h_{pitch}} \quad (6.16)$$

όπου:

- $h_c$  το πάχος της συμπαγούς πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο
- $b_s$  το πλάτος αυλάκωσης στην άνω στάθμη αυλάκωσης του χαλυβδόφυλλου
- $b_b$  το πλάτος αυλάκωσης στην κάτω στάθμη αυλάκωσης του χαλυβδόφυλλου
- $h_p$  το ύψος του χαλυβδόφυλλου (μέση επιφάνεια)
- $h_{pitch}$  το πλάτος φατνώματος του χαλυβδόφυλλου

Από τη σχέση 6.13 προκύπτει:

$$h_{c,tot} = 250 + \frac{(165 + 71.34) \times \frac{98.5}{2}}{275} = 292 \cong 300\text{mm}$$

### 6.3.3.2 Θεωρητικό άνοιγμα χαλυβδόφυλλων

Τα χαλυβδόφυλλα εδράζονται στο άνω πέλμα των διαδοκίδων κατά 60 mm και σχεδιάζονται ως αμφιέριστες δοκοί θεωρητικούς μήκους:

$$l_{eff} = l_{net} + 2 \times l_{bs} \quad (6.17)$$

όπου:

- $l_{net}$  η καθαρή απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων ( $= l_{\delta\iota\alpha\delta/\delta\omega\nu} - b_{\delta\iota\alpha\delta/\delta\alpha\varsigma}$ )
- $l_{bs}$  το μήκος έδρασης των χαλυβδόφυλλων στις διαδοκίδες

Το θεωρητικό άνοιγμα του χαλυβδόφυλλου είναι:

$$l_{eff} = (3000 - 400) + 2 \times 60 = 2720 \text{ mm}$$

### 6.3.3.3 Έλεγχος φορτίων σχεδιασμού

Τα φορτία σχεδιασμού που λαμβάνονται στη φάση κατασκευής είναι το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου, το ίδιο βάρος της πλάκας νωπού σκυροδέματος και τα πρόσθετα φορτία διάστρωσης. Το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου με την προσαύξηση λόγω επικαλύψεων προκύπτει:

$$g_{\text{sheet}} = 18 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.22 \text{ kN/m}^2$$

Το βάρος του νωπού σκυροδέματος της πλάκας είναι ίσο με:

$$g_{\text{slab}} = \gamma_{\text{c,wet}} \times h_{\text{c,tot}} = 26 \times 0.3 = 7.8 \text{ kN/m}^2$$

Το πρόσθετο φορτίο διάστρωσης ( $q_2$ ) λαμβάνεται ίσο με  $1.5 \text{ kN/m}^2$ . Γίνεται η θεώρηση ότι το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος καθώς και τα πρόσθετα φορτία διάστρωσης είναι δυναμικές φορτίσεις, συνεπώς, δρουν επαυξημένα κατά 50% ( $\gamma = 1.5$ ). Από το συνδυασμό δράσης κατά την ΟΚΑ προκύπτει:

$$g_{\text{ULS}} = \gamma_G \times g_{\text{sheet}} + \gamma_Q \times (g_{\text{slab}} + q_2)$$

$$g_{\text{ULS}} = 1.35 \times 0.22 + 1.5 \times (7.8 + 1.5) = 14.24 \text{ kN/m}^2$$

Η μέγιστη ροπή στο άνοιγμα του αμφιέριστου τμήματος του χαλυβδόφυλλου είναι:

$$M_{\text{Ed}} = q_{\text{ULS}} \times \frac{l_{\text{eff}}^2}{8} = 14.24 \times \frac{2.72^2}{8} = 13.16 \text{ kNm/m}$$

Η καμπτική ροπή αντοχής του χαλυβδόφυλλου είναι:

$$M_{y,\text{Rd}} = W_{y,\text{eff}} \times \frac{f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = 75.66 \text{ (cm}^3/\text{m)} \times \frac{32 \text{ (kN/cm}^2\text{)}}{1.00} \times 10^{-2} = 24.21 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Από τον έλεγχο για την καμπτική αντοχή του χαλυβδόφυλλου προκύπτει:

$$M_{\text{Ed}} = 13.16 \text{ kNm/m} < M_{y,\text{Rd}} = 24.21 \text{ kNm/m}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### 6.3.4 Ευστάθεια διαδοκίδας στη φάση σκυροδέτησης

Συχνά παρατηρείται ότι σε θλιβόμενα πέλματα δοκών μορφής I η φόρτιση εντός επιπέδου μπορεί να προκαλέσει και παραμορφώσεις εκτός επιπέδου που οφείλονται σε φαινόμενα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Κατά τη φάση σκυροδέτησης, η διαδοκίδα λειτουργεί ως αμιγώς χαλύβδινη, ενώ λόγω των φορτίων της πλάκας υπόκειται σε κάμψη, με θλίψη του άνω πέλματος και εφελκυσμό του κάτω. Το θλιβόμενο τμήμα της δοκού είναι πιθανό να εμφανίσει παραμορφώσεις εκτός επιπέδου επομένως ελέγχεται η επάρκειά της δοκού σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

#### 6.3.4.1 Κατηγοριοποίηση διατομής

Για το θλιβόμενο πέλμα η κατηγορία διατομής προκύπτει:

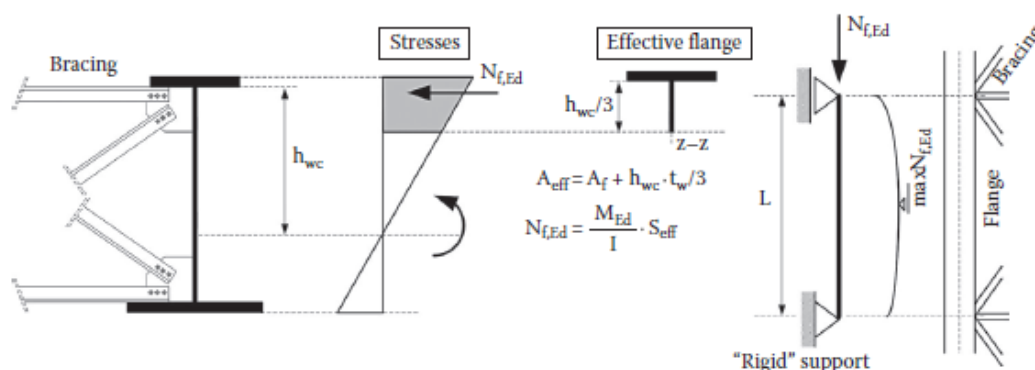
$$\frac{c}{t} = \frac{200}{30} = 6.67 < 10 \times \varepsilon = 8.1$$

Από τον έλεγχο προκύπτει ότι η διατομή είναι κατηγορίας I, συνεπώς ισχύει ο πλαστικός σχεδιασμός:

$$W_{\text{eff}} = W_{\text{pl}} = 0.0079 \text{ m}^3$$

#### 6.3.4.2 Προσεγγιστική μέθοδος-Ακλόνητες στηρίξεις

Για τον περιορισμό φαινομένων στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κατά τη φάση σκυροδέτησης των διαδοκίδων χρησιμοποιούνται εγκάρσιοι σύνδεσμοι σύνδεσης του θλιβόμενου πέλματος με το εφελκυσμένο πέλμα ή πλήρεις οριζόντιοι σύνδεσμοι [1]. Για τον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού θεωρείται ότι το τμήμα της διατομής που υπόκειται σε θλίψη είναι το άνω πέλμα και το 1/3 του κορμού. Ο έλεγχος λυγισμού του μέλους πραγματοποιείται για μήκος λυγισμού μεταξύ των εγκάρσιων πλευρικών στηρίξεων.



**Σχήμα 6.7** Μοντέλο θλιβόμενου πέλματος ολόσωμης δοκού ως υποστύλωμα διατομής ταυ υπό κεντρική θλίψη

Η εξασφάλιση των πλευρικών στηρίξεων επιτυγχάνεται με τη τοποθέτηση δύο οριζόντιων συνδέσμων εγκαρσίως των διαδοκίδων, συνεπώς οι έλεγχοι πραγματοποιούνται με ελεύθερο μήκος μεταξύ των στηρίξεων ίσο με 5.70 m. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του θλιβόμενου τμήματος της διατομής ελέγχου παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.18.

**Πίνακας 6.18** Γεωμετρικά χαρακτηριστικά θλιβόμενου τμήματος (διατομή ταυ)

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής T	
$z_T(\text{m})$	0.034
$z_{\text{eff}}(\text{m})$	0.30
$A_T(\text{m}^2)$	0.012
$S_T(\text{m}^3)$	0.0039
$I_{T,z}(\text{m}^4)$	$1.6 \times 10^{-4}$

Για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής χρησιμοποιούνται οι σχέσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1993-1-1 [19].

$$\max N_{f,Ed} < \chi_{LT} \times \frac{A_T \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad (6.18)$$

όπου:

$A_T$  το εμβαδό της θλιβόμενης επιφάνειας

$\chi_{LT}$  ο μειωτικός συντελεστής ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (6.19)$$

με  $\overline{\lambda_{LT}} = \overline{\lambda_{op}}$ . Ο όρος  $\Phi_{LT}$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + a \times (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}^2}] \quad (6.20)$$

ο συντελεστής  $a$  λαμβάνεται ίσος με 0.49 για καμπύλη λυγισμού  $a$ . Η ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda_{LT}$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{f_y \times A_T}{N_{cr}}} \quad (6.21)$$

όπου:

$N_{cr}$  το κρίσιμο φορτίο Euler του υποστρώματος για εκτός επιπέδου λυγισμό, το οποίο υπολογίζεται από τη σχέση:

$$N_{cr} = \frac{\pi \times E \times I_{T,z}}{L^2} \quad (6.22)$$



Η θλιπτική δύναμη που δρά στη ράβδο ( $N_{f,Ed}$ ) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$N_{f,Ed} = \frac{M_{Ed} \times S_T}{I_{Tz}} \quad (6.23)$$

Στον Πίνακα 6.19 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τον έλεγχο ευστάθειας για την κρίσιμη διαδοκίδα.

**Πίνακας 6.19** Έλεγχος ευστάθειας διαδοκίδας στη φάση σκυροδέτησης

Έλεγχος διαδοκίδας στη φάση σκυροδέτησης	
$M_{Ed}$ (kNm)	1150
$N_{cr}$ (kN)	10330.49
$\lambda_{LT}$	0.71
a (καμπύλη α)	0.49
$\Phi_{LT}$	0.93
$\chi_{LT}$	0.66
$N_{b,Rd}$ (kN)	3430.11
$N_{f,Ed}$ (kN)	2091.17
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK – 60.97%</b>

Από τα αποτελέσματα που προκύπτουν, γίνεται αντιληπτό ότι οι εγκάρσιοι οριζόντιοι σύνδεσμοι προσφέρουν την απαραίτητη εξασφάλιση των διαδοκίδων έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

### 6.3.5 Έλεγχος διαδοκίδας σε κάμψη

Για τον έλεγχο επάρκειας της σύμμικτης διαδοκίδας στην ΟΚΑ υπολογίζεται η περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών που προκύπτει για τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσης. Για κάθε φάση κατασκευής εξετάζονται τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται και πραγματοποιείται ο έλεγχος της διατομής στη φάση λειτουργίας. Στην πρώτη φάση κατασκευής, η διαδοκίδα αποτελείται από το αμιγώς χαλύβδινο τμήμα της και τα φορτία που δρουν σε αυτή είναι το βάρος του χαλυβδόφυλλου και το βάρος του νωπού σκυροδέματος. Μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος και την αποκατάσταση της σύμμικτης λειτουργίας της δοκού στα φορτία σχεδιασμού λαμβάνονται υπόψη και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία της επιδομής καθώς και τα φορτία κυκλοφορίας.

### 6.3.5.1 Έλεγχος στη φάση κατασκευής

Η ροπή αντοχής της αμιγώς χαλύβδινης διατομής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{f_y \times W_{y,a}}{\gamma_{M0}} \quad (6.24)$$

Στη φάση κατασκευής, τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στις διαδοκίδες προκύπτουν από τον συνδυασμό φόρτισης:

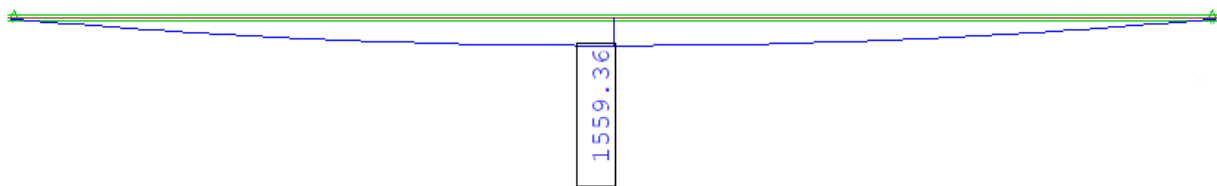
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_Q \times Q_{c,k}$$

Το συνολικό φορτίο των δοκών στη φάση κατασκευής είναι:

$$q_{\text{διαδ/δων}} = 1.35 \times (G_a + G_{\text{sheet}}) + 1.5 \times (G_{\text{slab,wet}} + q_2)$$

$$g_{\text{διαδ/δων}} = 1.35 \times (2.39 + 0.66) + 1.5 \times (23.4 + 4.5) = 45.96 \text{ kN/m}$$

Οι ροπές κάμψης που αναπτύσσονται στην κρίσιμη διαδοκίδα για τον συνδυασμό δράσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.8.



**Σχήμα 6.8** Διάγραμμα ροπών κάμψης  $M_y$  διαδοκίδων [kNm] (φάση κατασκευής)

Στον Πίνακα 6.20 παρουσιάζεται ο έλεγχος της αμιγώς χαλύβδινης διατομής σε κάμψη για τα δεδομένα εντατικά μεγέθη.

**Πίνακας 6.20** Έλεγχος χαλύβδινης διατομής σε κάμψη

$W_{y,pl}(\text{m}^3)$	0.0079
$M_{pl,yRd}(\text{kNm})$	2660
$M_{y,Ed}(\text{kNm})$	1559.36
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK- 58.64%</b>

### 6.3.5.2 Έλεγχος στη φάση λειτουργίας

#### Προσδιορισμός πλαστικού ουδέτερου άξονα σύμμικτης διατομής

Κατά τη φάση λειτουργίας η διαδοκίδα αποκτά την σύμμικτη λειτουργία της, συνεπώς ο έλεγχος της καμπτικής αντοχής αφορά το σύνολο της διατομής. Για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής της σύμμικτης διατομής προσδιορίζεται αρχικά η θέση του ουδέτερου άξονα της. Γίνεται η θεώρηση ότι η διατομή είναι κατηγορίας I ή II (πλαστική ανάλυση) και ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος. Η θλιπτική δύναμη της πλάκας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$D = 0.85 \times f_{cd} \times x_{pl} \times b_{eff} \quad (6.25)$$

Αντίστοιχα, η εφελκυστική δύναμη της χαλύβδινης διατομής είναι:

$$Z = f_{yd} \times A_a \quad (6.26)$$

Θεωρώντας ισορροπία δυνάμεων ( $D = Z$ ) και λύνοντας ως προς  $x_{pl}$  προκύπτει:

$$x_{pl} = 0.19 \text{ m}$$

Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του συμπαγούς τμήματος της πλάκας σκυροδέματος.

#### Ροπή αντοχής σύμμικτης διατομής

Η ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής, δεδομένου ότι ο πλαστικός ουδέτερος άξονας είναι εντός της πλάκας σκυροδέματος, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M0}} \times \left( h_a + h_t - \frac{x_{pl}}{2} \right) \quad (6.27)$$

όπου:

- $A_a$  η επιφάνεια της χαλύβδινης διατομής
- $h_a$  το ύψος της χαλύβδινης διατομής
- $h_t$  το πάχος της πλάκας σκυροδέματος

#### Συνδυασμός δράσης και έλεγχος επάρκειας

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός δράσης στην ΟΚΑ για τον οποίο υπολογίζεται η περιβάλλουσα των μεγεθών σχεδιασμού είναι:

$$1.35 \times G'' + 1.35 \times Q'' + 0.9 \times T$$

Τα τελικά εντατικά μεγέθη για τα οποία γίνεται ο έλεγχος της διατομής στην ΟΚΑ προκύπτουν με επαλληλία των εντατικών μεγεθών από τα φορτία της φάσης λειτουργίας και τα φορτία της φάσης κατασκευής. Τα εντατικά μεγέθη από τις επιμέρους δράσεις και ο έλεγχος της διατομής σε κάμψη παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.21.

**Πίνακας 6.21** Έλεγχος σύμμικτης διατομής σε κάμψη

$M_{1.35 \times G}$ (kNm)	1559.36
$M_{1.35 \times G2}$ (kNm)	630
$M_{1.35 \times Q}$ (kNm)	1305
$M_{0.9 \times T}$ (kNm)	$\approx 0$
$M_{y,Ed,ULS}$ (kNm)	3494
$M_{pl,y,Rd}$ (kNm)	4036.36
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK – 63.91 %</b>

## 6.4 Διαστασιολόγηση πλάκας σκυροδέματος

### 6.4.1 Μεμβρανικές δυνάμεις πλάκας

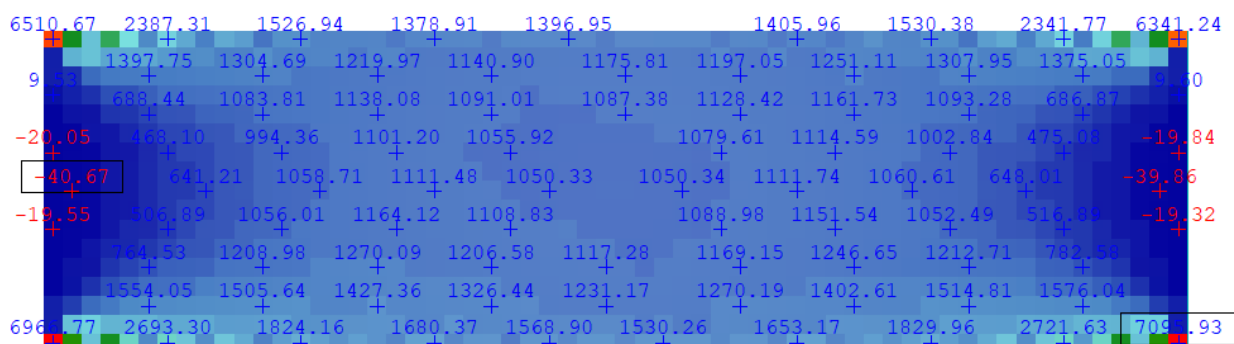
Για τη διαστασιολόγηση της πλάκας σκυροδέματος χρησιμοποιείται το μοντέλο στο οποίο η πλάκα προσομοιώνεται με επιφανειακά στοιχεία, ενώ οι διαδοκίδες προσομοιώνονται ως αμιγώς χαλύβδινες με γραμμικά στοιχεία δοκού. Το συνολικό ύψος της πλάκας είναι 35cm και το συμπαγές τμήμα της πάνω από το χαλυβδόφυλλο 25cm. Το ισοδύναμο πάχος της πλάκας που λαμβάνεται στην προσομοίωση είναι:

$$h_{\text{ισοδ}} = 30\text{cm}$$

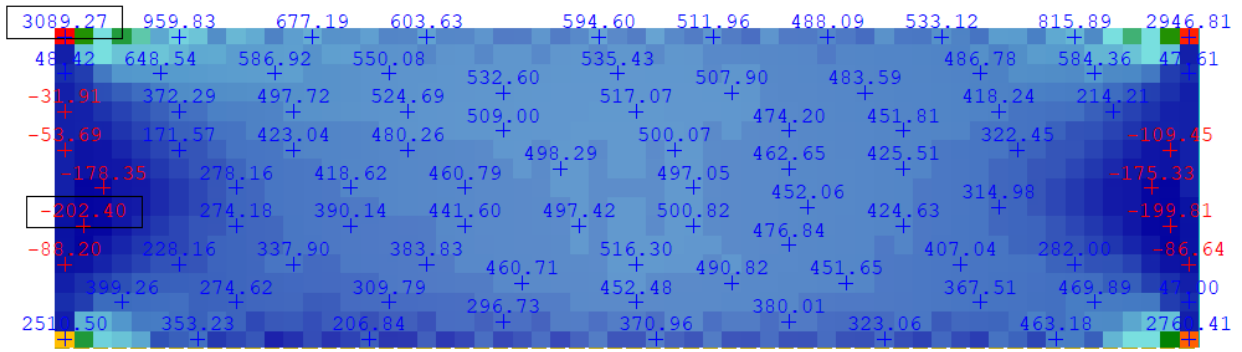
Η πλάκα διαστασιολογείται στην ΟΚΑ για τον συνδυασμό δράσης:

$$1.35 \times G + " 1.35 \times Q + " 0.9 \times T$$

Λόγω του στατικού συστήματος, στην πλάκα σκυροδέματος αναπτύσσονται εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις κατά την διαμήκη διεύθυνση. Στα Σχήματα 6.9 και 6.10 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες των αξονικών μεμβρανικών δυνάμεων ( $n_{xx}$ ) στην πλάκα του καταστρώματος.

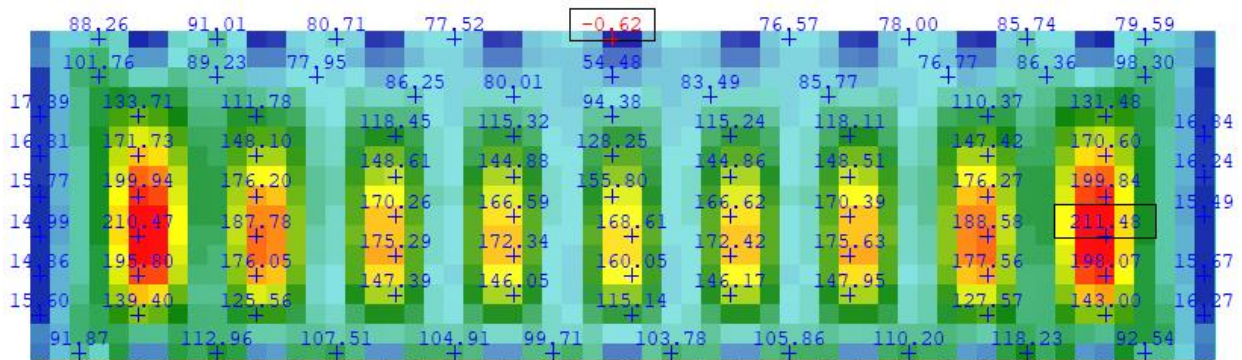


**Σχήμα 6.9** Διάγραμμα αξονικών μεμβρανικών δυνάμεων ( $\max-n_{xx}$ ) [kN]

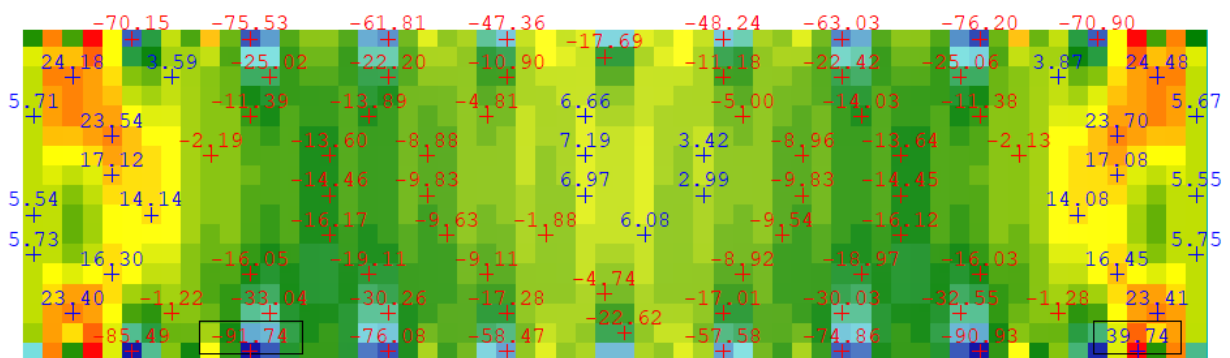


Σχήμα 6.10 Διάγραμμα αξονικών μεμβρανικών δυνάμεων ( $\min-n_{xx}$ ) [kN]

Γίνεται αντιληπτό ότι στις τέσσερις γωνίες της πλάκας αναπτύσσονται σημαντικές εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις οι οποίες δεν ανταποκρίνονται στην πραγματική συμπεριφορά της πλάκας, συνεπώς αγνοούνται σε αυτό το επίπεδο μελέτης. Επιπλέον, στην αρχή και το πέρας του καταστρώματος παρατηρείται η ανάπτυξη αξονικών θλιπτικών δυνάμεων οι οποίες μειώνονται προς το εσωτερικό του καταστρώματος κατά τη διαμήκη έννοια. Οι καμπτικές ροπές ( $m_{xx}$ ) που αναπτύσσονται κατά τη διαμήκη διεύθυνση από τα φορτία σχεδιασμού παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.11 και 6.12.



Σχήμα 6.11 Διάγραμμα μέγιστων καμπτικών ροπών ( $\max-m_{xx}$ ) [kNm/m]



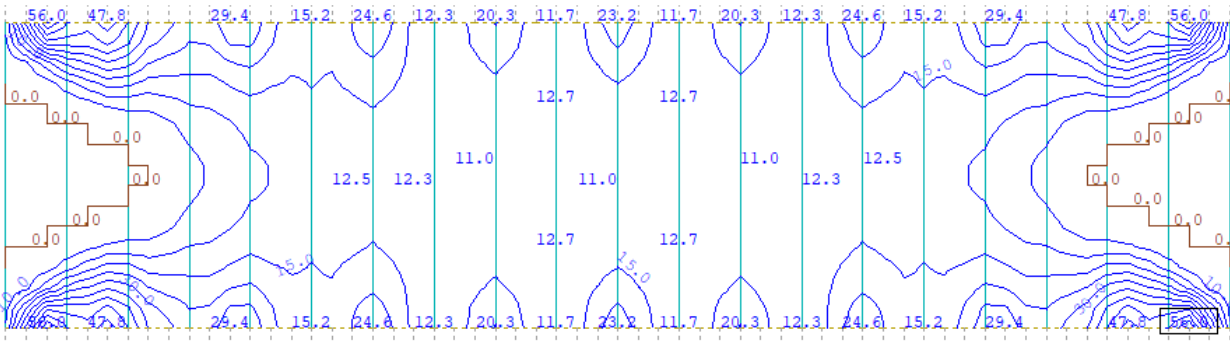
Σχήμα 6.12 Διάγραμμα ελάχιστων καμπτικών ροπών ( $\min-m_{xx}$ ) [kNm/m]

## 6.4.2 Οπλισμοί πλάκας

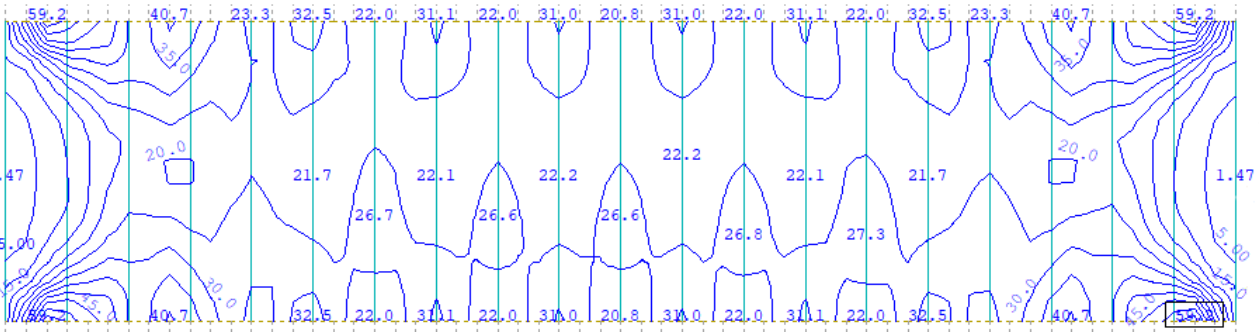
Ο υπολογισμός των οπλισμών στην άνω και κάτω παρειά της πλάκας γίνεται από το πρόγραμμα ανάλυσης. Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στις περιοχές γύρω από τις τέσσερις γωνίες της πλάκας οφείλονται σε τοπικά φαινόμενα τα οποία έχουν αγνοηθεί για τις ανάγκες της προμελέτης. Για τον υπολογισμό του απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού εξετάζεται το τμήμα της πλάκας από την δεύτερη μέχρι την εικοστή διαδοκίδα της γέφυρας

### Διαμήκεις οπλισμοί πλάκας

Οι απαιτήσεις του διαμήκους οπλισμού για την άνω και κάτω παρειά της πλάκας σκυροδέματος παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.13 και 6.14.



**Σχήμα 6.13** Απαιτήσεις διαμήκους οπλισμού άνω παρειάς (cm<sup>2</sup>/m)



**Σχήμα 6.14** Απαιτήσεις διαμήκους οπλισμού κάτω παρειάς (cm<sup>2</sup>/m)

Απο τα Σχήματα 6.13 και 6.14 για την άνω και κάτω παρειά της πλάκας γίνεται αντιληπτό ότι η απαιτήσες οπλισμού αυξάνονται στα άκρα του καταστρώματος κοντά στους ελκυστήρες, ενώ στο μέσον του καταστρώματος είτε δεν υπάρχει μεγάλη απαίτηση οπλισμού (άνω πέλμα) είτε είναι μικρότερη συγκριτικά (κάτω πέλμα). Ο οπλισμός που τοποθετείται υπολογίζεται με τη θεώρηση ότι η πλάκα οπλίζεται σε δύο ζώνες ανά παρειά.

### Ελάχιστοι οπλισμοί σύμμικτων διαδοκίδων

Ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός της πλάκας ορίζεται σύμφωνα με τον EN 1994-2 [10] καθώς αποτελεί τον ελάχιστο εγκάρσιο οπλισμό των σύμμικτων διαδοκίδων. Ο οπλισμός που απαιτείται προσδιορίζεται μέσω του γεωμετρικού ποσοστού του εγκάρσιου οπλισμού από τη σχέση:

$$\rho_{w,\min} = 0.08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ysk}} \quad (6.28)$$

Το γεωμετρικό ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού μπορεί να ορισθεί και ως:

$$\rho_{w\min} = \left( \frac{A_{sf}}{s_f \times h_c} \right)_{\min} \quad (6.29)$$

Από τις σχέσεις 6.28 και 6.29 ο ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός των διαδοκίδων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\left( \frac{A_{sf}}{s_f} \right)_{\min} = \rho_{w,\min} \times h_c \quad (6.30)$$

Στη σχέσεις 6.28 και 6.29 ο όρος  $f_{ck}$  αναφέρεται στη χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, ο όρος  $f_{ysk}$  στη χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή του εγκάρσιου οπλισμού, ο όρος  $A_{sf}$  στο εμβαδό της διατομής της ράβδου του εγκάρσιου οπλισμού και ο όρος  $s_f$  στην απόσταση μεταξύ των εγκάρσιων ράβδων. Ο ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός των διαδοκίδων προσδιορίζεται από τον Πίνακα 6.22.

**Πίνακας 6.22** Υπολογισμός ελάχιστου εγκάρσιου οπλισμού διαδοκίδων

Ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός διαδοκίδων	
$h_c$ (m)	0.30
$f_{ck}$ (MPa)	35
$f_{ysk}$ (MPa)	500
$\rho_{w,\min}$	$9.47 \times 10^{-4}$
$(A_{sf}/s_f)_{\min}$	$2.83 \times 10^{-4}$
$s_f$ (m)	0.25
$A_{sf}$ (cm <sup>2</sup> /m)	3.14
<b>Οπλισμοί</b>	<b>Ø10/250</b>

## Τοποθετούμενος οπλισμός

Οι διαμήκεις οπλισμοί που τοποθετούνται στην άνω και κάτω παρειά της πλάκας σκυροδέματος παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα 6.23.

**Πίνακας 6.23** Διαμήκεις τοποθετούμενοι οπλισμοί πλάκας σκυροδέματος

<b>Άνω παρειά</b>	<b>Κάτω παρειά</b>
Ζώνη Α ( $\pm 3\text{m}$ από τους ελκυστήρες)	
$\varnothing 25/140$	$\varnothing 25/110$
Ζώνη Β (απομένουσα επιφάνεια)	
$\varnothing 25/250$	$\varnothing 25/140$
Ελάχιστοι οπλισμοί	
$\varnothing 10/250$	

Στους οπλισμούς συμπεριλαμβάνονται και οι απαιτούμενοι οπλισμοί για τη διατμητική κάλυψη της πλάκα.

## **6.5 Διαστασιολόγηση τόξων**

### **6.5.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά**

Τα τόξα διαμορφώνονται από κυκλική διατομή CHS 813x36 σε όλο το ανάπτυγμά τους. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της επιλεγθείσας διατομής παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.24.

**Πίνακας 6.24** Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής CHS 813x36

<b>Διατομή τόξων (CHS 813x36)</b>	
D(m)	0.813
t(m)	0.036
A(m <sup>2</sup> )	0.0878
W <sub>pl</sub> (m <sup>3</sup> )	0.022
I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	0.0665



## 6.5.2 Έλεγχοι σε επίπεδο διατομής

### 6.5.2.1 Έλεγχος σε αξονική θλιπτική δύναμη

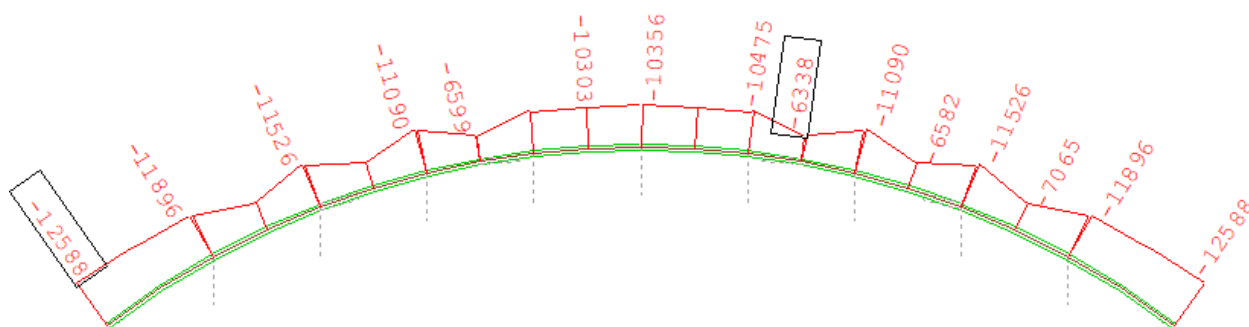
Τα τόξα σχεδιάζονται λαμβάνοντας υπόψη ότι αποτελούν στοιχεία που υπόκεινται σε μεγάλα θλιπτικά φορτία τα οποία μεγιστοποιούνται στις στηρίξεις. Η αντοχή των τόξων σε θλίψη υπολογίζεται από τη σχέση:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.31)$$

για διατομές κατηγορίας I,II ή III. Ο κρίσιμος συνδυασμός δράσης από τον οποίο προκύπτει η μέγιστη θλιπτική δύναμη στα τόξα είναι:

$$1.35 \times G'' + "1.35 \times Q" + "1.5 \times 0.6 \times T$$

Οι μέγιστες θλιπτικές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά μήκος του τόξου παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.15.



Σχήμα 6.15 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων τόξου [kN]

Παρατηρείται ότι η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη αναπτύσσεται στις θέσεις σύνδεσης του τόξου με τις κύριες δοκούς. Λόγω της κατάλληλης διαμόρφωσης της σύνδεσης τόξου-ελκυστήρα λαμβάνεται υπόψη η αξονική δύναμη 0.5m πριν το θεωρητικό άκρο του τόξου. Ο έλεγχος αντοχής του τόξου σε αξονική θλιπτική δύναμη παρουσιάζεται συνοπτικά στον Πίνακα 6.25.

Πίνακας 6.25 Έλεγχος διατομής σε αξονική θλιπτική δύναμη

$N_{c,Rd}$ (kN)	31169
$N_{Ed}$ (kN)	12588
Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης	OK- 40.39 %

Γίνεται αντιληπτό ότι η αξιοποίηση της διατομής του τόξου είναι μικρότερη από το 50%. Κατά το σχεδιασμό δεν μπορεί να επιλεγεί διατομή μικρότερων διαστάσεων καθώς κρίσιμος στη διαστασιολόγηση προκύπτει ο έλεγχος σε εκτός επιπέδου λυγισμό.

### 6.5.2.2 Έλεγχος σε διάτμηση

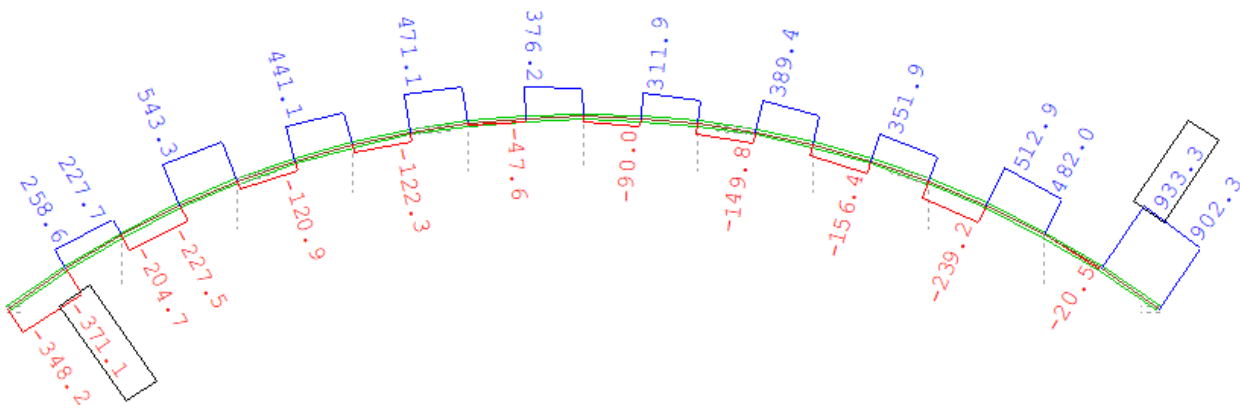
Η αντοχή της διατομής των τόξων σε τέμνουσα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{pl,z,Rd} = V_{pl,y,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad (6.32)$$

Στην ανωτέρω σχέση ο όρος  $A_v$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A_v = \frac{2 \times A}{\pi} \quad (6.33)$$

Για τον κρίσιμο συνδυασμό, οι κατακόρυφες τέμνουσες κατά μήκος του τόξου παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.16.



**Σχήμα 6.16** Διάγραμμα κατακόρυφων τεμνουσών τόξου  $V_z$  [kN]

Ο έλεγχος αντοχής του τόξου σε κατακόρυφη τέμνουσα  $V_z$  παρουσιάζεται συνοπτικά στον Πίνακα 6.26.

**Πίνακας 6.26** Έλεγχος διατομής σε κατακόρυφη τέμνουσα  $V_z$

$A_v$ (m <sup>2</sup> )	0.056
$V_{pl,z,Rd}$ (kN)	11456.24
$V_{z,Ed}$ (kN)	933.30
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK- 8.15%</b>

Σύμφωνα με τους κανονισμούς, για περιπτώσεις  $V_{Ed} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd}$ , δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής. Οι αναπτυσσόμενες τέμνουσες  $V_y$  είναι τάξης μεγέθους μικρότερες από τις κατακόρυφες τέμνουσες  $V_z$ , συνεπώς ο έλεγχος τους παραλείπεται.

### 6.5.2.3 Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

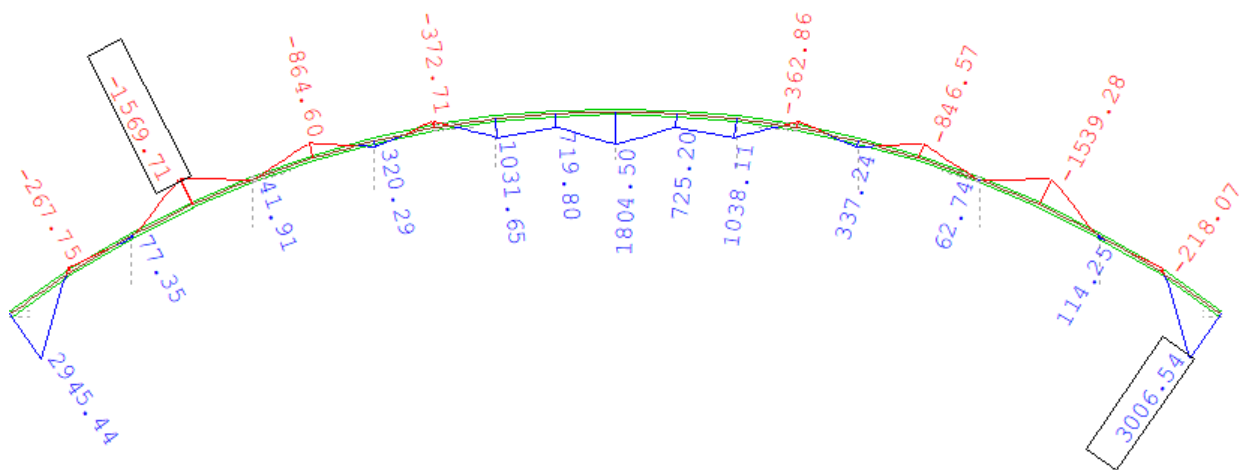
Η αντοχή του τόξου σε μονοαξονική κάμψη περί τον ισχυρό άξονα (y) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.34)$$

Από τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της επιλεγθείσας διατομής προκύπτει ότι η αντοχή του τόξου σε κάμψη περί τον ασθενή άξονα (z) ισούται με την  $M_{pl,z,Rd}$ .

#### Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα

Για τον κρίσιμο συνδυασμό, το διάγραμμα καμπτικών ροών ( $M_{y,Ed}$ ) κατά μήκος του τόξου παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.17.



**Σχήμα 6.17** Διάγραμμα καμπτικών ροών τόξου  $M_y$  [kNm]

Όπως αναμένεται, οι μέγιστες καμπτικές ροπές εμφανίζονται στα άκρα του τόξου, στις περιοχές της σύνδεσης με τον ελκυστήρα. Για τον προσδιορισμό των μέγιστων ροών στο τόξο εξετάζεται η φόρτιση του καταστρώματος με τα φορτία κυκλοφορίας σε όλο το μήκος, στο 50% και στο 40%. Παρόλα αυτά, η μέγιστη ροπή προκύπτει από τη φόρτιση ολόκληρου του καταστρώματος με τα φορτία κυκλοφορίας.

Η μέγιστη ροπή για την οποία πραγματοποιείται ο έλεγχος αντοχής των τόξων είναι η ροπή που αναπτύσσεται 0.5m πριν το θεωρητικό τους άκρο. Στον Πίνακα 6.27 παρουσιάζεται ο έλεγχος της διατομής σε κάμψη ( $M_y$ ).

**Πίνακας 6.27** Έλεγχος διατομής σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ( $M_{y,Ed}$ )

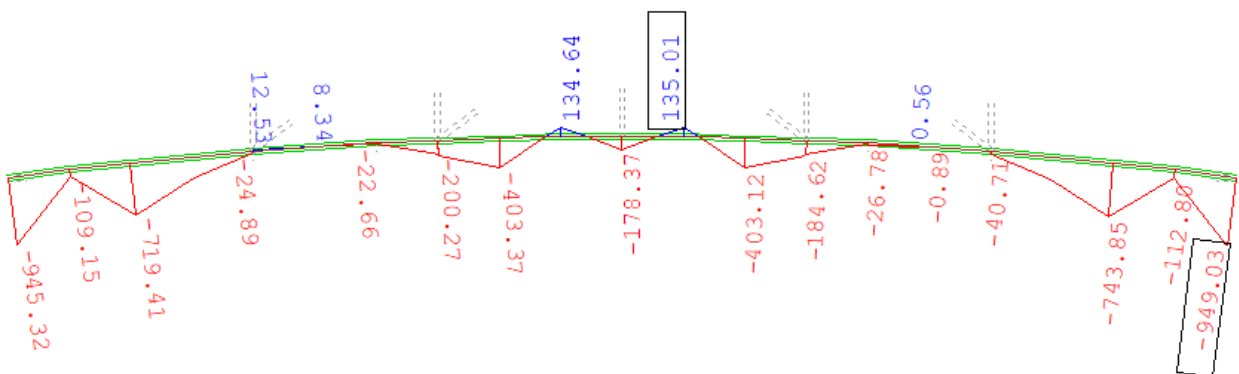
$W_{pl,y}$ (m <sup>3</sup> )	0.022
$M_{pl,y,Rd}$ (kN)	7720.00
$M_{y,Ed}$ (kN)	2505.45
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK- 32.45%</b>

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα

Για τον έλεγχο κάμψης περί τον ασθενή άξονα ισχύουν οι παραδοχές που ακολουθούνται και κατά τον υπολογισμό της ροπής περί τον ισχυρό άξονα. Ο κρίσιμος συνδυασμός δράσης για τον υπολογισμό της καμπτικής ροπής περί τον ασθενή άξονα είναι:

$$1.35G "+" 1.35Q "+" 1.5 \times 0.6 \times W_{\pm x}$$

Στο Σχήμα 6.18 παρουσιάζεται το διάγραμμα ροπών κάμψης του νότιου τόξου περί τον ασθενή άξονα για τον κρίσιμο συνδυασμό δράσης.



**Σχήμα 6.18** Διάγραμμα καμπτικών ροπών τόξου  $M_z$  [kNm]

Στον Πίνακα 6.28 παρουσιάζεται ο έλεγχος της διατομής σε κάμψη ( $M_z$ ).

**Πίνακας 6.28** Έλεγχος διατομής σε ροπή περί τον ασθενή άξονα ( $M_{z,Ed}$ )

$W_{pl,z}$ (m <sup>3</sup> )	0.022
$M_{pl,z,Rd}$ (kN)	7720
$M_{z,Ed}$ (kN)	784
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK- 10.87%</b>

#### 6.5.2.4 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

Όπως αναφέρεται σε προηγούμενη ενότητα, τα τόξα αποτελούν δομικά στοιχεία που υπόκεινται σε σημαντική αξονική θλίψη. Η ανάπτυξη καμπτικών ροπών σε συνδυασμό με την αξονική δύναμη δυσχεραίνει την καμπτική αντοχή του τόξου, συνεπώς ελέγχεται η επιβάρυνση της καμπτικής αντοχής από τη σχέση:

$$M_{pl,N,y,Rd} = M_{pl,N,z,Rd} = M_{pl,Rd} \times \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^{1.7} \right] \quad (6.35)$$

Ο έλεγχος ισχύει και για λοξή κάμψη. Η καμπτική ροπή από διαξονική κάμψη προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$M_{yz,Ed} = \sqrt{M_{y,Ed}^2 + M_{z,Ed}^2} \quad (6.36)$$

Για κάθε περίπτωση παρουσιάζεται ο έλεγχος της καμπτικής αντοχής της επιλεχθείσας διατομής στον Πίνακα 6.29.

**Πίνακας 6.29** Έλεγχος διατομής σε αλληλεπίδραση κάμψης-αξονικής

	<b>Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα-y</b>	<b>Κάμψη περί τον ασθενή άξονα-z</b>	<b>Διαξονική κάμψη</b>
$M_{pl,N,Rd}$ (kNm)	6067.92	6067.92	6067.29
$M_{y,Ed}$ (kNm)	2505.45	–	2505.45
$M_{z,Ed}$ (kN)	–	750.00	750.00
$M_{yz,Ed}$ (kN)	–	–	2615.30
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK- 41.29%</b>	<b>OK- 12.36%</b>	<b>OK- 18.60%</b>

### 6.5.3 Έλεγχοι σε επίπεδο μέλους

#### 6.5.3.1 Ευστάθεια τόξου-Γενική μέθοδος

Η γενική μέθοδος εφαρμόζεται για τον έλεγχο φαινομένων στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σε τοξωτούς φορείς ή φορείς δικτυωμάτων αλλά και ολόσωμων δοκών μορφής I. Η εφαρμογή της μεθόδου επιτυγχάνεται με την κατάλληλη φόρτιση της κατασκευής με εντός επιπέδου φορτία και με στατική επίλυση και γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού για φόρτιση εντός επιπέδου στο τρισδιάστατο προσομοίωμα. Με τη στατική επίλυση, λαμβάνονται υπόψη πιθανές γεωμετρικές ατέλειες εντός επιπέδου, ενώ με την γραμμική ανάλυση λυγισμού αντιμετωπίζονται προβλήματα ευστάθειας για εκτός επιπέδου παραμορφώσεις. Από τη γραμμική ανάλυση λυγισμού προσδιορίζονται οι ιδιοτιμές λυγισμού με τις αντίστοιχες ιδιομορφές τους. Ο συντελεστής  $\alpha_{crit}$  αποτελεί την ιδιοτιμή που αντιστοιχεί στην πρώτη εκτός επιπέδου ιδιομορφή του συστήματος [1]. Κατά την ελαστική ανάλυση, αν για την πρώτη ιδιομορφή λυγισμού εντός επιπέδου ισχύει:

$$\alpha_{crit,ip} < 10$$

τότε εξετάζεται η ανάλυση 2ας τάξης στην κατασκευή. Η ανηγμένη εκτός επιπέδου λυγηρότητα της κατασκευής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{crit}}} \quad (6.37)$$

Στην ανωτέρω σχέση ο όρος  $a_{ult,k}$  είναι ο μεγεθυντικός συντελεστής των φορτίσεων για τον οποίο η πλέον η κρίσιμη διατομή φτάνει στη χαρακτηριστική αντοχή της. Κατά τον EN1993-1-1 [19] η τιμή αυτή μπορεί να υπολογισθεί από το λόγο:

$$a_{ult,k} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \quad (6.38)$$

όπου:

$N_{Rk}$  η χαρακτηριστική αντοχή σε αξονική δύναμη της κρίσιμης διατομής

$M_{Rk}$  η χαρακτηριστική αντοχή σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα της κρίσιμης διατομής

Ο μειωτικός συντελεστής πλευρικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ( $\chi_{op}$ ) προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\chi_{op} = \min(\chi, \chi_{LT}) \quad (6.39)$$

Στην σχέση 6.39 ο όρος  $\chi$  αναφέρεται στο συντελεστή πλευρικού λυγισμού ως προς ασθενή άξονα και ο όρος  $\chi_{LT}$  στο μειωτικό συντελεστή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (6.40)$$

με  $\bar{\lambda}_{LT} = \bar{\lambda}_{op}$ .

Ο όρος  $\Phi_{LT}$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + a \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2] \quad (6.41)$$

Ο συντελεστής ατελειών  $a$  προσδιορίζεται από τον Πίνακα 6.30 για καμπύλη λυγισμού  $c$ .

**Πίνακας 6.30** Συντελεστές ατελειών  $a$  για ευρωπαϊκές καμπύλες λυγισμού

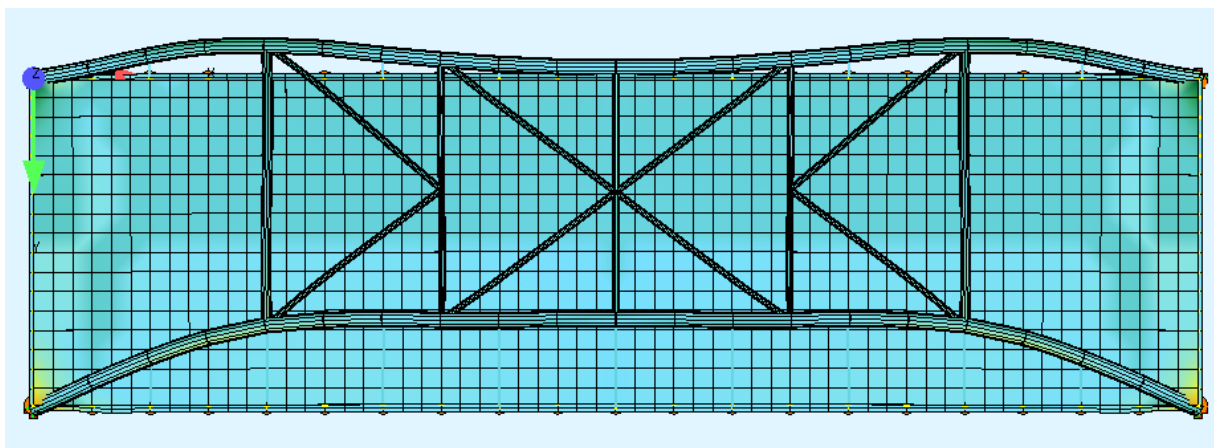
Καμπύλη λυγισμού	$a_0$	$a$	$b$	$c$	$d$
Συντελεστής $a$	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

### Γραμμική Ανάλυση Λυγισμού

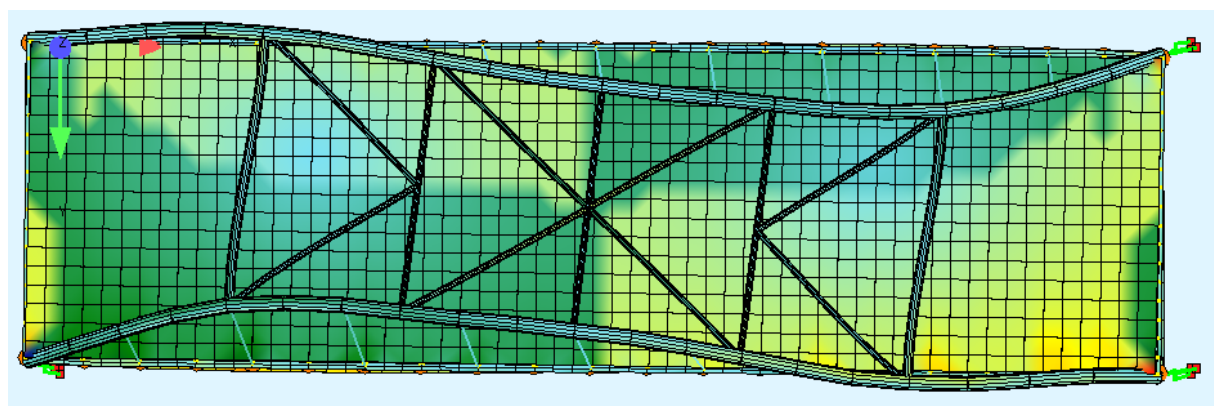
Για τον έλεγχο της ευστάθειας των τόξων της κατασκευής πραγματοποιείται γραμμική ανάλυση λυγισμού στο μοντέλο για τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσης:

$$1.35G + 1.35Q + 1.5 \times 0.6 \times T$$

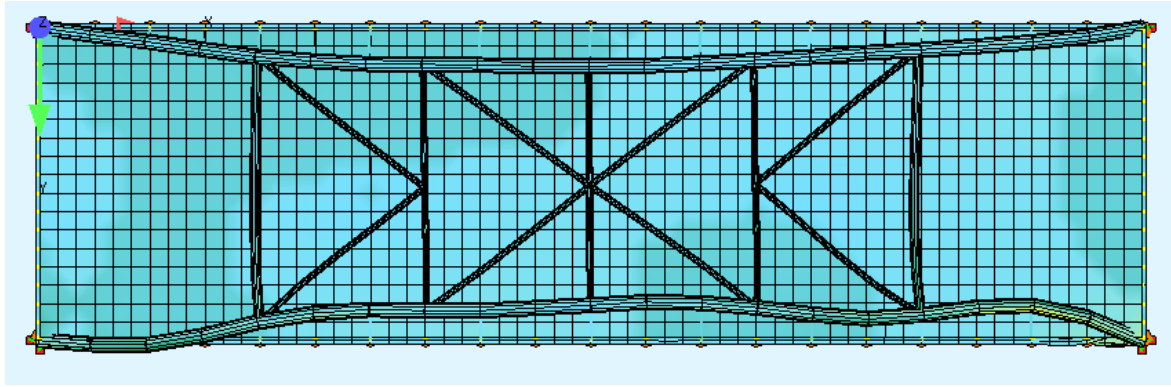
Η κρίσιμη διατομή του τόξου σε λυγισμό είναι στην βάση του αμέσως μετά την κατάλληλα διαμορφωμένη σύνδεση του με τον ελκυστήρα. Από την ανάλυση, οι τρεις πρώτες ιδιομορφές λυγισμού με τους αντίστοιχους συντελεστές  $\alpha_{crit}$  παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.19 έως 6.21.



**Σχήμα 6.19** 1<sup>η</sup> ιδιομορφή γραμμικής ανάλυσης λυγισμού ( $\alpha_{crit} = 7.92$ )



**Σχήμα 6.20** 2<sup>η</sup> ιδιομορφή γραμμικής ανάλυσης λυγισμού ( $\alpha_{crit} = 8.18$ )



**Σχήμα 6.21** 3<sup>η</sup> ιδιομορφή γραμμικής ανάλυσης λυγισμού ( $\alpha_{crit} = 10.07$ )

Από την γραμμική ανάλυση λυγισμού προκύπτει ότι για την πρώτη ιδιομορφή στην οποία παρατηρείται λυγισμός εκτός επιπέδου ο συντελεστής  $\alpha_{crit}$  ισούται με:

$$\alpha_{crit} = 8.02$$

,ενώ για την πρώτη ιδιομορφή εντός επιπέδου ισχύει  $\alpha_{crit} > 10$ , συνεπώς δεν απαιτείται η 2ας τάξης ανάλυση της κατασκευής. Για τον κρίσιμο συνδυασμό για τον οποίο γίνεται η γραμμική ανάλυση λυγισμού τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν στη θέση ελέγχου είναι:

$$N_{Ed} = 11520.00 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 2505.45 \text{ kNm}$$

Λόγω της μεγάλης δυστρεψίας της διατομής των τόξων γίνεται η θεώρηση ότι  $\chi_{LT} = 1.0$ . Ο έλεγχος ευστάθειας των τόξων σε εκτός επιπέδου λυγισμό παρουσιάζεται συνοπτικά στον Πίνακα 6.31.

**Πίνακας 6.31** Έλεγχος ευστάθειας τόξων σε εκτός επιπέδου λυγισμό

Έλεγχος τόξων σε εκτός επιπέδου λυγισμό (Γενική μέθοδος)	
$a_{ult}$	1.37
$a_{crit}$	7.92
$\lambda_{op}$	0.42
a (Καμπύλη c)	0.49
$\Phi$	0.64
$\chi_{LT}$	1
$\chi_{op}$	0.89
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK – 90.16%</b>



Παρατηρείται ότι ενώ σε επίπεδο διατομής φαίνεται ότι τα τόξα υπερδιαστασιολογούνται, σε επίπεδο μέλους η ευστάθεια ικανοποιείται αξιοποιώντας το  $\approx 90\%$  της διατομής. Ο έλεγχος αυτός φαίνεται ιδιαίτερα κρίσιμος, συνεπώς επανεξετάζεται σε επίπεδο προχωρημένης μελέτης η επάρκεια της επιλεχθείσας διατομής.

### 6.5.3.2 Ευστάθεια τόξου κατά EN 1993-2 (2006)

Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στην παρούσα ενότητα ισχύουν κυρίως για μεμονωμένα τόξα και όχι για τόξα μονολιθικά συνδεδεμένα με τις κύριες δοκούς. Παρόλα αυτά, μέσα από παραδοχές εξετάζονται οι περιπτώσεις για λυγισμό των τόξων εντός και εκτός επιπέδου.

#### Εντός επιπέδου λυγισμός

Το ελαστικό κρίσιμο φορτίο καμπτικού λυγισμού του τόξου για εντός επιπέδου λυγισμό υπολογίζεται από τη σχέση:

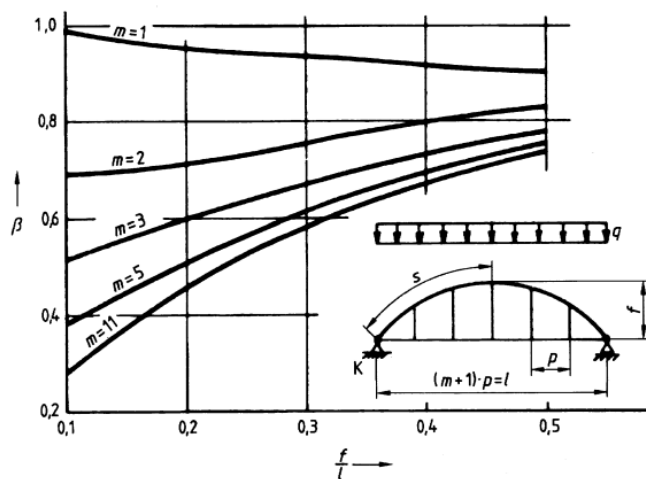
$$N_{cr,ip} = \frac{\pi^2 \times E \times I_{ip}}{L_{cr,ip}^2} \quad (6.42)$$

όπου:

$L_{cr,ip}$  το κρίσιμο μήκος λυγισμού ( $= s \times \beta_{ip}$ ) και  $s$  το μήκος του μισού τόξου

$E \times I_{ip}$  η εντός επιπέδου δυσκαμψία του τόξου

Στην ανωτέρω σχέση ο όρος  $\beta_{ip}$  προσδιορίζεται σύμφωνα με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του τόξου από το Σχήμα 6.22.



**Σχήμα 6.22** Συντελεστές εντός επιπέδου λυγισμού  $\beta_{ip}$  για τόξο με ελκυστήρα και αναρτήρες

Η ανηγμένη λυγηρότητα για εντός επιπέδου λυγισμό προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\lambda_{ip} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr,ip}}} \quad (6.43)$$

Θεωρώντας καμπύλη λυγισμού  $c$  καθώς το τόξο διαμορφώνεται από κοίλη κυκλική διατομή ο συντελεστής ατελειών λαμβάνεται ίσος με 0.49. Ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού ( $\chi_{ip}$ ) για εντός επιπέδου λυγισμό προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\chi_{ip} = \frac{1}{\Phi_{ip} + \sqrt{\Phi_{ip}^2 - \lambda_{ip}^2}} \quad (6.44)$$

όπου ο όρος  $\Phi_{ip}$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Phi_{ip} = 0.5 \times [1 + a \times (\lambda_{ip} - 0.2) + \lambda_{ip}^2] \quad (6.45)$$

Η αντοχή του τόξου για εντός επιπέδου καμπτικό λυγισμό προκύπτει:

$$N_{b,Rd,ip} = \frac{\chi_{ip} \times f_y \times A}{\gamma_{M1}} \quad (6.46)$$

Στον Πίνακα 6.32 παρουσιάζεται συνοπτικά ο έλεγχος των τόξων της κατασκευής σε εντός επιπέδου λυγισμό.

**Πίνακας 6.32** Έλεγχος ευστάθειας τόξων σε εντός επιπέδου λυγισμό (EN1993-2 (2006))

Έλεγχος τόξων σε εντός επιπέδου λυγισμό (EN1993-2 (2006))	
$f(m)$	10
$l(m)$	60
$f/l$	0.17
$\beta$	0.40
$N_{cr}(kN)$	85336.15
$\lambda_{cr}$	0.60
$\alpha$ (καμπύλη $c$ )	0.49
$\Phi_{ip}$	0.78
$a$ (Καμπύλη $c$ )	0.49
$\chi_{ip}$	0.78
$N_{b,Rd,ip}(kN)$	22180.94
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK - 56.75%</b>

## Εκτός επιπέδου λυγισμός

Ο έλεγχος τόξων που συνδέονται μεταξύ τους με αντιανέμιους συνδέσμους για εκτός επιπέδου λυγισμό πραγματοποιείται με τη θεώρηση “ακραίου πλαισίου” μεταξύ των τόξων και του πρώτου οριζόντιου αντιανέμιου συνδέσμου κατά μήκος του τόξου. Για τον προσδιορισμό του ελαστικού κρίσιμου φορτίου για εκτός επιπέδου λυγισμό χρησιμοποιείται η σχέση:

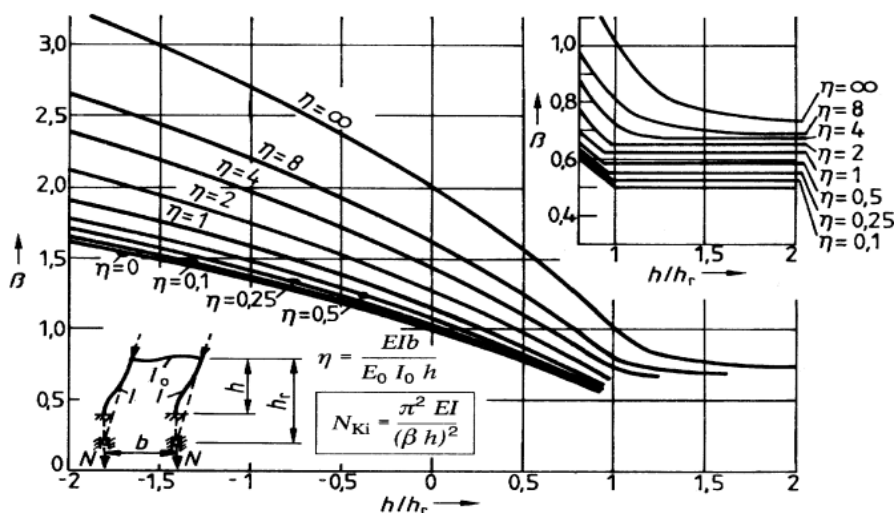
$$N_{cr,ip} = \frac{\pi^2 \times E \times I_{op}}{L_{cr,op}^2} \quad (6.47)$$

όπου:

$L_{cr,op}$  το κρίσιμο μήκος λυγισμού ( $= h \times \beta_{op}$ ) και  $h$  το μήκος του ελεύθερου τμήματος του τόξου (μήκος από τη στήριξη μέχρι το πρώτο οριζόντιο σύνδεσμο)

$E \times I_{op}$  η εκτός επιπέδου δυσκαμψία του τόξου

Ο προσδιορισμός του συντελεστή  $\beta$  για εκτός επιπέδου λυγισμό σε τόξα μονολιθικά συνδεδεμένα με τις κύριες δοκούς γίνεται από το Σχήμα 6.23.



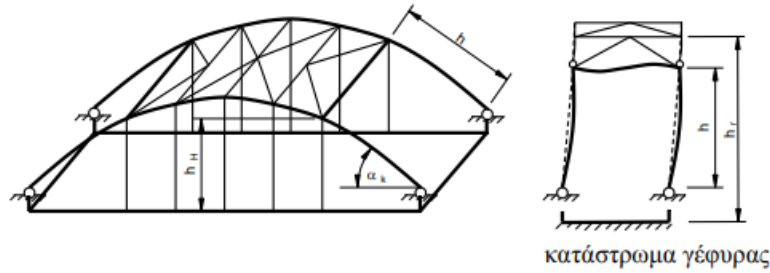
**Σχήμα 6.23** Συντελεστές εντός επιπέδου λυγισμού  $\beta_{ip}$  για τόξο με ελκυστήρα και αναρτήρες

Από το Σχήμα 6.23 η παράμετρος  $\alpha_k$  αναφέρεται στη γωνία μεταξύ του τόξου και του οριζόντιου συνδέσμου στη θέση έναρξης ή πέρατος του τόξου και προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\alpha_k = \tan^{-1} \left( \frac{2 \times f}{0.5 \times L} \right) \quad (6.48)$$

Ο όρος  $h_H$  αναφέρεται στο συνολικό μήκος ενός αναρτήρα, ενώ ο όρος  $h_r$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$h_r = \overline{h_{H,1}} \times \frac{1}{\sin(\alpha_k)} \quad (6.49)$$



**Σχήμα 6.24** Εκτός επιπέδου λυγισμός για τόξα με αντιανέμια και ακραία πλαίσια

Ο λόγος δυσκαμψιών ( $n$ ) για την περίπτωση υλικού με το ίδιο μέτρο ελαστικότητας για το τόξο και τους συνδέσμους δυσκαμψίας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$n = \frac{I_{\text{arch}} \times b}{I_{\text{wind bracings}} \times h} \quad (6.50)$$

όπου:

$I_{\text{arch}}, I_{\text{wind bracings}}$  είναι η ροπή αδράνειας για το στοιχείο του τόξου και του οριζόντιου συνδέσμου αντίστοιχα

$b$  το πλάτος του καταστρώματος

Για την υπό μελέτη κατασκευή ο υπολογισμός του ελαστικού κρίσιμου φορτίου και ο έλεγχος ευστάθειας των τόξων σε εκτός επιπέδου λυγισμό παρουσιάζεται συνοπτικά στους Πίνακες 6.33 και 6.34 αντίστοιχα.

**Πίνακας 6.33** Υπολογισμός κρίσιμου ελαστικού φορτίου σε εκτός επιπέδου λυγισμό

Υπολογισμός κρίσιμου ελαστικού φορτίου σε εκτός επιπέδου λυγισμό	
$h(\text{m})$	13
$b(\text{m})$	17
$h_H(\text{m})$	6.57
$a_k(^{\circ})$	33.69
$h_r(\text{m})$	11.74
$h/h_r$	1.11
$I_{\text{wind bracing}}(\text{m}^4)$	0.000707
$n$	12.30
$\beta_{\text{op}}$	0.8
$N_{\text{cr,op}}(\text{kN})$	144878.80

**Πίνακας 6.34** Έλεγχος ευστάθειας τόξων σε εκτός επιπέδου λυγισμό (EN1993-2 (2006))

<b>Έλεγχος τόξων σε εκτός επιπέδου λυγισμό (EN1993-2 (2006))</b>	
$\lambda_{cr}$	0.46
$\alpha$ (καμπύλη c)	0.49
$\Phi_{op}$	0.67
$\chi_{op}$	0.86
$N_{b,Rd,op}$ (kN)	24453.44
$N_{Ed}$ (kN)	12588.00
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK - 51.48%</b>

**6.5.3.3 Έλεγχος μελών σταθερής διατομής σε κάμψη και θλίψη**

Για τον έλεγχο του τόξου υπό κάμψη και θλίψη χρησιμοποιείται η σχέση του EN1993-2 [20]:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + C_{my,0} \times \frac{M_{yEd} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 0.9 \quad (6.51)$$

όπου ο συντελεστής  $C_{my,0}$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$C_{my,0} = 0.79 + 0.21 \times \psi + 0.36 \times (\psi - 0.33) \times \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \quad (6.52)$$

Στην ανωτέρω σχέση λαμβάνεται υπόψη συντηρητικά το ορθογωνικό διάγραμμα ροπών ( $\psi_y = \psi_z = 1$ ). Ο έλεγχος του τόξου για συνδυασμό θλίψης και κάμψης παρουσιάζεται συνοπτικά στον Πίνακα 6.35.

**Πίνακας 6.35** Έλεγχος ευστάθειας τόξων σε συνδυασμό θλίψης και κάμψης

<b>Έλεγχος τόξων σε συνδυασμό κάμψης και θλίψης (EN1993-2 (2006))</b>	
$\chi_y$	0.86
$C_{my,0}$	1.04
$N_{b,Rd,op}$ (kN)	24453
$M_{pl,y,Rd}$ (kNm)	7720
$N_{Ed}$ (kN)	11250
$M_{y,Ed}$ (kNm)	2555
<b>Έλεγχος - Ποσοστό αξιοποίησης</b>	<b>OK - 90.99%</b>

## 6.6 Διαστασιολόγηση αντιανέμιων συνδέσμων

### 6.6.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Οι αντιανέμιοι σύνδεσμοι διατάσσονται σχηματίζοντας ένα δικτύωμα το οποίο συνδέει τα δύο τόξα με σκοπό την προσφορά επαρκούς δυσκαμψίας και αντοχής σε εκτός επιπέδου λυγισμό, έναντι σεισμικών δράσεων και δράσεων ανέμου. Για την υπό μελέτη κατασκευή η διαμόρφωση των συνδέσμων πραγματοποιείται από κοίλες κυκλικές διατομές διαστάσεων D508/16 για τον πρώτο και τελευταίο οριζόντιο σύνδεσμο και D323.9/12.5 για το υπόλοιπο δίκτυο συνδέσμων. Η γεωμετρία των διατομών και τα αδρανειακά τους χαρακτηριστικά παρουσιάζονται στους Πίνακες 6.36 και 6.37.

**Πίνακας 6.36** Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής D508/16

<b>CHS 508/16</b>	
D(m)	0.508
t(m)	0.016
A(m <sup>2</sup> )	0.0247
I(m <sup>4</sup> )	0.000749
W <sub>pl,y</sub> (m <sup>3</sup> )	0.00387

**Πίνακας 6.37** Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής D323.9/12.5

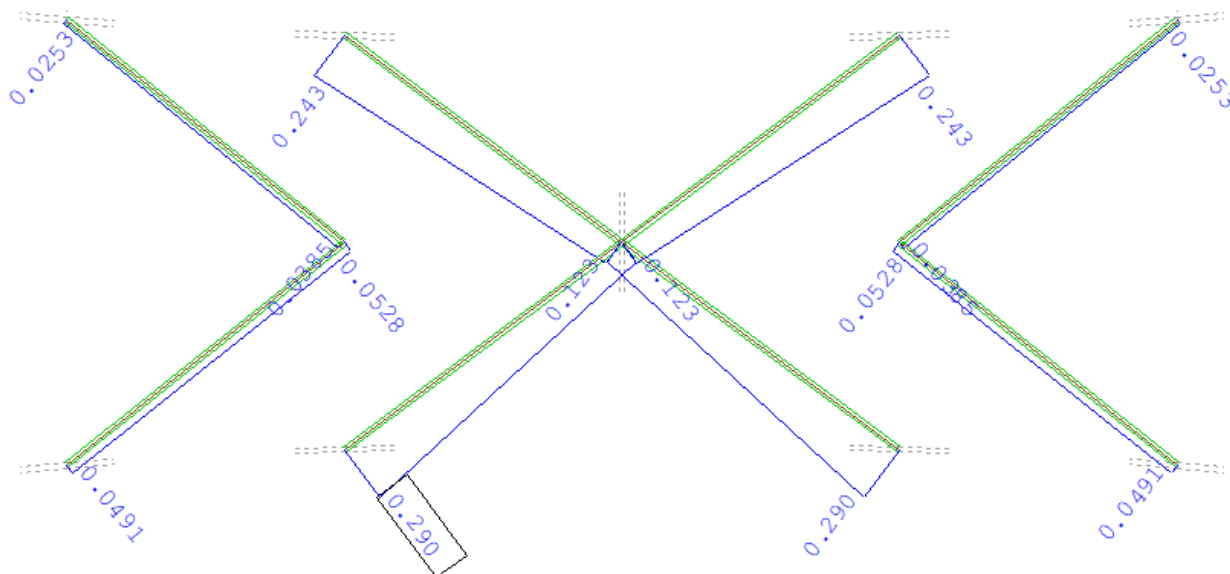
<b>CHS 323.9/12.5</b>	
D(m)	0.3239
t(m)	0.0125
A(m <sup>2</sup> )	0.0122
I(m <sup>4</sup> )	0.000148
W <sub>pl,y</sub> (m <sup>3</sup> )	0.00121

## 6.6.2 Επάρκεια συνδέσμων στην ΟΚΑ

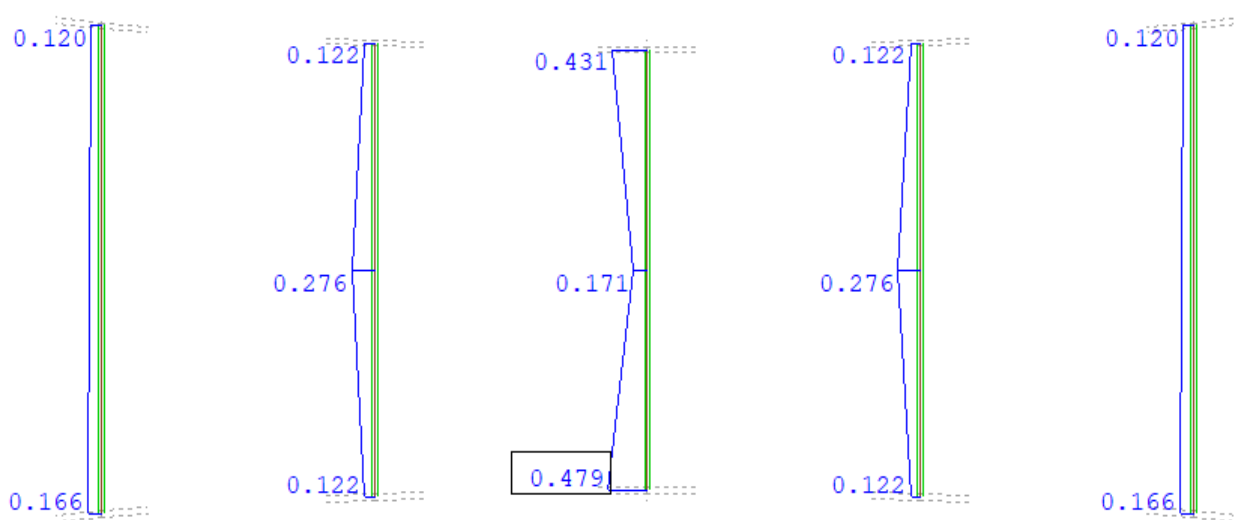
Ο έλεγχος επάρκειας των συνδέσμων δυσκαμψίας πραγματοποιείται για το συνδυασμό δράσης:

$$1.35 \times G + 1.35 \times 0.4 \times Q_{UDL} + 1.35 \times 0.75 Q_{TS} + 1.5 \times W_{\pm x}$$

Οι επιλεγθείσες διατομές είναι κατηγορίας I, συνεπώς ο έλεγχος επάρκειας πραγματοποιείται με τα πλαστικά μεγέθη αντοχής, ενώ οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται είναι ίδιοι με τους ελέγχους επάρκειας των τόξων. Στα Σχήματα 6.25 και 6.26 παρουσιάζονται χάριν συντομίας οι μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης που προκύπτουν από το λογισμικό ανάλυσης.



Σχήμα 6.25 Βαθμός εκμετάλλευσης διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας



Σχήμα 6.26 Βαθμός εκμετάλλευσης οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Από τα Σχήματα 6.25 και 6.26 προκύπτει ότι ο μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης των διαγώνιων συνδέσμων είναι 29.00% ενώ για τους οριζόντιους συνδέσμους 47.90%.

### 6.6.3 Έλεγχος μελών σε λυγισμό

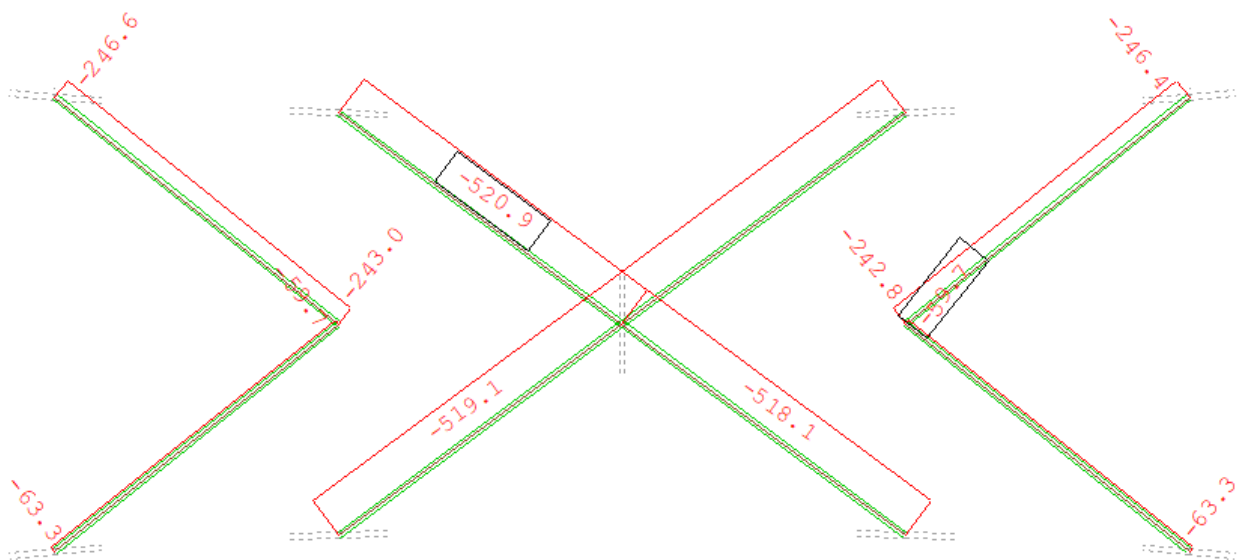
#### Οριζόντιοι σύνδεσμοι

Από την ανάλυση της κατασκευής προκύπτει ότι στους οριζόντιους συνδέσμους δικτύωσης των τόξων αναπτύσσονται κατά κύριο λόγο εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις, συνεπώς δεν απαιτείται έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού. Ο εφελκυσμός των μελών πιθανόν να οφείλεται στη διάταξη των κεκλιμένων αναρτήρων η οποία συμπίπτει σε ορισμένες θέσεις με τις θέσεις των οριζόντιων συνδέσμων.

Πέραν του ελέγχου σε καμπτικό λυγισμό, ο έλεγχος των μελών σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό για τις επιλεχθείσες διατομές CHS δεν κρίνεται αναγκαίος καθώς ο βαθμός εκμετάλλευσης τους είναι μικρός και ισχύει  $\chi_{LT} = 1.00$ .

#### Διαγώνιοι σύνδεσμοι

Στους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας αναπτύσσονται εφελκυστικές και θλιπτικές αξονικές δυνάμεις με σταθερό πρόσημο σε όλο το μήκος τους, συνεπώς απαιτείται ο έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό. Στο Σχήμα 6.27 παρουσιάζεται το διάγραμμα αξονικών δυνάμεων των διαγωνίων συνδέσμων για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσης.



**Σχήμα 6.27** Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων διαγωνίων συνδέσμων [kN]

Από το Σχήμα 6.27 οι κρίσιμοι διαγώνιοι σύνδεσμοι είναι αυτοί που δημιουργούν τη χιαστί διάταξη. Για διαγώνιους συνδέσμους σε εντός και εκτός επιπέδου λυγισμό, το κρίσιμο μήκος απομειώνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1993-2 [20]:

- 1)  $\beta = 0.9$  για εντός επιπέδου λυγισμό
- 2)  $\beta = 1.0$  για εκτός επιπέδου λυγισμό



Από τις σχέσεις 6.40-6.44 υπολογίζεται η αντοχή του μέλους σε εντός και εκτός επιπέδου λυγισμό. και τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.38.

**Πίνακας 6.38** Έλεγχος διαγωνίων συνδέσμων σε εντός επιπέδου λυγισμό

Έλεγχος διαγωνίων συνδέσμων σε λυγισμό		
	Εντός επιπέδου λυγισμός	Εκτός επιπέδου λυγισμός
$\beta$	0.9	1.0
$L_{\text{member}}$ (m)	11	11
$L_{\text{cr}}$ (m)	9.90	11
$N_{\text{cr}}$ (kN)	3140.33	2543.67
$\lambda_{\text{cr}}$	1.18	1.31
a	0.49	0.49
$\Phi$	1.43	1.63
$\chi$	0.44	0.38
$N_{\text{b,Rd}}$ (kN)	1761.29	1526.10
<b>Έλεγχος - Αξιοποίηση διατομής</b>	<b>OK – 30.09%</b>	<b>OK – 34.73%</b>

## 6.7 Διαστασιολόγηση αναρτήρων

### 6.7.1 Γενικά

Τα καλώδια αποτελούν ραβδωτά στοιχεία και χαρακτηρίζονται από υψηλή εφελκυστική αξονική δυσκαμψία καθώς δουλεύουν αποκλειστικά σε μονοαξονικό εφελκυσμό. Ένα δομικό καλώδιο αποτελείται από μεγάλο αριθμό συρμάτων (κλώνων) διατεταγμένων είτε παράλληλα μεταξύ τους είτε ελικοειδώς.

Όσον αφορά την συμπεριφορά τους ως μέλος, τα καλώδια παρουσιάζουν ικανότητα στην προσαρμογή του σχήματός τους στα ασκούμενα φορτία. Όταν η γεωμετρία των παραμορφωμένων καλωδίων διαφέρει σημαντικά από την απαραμόρφωτη λόγω μεγάλης ευκαμψίας τότε παύουν να ισχύουν οι κλασικές μέθοδοι στατικής επίλυσης, η αρχή της επαλληλίας και επομένως η γεωμετρική γραμμικότητα του μέλους.

Κατά το σχεδιασμό, κρίνεται επιθυμητή η κλίση των αναρτήρων να πλησιάζει όσο το δυνατό την κατακόρυφο καθώς έτσι αξιοποιείται το μεγαλύτερο μέρος της εφελκυστικής τους ικανότητας στην παραλαβή των ασκούμενων φορτίων. Όταν οι αναρτήρες σχεδιάζονται με κλίση ως προς την κατακόρυφο δεν αξιοποιείται πλήρως η εφελκυστική ικανότητά τους, ενώ παράλληλα επιβάλλεται στο κατάστρωμα θλιπτικό φορτίο που έχει ως αποτέλεσμα την εμφάνιση φαινομένων τοπικού λυγισμού στα μέλη.

### 6.7.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

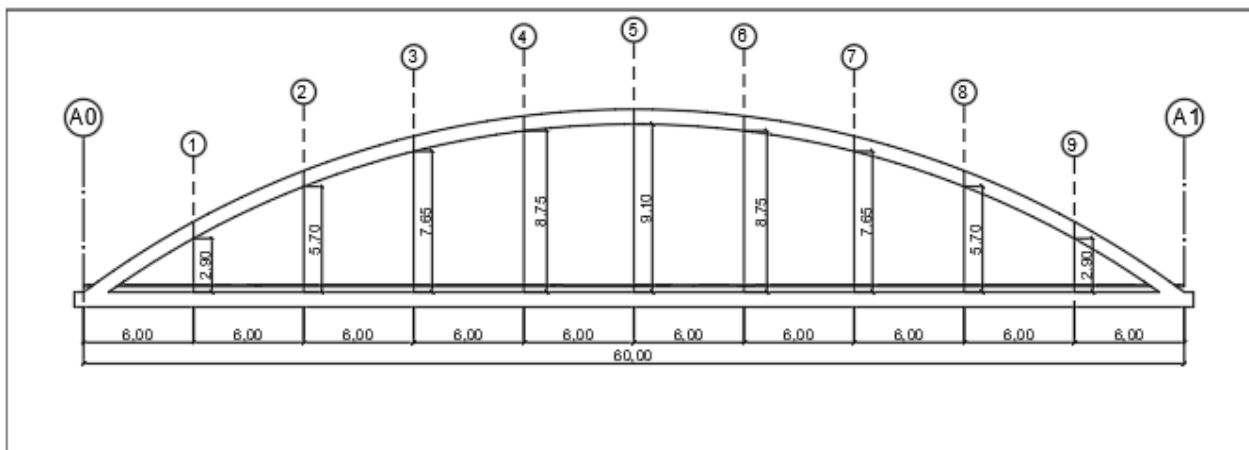
Η διαμόρφωση των αναρτήρων της υπό μελέτη κατασκευής πραγματοποιείται από πλεκτά συρματόσχοινα κλειστού τύπου (full locked coil) χάλυβα υψηλής αντοχής ( $f_u = 1570\text{MPa}$ ) και διαμέτρου 60mm. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των αναρτήρων παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.39.

**Πίνακας 6.39** Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά αναρτήρων (DIN 18800)

Αναρτήρες VVS-3 (60mm)	
d(m)	0.06
A(m <sup>2</sup> )	0.00248
F <sub>B,k</sub> (kN)	3590
F <sub>R,d</sub> (kN)	2176
E(GPa)	160
f <sub>u</sub> (MPa)	1570

### 6.7.3 Διάταξη αναρτήρων

Οι αναρτήρες διατάσσονται εκατέρωθεν της πλάκας καταστρώματος ανά 6m και συνδέονται με το τόξο και το κατάστρωμα αρθρωτά. Η επιλογή του αριθμού και της θέσης των αναρτήρων γίνεται με στόχο την ασφαλή παραλαβή των φορτίων του καταστρώματος και την μεταβίβασή τους στα τόξα. Στο Σχήμα 6.28 παρουσιάζεται η τελική διάταξη των αναρτήρων στην κατασκευή.



Σχήμα 6.28 Διάταξη αναρτήρων

Η επιλογή της κατάλληλης δύναμης προέντασης καθώς και ο έλεγχος υπέρβασης των εφελκυστικών τάσεων στα καλώδια παρουσιάζεται στο επόμενο κεφάλαιο (έλεγχος στην ΟΚΛ).

### 6.7.4 Έλεγχος σε εφελκυστική αντοχή

Η εφελκυστική αντοχή των καλωδίων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{Rd} = \min \left( \frac{F_{uk}}{1.5 \times \gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R} \right) \quad (6.53)$$

όπου:

$F_{uk}$  η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής θραύσης του καλωδίου

$F_k$  η χαρακτηριστική τιμή της εγγυημένης αντοχής σε εφελκυσμό

$\gamma_R$  ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για αντοχή των καλωδίων σε εφελκυσμό

( $\gamma_R = 1.0$ )

Για την επιλογή της κατάλληλης διαμέτρου των αναρτήρων κατά το σχεδιασμό θα πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$F_{Ed} = T_{max} \leq F_{Rd} \quad (6.54)$$

όπου:

$F_{Ed}$  η μέγιστη εφελκυστική δύναμη του καλωδίου

$F_{Rd}$  η αντοχή του καλωδίου

Για την επιλεχθείσα διατομή, η αντοχή των καλωδίων προκύπτει:

$$F_{Rd} = \min\left(\frac{3590}{1.5}; 2176\right) = 2176 \text{ kN}$$

Οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις στα καλώδια της γέφυρας προκύπτουν για το συνδυασμό:

$$1.35 \times G + 1.35 \times Q_{UDL} + 1.35 \times Q_{TS} + 1.5 \times 0.9 \times W_{\pm x}$$

Τα αποτελέσματα από την ανάλυση για τον συνδυασμό δράσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.40.

**Πίνακας 6.40** Έλεγχος καλωδίων κατασκευής σε ΟΚΑ

Βόρειο τόξο (1)				Νότιο τόξο (2)			
a/a	max N <sub>Ed</sub> (kN)	F <sub>Rd</sub> (kN)	Έλεγχος	a/a	max N <sub>Ed</sub> (kN)	F <sub>Rd</sub> (kN)	Έλεγχος
1	1280	2176	OK- 58.90%	1	1498	2176	OK- 69.80%
2	1348	2176	OK- 62.00%	2	1582	2176	OK- 72.80%
3	1269	2176	OK- 58.40%	3	1496	2176	OK- 68.80%
4	1174	2176	OK- 53.95%	4	1393	2176	OK- 64.10%
5	1175	2176	OK- 53.99%	5	1387	2176	OK- 63.80%
6	1174	2176	OK- 53.95%	6	1393	2176	OK- 64.10%
7	1269	2176	OK- 58.40%	7	1496	2176	OK- 68.80%
8	1348	2176	OK- 62.00%	8	1582	2176	OK- 72.80%
9	1280	2176	OK- 58.90%	9	1498	2176	OK- 69.80%

## 7 Έλεγχος επάρκειας στην ΟΚΑ

### 7.1 Γενικά

Όπως αναφέρεται σε προηγούμενο κεφάλαιο, οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας σχετίζονται με την εξασφάλιση της ομαλής λειτουργία των κατασκευών υπό συνήθεις συνθήκες λειτουργίας και αποσκοπούν στην άνεση της χρήσης τους και της εμφάνισής τους υπό την έννοια των υπερβολικών παραμορφώσεων ή της υπερβολικής ρηγμάτωσης. Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται για την υπό μελέτη κατασκευή παρουσιάζονται στις επόμενες ενότητες.

### 7.2 Έλεγχος περιορισμού τάσεων

#### 7.2.1 Περιορισμός τάσεων χάλυβα

Ο έλεγχος περιορισμού τάσεων στην παρούσα κατασκευή πραγματοποιείται με ανάλογο τρόπο όπως στην ΟΚΑ για διατομές κατηγορίας III ή για ελαστικό σχεδιασμό της κατασκευής. Τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται με ελαστική καθολική ανάλυση 1<sup>ης</sup> ή 2<sup>ης</sup> τάξης. Η ανάλυση 2<sup>ης</sup> τάξης κρίνεται απαραίτητη αν η πρώτη ιδιοτιμή λυγισμού είναι  $a_{cr} < 10$ , οπότε οι πρόσθετες ροπές λόγω παραμορφώσεων είναι μεγαλύτερες από το 10% των ροπών της 1<sup>ης</sup> τάξης [1].

Ο σχεδιασμός της κατασκευής για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας έχει ως στόχο την πλήρη αξιοποίηση της ελαστικότητας των διατομών. Οι βασικοί έλεγχοι που πραγματοποιούνται στα χαλύβδινα μέλη της κατασκευής αφορούν την εξασφάλιση της διατήρησης του δομικού χάλυβα στην ελαστική περιοχή. Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται για τις ορθές, τις διατμητικές και τις τάσεις κατά von Misses.

$$\sigma_{\alpha Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (7.1)$$

$$\tau_{\alpha Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad (7.2)$$

$$\sqrt{\sigma_{\alpha Ed}^2 + 3 \times \tau_{\alpha Ed}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (7.3)$$

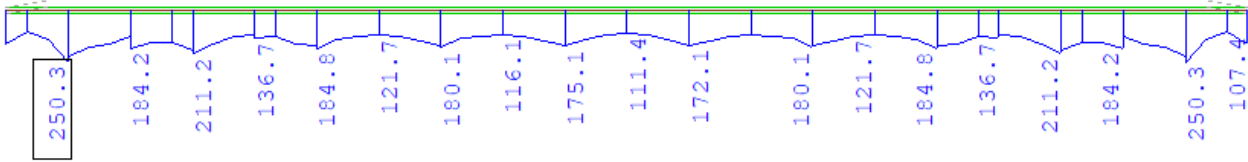
Οι έλεγχοι τάσεων κατά von Misses αφορά τον συνδυασμό ορθών και διατμητικών τάσεων σε στοιχεία δομικού χάλυβα χωρίς έλεγχο κύρτωσης. Ο όρος  $\sigma_{\alpha Ed}$  προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_{\alpha,Ed} = \frac{N}{A} + \frac{M_y \times I_z + M_z \times I_{yz}}{I_y \times I_z - I_{yz}^2} \times z - \frac{M_z \times I_y + M_y \times I_{yz}}{I_y \times I_z - I_{yz}^2} \times y \quad (7.4)$$

Ο έλεγχος υπέρβασης τάσεων στα χαλύβδινα και σύμμικτα στοιχεία της κατασκευής γίνεται για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσης.

## Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί διαμορφώνονται από χάλυβα κατηγορίας S355 και είναι αμιγώς χαλύβδινες. Η κατανομή των τάσεων von Mises κατά μήκος των κύριων δοκών παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.1.



**Σχήμα 7.1** Τάσεις von Mises κύριων δοκών

Για την μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στην κύρια δοκό ισχύει:

$$\sigma_{Ed,ser} = 250.30 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ MPa}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται και το ποσοστό αξιοποίησης της ελαστικότητας της διατομής είναι 70.51%.

## Σύμμικτες διαδοκίδες

Ο έλεγχος υπέρβασης των τάσεων στις σύμμικτες διαδοκίδες γίνεται κατά όμοιο τρόπο με τον υπολογισμό των βελών, εξετάζοντας τις φάσεις κατασκευής και θεωρώντας επαλληλία των τάσεων από τις επιμέρους δράσεις σχεδιασμού. Για τον υπολογισμό της θλιπτικής τάσης στο σκυρόδεμα και των τάσεων στο άνω και κάτω πέλμα του χαλύβδινου τμήματος της διατομής χρησιμοποιούνται απλοποιητικά οι σχέσεις:

$$\sigma_{c1} = -\frac{M \times x}{n \times I_{comp}} \quad (7.5)$$

$$\sigma_{\alpha,3} = M \times \frac{h_t - x}{I_{comp}} \quad (7.6)$$

$$\sigma_{\alpha,4} = M \times \frac{(h_a + h_t - x)}{I_{comp}} \quad (7.7)$$

Στον Πίνακα 7.1 παρουσιάζονται οι τάσεις της κρίσιμης σύμμικτης διαδοκίδας.

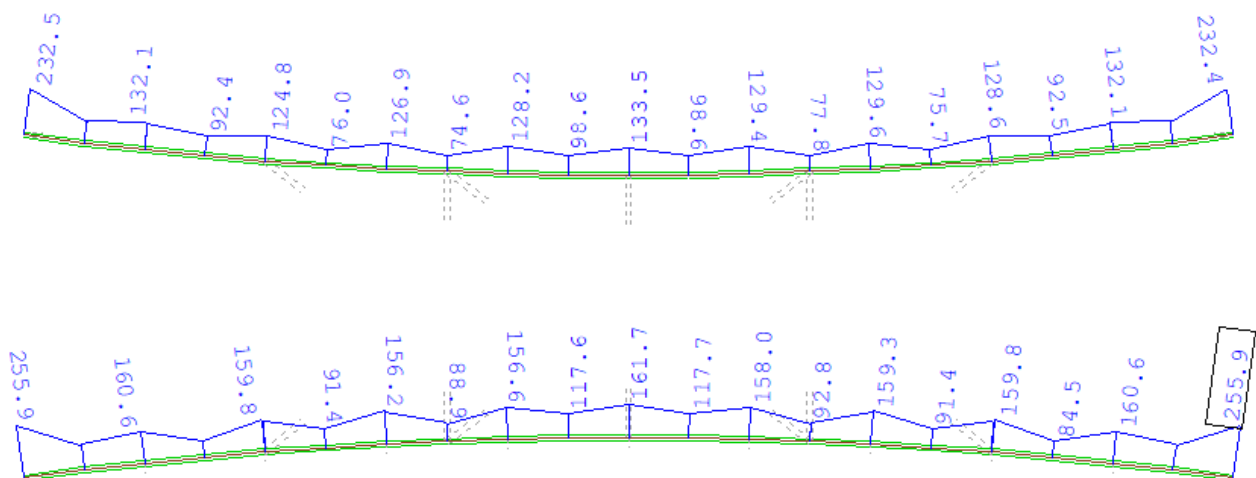
**Πίνακας 7.1** Έλεγχος υπέρβασης τάσεων χάλυβα κρίσιμης σύμμικτης διαδοκίδας

Δράση / Τάσεις (MPa)	G <sub>CS</sub>	G <sub>2</sub>	Q <sub>UDL</sub>	Q <sub>TS</sub>	Q <sub>T</sub>	G+Q+0.6T	Έλεγχος
σ <sub>c,min</sub>	–	–1.59	–1.37	–3.31	–0.01	–5.31	OK-30%
σ <sub>a,up</sub>	–161.27	8.14	7.00	16.93	0.03	–131.16	OK-37%
σ <sub>a,low</sub>	163.27	38.97	33.52	81.03	0.13	316.92	OK-90%

Από τον Πίνακα 7.1 παρατηρείται ότι οι αναπτυσσόμενες τάσεις στο άνω και κάτω πέλμα των διαδοκίδων δεν υπερβαίνουν την τάση διαρροής του χάλυβα S355, ενώ κρίσιμη θεωρείται η τάση στο κάτω πέλμα της υπό εξέταση διαδοκίδας.

### Τόξα

Ο έλεγχος των τόξων γίνεται για το χαρακτηριστικό συνδυασμό με τη δράση θερμοκρασίας. Η κατανομή των τάσεων von Mises κατά μήκος των τόξων παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.2.



**Σχήμα 7.2** Τάσεις von Mises τόξων

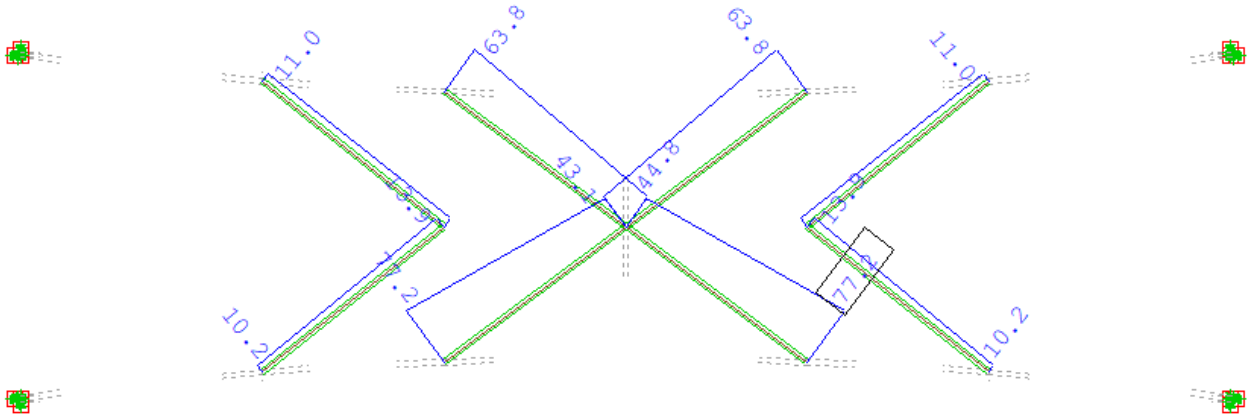
Η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στο τόξο προκύπτει:

$$\sigma_v = 255.90 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται. Το ποσοστό αξιοποίησης της ελαστικότητας της διατομής είναι 72.08%.

### Αντιανέμιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Ο έλεγχος των συνδέσμων δυσκαμψίας γίνεται για το χαρακτηριστικό συνδυασμό με τη δράση ανέμου. Η κατανομή των τάσεων von Mises στους διαγώνιους συνδέσμους παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.3.

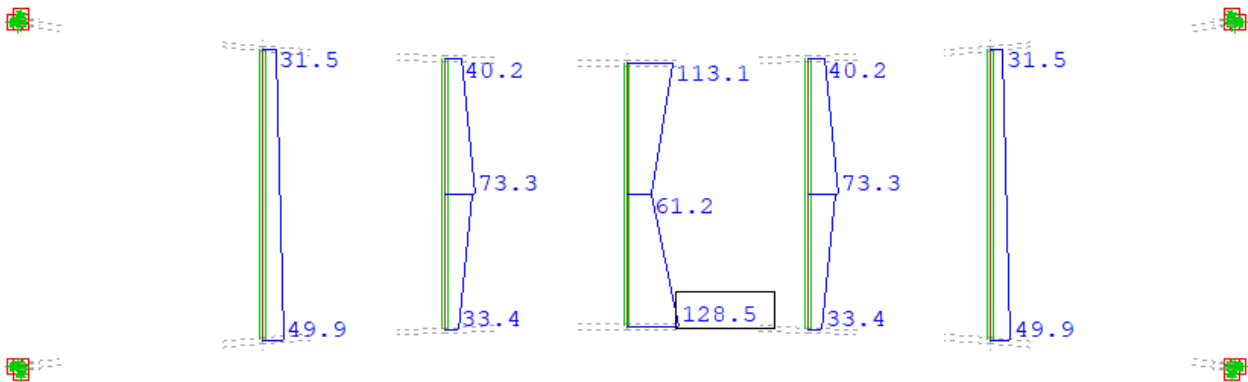


**Σχήμα 7.3** Τάσεις von Mises διαγώνιων συνδέσμων

Από το Σχήμα 7.3 η μέγιστη τάση στους διαγώνιους συνδέσμους είναι:

$$\sigma_v = 77.20 \text{ MPa} < 275 \text{ MPa}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται. Η αξιοποίηση της ελαστικότητας της διατομής είναι 21.75%. Αντίστοιχα, η κατανομή των τάσεων von Mises στους οριζόντιους συνδέσμους παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.4.



**Σχήμα 7.4** Τάσεις von Mises οριζόντιων συνδέσμων

Από το Σχήμα 7.4 η μέγιστη τάση στους οριζόντιους συνδέσμους είναι:

$$\sigma_v = 128.50 \text{ MPa} < 275 \text{ MPa}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται. Η αξιοποίηση της ελαστικότητας της διατομής είναι 45.63%.



## 7.2.2 Περιορισμός τάσεων σκυροδέματος

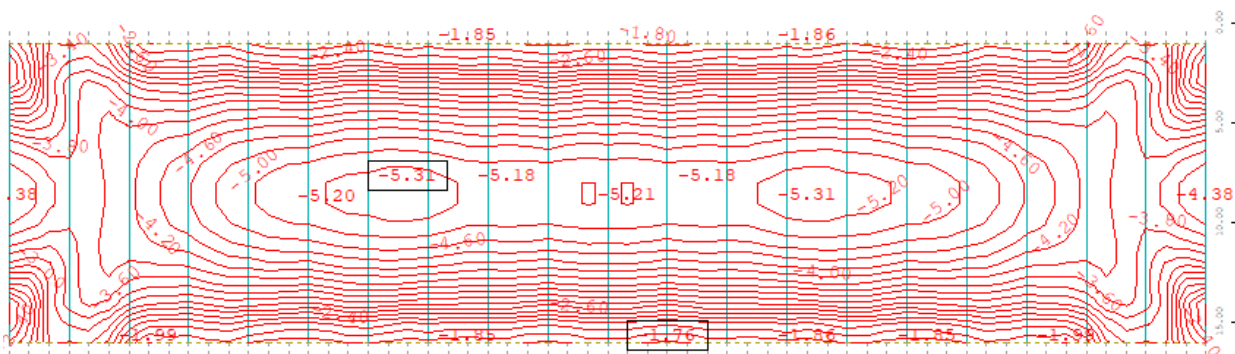
Η πλάκα σκυροδέματος ελέγχεται για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό στην ΟΚΛ για κατηγορία έκθεσης XS βάσει της σχέσης:

$$\sigma_{c,Ed,ser} \leq k_1 \times f_{ck} \quad (7.8)$$

όπου:

$\sigma_{c,Ed,ser}$  η θλιπτική τάση σκυροδέματος στο χαρακτηριστικό συνδυασμό

Ο συντελεστής  $k_1$  λαμβάνεται ίσος με 0.6. Για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό το διάγραμμα τάσεων της πλάκας σκυροδέματος παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.5.



**Σχήμα 7.5** Ορθές τάσεις πλάκας σκυροδέματος (Χαρακτηριστικός συνδυασμός)

Η μέγιστη θλιπτική τάση που αναπτύσσεται στην πλάκα σκυροδέματος είναι:

$$5.31 \text{ MPa} \leq 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### 7.3 Έλεγχος ρηγμάτωσης σκυροδέματος

Ο έλεγχος ρηγμάτωσης στην πλάκα σκυροδέματος εξετάζεται με τη θεώρηση της λειτουργίας της ως πέσμα της σύμμικτης δοκού. Ο έλεγχος ρηγμάτωσης αποσκοπεί στον περιορισμό και όχι στην αποφυγή ρηγμάτωσης όταν το σκυρόδεμα εφελκύεται. Για τον έλεγχο αυτό προβλέπεται η τοποθέτηση ελάχιστου οπλισμού προκειμένου να αποφευχθεί η διαρροή του οπλισμού μετά το σχηματισμό ρωγμών, ενώ το άνοιγμα ρωγμών ελέγχεται με κατασκευαστικά μέτρα [1].

#### 7.3.1 Ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός-Περιορισμός ανοίγματος ρωγμών

Για την αποφυγή διαρροής του χάλυβα οπλισμού μετά τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος ο EN1994-2 [24] προβλέπει την τοποθέτηση ελάχιστου οπλισμού στην άνω και κάτω παρειά του συμπαγούς τμήματος της πλάκας σκυροδέματος. Ο ελάχιστος οπλισμός που τοποθετείται προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$A_{s,min} = \frac{f_{ct,eff} \times k \times k_s \times k_c \times A_{ct}}{f_{sk}} \quad (7.9)$$

όπου:

$k_s$  ο μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μείωση της εφελκυστικής δύναμης λόγω ολίσθησης της διατμητικής σύνδεσης (=0.9)

$k$  ο μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τις επιρροές των παραμενουσών τάσεων λόγω αυτεντατικών μεγεθών (=0.8)

$f_{ct,eff}$  η ενεργός εφελκυστική αντοχή που λαμβάνεται από την ίση με  $f_{ctm}$ , αλλά όχι μικρότερη από 3MPa

$A_{ct}$  το εμβαδό της εφελκυστικής διατομής σταδίου I και υπέρ της ασφαλείας ίσο με το εμβαδό σκυροδέματος εντός του συνεργαζόμενου πλάτους

Ο όρος  $k_c$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \times \bar{z}_{1,0}}} + 0.3 \leq 1.0 \quad (7.10)$$

όπου:

$\bar{z}_{1,0}$  η απόσταση του κέντρου βάρους της πλάκας σκυροδέματος από το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής, υπολογιζόμενη με το συντελεστή ισοδυναμίας  $\eta_0$

Όσον αφορά το μέγιστο άνοιγμα ρωγμής, για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος ορίζεται:

$$w_k = 0.3\text{mm}$$

Η μέγιστη διάμετρος οπλισμού καθώς και οι μέγιστες αποστάσεις για τον περιορισμό ανάπτυξης ρωγμών προσδιορίζονται από τον Πίνακα 7.2.

**Πίνακας 7.2** Μέγιστη διάμετρος/αποστάσεις οπλισμού για έλεγχο ρηγμάτωσης ( $w_k = 0.3\text{mm}$ )

Τάση οπλισμού $\sigma_s$ (MPa)	Μέγιστη διάμετρος (mm)	Μέγιστες αποστάσεις (mm)
160	32	300
200	25	250
240	16	200
280	12	150
320	10	100

Η τοποθέτηση του οπλισμού γίνεται ώστε το μεγαλύτερο μέρος του να βρίσκεται πλησίον της ανώτερης παρειάς του σκυροδέματος. Πιο συγκεκριμένα η κατανομή του οπλισμού στα πέλματα γίνεται με :

$$A_{s,\min,\acute{\alpha}\nu\omega} = 2/3 \times A_{s,\min} \quad (7.11)$$

για το άνω πέλμα και

$$A_{s,\min,\kappa\acute{\alpha}\tau\omega} = 1/3 \times A_{s,\min} \quad (7.12)$$

για το κάτω πέλμα. Ο παραπάνω τρόπος υπολογισμού αφορά την ρηγμάτωση της πλάκας σκυροδέματος από τη λειτουργία της ως πέλμα της σύμμικτης διατομής, συνεπώς από τον υπολογισμό των ελάχιστων οπλισμών ελέγχονται οι τοποθετούμενοι διαμήκεις οπλισμοί της σύμμικτης διατομής.

Ο έλεγχος ρηγμάτωσης θα πρέπει να γίνεται μόνο σε περιοχές αρνητικών ροπών. Υπενθυμίζεται όμως πως η πλάκα σκυροδέματος δέχεται αξονική εφελκυστική δύναμη, συνεπώς επιλέγεται να γίνει έλεγχος ελάχιστου οπλισμού για όλες τις διαδοκίδες και για όλη την έκταση της κάθε διαδοκίδας.

**Πίνακας 7.3** Ελάχιστος οπλισμός ρηγμάτωσης

Ελάχιστος οπλισμός ρηγμάτωσης	
$f_{ct,eff}$ (MPa)	3.00
$k_c$	0.64
$s$ (mm)	200
$A_{ct}$ (m <sup>2</sup> )	0.90
$A_{s,\min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	24.89

Ο συνολικός οπλισμός που υπολογίζεται στον Πίνακα 7.3 αφορά το σύνολο του συνεργαζόμενου πλάτους των κύριων δοκών. Για το άνω πέλμα ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός ρηγμάτωσης είναι:

$$A_{s,min,άνω} = \frac{2489 \times \frac{2}{3}}{3} = 553.1 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Ο οποίος αντιστοιχεί σε:

$$\emptyset 12/200$$

Για το κάτω πέλμα αντίστοιχα ο απαιτούμενος οπλισμός είναι:

$$A_{s,min,άνω} = \frac{2489 \times \frac{1}{3}}{3} = 276 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Ο οποίος αντιστοιχεί σε:

$$\emptyset 10/200$$

Ο οπλισμός αυτός αποτελεί τον εγκάρσιο οπλισμό της πλάκας καλύπτοντας τις απαιτήσεις που ορίζουν οι κανονισμοί για τον ελάχιστο τοποθετούμενο οπλισμό.

## 7.4 Διαστασιολόγηση αναρτήρων στην ΟΚΛ

### 7.4.1 Δύναμη προέντασης-Έλεγχος υπέρβασης τάσεων

Κάθε αναρτήρας εντείνεται κατάλληλα στη φάση κατασκευής ούτως ώστε να περιορίζεται η ανάπτυξη μεγάλων βυθίσεων και κατά συνέπεια εντατικών μεγεθών στο φορέα λόγω των κατακόρυφων φορτίων. Η εφαρμογή της δύναμης προέντασης στους αναρτήρες επιτυγχάνεται με την κατάλληλη διακοπή τους σε προβλεπόμενο μήκος κατά την τοποθέτηση, ενώ το τελικό μήκος τους προκύπτει από την μήκυνση τους λόγω των κατακόρυφων φορτίων της κατασκευής. Η μέγιστη δύναμη προέντασης που μπορεί να επιβληθεί στους αναρτήρες διαμέτρου 60mm δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από:

$$\frac{P}{A} \leq 0.45 \times f_{02,k} \quad (7.13)$$

όπου:

$f_{02,k}$  το όριο διαρροής του χάλυβα προέντασης

Για την υπό μελέτη γέφυρα η δύναμη προέντασης που επιβάλλεται σε κάθε αναρτήρα παρουσιάζεται στον Πίνακα 7.4. Κάθε αναρτήρας εντείνεται κατάλληλα ούτως ώστε η μέγιστη βύθιση της κύριας δοκού να μην υπερβαίνει τα 60 mm λόγω των κινητών φορτίων. Για αναρτήρες τύπου full locked coil η επιφάνεια διατομής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A = f \times \frac{\pi \times d^2}{4} \quad (7.14)$$

Στην ανωτέρω σχέση ο όρος  $f$  αναφέρεται στο συντελεστή πλήρωσης των καλωδίων και ισούται με 0.88 για VVS-3.

**Πίνακας 7.4** Δύναμη προέντασης αναρτήρων

αρ. ζεύγους	x(m)	L(m)	P(kN)	$\sigma_p$ (MPa)	Αξιοποίηση (%)
1	6	3.00	200	80.38	13.74
2	12	5.85	400	160.76	27.48
3	18	7.85	600	241.14	41.22
4	24	8.95	700	281.33	48.09
5	30	9.30	800	321.53	54.96
6	36	8.95	700	281.33	48.09
7	42	7.85	600	241.14	41.22
8	48	5.85	400	160.76	27.48
9	54	3.00	200	80.38	13.74

Οι μέγιστες τάσεις που αναπτύσσονται στους αναρτήρες και το ποσοστό αξιοποίησης της τάσης διαρροής του χάλυβα για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.5.

**Πίνακας 7.5** Αναπτυσσόμενες τάσεις κατά την ΟΚΛ

$\alpha/\alpha$	P(kN)	$\sigma_v$ (MPa)	$0.45 \times f_{02,k}$	Αξιοποίηση (%)
1	1116.00	448.52	585.00	76.67
2	1174.00	471.83	585.00	80.66
3	1113.00	447.32	585.00	76.47
4	1030.00	413.96	585.00	70.76
5	1040.00	417.98	585.00	71.45
6	1030.00	413.96	585.00	70.76
7	1113.00	447.32	585.00	76.47
8	1174.00	471.83	585.00	80.66
9	1116.00	448.53	585.00	76.67

#### 7.4.2 Ενεργό μέτρο ελαστικότητας κεκλιμένου καλωδίου

Όπως αναφέρεται σε προηγούμενη ενότητα, η διάταξη των τόξων έχει ως αποτέλεσμα το σχεδιασμό κεκλιμένων αναρτήρων. Τα κεκλιμένα καλώδια έχουν μη γραμμική γεωμετρική συμπεριφορά λόγω της κρέμασής τους από το ίδιο βάρος και κατά συνέπεια μειωμένη αξονική δυσκαμψία. Για την ανάλυση της κατασκευής αμελείται η βύθιση των καλωδίων λόγω των γραμμικών αναλύσεων, παρόλα αυτά χρησιμοποιείται ένα μειωμένο, ισοδύναμης δυσκαμψίας, μέτρο ελαστικότητας. Το “ενεργό” μέτρο ελαστικότητας υπολογίζεται από τη σχέση που προτείνει EN 1993-1-11 [].

$$E_t = \frac{E}{1 + (w^2 \times l_y^2 \times E) \times \frac{1}{12 \times \sigma_N^3}} \quad (7.15)$$

όπου:

$l_y$  το μήκος της οριζόντιας προβολής του καλωδίου

$\sigma_N$  η εφελκυστική τάση του καλωδίου

$E$  το μέτρο ελαστικότητας του καλωδίου (από τον κατασκευαστή ισχύει:  $E=160 \pm 10\text{MPa}$ )

$w$  το ειδικό βάρος του καλωδίου. Για καλώδια τύπου full locked coil ropes ισχύει:

$$w = 830 \times 10^{-7} \text{N/mm}^3$$

Για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσης υπολογίζεται το ενεργό μέτρο ελαστικότητας στον Πίνακα 7.6. Για κατασκευές με ευθύγραμμα καλώδια θεωρείται ότι αμελείται η μείωση του μέτρου ελαστικότητας για  $E/E_t = 0.99$  ή 99% στις αναλύσεις.

**Πίνακας 7.6** Ενεργό μέτρο ελαστικότητας αναρτήρων

$a/a$	$l_y(\text{mm})$	$P(\text{kN})$	$P(\text{N})$	$\sigma_v(\text{MPa})$	$E_t(\text{MPa})$	$E/E_t(\%)$
1	720	1116	1116000	448.53	159999.99988	99.99
2	1028	1174	1174000	471.84	159999.99986	99.99
3	1068	1113	1113000	447.322	159999.99982	99.99
4	1920	1030	1030000	413.96	159999.99960	99.99
5	2000	1040	1040000	417.98	159999.99960	99.99
6	1920	1030	1030000	413.96	159999.99960	99.99
7	1068	1113	1113000	447.32	159999.99982	99.99
8	1028	1174	1174000	471.84	159999.99986	99.99
9	720	1116	1116000	448.53	159999.99988	99.99

Γίνεται αντιληπτό ότι το  $E_t$  για όλα τα καλώδια είναι στο 99.99% του  $E$ , συνεπώς λαμβάνεται το  $E$  απλοποιητικά στις αναλύσεις.

## 7.5 Έλεγχος βελών καταστρώματος

Ο προσδιορισμός των κατακόρυφων βελών γίνεται για τον συχνό συνδυασμό δράσης, ενώ για τον ορθό υπολογισμό σε μέλη με σύμμικτη λειτουργία λαμβάνονται υπόψη οι επιμέρους φάσεις κατασκευής και οι χρόνοι ελέγχου ούτως ώστε να λαμβάνεται υπόψη ο ερπυσμός. Όσον αφορά τα φορτία κυκλοφορίας οδικών γεφυρών, οι Ευρωκώδικες δεν προδιαγράφουν οριακές τιμές κατακόρυφων βελών, παρόλα αυτά, για την αρχική διαστασιολόγηση των διατομών χρησιμοποιείται μια προτεινόμενη τιμή από τον Αμερικανικό Κανονισμό με δυναμικό συντελεστή ίσο με:

$$\delta_{\text{traffic}} < \frac{L}{1000} \quad (7.16)$$

Τα όρια κατακόρυφων βελών αναφέρονται στα κύρια μέλη μίας γέφυρας, δηλαδή στις κύριες δοκούς ή στους ελκυστήρες σε γέφυρες που διαμορφώνονται με το σύστημα τόξου-ελκυστήρα και τίθενται με στόχο την βελτίωση της λειτουργίας της γέφυρας.

### 7.5.1 Έλεγχος βελών διαδοκίδων

Όπως αναφέρεται στην προηγούμενη ενότητα, ο υπολογισμός των βελών σε μέλη με σύμμικτη λειτουργία γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας και την αντίστοιχη μορφή της διατομής. Οι επιμέρους φάσεις κατασκευής λαμβάνονται υπόψη καθώς το σκυρόδεμα δεν συνεισφέρει πριν τη σκλήρυνσή του στη σύμμικτη λειτουργία, συνεπώς τα φορτία της φάσης αυτής λαμβάνονται από την αμιγώς χαλύβδινη διατομή.

Με την πάροδο του χρόνου γίνεται αντιληπτή η αύξηση των βελών κάμψης στα δομικά στοιχεία της κατασκευής η οποία οφείλεται σε φαινόμενα ερπυσμού από τα μόνιμα φορτία της κατά τη φάση λειτουργίας. Όσον αφορά τα φορτία κυκλοφορίας, λόγω της περιορισμένης χρονικά δράσης τους θεωρείται ότι τα βέλη που προκαλούν δεν επηρεάζονται από τον ερπυσμό του σκυροδέματος. Στην υπό μελέτη γέφυρα δε λαμβάνεται υπόψη ο ερπυσμός συνεπώς όλες οι δράσεις ελέγχονται για λόγους ισοδυναμίας  $n_0$ .

Λόγω των διαφορετικών φάσεων κατασκευής, ο υπολογισμός των βελών δεν μπορεί να γίνει για ένα συνδυασμό δράσης αλλά με την επαλληλία των φορτίσεων κάθε φάσης ξεχωριστά. Τα φορτία που ασκούνται στις χαλύβδινες δοκούς κατά τη φάση κατασκευής (πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος) παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.7.

**Πίνακας 7.7** Φορτία στη φάση κατασκευής

Κατηγορία φορτίου	Φορτίο(kN/m)	Βέλος(mm)
I. Β. χάλυβα δοκού	2.77	6.68
I. Β. χαλυβδόφυλου	0.66	1.59
I. Β. νωπού σκυροδέματος	23.4	56.41
<b>Σύνολο</b>	<b>26.83</b>	<b>64.69</b>

Αντίστοιχα, κατά τη φάση λειτουργίας (συχνός συνδυασμός), ο υπολογισμός των πρόσθετων φορτίων γίνεται με τη θεώρηση δράσης ισοδύναμου φορτίου επί αμφιέριστης δοκού. Ο υπολογισμός των ισοδύναμων φορτίων που ασκούνται στις σύμμικτες διαδοκίδες πραγματοποιείται βάσει της μέγιστης ροπής που προκύπτει από την ανάλυση (SOFiSTiK) από τη σχέση:

$$M_y = \frac{p \times L^2}{8} \Leftrightarrow p = \frac{M_y \times 8}{L^2} \quad (7.17)$$

Ο υπολογισμός των βυθίσεων απλοποιητικά με την ανωτέρω θεώρηση πραγματοποιείται μέσω της σχέσης:

$$\delta_{\text{διαδοκίδας}} = \left( \frac{5}{384} \right) \times \frac{p \times L^4}{E_a \times I_y} \quad [\text{mm}] \quad (7.18)$$

όπου:

$I_y$  η ροπή αδράνειας της διατομής ανάλογα με τη φάση κατασκευής

Τα πρόσθετα φορτία και τα φορτία κυκλοφορίας κατά τη φάση λειτουργίας ασκούνται στις σύμμικτες διαδοκίδες. Στον Πίνακα 7.8 παρουσιάζονται τα φορτία για το συχνό συνδυασμό στη φάση λειτουργίας με τα αντίστοιχα βέλη που αναπτύσσονται στην κρίσιμη διαδοκίδα.

**Πίνακας 7.8** Φορτία στη φάση λειτουργίας

Κατηγορία φόρτισης	Φορτίο(kN/m)	Συντελεστής	Βέλος(mm)
Πρόσθετα μόνιμα φορτία	12.87	1.00	7.36
$Q_{UDL}$	10.96	0.40	2.51
$Q_{TS}$	23.31	0.75	9.98

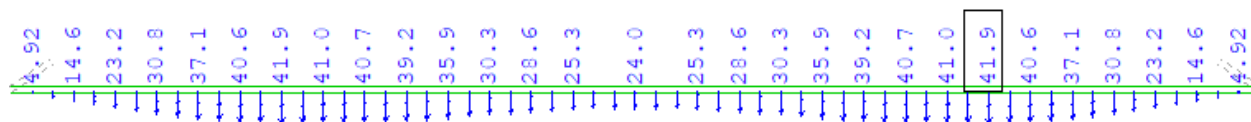
Η βύθιση που προκύπτει στην κρίσιμη διαδοκίδα για τον συχνό συνδυασμό δράσης είναι:

$$\delta_{sIs} = 85\text{mm}$$



## 7.5.2 Έλεγχος βελών ελκυστήρα

Οι ελκυστήρες διαμορφώνονται ως αμιγώς χαλύβδινοι, συνεπώς η παραμόρφωση τους υπολογίζεται απλοποιητικά στο τελικό προσομοίωμα κατά τη φάση λειτουργίας της γέφυρας. Ο έλεγχος των βελών αφορά μόνο τα φορτία κυκλοφορίας σύμφωνα με τη σχέση 7.16. Στο Σχήμα 7.6 παρουσιάζονται οι κατακόρυφες μετατοπίσεις κατά μήκος του καταστρώματος για το συχνό συνδυασμό δράσης αγνοώντας την επιβολή προπαραμόρφωσης στον ελκυστήρα και το τόξο.



**Σχήμα 7.6** Κατακόρυφες μετατοπίσεις ελκυστήρα (φάση λειτουργίας)

Το μέγιστο βέλος του ελκυστήρα από την ανάλυση λόγω των κινητών φορτίων και της προέντασης, αγνοώντας την επιβολή προπαραμόρφωσης, είναι:

$$\delta_{\max} = 41\text{mm} < \frac{L}{1000} = 60\text{mm}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### 7.5.2.1 Προκαμπύλωση ελκυστήρα και τελικό βέλος

Λόγω του μεγάλου ανοίγματος, για την ικανοποίηση των περιορισμών ανάπτυξης βελών προβλέπεται η προκαμπύλωση του φορέα για την κάλυψη των βελών για το σύνολο των μόνιμων φορτίων, θεωρώντας ότι το σύνολο των κινητών φορτίων δεν υπερβαίνει το λόγο  $L/1000$ . Οι βυθίσεις που προκύπτουν από τα μόνιμα φορτία του καταστρώματος και το αντιβέλος από την επιβαλλόμενη προένταση των αναρτήρων παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.9.

**Πίνακας 7.9** Υπολογισμός αντιβέλους ελκυστήρα

Φορτία	Βέλος ελκυστήρα (mm)
Ίδια βάρη κατασκευής	41.00
Πρόσθετα μόνιμα	19.30
Προένταση	-16.80
Σύνολο	43.50

Από τον Πίνακα 7.9 προκύπτει η ανάγκη προπαραμόρφωσης του φορέα κατά 45mm ούτως ώστε ο φορέας του καταστρώματος να έχει μηδενική βύθιση λόγω των μόνιμων φορτίων.

## 8 Διατμητική σύνδεση

### 8.1 Γενικά

Στις σύμμικτες γέφυρες η σύνδεση των χαλύβδινων δοκών με την πλάκα σκυροδέματος του καταστρώματος επιτυγχάνεται μέσω διατμητικών συνδέσμων καθώς μέσω αυτών παραλαμβάνεται με ασφάλεια η διαμήκης διάτμηση στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-χάλυβα. Η διαμήκης διάτμηση αποτελεί τη διαμήκη συνιστώσα των τεμνουσών δυνάμεων που αναπτύσσονται σε επίπεδο μέλους, με την κατακόρυφη να παραλαμβάνεται από τους κορμούς των χαλύβδινων δοκών [1].

### 8.2 Αντοχή διατμητικών ήλων

Οι διατάξεις του EN1994-2 [24] καλύπτουν έναν τύπο διατμητικών συνδέσμων, τους διατμητικούς ήλους κεφαλής, οι οποίοι έχουν όλκιμη συμπεριφορά ώστε να επιτυγχάνεται η ανακατανομή των δυνάμεων μεταξύ τους. Οι ήλοι χαρακτηρίζονται από τη διάμετρο του κορμού  $d$  και το ύψος  $h_{sc}$  που πρέπει να είναι τουλάχιστον 3 φορές μεγαλύτερο από τη διάμετρο. Ο έλεγχος των διατμητικών ήλων πραγματοποιείται για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, λειτουργικότητας και κόπωσης.

Η διατμητική αντοχή των ήλων κεφαλής για μορφή αστοχίας I (διάτμηση κορμού του ήλου) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$P_{Rd,1} = \frac{0.8 \times f_u \times \left( \pi \times \frac{d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \quad (8.1)$$

Για τη μορφή αστοχίας II (θραύση σκυροδέματος) η διατμητική αντοχή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$P_{Rd,2} = \frac{0.29 \times a \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (8.2)$$

Σύμφωνα με τον EN1994-2 [24], η διατμητική αντοχή των ήλων στην οριακή κατάσταση αστοχίας προσδιορίζεται από την ελάχιστη τιμή των επιμέρους αντοχών για τις μορφές αστοχίας I και II.

$$P_{Rd} = \min\{P_{Rd,1} ; P_{Rd,2}\} \quad (8.3)$$

Για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας η διατμητική αντοχή προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$P_{Rd,ser} = 0.75 \times P_{Rd} \quad (8.4)$$

Στις ανωτέρω σχέσεις ο συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_v$  είναι ίσος με 1.25, ενώ για λόγους  $h_{sc}/d > 4$ , όπως συνηθίζεται στις γέφυρες, ο συντελεστής  $a$  ισούται με 1.0. Η διατμητική αντοχή ήλων με  $f_u = 450$  MPa καθορίζεται από την αντοχή του κορμού σε διάτμηση, η οποία όπως αναφέρεται αποτελεί όλκιμη μορφή αστοχίας, ενώ για την αποφυγή της ψαθυρής αστοχίας του σκυροδέματος επιλέγεται συνήθως κατηγορία σκυροδέματος C 35/45.

### 8.3 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

Οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες αφορούν τη διάταξη των διατμητικών ήλων στη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση, τις αποστάσεις του εγκάρσιου οπλισμού από την κεφαλή των ήλων, τις αποστάσεις των ήλων από την άκρη του χαλύβδινου πέλματος κλπ. Στον Πίνακα 8.1 συνοψίζονται οι κατασκευαστικές διατάξεις που χρησιμοποιούνται για την υπό μελέτη γέφυρα.

**Πίνακας 8.1** Κατασκευαστικές λεπτομέρειες διατμητικών ήλων

Διάταξη	Περιορισμός
Διαμήκεις αποστάσεις ( $e_L$ )	$5d \leq e_L \leq \min(4 \times h_c ; 800\text{mm})$
Εγκάρσιες αποστάσεις ( $e_T$ )	$e_T \geq 4.0 \times d$
Απόσταση μεταξύ της άκρης του ήλου και της άκρης του πέλματος ( $e_D$ )	$e_D \geq 25 \text{ mm}$
Απόσταση μεταξύ της κάτω επιφάνειας της κεφαλής και του κάτω εγκάρσιου οπλισμού της πλάκας	$\geq 30 \text{ mm}$
Επικάλυψη σκυροδέματος από την άκρη της κλίσης μέχρι τον ήλο ( $e_v$ )	$e_v \geq 50 \text{ mm}$

### 8.4 Έλεγχος διαμήκουσ διάτμησης για ελαστική συμπεριφορά

Όπως αναφέρεται σε προηγούμενη ενότητα, η χρήση διατμητικών συνδέσμων στις σύμμικτες κατασκευές γίνεται για την κάλυψη της διαμήκουσ διάτμησης στη διεπιφάνεια χάλυβα-σκυροδέματος, η οποία προέρχεται λόγω τεμνουσών δυνάμεων. Η διαμήκουσ οριζόντια διατμητική ροή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I} \quad (8.5)$$

Στην ανωτέρω σχέση ο όρος  $V_{Ed}$  αναφέρεται στην δρώσα τέμνουσα δύναμη, ο όρος  $S$  στη στατική ροπή της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνο ελέγχου και ο όρος  $I$  στη ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης σύμμικτης διατομής. Η σχέση 8.5 χρησιμοποιείται τόσο στις αρηγμάτωτες όσο και στις ρηγματωμένες διατομές και προϋποθέτει ελαστική συμπεριφορά της δοκού.

Η διαμήκουσ διατμητική ροή στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-χάλυβα ακολουθεί το διάγραμμα τεμνουσών όμως για διαφορετικούς συνδυασμούς, η διατμητική ροή δεν μπορεί να προκύψει από το συνδυασμό των τεμνουσών δυνάμεων. Αυτό συμβαίνει καθώς ο λόγος ισοδυναμίας του σκυροδέματος και επομένως οι ιδιότητες της σύμμικτης διατομής μεταβάλλονται με το χρόνο, συνεπώς λαμβάνονται διαφορετικές τιμές  $n$  για τις επιμέρους φορτίσεις (μόνιμες δράσεις, φορτία κυκλοφορίας, θερμοκρασία κλπ). Η τελική διατμητική ροή προσδιορίζεται και από την εξέταση κάθε φόρτισης και την επαλληλία αυτών. Οι τοποθετούμενοι διατμητικοί σύνδεσμοι σχεδιάζονται με στόχο την ικανοποίηση των ελέγχων για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

$$v_{L,Ed} \leq v_{L,Rd} \quad \text{για την OKA} \quad (8.6)$$

$$v_{L,Ed} \leq v_{L,Rd,ser} \quad \text{για την OKΛ} \quad (8.7)$$

Η διατμητική αντοχή των συνδέσμων στις οριακές καταστάσεις υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$v_{L,Rd} = n \times \frac{P_{Rd}}{e_L} \quad \text{για την OKA} \quad (8.8)$$

$$v_{L,Rd,ser} = n \times \frac{P_{Rd,ser}}{e_L} \quad \text{για την OKΛ} \quad (8.9)$$

Στις ανωτέρω σχέσεις ο όρος  $n$  αναφέρεται στον αριθμό των διατμητικών ήλων στη διατομή και ο όρος  $e_L$  στη διαμήκη απόσταση μεταξύ των ήλων.

## 8.5 Διατμητική σύνδεση διαδοκίδας

Όπως αναφέρεται σε προηγούμενο κεφάλαιο, ο σχεδιασμός της υπό μελέτη γέφυρας προβλέπει τη διαμόρφωση σύμμικτου καταστρώματος με σύνδεση της πλάκας σκυροδέματος μόνο στα τμήματα των διαδοκίδων. Η τοποθέτηση των διατμητικών συνδέσμων αφορά μόνο τα τμήματα αυτά και ο σχεδιασμός γίνεται για πλήρη διατμητική σύνδεση σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1994-2 [24].

Για τη διατμητική σύνδεση της σύμμικτης πλάκας με τις διαδοκίδες χρησιμοποιούνται διατμητικοί ήλοι κεφαλής  $\Phi 22/200$  (S235-J2+C450). Η αντοχή των διατμητικών ήλων στις οριακές καταστάσεις παρουσιάζεται στον Πίνακα 8.2.

**Πίνακας 8.2** Διατμητική αντοχή ήλων κεφαλής  $\Phi 22/200$

Αντοχή ήλου	
$P_{Rd,1}$ (kN)	109
$P_{Rd,2}$ (kN)	122
$P_{Rd,OKA}$ (kN)	109
$P_{Rd,OKΛ}$ (kN)	82.5

Για την δεδομένη κατηγορία διατμητικών ήλων παρουσιάζονται οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες στον Πίνακα 8.3.

**Πίνακας 8.3** Κατασκευαστικές λεπτομέρειες διατμητικών ήλων

Διάταξη	Περιορισμός
$e_L$ (mm)	200
$e_T$ (mm)	100
$e_D$ (mm)	140
$e_v$ (mm)	$\geq 50$ mm

Από την ελαστική ανάλυση στην κρίσιμη διαδοκίδα η μέγιστη τέμνουσα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό στην ΟΚΑ είναι:

$$V_{Ed} = 815 \text{ kN}$$

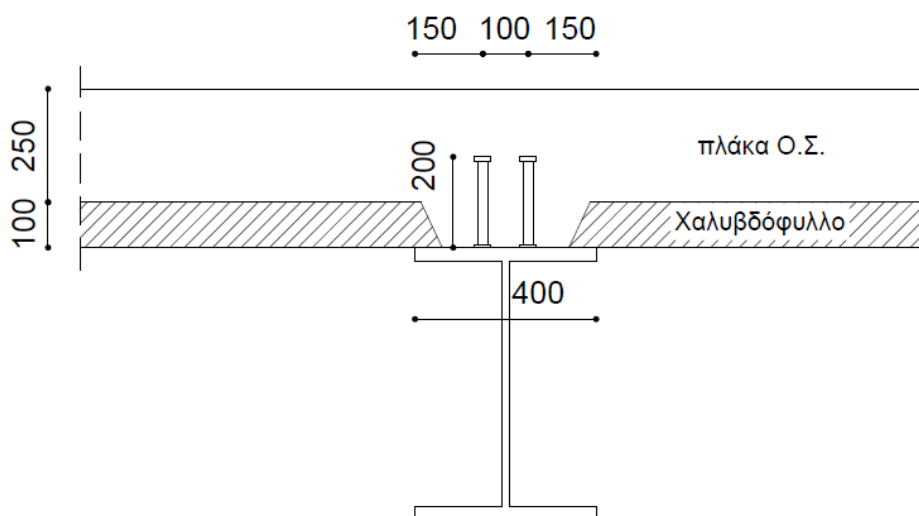
Γίνεται η συντηρητική παραδοχή ότι όλες οι τέμνουσες λαμβάνονται από τη βραχυχρόνια διατομή ( $n_o = 6.18$ ). Η διατμητική ροή στην σύμμικτη δοκό (σχέση 8.5) προκύπτει:

$$v_{L,Ed} = \frac{815(\text{kN}) \times 0.013(\text{m}^2)}{0.0095(\text{m}^4)} = 1184.16 \text{ kN/m}$$

Για την κάλυψη των διατμητικών αντοχών στις οριακές καταστάσεις προκύπτει η απαίτηση:

$$2\phi 22 \times 200/15$$

Στο Σχήμα 8.1 παρουσιάζεται η κατασκευαστική λεπτομέρεια της διατμητικής σύνδεσης σε επίπεδο διατομής.

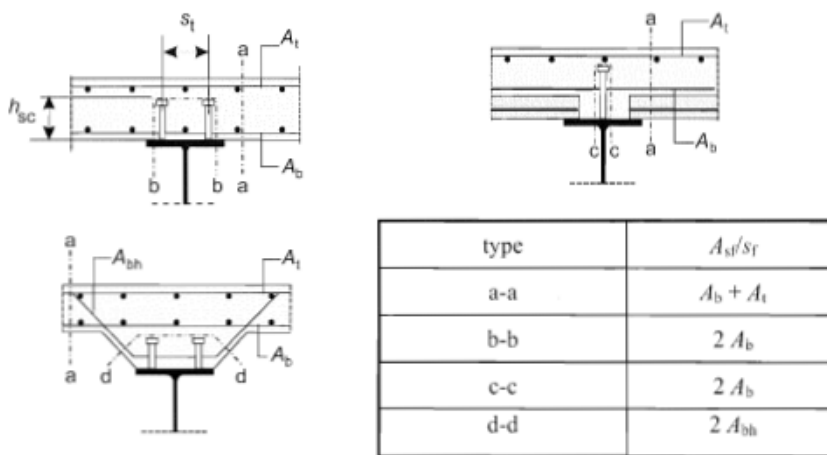


**Σχήμα 8.1** Διάταξη ήλων σε επίπεδο διατομής

## 8.6 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος

### 8.6.1 Διατμητική ροή

Η διαμήκης διατμητική σύνδεση της διεπιφάνειας σκυροδέματος-χάλυβα μεταφέρεται μέσω των διατμητικών συνδέσμων από την πλάκα στη χαλύβδινη δοκό. Όσον αφορά την πλάκα σκυροδέματος, η παραλαβή της διατμητικής δύναμης γίνεται μέσω ενός συστήματος θλιπτήρων-ελκυστήρων, με τους θλιπτήρες να αποτελούν το σώμα του σκυροδέματος και οι ελκυστήρες τους εγκάρσιους οπλισμούς. Κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας, ο έλεγχος των θλιπτήρων και των ελκυστήρων αφορά ορισμένες χαρακτηριστικές τομές γύρω από τους ήλους, οι οποίες μπορούν να γίνουν κατανοητές από το Σχήμα 8.2.



Σχήμα 8.2 Θέσεις ελέγχου διατμητικής κάλυψης

Η διατμητική ροή για πλάκα σκυροδέματος υπό θλίψη είναι

$$v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed} \times \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}} \quad (8.10)$$

,ενώ αντίστοιχα για σκυρόδεμα σε εφελκυσμό:

$$v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed} \times \frac{A_{sp,eff}}{A_{s,tot,eff}} \quad (8.11)$$

Στις ανωτέρω σχέσεις ο όρος  $v_{L,Ed}$  αναφέρεται στη δρώσα διατμητική ροή στην ΟΚΑ η οποία για ελαστική συμπεριφορά προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_{L,Ed} = \frac{n \times P_{Rd}}{e_L} \quad (8.12)$$

Ο όρος  $A_{cp,eff}$  αναφέρεται στο εμβαδό της μερικής πλάκας που κόβεται από τη διατομή α-α, ο όρος  $A_{sp,eff}$  στο εμβαδό του οπλισμού εντός της πλάκας που κόβεται από την τομή α-α και οι όροι  $A_{s,tot,eff}$  και  $A_{c,tot,eff}$  αναφέρονται στο συνολικό εμβαδό της πλάκας σκυροδέματος εντός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας.

## 8.6.2 Έλεγχος θλιπτήρων-ελκυστήρων

Η αντοχή θραύσης των θλιπτήρων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{c,Rd} = v \times f_{cd} \times L_v \times \sin\theta \times \cos\theta \quad (8.13)$$

Στη σχέση 8.13 ο όρος  $L_v$  αναφέρεται στο μήκος της πιθανής επιφάνειας αστοχίας για κάθε τομή και προσδιορίζεται από τον Πίνακα 8.4 για κάθε τομή, ο όρος  $\theta$  στη γωνία κλίσης του θλιπτήρα και ο όρος  $v$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$v = 0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (8.14)$$

**Πίνακας 8.4** Μήκος πιθανής επιφάνειας αστοχίας

Τομή	$L_v$
a-a	$h_c$
b-b	$2 \times h_{cs} + s_t + d_{head,sc}$
c-c	$2 \times h_{cs} + d_{head,sc}$
d-d	Ελάχιστο μήκος τομής

Η αντοχή των ελκυστήρων προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$V_{s,Rd} = \frac{A_{sf}}{s_f} \times f_{sd} \times \cot\theta \quad (8.15)$$

Ο λόγος  $A_{sf}/s_f$  προσδιορίζεται από το Σχήμα 8.2 για κάθε τομή και ο όρος  $f_{sd}$  αναφέρεται στην οριακή τάση σχεδιασμού του οπλισμού. Οι απαιτούμενοι έλεγχοι αφορούν το σκυρόδεμα και τον εγκάρσιο οπλισμό:

$$V_{Lc,Ed} \leq V_{c,Rd} \quad (8.16)$$

$$V_{Lc,Ed} \leq V_{s,Rd} \quad (8.17)$$

Από τις ανωτέρω σχέσεις πραγματοποιούνται οι βασικοί έλεγχοι για την πλάκα σκυροδέματος και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους Πίνακες 8.5. και 8.6.

**Πίνακας 8.5** Διατμητική κάλυψη πλάκας (τομή α-α)

<b>Τομή α-α</b>	
$L_v$ (m)	0.30
$\cot\theta$	1.20
$v$	0.52
$V_{LC,Ed}$ (kN/m) (σχέση 8.10)	1184.16
$V_{c,Rd,a-a}$ (kN/m) (σχέση 8.13)	1776.40
$V_{LC,Ed} \leq V_{c,Rd,a-a}$	<b>OK</b> - 66.70%

**Πίνακας 8.6** Διατμητική κάλυψη πλάκας (τομή b-b)

<b>Τομή b-b</b>	
$L_v$ (m)	0.30
$\cot\theta$	1.20
$v$	0.52
$V_{LC,Ed}$ (kN/m) (σχέση 8.10)	2060.45
$V_{c,Rd,b-b}$ (kN/m) (σχέση 8.13)	3090.90
$V_{LC,Ed} \leq V_{c,Rd,b-b}$	<b>OK</b> - 66.70%

**8.6.3 Εγκάρσιος οπλισμός διαδοκίδων**

Ο προσδιορισμός του απαιτούμενου οπλισμού πραγματοποιείται τροποποιώντας τη σχέση 8.15, θεωρώντας  $V_{s,Rd} = \max(V_{LC,Ed,a-a}; V_{LC,Ed,b-b})$ . Από τους Πίνακες 8.5 και 8.6 προκύπτει:

$$V_{s,Rd} = \max(1184.16; 2060.45) = 2060.45 \text{ kN/m}$$

Ο απαιτούμενος οπλισμός είναι:

$$\left(\frac{A_{sf}}{S_f}\right)_{\text{tot}} = \frac{2060.45 \times 10^3 \left(\frac{\text{N}}{\text{m}}\right)}{1.15 \times \frac{1}{100} \left(\frac{\text{N}}{\text{cm}^2}\right) \times 1.2} = 39.49 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$



Στο άνω πέλμα απαιτείται:

$$\left(\frac{A_{sf}}{S_f}\right)_{\text{άνω πέλματος}} = \frac{\left(\frac{A_{sf}}{S_f}\right)_{\text{tot}}}{4} = 9.87 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Στο κάτω πέλμα απαιτείται:

$$\left(\frac{A_{sf}}{S_f}\right)_{\text{κάτω πέλματος}} = \frac{\left(\frac{A_{sf}}{S_f}\right)_{\text{tot}}}{2} = 19.74 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Όσον αφορά τους εγκάρσιους οπλισμούς, ο EN 1994-2 [10] προβλέπει την τοποθέτηση ελάχιστου εγκάρσιου οπλισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\frac{A_{sf}}{S_f \times h_c} = \frac{0.08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}} \quad (8.18)$$

όπου:

$h_c$  το μέσο πάχος της πλάκας

$f_{ck}$  η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυρ/τος (MPa)

$f_{sk}$  η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή του εγκάρσιου οπλισμού (MPa)

Σε περίπτωση συνδυασμένης διαμήκουσ διάτμησης και εγκάρσιας κάμψης ο τοποθετούμενος οπλισμός πρέπει να ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$A_{req} = \max\left\{\frac{A_{sf}}{S_f}; A_{bend} + 0.5 \times \frac{A_{sf}}{S_f}\right\} \quad (8.19)$$

Οι απαιτήσεις οπλισμών της πλάκα σκυροδέματος του καταστρώματος της υπό μελέτη γέφυρας παρουσιάζονται στον Πίνακα 8.7.

**Πίνακας 8.7** Απαιτήσεις οπλισμών για διατμητική κάλυψη στην πλάκα Ο.Σ.

<b>Απαιτούμενοι οπλισμοί</b>	
$\min A_{sf}/S_f$ (cm <sup>2</sup> /m)	3.31
$A_{req, \text{άνω ίνα}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	17.49
$A_{req, \text{κάτω ίνα}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	32.29

## 9 Κόπωση

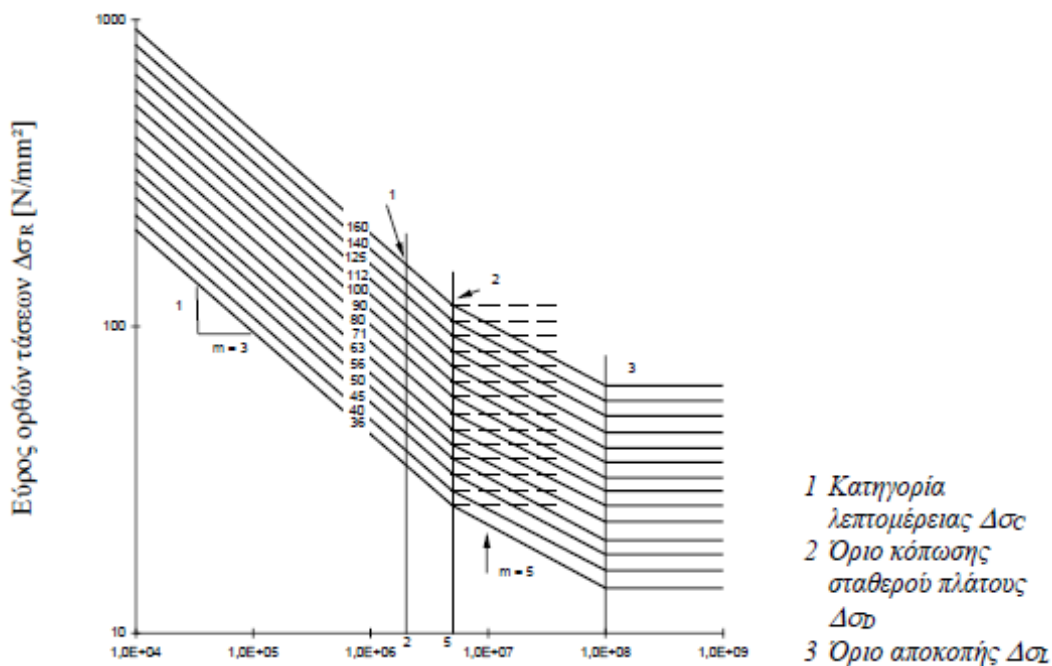
### 9.1 Γενικά

Η κόπωση αποτελεί μια διαδικασία συσσώρευσης βλάβης σε στοιχεία που υποβάλλονται σε επαναληπτική φόρτιση. Εξαιτίας των φαινομένων κόπωσης στα στοιχεία είναι πιθανός ο σχηματισμός και η σταδιακή να διεύρυνση ρωγμών. Όταν η ανάπτυξη των ρωγμών γίνει τόσο μεγάλη ούτως ώστε η παραμένουσα διατομή να καθίσταται ανεπαρκής στην παραλαβή επιβαλλόμενων φορτίων επέρχεται αστοχία του στοιχείου. Η κόπωση αποτελεί τοπικό φαινόμενο που εμφανίζεται σε περιοχές συγκέντρωσης τάσεων, όπως σε θέσεις απότομης αλλαγής διατομής, σε σημεία διανοιγμένων οπών για κοχλιώσεις, σε περιοχές συγκολλήσεων κλπ [1].

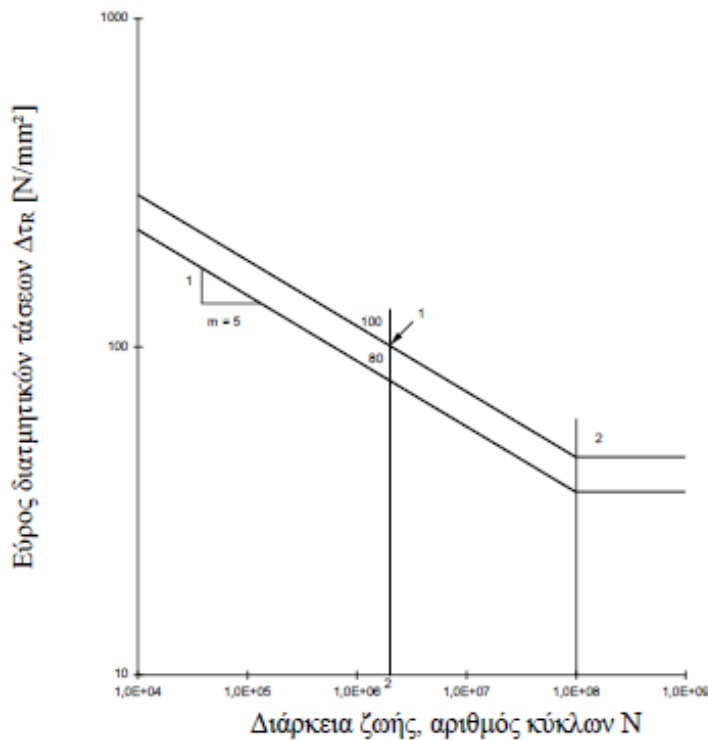
Όπως είναι γνωστό, οδικές και σιδηροδρομικές γέφυρες καταπονούνται από μεγάλο αριθμό διελεύσεων οχημάτων ή συρμών, φορτίσεων που θεωρούνται επαναληπτικές. Ειδικότερα, οι γέφυρες μεσαίων ή μικρών ανοιγμάτων καθίσταται πιο επιρρεπείς σε φαινόμενα κόπωσης συγκριτικά με τις γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων καθώς ο λόγος κινητών προς μόνιμων φορτίων είναι μεγαλύτερος.

### 9.2 Κατηγορίες λεπτομερειών

Η αντοχή σε κόπωση είναι τοπικό φαινόμενο και εξαρτάται από τη διαμόρφωση μίας κατασκευαστικής λεπτομέρειας. Για το σκοπό αυτό γίνεται διάκριση διαφόρων κατασκευαστικών λεπτομερειών που χαρακτηρίζονται από έναν αριθμό που δίνει το εύρος των τάσεων για  $2 \times 10^6$  κύκλους φόρτισης. Οι καμπύλες κόπωσης S-N σύμφωνα με τον EN1993-1-9 [22] για ορθές και διατμητικές τάσεις παρουσιάζονται στα Σχήματα 9.1 και 9.2. Όσον αφορά τις σύμμικτες διατομές, η αντοχή των διατμητικών ήλων σε κόπωση είναι 90 MPa με κλίση  $m=8$  ενώ η αντοχή των εφελκυσμένων οπλισμών 162.5 MPa για 1 εκατομμύριο κύκλους με κλίση  $m=9$ .



Σχήμα 9.1 Καμπύλες κόπωσης χάλυβα για ορθές τάσεις







1 Κατηγορία  
λεπτομέρειας Δτc  
2 Όριο αποκοπής Δτ

Σχήμα 9.2 Καμπύλες κόπωσης χάλυβα και ήλων για διατμητικές τάσεις

Όπως γίνεται αντιληπτό από το Σχήμα 9.1 ο κίνδυνος κόπωσης για τις αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις είναι μεγαλύτερος από ότι για τις διατμητικές. Οι κατηγορίες λεπτομερειών για ελατές διατομές, σύμφωνα με τον EN1993-1-9 [22], παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.1.

Πίνακας 9.1 Κατηγορίες λεπτομέρειας για ελατές διατομές

Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
160		<p><b>EN</b> 1) Plates and flats with as rolled edges; 2) Rolled sections with as rolled edges; <b>EN</b> 3) Seamless hollow sections, either rectangular or circular.</p>	<p>Details 1) to 3): Sharp edges, surface and rolling flaws to be improved by grinding until removed and smooth transition achieved.</p>
140		<p>Sheared or gas cut plates: 4) Machine gas cut or sheared material with subsequent dressing.</p>	<p>4) All visible signs of edge discontinuities to be removed. The cut areas are to be machined or ground and all burrs to be removed. Any machinery scratches for example from grinding operations, can only be parallel to the stresses.</p>
125		<p>5) Material with machine gas cut edges having shallow and regular drag lines or manual gas cut material, subsequently dressed to remove all edge discontinuities. Machine gas cut with cut quality according to EN 1090.</p>	<p>Details 4) and 5): - Re-entrant corners to be improved by grinding (slope <math>\leq \frac{1}{4}</math>) or evaluated using the appropriate stress concentration factors. - No repair by weld refill.</p>
100 m = 5		<p><b>EN</b> 6) and 7) Rolled or extruded products as in details 1), 2), 3) <b>EN</b></p>	<p>Details 6) and 7): <math>\Delta\sigma</math> calculated from: <math>\tau = \frac{V S(t)}{11}</math></p>

Όσον αφορά τις συνδέσεις μορφής K και N η κατηγορία λεπτομέρειας παρουσιάζεται στον Πίνακα 9.2.

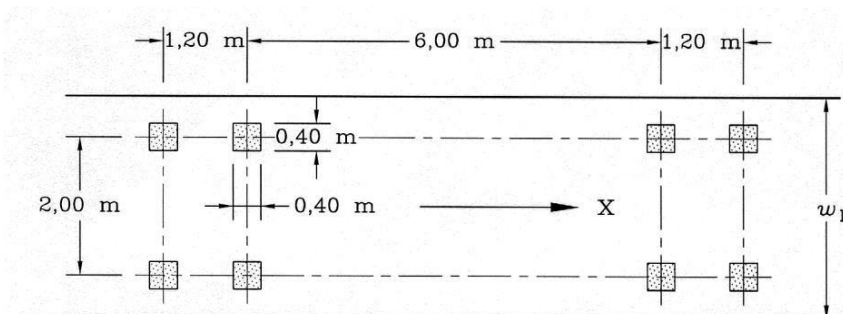
**Πίνακας 9.2** Κατηγορίες λεπτομερειών συνδέσεων μορφής K και N

Detail category	Constructional detail		Requirements
90 m=5	$\frac{t_n}{t_t} \geq 2,0$		<b>Details 1) and 2):</b> - Separate assessments needed for the chords and the braces. - For intermediate values of the ratio $t_n/t_t$ , interpolate linearly between detail categories. - Fillet welds permitted for braces with wall thickness $t \leq 8$ mm. - $t_o$ and $t_t \leq 8$ mm - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ - $b_n/t_n \leq t_n/t_t \leq 25$ - $d_o/t_o \leq t_n/t_t \leq 25$ - $0,4 \leq b_n/b_o \leq 1,0$ - $0,25 \leq d_o/d_o \leq 1,0$ - $b_o \leq 200$ mm - $d_o \leq 300$ mm - $-0,5b_o \leq e_{op} \leq 0,25b_o$ - $-0,5d_o \leq e_{op} \leq 0,25d_o$ - $e_{op} \leq 0,02b_o$ or $\leq 0,02d_o$ [e <sub>op</sub> is out-of-plane eccentricity] <b>Detail 2):</b> $0,5(b_o - b_n) \leq g \leq 1,1(b_o - b_n)$ and $g \geq 2t_o$
45 m=5			
71 m=5	$\frac{t_n}{t_t} \geq 2,0$		
36 m=5			

### 9.3 Πρότυπη φόρτιση κόπωσης (FLM 3)

Οι κατηγορίες οχημάτων που διέρχονται τις οδικές γέφυρες ποικίλουν ανάλογα με το βάρος, τον αριθμό αξόνων, τις αποστάσεις αξόνων κλπ. Για την κάλυψη των περιπτώσεων αυτών, σύμφωνα με τον EN1991-2 [15] προβλέπονται πέντε πρότυπες φορτίσεις κόπωσης, η χρήση των οποίων γίνεται ανάλογα με την κατάσταση ελέγχου που πραγματοποιείται [1].

Για τον έλεγχο των οδικών γεφυρών σε κόπωση προτείνεται μία απλοποιημένη μέθοδος ελέγχου στην οποία ως βασική κυκλοφοριακή φόρτιση λαμβάνεται ένα πρότυπο όχημα κόπωσης (FLM3). Το όχημα που λαμβάνεται κατά την απλοποιημένη μέθοδο αποτελείται από 4 άξονες με φορτίο άξονα 120 kN. Για γέφυρες με συνολικό μήκος μικρότερο ή ίσο των 40m, ο έλεγχος σε κόπωση πραγματοποιείται μόνο με τη θεώρηση του πρότυπου οχήματος, ενώ για μεγαλύτερου μήκους γέφυρες εξετάζεται η διέλευση ενός δεύτερου οχήματος σε απόσταση 40m από το πρώτο και με βάρος ίσο με το 30% του βάρους του FLM3. Το πρότυπο όχημα κινείται στο μέσο των ονομαστικών λωρίδων ούτως ώστε να προκύψει η μέγιστη και η ελάχιστη δυνατή ένταση στην κατασκευή.



**Σχήμα 9.3** Όχημα κόπωσης της πρότυπης φόρτισης FLM3

Για την υπό μελέτη κατασκευή χρησιμοποιείται και δεύτερο όχημα ελέγχου καθώς το συνολικό μήκος του καταστρώματος είναι 60m.

## 9.4 Έλεγχος κόπωσης δομικού χάλυβα

### 9.4.1 Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης

Για τον έλεγχο κόπωσης του δομικού χάλυβα χρησιμοποιείται ο απλοποιημένος έλεγχος, στον οποίο οι παράγοντες κόπωσης λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός ισοδύναμου συντελεστή βλάβης  $\lambda$ , ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \leq \lambda_{\max} \quad (9.1)$$

Ο συντελεστής  $\lambda_1$  αναφέρεται στο μήκος της κρίσιμης γραμμής επιρροής. Για ανοίγματα αμφιέριστων δοκών ο συντελεστής  $\lambda_1$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\lambda_1 = 2.55 - 0.7 \times \frac{L - 10}{70} \quad (9.2)$$

όπου  $L$  το μήκος ανοίγματος της δοκού. Ο συντελεστής  $\lambda_2$  αναφέρεται στον όγκο κυκλοφορίας και προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_o} \times \left( \frac{N_{obs}}{N_o} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (9.3)$$

όπου  $Q_{m1}$  είναι το μικτό βάρος φορτηγών στην αργή λωρίδα το οποίο για την υπό μελέτη γέφυρα θεωρείται ίσο με 480 kN,  $Q_o$  είναι το βάρος του οχήματος κόπωσης και είναι ίσο με 480 kN και  $N_{obs}$  ο συνολικός αριθμός φορτηγών στην αργή λωρίδα ανά έτος. Ο αριθμός φορτηγών  $N_{obs}$  προσδιορίζεται από τον Πίνακα 9.3.

**Πίνακας 9.3** Τιμές του  $N_{obs}$

	<b>Κατηγορία κυκλοφορίας</b>	<b><math>N_{obs}</math> ανά έτος και αργή λωρίδα</b>
1	Οδοί και αυτοκινητόδρομοι με 2 ή περισσότερες λωρίδες ανά κατεύθυνση με υψηλό ποσοστό φορτηγών	$2 \times 10^6$
2	Οδοί και αυτοκινητόδρομοι με μεσαίο ποσοστό φορτηγών	$0.5 \times 10^6$
3	Κύριες οδοί με μικρό ποσοστό φορτηγών	$0.125 \times 10^6$
4	Τοπικές οδοί με μικρό ποσοστό φορτηγών	$0.05 \times 10^6$

Η υπό μελέτη γέφυρα κατατάσσεται σε κατηγορία κυκλοφορίας 2 συνεπώς λαμβάνεται ο συντελεστής  $N_{obs}$  ίσος με  $0.5 \times 10^6$ . Ο συντελεστής  $\lambda_3$  αναφέρεται στη διάρκεια ζωής της γέφυρας και προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\lambda_3 = \left( \frac{t_{Ld}}{100} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (9.4)$$

Όπως αναφέρεται σε προηγούμενη ενότητα, η διάρκεια ζωής του έργου είναι 100 έτη και  $m=5$ . Ο συντελεστής  $\lambda_4$  αναφέρεται στην κυκλοφορία των υπόλοιπων λωρίδων και για τη δεδομένη κατηγορία κυκλοφορίας θεωρείται ίσος με 1. Η τιμή του συντελεστή  $\lambda$  για αμφιέριστες δοκούς δε θα πρέπει να ξεπερνάει τη μέγιστη τιμή  $\lambda_{\max}$  που ορίζει ο κανονισμός και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\lambda_{\max} = 2.5 - 0.5 \times \frac{L - 10}{15} \text{ για } L \leq 25\text{m}, \text{ διαφορετικά } \lambda_{\max} = 2$$

#### 9.4.2 Εύρος τάσεων και έλεγχος κόπωσης

Το εύρος τάσεων ενός δομικού στοιχείου για τον έλεγχο του σε φαινόμενα κόπωσης υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \times |\sigma_{\max,f,Ed} - \sigma_{\min,f,Ed}| \quad (9.5)$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda \times |\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}| \quad (9.6)$$

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται από τον κορμό της χαλύβδινης δοκού, συνεπώς το εύρος των διατμητικών τάσεων μπορεί να προσδιοριστεί από την σχέση:

$$|\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}| = |V_{\max,f,Ed} - V_{\min,f,Ed}| \times \frac{1}{h_w \times t_w} \quad (9.7)$$

Για την επάρκεια των χαλύβδινων διατομών σε κόπωση, είναι αναγκαία η ικανοποίηση των ελέγχων υπέρβασης τάσεων. Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται για τις ορθές και διατμητικές τάσεις αλλά και για τον συνδυασμό αυτών.

$$\frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\sigma_{E2}}{\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf,a}}} \leq 1 \quad (9.8)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\tau_{E2}}{\frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,a}}} \leq 1 \quad (9.9)$$

$$\left( \frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\sigma_{E2}}{\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf,a}}} \right)^3 + \left( \frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\tau_{E2}}{\frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,a}}} \right)^5 \leq 1 \quad (9.10)$$

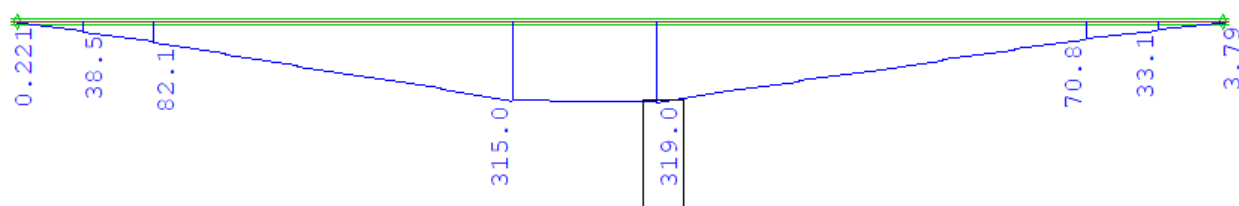
Στις ανωτέρω σχέσεις ο συντελεστής  $\gamma_{Ff}$  θεωρείται ίσος με 1.0 και ο συντελεστής  $\gamma_{Mf,a}$  προσδιορίζεται από τον Πίνακα 9.4.

**Πίνακας 9.4** Συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_{Mf,a}$ 

Συνέπειες αστοχίας		
Μέθοδος εκτίμησης	Μικρές	Μεγάλες
Αντοχή βλαβών	1.00	1.15
Ασφάλεια ζωής	1.15	1.35

### 9.4.3 Έλεγχος τυπικής διαδοκίδας σε κόπωση

Για την υπό μελέτη κατασκευή ο έλεγχος σε κόπωση πραγματοποιείται μόνο για τις χαλύβδινες διαδοκίδες. Ο έλεγχος των κύριων δοκών μπορεί να αποφευχθεί λόγω του μεγάλου μήκους τους ( $L > 45\text{m}$ ), ενώ το τμήμα της πλάκας σκυροδέματος υφίσταται εφελκυσμό συνεπώς ο έλεγχος σε κόπωση καθίσταται αναποτελεσματικός λόγω ρηγματώσεως της διατομής. Από την φόρτιση της γέφυρας με το FLM3 η ροπή και οι τάσεις στο άνω και κάτω πέλμα των διαδοκίδων παρουσιάζονται στο Σχήμα 9.4 και τον Πίνακα 9.5 αντίστοιχα.



**Σχήμα 9.4** Διάγραμμα ροπών (My) τυπικής διαδοκίδας (FLM3) [kNm]

**Πίνακας 9.5** Ορθές τάσεις άνω και κάτω πέλματος του χαλύβδινου τμήματος

Τάσεις χαλύβδινης διατομής για FLM3	
$\sigma_{x,\text{άνω}} (\text{MPa})$	5.60
$\sigma_{x,\text{κάτω}} (\text{MPa})$	26.82

Οι διαδοκίδες συνολικού θεωρητικού μήκους 17m διαμορφώνονται από συγκολλητή διατομή συνεπώς η κατηγορία λεπτομέρειας για τις ορθές τάσεις είναι 125, ενώ ο αριθμός κύκλων  $N_0$  θεωρείται ίσος με  $0.5 \times 10^6$ . Γίνεται επίσης η θεώρηση ότι λόγω της θέσεως της κατασκευής η επιθεώρηση της κατά της διάρκεια ζωής δεν θα είναι συχνή συνεπώς λαμβάνονται συντηρητικά οι συντελεστές  $\gamma_{Mf,a}$ . Ο συντελεστής βλάβης καθώς και τα αποτελέσματα για τον έλεγχο των αναπτυσσόμενων ορθών τάσεων σε κόπωση στο άνω και κάτω πέλμα τις τυπικής διαδοκίδας παρουσιάζονται συνοπτικά στους Πίνακες 9.6 και 9.7.

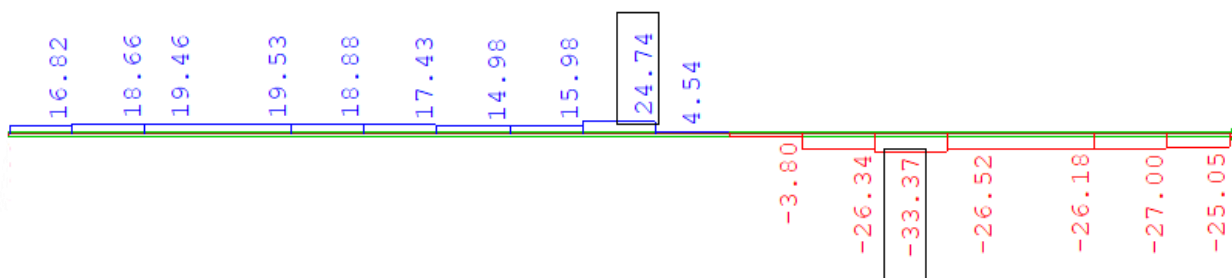
**Πίνακας 9.6** Έλεγχος ορθών τάσεων κάτω πέλματος τυπικής διαδοκίδας σε κόπωση

Έλεγχος ορθών τάσεων διαδοκίδας (κάτω πέλμα)	
$\lambda$	2.48
$\lambda_{\max}$	2.27
$\sigma_{\max,f,Ed}$ (MPa)	26.81
$\sigma_{\min,f,Ed}$ (MPa)	0
$\Delta\sigma_{\varepsilon,2}$ (MPa)	60.78
$\Delta\sigma_c$ (MPa)	125
Έλεγχος (εξ. 9.8)	$0.42 < 1$

**Πίνακας 9.7** Έλεγχος ορθών τάσεων άνω πέλματος τυπικής διαδοκίδας σε κόπωση

Έλεγχος ορθών τάσεων διαδοκίδας (άνω πέλμα)	
$\sigma_{\max,f,Ed}$ (MPa)	0
$\sigma_{\min,f,Ed}$ (MPa)	5.60
$\Delta\sigma_{\varepsilon,2}$ (MPa)	12.69
$\Delta\sigma_c$ (MPa)	125
Έλεγχος (εξ. 9.8)	$0.08 < 1$

Οι μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις που αναπτύσσονται στην τυπική διαδοκίδα από τη φόρτιση FLM3 παρουσιάζονται στο Σχήμα 9.5.

**Σχήμα 9.5** Διάγραμμα τέμνουσών δυνάμεων ( $V_z$ ) διαδοκίδας (FLM3) [kN]

Το εύρος των διατμητικών τάσεων υπολογίζεται από τη σχέση 9.7, ενώ η κατηγορία λεπτομέρειας της διατομής σε διατμητικές τάσεις είναι 80. Ο έλεγχος των διατμητικών δυνάμεων γίνεται από την σχέση 9.9 και τα αποτελέσματα του ελέγχου παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.8.



**Πίνακας 9.8** Έλεγχος διατμητικών τάσεων τυπικής διαδοκίδας σε κόπωση

<b>Έλεγχος διατμητικών τάσεων διαδοκίδας</b>	
$\lambda$	2.48
$\lambda_{\max}$	2.27
$V_{\max,f,Ed}$ (kN)	30.00
$V_{\min,f,Ed}$ (kN)	-36.00
$\Delta\tau_{\varepsilon,2}$ (MPa)	15.90
$\Delta\tau_c$ (MPa)	80
Έλεγχος (εξ. 9.9)	$0.17 < 1$

## 9.5 Έλεγχος κόπωσης διατμητικών ήλων

### 9.5.1 Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης

Ο συντελεστής βλάβης για τον έλεγχο κόπωσης των διατμητικών ήλων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\lambda = \lambda_{v,1} \times \lambda_{v,2} \times \lambda_{v,3} \times \lambda_{v,4} \quad (9.11)$$

Για τον έλεγχο κόπωσης των διατμητικών ήλων ο συντελεστής  $\lambda_{v,1}$  λαμβάνεται ίσος με 1.55 για οδικές γέφυρες με άνοιγμα έως 100m ενώ οι υπόλοιποι συντελεστές  $\lambda_{v,i}$  προσδιορίζονται από τις σχέσεις 9.2 έως 9.4.

### 9.5.2 Εύρος και έλεγχος τάσεων

Ο έλεγχος τάσεων στους διατμητικούς ήλους για αμφιέριστα τμήμα δοκών πραγματοποιείται για τις διατμητικές τάσεις από τη σχέση:

$$\frac{\gamma_{FF} \times \Delta\tau_{E2}}{\frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,v}}} \leq 1 \quad (9.12)$$

όπου το εύρος των διατμητικών τάσεων υπολογίζεται από την σχέση:

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda_v \times |\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}| \quad (9.13)$$

Στην ανωτέρω σχέση η διαφορά  $|\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}|$  προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$|\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}| = |V_{\max,f} - V_{\min,f}| \times \frac{S_{1,0} \times e_L}{I_{1,0} \times n \times A_d} \quad (9.14)$$

όπου:

$V_{\max,f}, V_{\min,f}$	οι μέγιστες και ελάχιστες τέμνουσες που προκύπτουν από το φορτίο FLM3
$S_{1,0}$	η στατική ροπή της πλάκας και του οπλισμού ως προς το κέντρο βάρους της αρηγμάτωτης διατομής
$I_{1,0}$	η ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης διατομής για βραχυχρόνια φόρτιση
$e_L$	η απόσταση μεταξύ των διατμητικών ήλων κατά τη διαμήκη έννοια
$n$	ο αριθμός διατμητικών ήλων στη διατομή
$A_d$	το εμβαδό διατομής ήλου

### 9.5.3 Έλεγχος διατμητικών ήλων διαδοκίδας σε κόπωση

Για τον έλεγχο των διατμητικών ήλων σε κόπωση εξετάζεται η σύμμικτη διαδοκίδα με την μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα από τη δράση του φορτίου FLM3. Ο συντελεστής βλάβης  $\lambda_v$  προκύπτει:

$$\lambda_v = 1.55$$

Η μέγιστη και ελάχιστη τέμνουσα προκύπτει:

$$V_{Ed,\max} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,\min} = -72.10 \text{ kN}$$

Δεδομένων των χαρακτηριστικών της σύμμικτης διατομής, το εύρος των διατμητικών τάσεων προκύπτει:

$$\Delta\tau_{E2} = 32.04 \text{ MPa}$$

Για κατηγορία λεπτομέρειας 90, ο έλεγχος των διατμητικών ήλων σε κόπωση προκύπτει:

$$\frac{1.00 \times 32.04}{\frac{90}{1.15}} = 0.31 < 1$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

## 10 Εφέδρανα

### 10.1 Γενικά

Τα εφέδρανα είναι δομικά στοιχεία που χρησιμοποιούνται για τη μεταφορά των φορτίων της ανωδομής στα βάθρα, ενώ παράλληλα επιτρέπουν μετατοπίσεις και στροφές που οφείλονται σε έμμεσες ή άμεσες δράσεις. Στις γέφυρες κρίνεται σημαντική η αποφυγή δυνάμεων που οφείλονται σε καταναγκασμούς συνεπώς είναι απαραίτητη η καλή λειτουργία των εφεδράνων στην παραλαβή οριζόντιων και κατακόρυφων φορτίων και στην ελεύθερη μετακίνηση του καταστρώματος [1].

### 10.2 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα έχουν ορθογωνικό ή κυκλικό σχήμα και αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς (φυσικό ή συνθετικό καουτσούκ) με ενδιάμεσες στρώσεις χαλύβδινων ελασμάτων. Η συνάφεια μεταξύ των δύο υλικών πραγματοποιείται μέσω διαδικασίας βουλκανισμού, ενώ η συντήρησή τους λόγω της μεγάλης ανθεκτικότητάς τους είναι πρακτικά μηδενική.

Στις γέφυρες ένας τύπος ελαστομεταλλικών εφεδράνων που χρησιμοποιείται ευρέως είναι ο C2 όπου οι άνω και κάτω στρώσεις αποτελούνται από χαλύβδινα ελάσματα, συνεπώς μπορούν να εξασφαλίζονται έναντι ολίσθησης και οι δύο πλευρές του. Για την υπό μελέτη γέφυρα επιλέγονται τα εφέδρανα E-Link C2 700x800x275(180). Τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά παρουσιάζονται στον Πίνακα 10.1.

**Πίνακας 10.1** Γεωμετρικά χαρακτηριστικά E-Link C2 700x800x275(180)

<b>E-Link C2 700x800x275(180)</b>	
$\alpha_b$ (mm)	700
$b_b$ (mm)	800
$h_b$ (mm)	275
$T_e$ (mm)	180
$e$ (mm)	2.5
$a$ (mm)	4
$n$	12
$t_i$ (mm)	15
$t_s$ (mm)	8

Τα εφέδρανα τοποθετούνται στα ακρόβαθρα με την μικρή πλευρά στην όψη της γέφυρας ούτως ώστε να ελαχιστοποιείται η επίδραση της διαμήκουσ στροφής.

Η σύνδεση των χαλύβδινων πλακών με στοιχεία από σκυρόδεμα γίνεται με τη βοήθεια διατμητικών ήλων ή αγκυρίων, ενώ η σύνδεση με στοιχεία από χάλυβα επιτυγχάνεται μέσω προεντεταμένων κοχλιών. Τα εφεδρανα τοποθετούνται πάντα οριζόντια συνεπώς στην περίπτωση που το κάτω πέλμα των κύριων δοκών είναι κεκλιμένο η σύνδεση διαμορφώνεται με την ενδιάμεση παρεμβολή σφηνοειδών ελασμάτων μεταξύ του κεκλιμένου πέλματος και της οριζόντιας πλάκας του εφεδράνου.

### 10.3 Σεισμική μόνωση

Η επιλογή των εφεδράνων γίνεται με σκοπό την σεισμική μόνωση της κατασκευής. Η σεισμική μόνωση που προσφέρεται μέσω των εφεδράνων επιτυγχάνεται λόγω της μικρής δυστημσίας του ελαστομερούς που εκφράζεται με την τιμή του μέτρου  $G$ . Με τη χρήση των εφεδράνων αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής και κατά συνέπεια η μείωση των σεισμικών δυνάμεων και η αύξηση των μετακινήσεων.

Η σημαντική μείωση των σεισμικών δυνάμεων λόγω της σεισμικής μόνωσης της κατασκευής δε λαμβάνεται υπόψη με κάποιο συντελεστή ασφαλείας, συνεπώς για την αύξηση της αξιοπιστίας ο EN1998-2 [26] ορίζει ότι ο σχεδιασμός των εφεδράνων και των συνδεόμενων σε αυτά στοιχείων πρέπει να γίνεται για σεισμικές μετακινήσεις αυξημένες κατά 50%.

Για την προσομοίωση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων γίνεται η θεώρηση ακλόνητης στήριξης στην κατακόρυφη διεύθυνση, αφού η ακαμψία  $K_z$  είναι πολύ μεγάλη, ενώ όσον αφορά τις οριζόντιες διευθύνσεις  $x, y$  η προσομοίωση επιτυγχάνεται με ελατήρια σταθεράς  $K$  με τιμή ίση με:

$$K_x = K_y = \frac{A \times G}{T_e} \quad (10.1)$$

όπου:

- $A$  το εμβαδό διατομής του εφεδράνου
- $G$  το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς ( $=0.9\text{MPa}$ )
- $T_e$  το συνολικό ονομαστικό πάχος των στρώσεων ελαστομερούς

Για τη σεισμική ανάλυση η σταθερά ελατηρίου δίνεται από τη σχέση:

$$K_x = K_y = \frac{A \times G_b}{T_e} \quad (10.2)$$

όπου:

$G_b = 1.10 \times G$  το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς για το οποίο λαμβάνεται υπόψη η ταχύτητα φόρτισης.

Ο υπολογισμός των σεισμικών μετακινήσεων και δυνάμεων γίνεται για τιμές του μέτρου διάτμησης  $G_{b,\min}$  και  $G_{b,\max}$  αντίστοιχα. Για το σχεδιασμό των εφεδράνων κρίσιμες είναι οι μέγιστες μετακινήσεις, ενώ οι μέγιστες δυνάμεις χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό των βάρων και των συνδετικών μέσων των εφεδράνων (αγκύρια, ήλοι κλπ).

Για τον υπολογισμό των μετακινήσεων χρησιμοποιούνται οι κατώτερες τιμές των παραμέτρων σχεδιασμού:

$$G_{b,min} = 1.00 \times G_b$$

,ενώ για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων χρησιμοποιούνται οι ανώτερες τιμές των παραμέτρων σχεδιασμού:

$$G_{b,min} = 1.50 \times G_b$$

Από τις ανωτέρω τιμές οι σταθερές των ελατηρίων για κάθε κατάσταση σχεδιασμού παρουσιάζονται στον Πίνακα 10.2.

**Πίνακας 10.2** Σταθερές ελατηρίου για εφεδράνα E-Link C2 700x800x275(180)

<b>E-Link C2 700x800x275(180)</b>	
$K_{eff}$ (kN/m)	2800
$K_{b,min}$ (kN/m)	3080
$K_{b,max}$ (kN/m)	4620

## 10.4 Έλεγχοι εφεδράνων

Ο έλεγχος των εφεδράνων γίνεται για τον σεισμικό συνδυασμό δράσης και τους συνδυασμούς στην ΟΚΑ που περιλαμβάνουν τη δράση του ανέμου και τα οριζόντια φορτία κυκλοφορίας. Για τους συνδυασμούς αυτούς οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται παρουσιάζονται στις επόμενες ενότητες, σύμφωνα με τον EN1337 [27].

### 10.4.1 Έλεγχος παραμορφώσεων

#### Συνολική παραμόρφωση

Η συνολική παραμόρφωση των εφεδράνων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\varepsilon_{t,d} = K_L \times (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{ad}) \leq \frac{7.0}{\gamma_m} \quad (10.3)$$

όπου:

$\varepsilon_{cd}$  η παραμόρφωση λόγω θλίψης

$\varepsilon_{q,d}$  η διατμητική παραμόρφωση

$\varepsilon_{a,d}$  η παραμόρφωση λόγω στροφής

$K_L$  ο συντελεστής που εξαρτάται από τον τύπο του φορτίου (συνιστώμενη τιμή 1.0)

$\gamma_m$  ο συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με 1.00 για συνδυασμούς στην ΟΚΑ και 1.15 για σεισμικούς συνδυασμούς

### Παραμόρφωση λόγω θλίψης

Η παραμόρφωση λόγω θλίψης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1.5 \times F_{z,d}}{G \times A_r \times S} \quad (10.4)$$

όπου:

$F_{z,d}$  η κατακόρυφη θλιπτική δύναμη σχεδιασμού

$G$  το μέτρο διάτμησης ελαστομερούς (συνήθως =0.9MPa)

$A_r$  το μειωμένο εμβαδό διατομής εφεδράνου το οποίο υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A_r = A_1 \times \left(1 - \frac{V_{x,d}}{a'} - \frac{V_{y,d}}{b'}\right) \quad (10.5)$$

$a', b'$  τα πλάτη των χαλύβδινων πλακών

$V_{x,d}, V_{y,d}$  οι μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις των εφεδράνων

$S$  ο συντελεστής σχήματος ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$S = \frac{a' \times b'}{2 \times t_i \times (a' + b')} \quad (10.6)$$

$t_i$  το πάχος κάθε στρώσης του ελαστομερούς

### Διατμητική παραμόρφωση

Η διατμητική παραμόρφωση των εφεδράνων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{V_{xy,d}}{T_q} \quad (10.7)$$

όπου:

$V_{xy,d}$  η συνισταμένη σχετική μετακίνηση σχεδιασμού ( $= \sqrt{v_{x,d}^2 + v_{y,d}^2}$ )

$T_q$  το ονομαστικό πάχος του ελαστομερούς

Σύμφωνα με τον EN1337-3 οι τιμές του λόγου για τη διατμητική παραμόρφωση πρέπει να είναι μικρότερες από 1.0 για στατικούς συνδυασμούς στην ΟΚΑ και 2.0 για σεισμικούς συνδυασμούς.

### Παραμόρφωση λόγω στροφής

Η παραμόρφωση των εφεδράνων λόγω στροφής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{a,d} = \frac{a'^2 \times a_{a,d} + b'^2 \times a_{b,d}}{2 \times n \times t_i^2} \quad (10.8)$$

όπου:

$a_{a,d}$  η γωνία στροφής ως προς το πλάτος  $a$  του εφεδράνου

$a_{b,d}$  η γωνία στροφής ως προς το πλάτος  $b$  του εφεδράνου

#### **10.4.2 Έλεγχος χαλύβδινων πλακών σε εφελκυσμό**

Ο έλεγχος των χαλύβδινων πλακών πραγματοποιείται για τον περιορισμό των εφελκυστικών τάσεων. Το ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος των χαλύβδινων πλακών είναι:

$$t_{s,min} = \frac{K_p \times F_{z,d} \times 2 \times t_i \times K_h \times \gamma_m}{A_r \times f_y} \quad (10.9)$$

όπου:

$K_p$  ο διορθωτικός συντελεστής (=1.3)

$K_h$  συντελεστής ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0 για εφέδρανα χωρίς οπές και 2.0 για εφέδρανα με οπές

$\gamma_m$  επιμέρους συντελεστής ασφαλείας (=1.0)

$f_y$  το όριο διαρροής των χαλύβδινων πλακών

#### **10.4.3 Περιορισμός στροφής ορθογωνικών εφεδράνων**

Για την αποφυγή ανύψωσης των ορθογωνικών εφεδράνων απαραίτητος κρίνεται ο περιορισμός της στροφής τους. Ο έλεγχος που πραγματοποιείται για την ικανοποίηση αυτής της απαίτησης είναι:

$$\frac{F_{z,d} \times n \times t_i}{A_1} \times \left( \frac{1}{5 \times G \times S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{a' \times a_{a,d} + b' \times a_{b,d}}{K_{r,d}} \quad (10.10)$$

όπου:

$E_b$  το μέτρο συμπίεσης του ελαστομερούς (=2GPa)

$K_{r,d}$  ο συντελεστής στροφής (=3)

#### 10.4.4 Έλεγχος ευστάθειας

Για την εξασφάλιση της ευστάθειας των εφεδράνων είναι απαραίτητη η ικανοποίηση της σχέσης:

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \times a' \times G \times S}{3 \times T_e} \quad (10.11)$$

όπου:

$T_e$  το συνολικό πάχος του ελαστομερούς

#### 10.4.5 Διατμητική δύναμη μέσω σύνδεσης

Σε εφέδρανα τύπου C2 δεν απαιτείται έλεγχος ολίσθησης καθώς οι οριζόντιες δυνάμεις που αναπτύσσονται παραλαμβάνονται μέσω διάτμησης. Τα στοιχεία που σχεδιάζονται για την παραλαβή της οριζόντιας δύναμης είναι:

- η συγκόλληση μεταξύ της άνω πλάκας του εφεδράνου και του πέλματος της κύριας δοκού
- οι διατμητικοί ήλοι εντός του τάκου έδρασης του βάρθρου
- οι δίσκοι μεταξύ των εξωτερικών πλακών του εφεδράνου, οι οποίοι επιτρέπουν την εύκολη αντικατάστασή του.

#### 10.5 Έλεγχος εφεδράνων στο σεισμικό συνδυασμό

Για τα εφέδρανα που επιλέγονται, τα μεγέθη σχεδιασμού που προκύπτουν από το συνδυασμό  $G + 0.5\Delta T + E_x + 0.3E_y$  παρουσιάζονται στον Πίνακα 10.3. Όπως αναφέρεται σε προηγούμενη ενότητα, επειδή τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούν σύστημα σεισμικής μόνωσης το οποίο μειώνει σημαντικά τις σεισμικές δράσεις χωρίς η μείωση αυτή να λαμβάνεται υπόψη από κάποιο συντελεστή ασφαλείας, ο σχεδιασμός των εφεδράνων γίνεται με αυξημένες σεισμικές μετακινήσεις κατά 50%.

**Πίνακας 10.3** Μεγέθη σχεδιασμού εφεδράνων (σεισμικός συνδυασμός)

Σεισμικός συνδυασμός ( $G + 0.5 \times \Delta T + E_x + 0.3 \times E_y$ )	
$F_z$ (kN)	4068
$v_{x,d}$ (mm)	184.9
$v_{y,d}$ (mm)	52.5
$a_a$ (mrad)	0.119
$a_b$ (mrad)	0.063

Ο έλεγχος παραμορφώσεων για τα εφέδρανα παρουσιάζεται συνοπτικά στον Πίνακα 10.4.



**Πίνακας 10.4** Έλεγχος παραμορφώσεων (σεισμικός συνδυασμός)

Έλεγχος παραμορφώσεων ( $\epsilon_{t,d}$ )					
Παρ/ση λόγω θλίψης ( $\epsilon_{c,d}$ )		Διατμητική παρ/ση ( $\epsilon_{q,d}$ )		Παρ/ση λόγω στροφής ( $\epsilon_{a,d}$ )	
$A_r(\text{mm}^2)$	365293.2	$v_{xy,d}(\text{mm})$	288.31	$a'(\text{mm})$	692
S	12.31	$T_q(\text{mm})$	180	$b'(\text{mm})$	792
$\epsilon_{c,d}$	1.51	$\epsilon_{q,d}$	$1.60 < 2$	$\epsilon_{a,d}$	0.018
<b>Συνολικές παραμορφώσεις (<math>\epsilon_{t,d}</math>)</b>			<b><math>3.13 &lt; 6.08 - \text{OK}</math></b>		

Από τη σχέση 10.9 το ελάχιστο πάχος των χαλύβδινων πλακών για τον περιορισμό των εφελκυστικών τάσεων προκύπτει:

$$t_{s,\min} = \frac{1.3 \times 3633 \times 2 \times 15 \times 1 \times 1}{337751.2 \times 235} \times 10^3 = 1.85\text{mm} < 2\text{mm} \rightarrow t_{s,\min} = 2\text{mm}$$

Το πάχος των πλακών των εφεδράνων ικανοποιεί την απαίτηση. Από τη σχέση 10.10 με κατάλληλη αντικατάσταση των μεγεθών για τον περιορισμό στροφής προκύπτει:

$$2.63 > 0.044$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται. Όσον αφορά τον έλεγχο ευστάθειας, από τη σχέση 10.11 προκύπτει:

$$11.13 < 28.39$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται. Οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται για το σεισμικό συνδυασμό δράσης λαμβάνοντας υπόψη την ΑΤΠΣ των εφεδράνων είναι:

$$v_{x,G\max} = 165.90 \text{ mm}$$

$$v_{y,G\max} = 46.41 \text{ mm}$$

Οι οριζόντιες δυνάμεις σχεδιασμού που προκύπτουν για τις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις είναι:

$$F_{x,Ed} = 4068 \times 0.166 = 675.28 \text{ kN}$$

$$F_{y,Ed} = 4068 \times 0.046 = 187.13 \text{ kN}$$

## 10.6 Έλεγχος εφεδράνων στην ΟΚΑ

Ο έλεγχος των εφεδράνων στην ΟΚΑ γίνεται για τους συνδυασμούς δράσης που περιλαμβάνουν τη δράση του ανέμου, τα οριζόντια φορτία κυκλοφορίας και τις θερμοκρασιακές μεταβολές. Πιο συγκεκριμένα για τον συνδυασμό δράσης  $1.35G + 1.35Q + 0.9W$  τα μεγέθη σχεδιασμού που προκύπτουν παρουσιάζονται στον Πίνακα 10.5.

**Πίνακας 10.5** Μεγέθη σχεδιασμού εφεδράνων (σεισμικός συνδυασμός)

ΟΚΑ (1.35G + 1.35Q + 0.9W)	
$F_z$ (kN)	7101
$v_{y,d}$ (mm)	89.1
$a_b$ (mrad)	0.31

Ο έλεγχος παραμορφώσεων για τα εφείδρανα παρουσιάζεται συνοπτικά στον Πίνακα 10.6.

**Πίνακας 10.6** Έλεγχος παραμορφώσεων (ΟΚΑ)

Έλεγχος παραμορφώσεων ( $\epsilon_{t,d}$ )					
Παρ/ση λόγω θλίψης ( $\epsilon_{c,d}$ )		Διατμητική παρ/ση ( $\epsilon_{q,d}$ )		Παρ/ση λόγω στροφής ( $\epsilon_{\alpha,d}$ )	
$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	486406,80	$v_{xy,d}$ (mm)	89.1	$a_a$ (mrad)	0.31
S	12.31	$T_q$ (mm)	180	$a_b$ (mrad)	0
$\epsilon_{c,d}$	1.98	$\epsilon_{q,d}$	$0.50 < 1$	$\epsilon_{\alpha,d}$	0.027
<b>Συνολικές παραμορφώσεις (<math>\epsilon_{t,d}</math>)</b>			<b><math>2.50 &lt; 6.08 - OK</math></b>		

Από τη σχέση 10.9 το ελάχιστο πάχος των χαλύβδινων πλακών για τον περιορισμό των εφελκυστικών τάσεων προκύπτει:

$$t_{s,min} = \frac{1.3 \times 7101 \times 2 \times 15 \times 1 \times 1}{337751.2 \times 235} \times 10^3 = 1.94 \text{ mm} < 2 \text{ mm} \rightarrow t_{s,min} = 2 \text{ mm}$$

Το πάχος των πλακών των εφεδράνων ικανοποιεί την απαίτηση. Από τη σχέση 10.10 με κατάλληλη αντικατάσταση των μεγεθών για τον περιορισμό στροφής προκύπτει:

$$4.58 > 0.07$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται. Όσον αφορά τον έλεγχο ευστάθειας από τη σχέση 10.11 προκύπτει:

$$14.59 < 28.39$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται. Όμοιος έλεγχος πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τον συνδυασμό δράσης ΟΚΑ με το οριζόντιο φορτίο κυκλοφορίας καθώς αποτελεί το κρίσιμο, κατά την οριζόντια έννοια, διάμηκες φορτίο της γέφυρας. Η μετακίνηση λόγω των φορτίων πέδησης/ επιτάχυνσης στα εφεδράνα είναι:

$$v_{x,d} = \frac{Q_{1,k}}{K_{dir,stat}} = \frac{450 \times 10^3}{11200} = 40.17\text{mm/εφεδράνο}$$

Λαμβάνοντας υπόψη τη γεωμετρία του εφεδράνου και τους ανωτέρω ελέγχους για τον στατικό συνδυασμό με το φορτίο ανέμου οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

# 11 Συνδέσεις χαλύβδινων στοιχείων

## 11.1 Γενικά

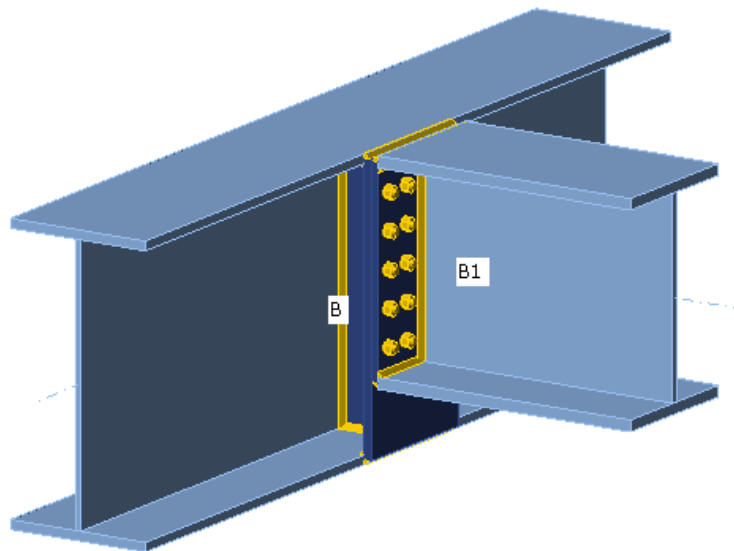
Η μελέτη των συνδέσεων στοιχείων σε μία μεταλλική κατασκευή είναι απαραίτητη για την ομαλή λειτουργία και την εξασφάλιση της αντοχής της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού. Για την υπό μελέτη κατασκευή ο σχεδιασμός των συνδέσεων γίνεται με το πρόγραμμα IDEA STATICA και οι συνδέσεις που μελετώνται είναι η σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας, η πλήρης αποκατάσταση της συνέχειας κύριων δοκών και η τυπική σύνδεση αναρτήρα.

## 11.2 Σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας

### 11.2.1 Γεωμετρία σύνδεσης

Η σύνδεση των διαδοκίδων με τις κύριες δοκούς (ελκυστήρες) διαμορφώνεται από απλή σύνδεση τέμνουσας. Για τη διαμόρφωση της σύνδεσης συγκολλάται μετωπική πλάκα μεταξύ των πελμάτων της κύριας δοκού, ενώ για την αύξηση της δυσκαμψίας του κόμβου σύνδεσης συγκολλάται κατάλληλα ένας εγκάρσιος σύνδεσμος (stiffener) μεταξύ του κορμού της κύριας δοκού και της μετωπικής πλάκας. Στην διαδοκίδα αντίστοιχα, συγκολλάται σε κάθε άκρο μία μετωπική πλάκα με κατάλληλα διαμορφωμένες οπές και η επίτευξη της σύνδεσης πραγματοποιείται με την κοχλίωση της με την μετωπική πλάκα της κύριας δοκού.

Οι μετωπικές πλάκες και οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι διαμορφώνονται από ελάσματα πάχους 15mm, ενώ για την κοχλίωση τους χρησιμοποιούνται κοχλίες M24 10.9. Η κατηγορία χάλυβα για τους κοχλίες και τα ελάσματα είναι S355.



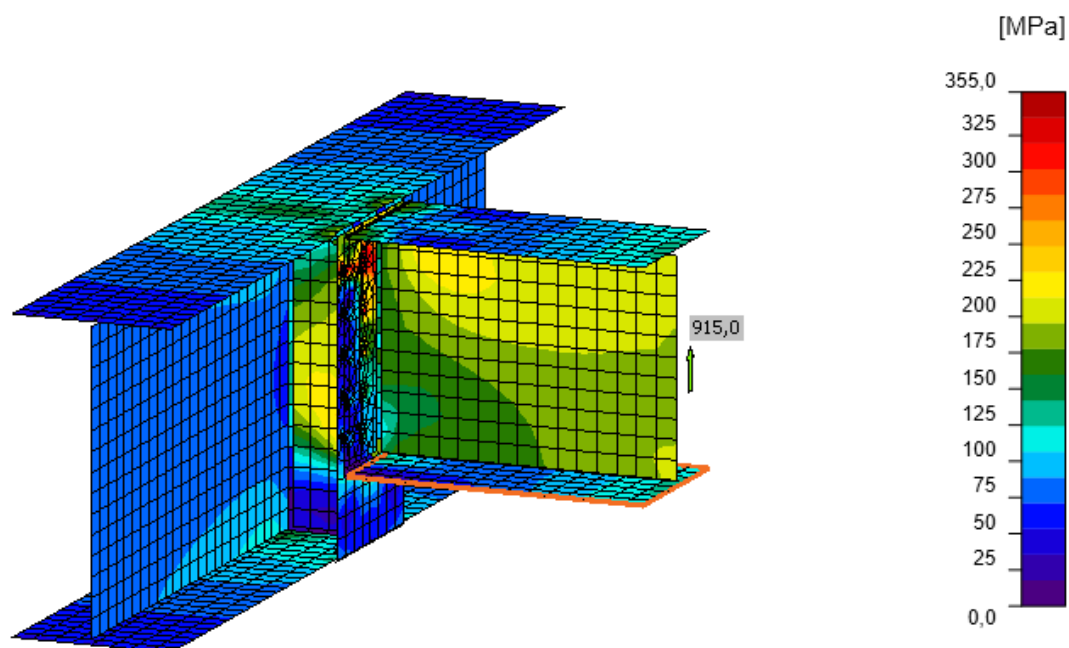
Σχήμα 11.1 Τυπική σύνδεση κύρια δοκού-διαδοκίδας

### 11.2.2 Έλεγχος στην ΟΚΑ

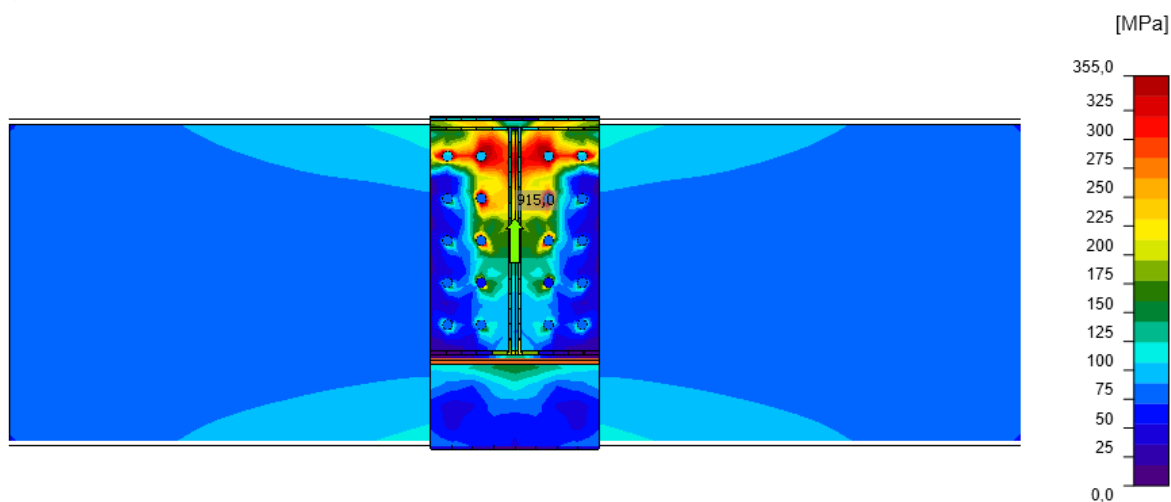
Ο έλεγχος της σύνδεσης πραγματοποιείται για τον συνδυασμό ΟΚΑ που περιλαμβάνει τη θερμοκρασιακή μεταβολή και τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν στο άκρο της κρίσιμης διαδοκίδας είναι:

$$V_z = 915 \text{ kN}$$

Τα λοιπά εντατικά μεγέθη θεωρούνται αμελητέα, συνεπώς δεν λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό. Τα αποτελέσματα από την ανάλυση της σύνδεσης παρουσιάζονται στα Σχήματα 11.2 και 11.3.



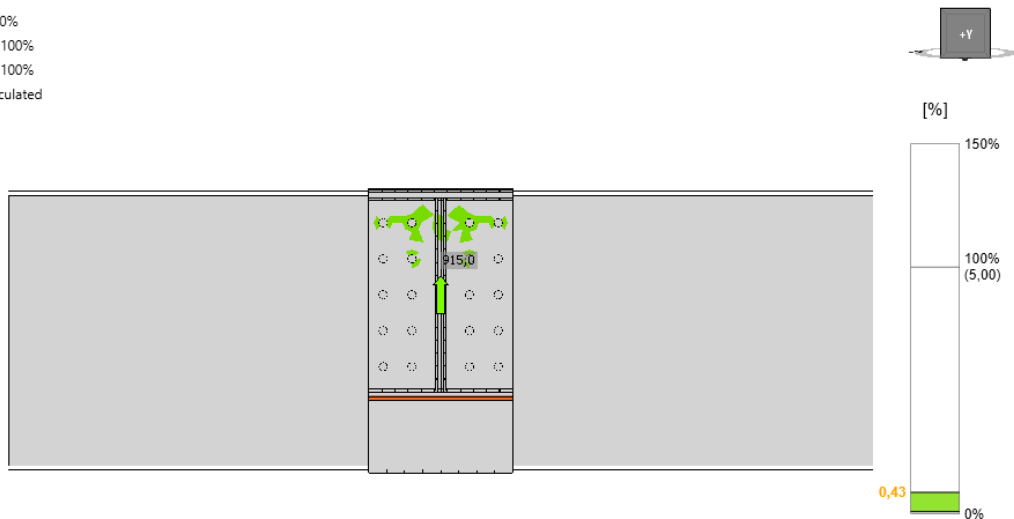
Σχήμα 11.2 Αναπτυσσόμενες τάσεις σύνδεσης για τον κρίσιμο συνδυασμό ΟΚΑ



Σχήμα 11.3 Αναπτυσσόμενες τάσεις σύνδεσης για τον κρίσιμο συνδυασμό ΟΚΑ (Όψη)

Από την ανάλυση, γίνεται αντιληπτό ότι η δρώσα τέμνουσα προκαλεί εφελκυσμό στην εσωτερική σειρά των κοχλιών και στον πρώτο κοχλία της εξωτερικής σειράς που είναι κοντά στο άνω πέλμα. Οι υπόλοιποι κοχλίες της εξωτερικής σειράς δεν καταπονούνται σε εφελκυσμό αλλά σε διάτμηση καθώς η μετωπική πλάκα παραμένει πρακτικά ευθύγραμμη.

Analysis	✓	100,0%
Plates	✓	0,4 < 5,0%
Bolts	✓	83,5 < 100%
Welds	✓	85,2 < 100%
Buckling		Not calculated

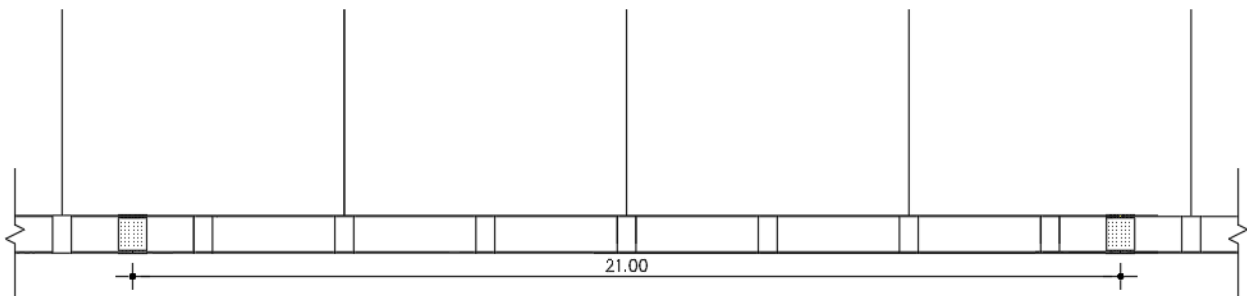


Σχήμα 11.4 Πλαστικοποίηση σύνδεσης

### 11.3 Αποκατάσταση συνέχειας κύριας δοκού

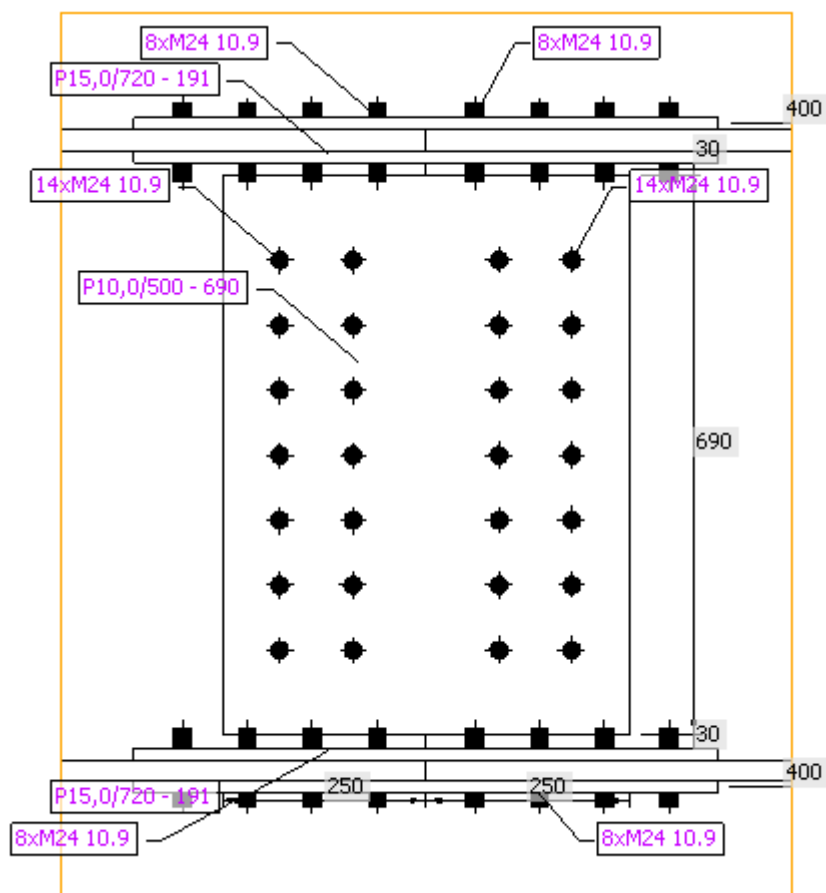
#### 11.3.1 Γεωμετρία σύνδεσης

Οι κύριες δοκοί της γέφυρας έχουν συνολικό μήκος 60m και αποτελούνται από τμήματα επιμέρους δοκών μικρότερου μήκους τα οποία συνδέονται σε κατάλληλες θέσεις με συνδέσεις πλήρους αντοχής. Η αποκατάσταση της συνέχειας των δοκών γίνεται σε θέσεις όπου δεν συναντώνται τοπικές καταπονήσεις λόγω σημειακών δυνάμεων (αναρτήρες) ή συνδέσεις με τις διαδοκίδες. Για την υπό μελέτη κατασκευή οι κύριες δοκοί κατασκευάζονται με τη σύνδεση τριών τμημάτων μήκους 20+21+20 μέτρων.



Σχήμα 11.5 Αποκατάσταση συνέχειας κύριων δοκών (κεντρικό τμήμα)

Για τη διαμόρφωση της σύνδεσης πλήρους αντοχής χρησιμοποιούνται ελάσματα που τοποθετούνται στα πέλματα και τους κορμούς των επιμέρους δοκών και κοχλιώνονται κατάλληλα μεταξύ τους. Η παραλαβή και μεταφορά της έντασης μεταξύ των δοκών γίνεται μέσω των κοχλιών και κατά συνέπεια των ελασμάτων συνεπώς κρίνεται επιθυμητή, κατά το σχεδιασμό, η επιλογή πάχους ελασμάτων κοντά στο πάχος των πελμάτων και του κορμού. Συνεπώς, για την αποκατάσταση της συνέχειας των κύριων δοκών τοποθετούνται διπλές συνδεόμενες πλάκες πάχους 15mm στο άνω και κάτω πέλμα και αντίστοιχα 10mm σε κάθε πλευρά του κορμού. Η ακριβής γεωμετρία των ελασμάτων παρουσιάζεται στο Σχήμα 11.6.



**Σχήμα 11.6** Γεωμετρία σύνδεσης (πλάγια όψη)

Οι κοχλίες που τοποθετούνται στα πέλματα των δοκών βοηθούν στη μεταφορά της αναπτυσσόμενης ροπής και αξονικής δύναμης, ενώ οι τοποθετούμενοι κοχλίες στον κορμό των δοκών στη μεταφορά τέμνουσας και ενός τμήματος της ροπής λόγω του ύψους του κορμού. Οι κοχλίες που χρησιμοποιούνται για την τυπική αποκατάσταση της συνέχειας των δοκών είναι M24 10.9. Η κατηγορία χάλυβα για τους κοχλίες και τα ελάσματα είναι S355.

### 11.3.2 Έλεγχος στην ΟΚΑ

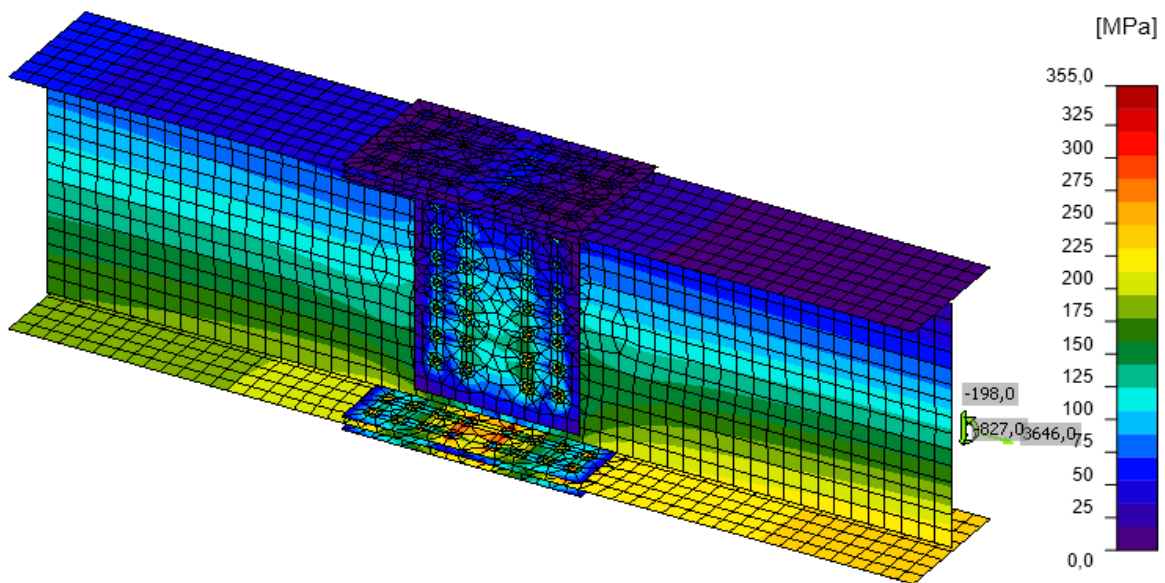
Ο έλεγχος της σύνδεσης πραγματοποιείται για τον συνδυασμό ΟΚΑ που περιλαμβάνει τη θερμοκρασιακή μεταβολή και τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν κατά απόλυτη τιμή στην κύρια δοκό στη θέση  $x = 20\text{m}$  είναι:

$$N = 3646 \text{ kN}$$

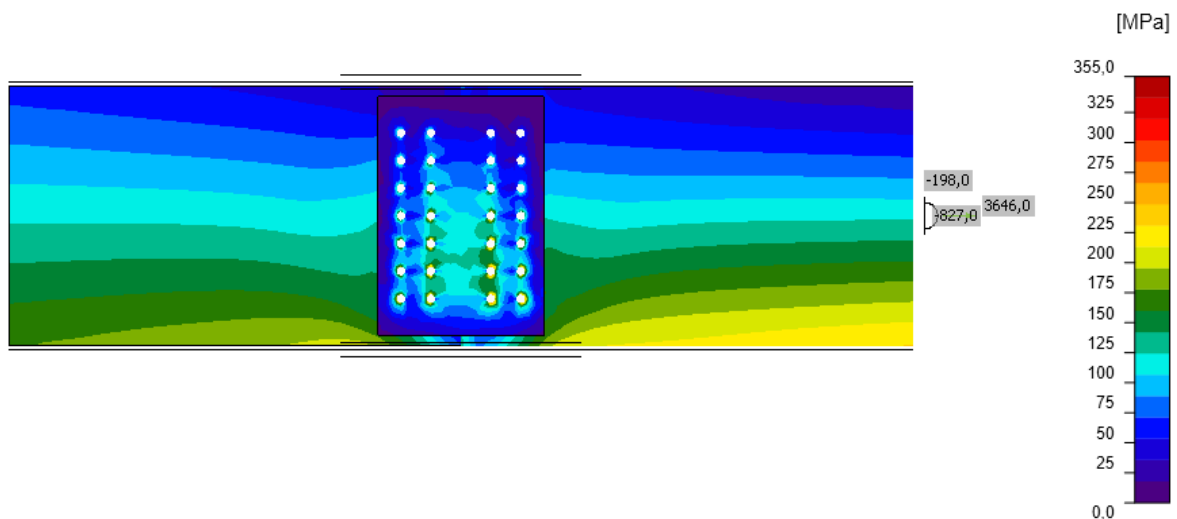
$$V_z = 198 \text{ kN}$$

$$M_y = 827 \text{ kNm}$$

Τα λοιπά εντατικά μεγέθη θεωρούνται αμελητέα συνεπώς δεν λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό. Τα αποτελέσματα από την ανάλυση της σύνδεσης παρουσιάζονται στα Σχήματα 11.7 και 11.8.



Σχήμα 11.7 Αναπτυσσόμενες τάσεις σύνδεσης για τον κρίσιμο συνδυασμό ΟΚΑ



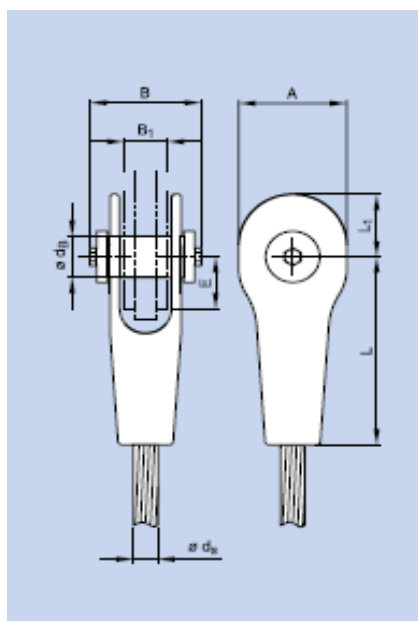
Σχήμα 11.8 Αναπτυσσόμενες τάσεις σύνδεσης για τον κρίσιμο συνδυασμό ΟΚΑ (πλάγια όψη)



## 11.4 Σύνδεση αναρτήρα

### 11.4.1 Γεωμετρία σύνδεσης

Οι αναρτήρες συνδέονται στα τόξα και στις κύριες δοκούς μέσω πείρων και ελασμάτων σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1993-1-8 [10]. Για την υπό μελέτη γέφυρα επιλέγονται τυποποιημένες εργοστασιακές συνδέσεις που αντιστοιχούν στην κατηγορία των επιλεγόμενων αναρτήρων. Πιο συγκεκριμένα, για full locked coil ropes κατηγορίας διατομής PV 360 επιλέγεται η αντίστοιχη σύνδεση PV 360 TYPE 802 με γεωμετρικά χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στο Σχήμα 11.9.



Διαστάσεις(mm)	
A	250
B	251
B <sub>min</sub>	110
B <sub>max</sub>	118
d <sub>B</sub>	98
L <sub>1</sub>	153
L	465
d <sub>s</sub>	60

Σχήμα 11.9 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης

Από τα χαρακτηριστικά της επιλεγθείσας σύνδεσης γίνεται αντιληπτό ότι το ελάχιστο πάχος του ελάσματος μπορεί να είναι 110mm, συνεπώς επιλέγεται το πάχος αυτό και διαμορφώνεται από χάλυβα κατηγορίας S355.

### 11.4.2 Έλεγχος πείρων στις οριακές καταστάσεις

Η αντοχή των πείρων σε θλίψη άντυγας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{b,Rd} = \frac{1.5 \times t \times d \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (11.1)$$

Για αντικαταστάσιμους πείρους η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσης υπολογίζεται και από τη σχέση:

$$F_{b,ser,Rd} = \frac{0.6 \times t \times d \times f_y}{\gamma_{ser}} \quad (11.2)$$

Η αντοχή των πείρων σε διάτμηση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{v,Rd} = n \times \left( 0.6 \times \frac{A \times f_{up}}{\gamma_{M2}} \right) \quad (11.3)$$

Η μέγιστη δρώσα αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στους αναρτήρες στην ΟΚΑ τον συνδυασμό δράσης που περιλαμβάνει τον άνεμο είναι:

$$T_{max,uls} = 1582 \text{ kN}$$

και αντίστοιχα η μέγιστη αξονική δύναμη για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό είναι:

$$T_{max,sls} = 1174 \text{ kN}$$

Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται για την κρίσιμη σύνδεση παρουσιάζονται στον Πίνακα 11.1.

**Πίνακας 11.1** Έλεγχος κρίσιμης σύνδεσης αναρτήρα

Έλεγχοι στην ΟΚΑ		Έλεγχοι στην ΟΚΑ	
$F_{b,Rd}$ (kN)	8083.35		
$F_{v,Rd}$ (kN)	14358.84	$F_{b,ser,Rd}$ (kN)	3233.341
$T_{max,uls}$ (kN)	1582	$T_{max,sls}$ (kN)	1174
<b>Έλεγχος</b>	<b>OK- 19.57%</b>	<b>Έλεγχος</b>	<b>OK- 36.31%</b>

## 12 Προμέτρηση

Για την κοστολόγηση της κατασκευής γίνεται η θεώρηση ότι ο δομικός χάλυβας κοστίζει 2000€/tn, τιμή στην οποία περιλαμβάνονται οι κοπές η επεξεργασία κλπ. Αντίστοιχα θεωρείται ότι το σκυρόδεμα κοστίζει 250 €/m<sup>3</sup>, τιμή στην οποία περιλαμβάνονται η προμήθεια, η μεταφορά ή σκυροδέτηση και ο χάλυβας οπλισμού. Η ποσότητα χάλυβα και η εκτιμώμενη κοστολόγηση παρουσιάζεται στον Πίνακα 12.1.

**Πίνακας 12.1** Προμέτρηση και εκτιμώμενη κοστολόγηση δομικού χάλυβα κατασκευής

Δομικό στοιχείο	W(tn)	Κόστος(€)
Ελκυστήρες	32.38	64762.50
Διαδοκίδες	98.95	197909.00
Τόξα	91.32	182648.10
Οριζόντιοι αντιανέμοι σύνδεσμοι τόξων (CHS 508/16)	5.97	11943.93
Οριζόντιοι αντιανέμοι σύνδεσμοι τόξων (CHS 323.9/12.5)	4.27	8533.11
Χιαστί αντιανέμοι σύνδεσμοι τόξων (CHS 323.9/12.5)	9.59	19181.58
Αναρτήρες	4.46	8925.07
<b>Σύνολο</b>	<b>246.95</b>	<b>493903.30</b>
<b>Βάρος χάλυβα (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>242.11</b>	

Αντίστοιχα για την πλάκα του καταστρώματος, η ποσότητα σκυροδέματος και το εκτιμώμενο κόστος παρουσιάζονται στον Πίνακα 12.2.

**Πίνακας 12.2** Προμέτρηση και εκτιμώμενη κοστολόγηση σκυροδέματος της πλάκας κατ/τος

Πλάκα καταστρώματος	
$\gamma_c$ (kN/m <sup>3</sup> )	25
A(m <sup>2</sup> )	1020
$h_c$ (m)	0.3
W (kg/m <sup>3</sup> )	225
Κόστος(€)	76500

## 13 Συμπεράσματα

Η μελέτη τοξωτών γεφυρών αποτελεί μία σύνθετη διαδικασία καθώς για τον ορθό σχεδιασμό ο μελετητής είναι απαραίτητο να λάβει υπόψη όλες τις παραμέτρους σχεδιασμού, τις φορτιστικές καταστάσεις και τις φάσεις κατασκευής ούτως ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις αντοχής και λειτουργικότητας για όλες τις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας.

Ο σχεδιασμός της γέφυρας με κεκλιμένα τόξα αυξάνει μεν την αισθητική του έργου και την συνολική δυσκαμψία των τόξων αλλά δυσχεραίνει τον τρόπο κατασκευής καθώς η τοποθέτηση και συναρμολόγηση των επιμέρους σπονδύλων γίνεται χωρικά. Πέραν αυτού, οι κεκλιμένοι αναρτήρες εισάγουν θλιπτική δύναμη στο κατάστρωμα η οποία θα μπορούσε να αποφευχθεί με τον σχεδιασμό κατακόρυφων τόξων.

Η γέφυρα διαμορφώνεται με το σύστημα τόξου-ελκυστήρα συνεπώς σχεδιάζεται ανεξάρτητα από την υποδομή καθώς αποτελεί ισοστατικό σύστημα το οποίο μονώνεται σεισμικά με την τοποθέτηση ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Η τοποθέτηση εφεδράνων έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, ενώ η επιλογή του κατάλληλου τύπου εφεδράνων έχει ως αποτέλεσμα τον περιορισμό των σεισμικών μετακινήσεων.

Ο οικονομικότερος σχεδιασμός της κατασκευής επιτυγχάνεται με την εκμετάλλευση της πλαστικότητας των μελών στην ΟΚΑ. Από την ανάλυση στην ΟΚΑ η εκμετάλλευση της πλαστικότητας των διατομών είναι μικρή καθώς πολλά στοιχεία δεν ξεπερνούν το όριο διαρροής τους. Παρόλα αυτά, λόγω των γεωμετρικών απαιτήσεων, των φάσεων κατασκευής και της ανάγκης περιορισμού ανάπτυξης τάσεων στην ΟΚΑ δεν επιλέγονται μικρότερες διατομές.

Ο έλεγχος των τόξων σε εκτός επιπέδου λυγισμό αποτελεί τον κρισιμότερο έλεγχο της κατασκευής καθώς η αξιοποίηση της επάρκειας της διατομής φτάνει στο 92%. Από τη γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού στα τόξα δεν πραγματοποιείται ανάλυση 2<sup>ης</sup> τάξης καθώς ο συντελεστής  $\alpha_{crit}$  για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή εντός επιπέδου λυγισμού είναι μεγαλύτερος από 10.

Η επιλογή της κατάλληλης διαμέτρου και δύναμης προέντασης των αναρτήρων γίνεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας με σκοπό την εξασφάλιση της απαιτούμενης δυσκαμψίας τους, ενώ η επιλογή των θέσεων τους στην κατασκευή γίνεται με σκοπό τον περιορισμό ανάπτυξης σημαντικών βυθίσεων και ροπών στους ελκυστήρες.

## 14 Βιβλιογραφία

### Βιβλία

1. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π. (2016). «Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. (2018). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα. 4η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος II». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
5. Σταυρίδης Λ. Θ. (2008). «Στατική των δομικών φορέων. Μια βασική προσέγγιση στη φέρουσα συμπεριφορά και το σχεδιασμό τους. Μέρος Α': Φέρουσα λειτουργία στο επίπεδο». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
6. Vayas I., Pliopoulos A. (2014), «Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes». Athens.

### Τεχνικές εκθέσεις

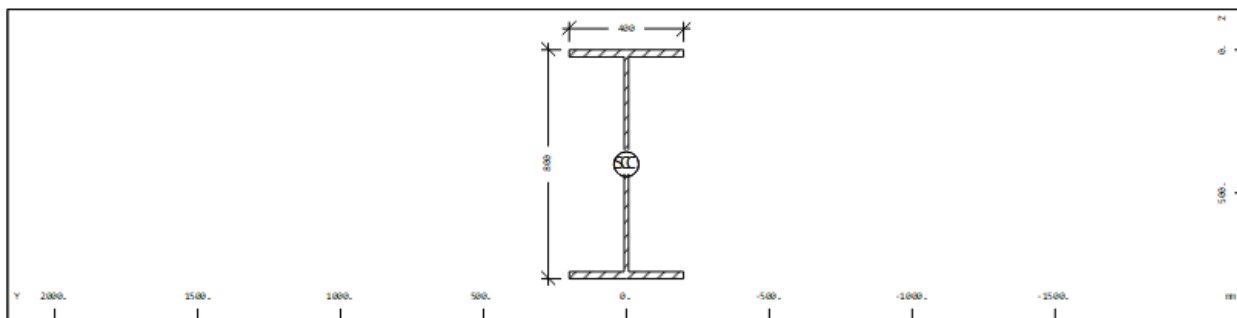
7. Σταθόπουλος Κ., Θανόπουλος Π., Κοτσανόπουλος Π., Σπυρόπουλος Ι, Βλάχος Σ., Σταθόπουλος Σ. (2014). «Σχεδιασμός τοξωτής γέφυρας Τσακώνας». Conference paper.
8. Λουκάτος Ν., Τζανέτος Ν., Ξυπολιτίδης Ε. «Μεταλλική τοξωτή σιδ/μική γέφυρα με σύμμικτες προσβάσεις». Conference paper

### Κανονισμοί

9. DIN-FB 101, «Δράσεις σε γέφυρες, 2003.
10. DIN-FB 102, «Γέφυρες από σκυρόδεμα, 2003.
11. DIN-FB 103, «Χαλύβδινες γέφυρες, 2003.
12. DIN-FB 104, «Σύμμικτες γέφυρες, 2003.
13. EN 1990, Ευρωκώδικας 0, «Βάσεις σχεδιασμού», CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
14. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κατασκευές, CEN, Απρίλιος 2002.
15. EN 1991-2, Ευρωκώδικας 1, «Δράσεις σε κατασκευές», Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Νοέμβριος 2002.

16. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
17. EN 1991-1-5, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-5: Γενικές δράσεις-Θερμοκρασιακές δράσεις, CEN, Ιούλιος 2003.
18. EN 1992-2, Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα», Μέρος 2-2: Γέφυρες από σκυρόδεμα-Κανόνες σχεδιασμού και λεπτομερειών, CEN, Απρίλιος 2005.
19. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004.
20. EN 1993-1-2, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-2: Σχεδιασμός γεφυρών από χάλυβα, CEN, Ιανουάριος 2006.
21. EN 1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός συνδέσεων, CEN, Απρίλιος 2004.
22. EN 1993-1-9, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-9: Κόπωση, CEN, Απρίλιος 2005.
23. EN 1993-1-11, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-11: Σχεδιασμός κατασκευών με εφελκύμενα μέλη, CEN, Ιανουάριος 2006.
24. EN 1994-2: Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός συμμίκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 2 «Γενικοί κανόνες και κανόνες για γέφυρες», CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005.
25. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
26. EN 1998-2, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Ιούλιος 2005.
27. EN 1337, Βρετανικός Κανονισμός, «Εφέδρανα», Μέρος 3: Ελαστομεταλλικά εφέδρανα, Μάρτιος 2005.
28. «Οδηγίες μελετών οδικών έργων (ΟΜΟΕ), Τεύχος 2: Διατομές (ΟΜΟΕ-Δ). Υπουργείο Ανάπτυξης, Ανταγωνιστικότητας, Υποδομών, Μεταφορών και Δικτύων, Ελληνική Δημοκρατία, Αθήνα, Ιανουάριος 2001.

## Παράρτημα Α.: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομών



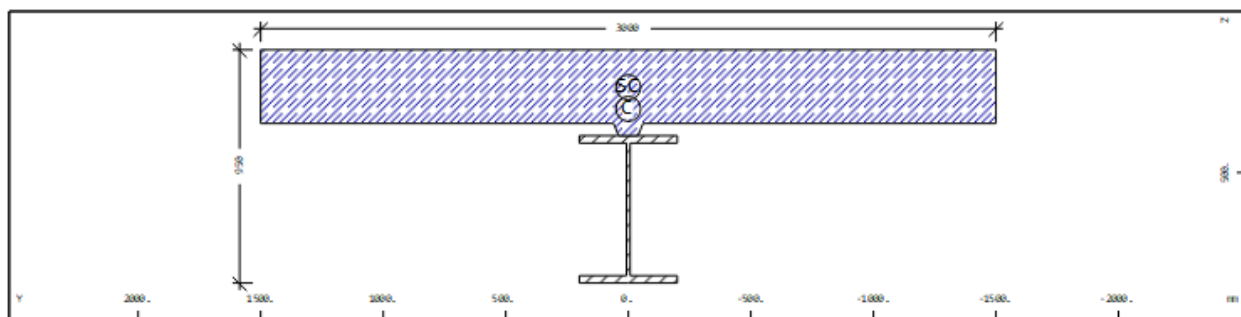
Cross section No. 1

### Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MRf	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
1	3.1250E-02	1.683E-02	3.532E-03	0.0	0.0	210000	269.8	
	4.975E-06	1.135E-02	2.669E-04	400.0	400.0	80769	(BEAM)	

Mat material number  
 A[m<sup>2</sup>] sectional area  
 Ay[m<sup>2</sup>],Az[m<sup>2</sup>],Ayz[m<sup>2</sup>] transverse shear deformation area  
 Iy[m<sup>4</sup>],Iz[m<sup>4</sup>],Iyz[m<sup>4</sup>] bending moment of inertia  
 I-1[m<sup>4</sup>],I-2[m<sup>4</sup>],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m<sup>4</sup>] torsional moment of inertia  
 G[N/mm<sup>2</sup>] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm<sup>2</sup>] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

Σχήμα 1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής ελκυστήρων



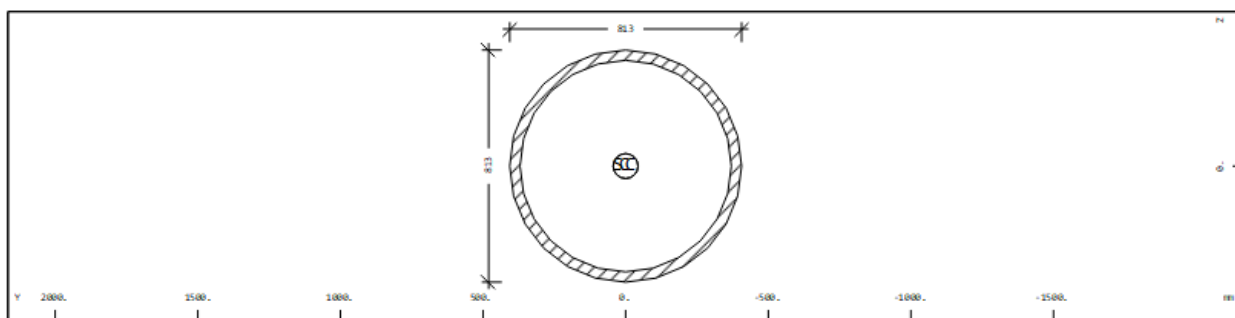
Cross section No. 2

### Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MRf	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
7	1.7896E-01	1.332E-01	9.828E-03	0.0	0.0	210000	277.2	1.0999E-01
	1.000E-13	1.646E-02	1.0999E-01	240.5	152.7	80769	(BEAM)	9.828E-03

Mat material number  
 A[m<sup>2</sup>] sectional area  
 Ay[m<sup>2</sup>],Az[m<sup>2</sup>],Ayz[m<sup>2</sup>] transverse shear deformation area  
 Iy[m<sup>4</sup>],Iz[m<sup>4</sup>],Iyz[m<sup>4</sup>] bending moment of inertia  
 I-1[m<sup>4</sup>],I-2[m<sup>4</sup>],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m<sup>4</sup>] torsional moment of inertia  
 G[N/mm<sup>2</sup>] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm<sup>2</sup>] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

Σχήμα 2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύμμικτης διατομής (εγκάρσιες δοκοί)



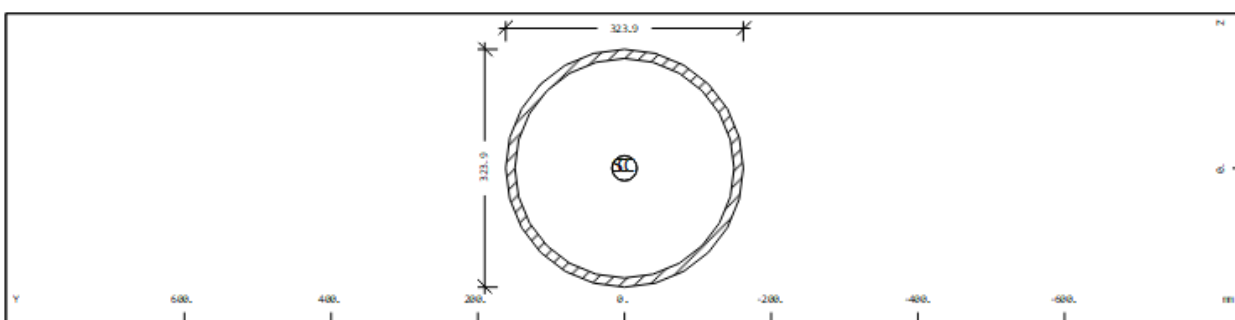
Cross section No. 3 - Arch beams

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha$ [°]
1	8.7877E-02	4.553E-02	6.646E-03	0.0	0.0	210000	758.8	
	1.329E-02	4.553E-02	6.646E-03	0.0	0.0	80769	(COMPR)	

Mat material number  
 A[m2] sectional area  
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area  
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia  
 I-1[m4],I-2[m4], $\alpha$ [°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m4] torsional moment of inertia  
 G[N/mm2] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm2] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

Σχήμα 3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής τόξων



Cross section No. 6 - Wind bracings

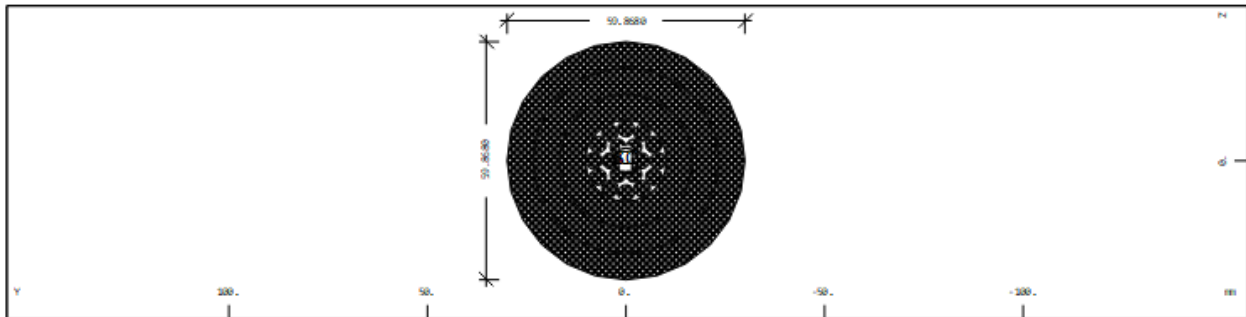
Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha$ [°]
7	1.2229E-02	6.307E-03	1.485E-04	0.0	0.0	210000	105.6	
	2.969E-04	6.307E-03	1.485E-04	0.0	0.0	80769	(COMPR)	

Mat material number  
 A[m2] sectional area  
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area  
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia  
 I-1[m4],I-2[m4], $\alpha$ [°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m4] torsional moment of inertia  
 G[N/mm2] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm2] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

Σχήμα 4 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής αντιανέμων συνδέσμων τόξου





Cross section No. 4 - Cables

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha$ [°]
4	2.4595E-03		5.534E-07	0.0	0.0	160000	22.0	
	0.0000E+00		5.534E-07	0.0	0.0	61538	(CABLE)	

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[N/mm2]	Young's modulus
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia	g[kg/m]	weight per length
I-1[m4],I-2[m4], $\alpha$ [°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[N/mm2]	Shear modulus		

Σχήμα 5 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής αναρτήρων